

# JTG

中华人民共和国行业标准

JTG D70—2004

---

## 公路隧道设计规范

Code for Design of Road Tunnel

2004-07-09 发布

2004-11-01 实施

---

中华人民共和国交通部发布

中华人民共和国行业标准

# 公路隧道设计规范

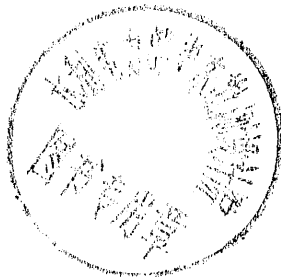
Code for Design of Road Tunnel

JTG D70—2004

主编单位:重庆交通科研设计院

批准部门:中华人民共和国交通部

实施日期:2004年11月01日



T0015316

人民交通出版社

2004·北京

# 关于发布《公路隧道设计规范》 (JTG D70—2004)的公告

## 第 19 号

现发布《公路隧道设计规范》(JTG D70—2004),自 2004 年 11 月 1 日起实行,原《公路隧道设计规范》(JTJ 026—90)同时废止。

《公路隧道设计规范》(JTG D70—2004)中第 1.0.3、1.0.5、1.0.6、1.0.7、3.1.1、3.1.3、7.1.2、8.1.2、10.1.1、15.1.1、15.1.2、16.1.1 条为强制性条文,必须按照国家有关工程建设标准强制性条文的有关规定严格执行。《工程建设标准强制性条文》(公路工程部分)2002 版中关于《公路隧道设计规范》(JTJ 026—90)的强制性条文同时废止。

《公路隧道设计规范》(JTG D70—2004)由重庆交通科研设计院负责编制,规范的管理权和解释权归交通部,日常解释和管理工作的由重庆交通科研设计院负责。

请各有关单位在实践中注意积累资料,总结经验,及时将发现的问题和修改意见函告重庆交通科研设计院(地址:重庆市南岸区五公里,邮政编码:400067),以便修订时参考。

特此公告。

中华人民共和国交通部

二〇〇四年七月九日

## 前 言

《公路隧道设计规范》(JTJ 026)自 1990 年 12 月 1 日发布实施以来,对推进我国公路隧道工程科技进步和规范其设计行为均起到了积极的作用。但是,随着我国近十多年来隧道建设实践经验的积累和技术进步,该规范当时所依托的技术已有相当一部分较为陈旧,许多规定已明显落后于工程实际,极不适应当前隧道建设的需要,因此需要对该规范进行全面修订。为此,交通部以交公路发[1999]82 号文下达了修订《公路隧道设计规范》的决定。根据该文通知,重庆交通科研设计院为修订工作主编单位,浙江省交通规划设计研究院、同济大学、中交第一公路勘察设计研究院、重庆交通学院为参编单位,并邀请有关技术专家组成《公路隧道设计规范》修订编制组。

在编制过程中,编制组对全国已建和在建的公路隧道进行了较广泛的调查研究,搜集并分析了大量设计文件、工程报告、营运管理报告,就有关专题进行了研究,并听取了全国有关设计院和专家的意见。考虑到我国公路隧道技术起步较晚,其经验和基础性工作不足,因此在我国经验的基础上又采用或借鉴了国外公路隧道的成功经验和先进技术。

本规范修订内容以高速公路隧道和一、二级公路隧道为主,同时也考虑到低等级公路隧道的需要,体现了高速公路隧道与一般公路隧道相结合;在技术上,既采纳了成熟的新理论、新方法、新材料,又考虑到我国目前的技术现状,保留了一部分当前实用的较传统技术。本规范各条文的规定均以可靠的技术依据和较成熟的经验为基础,对于一些目前我国没有实践经验或不够成熟的技术内容没有纳入或仅作出原则性的规定。

修订中,充分考虑了与其它相关标准、规范的协调性,并保持一致。同时,在全面修订的原则下,尽量按原规范的风格编排撰写。本次修订的重点为隧道调查、围岩分级、总体设计、喷锚支护与衬砌、洞口段工程、结构计算、特殊构造设计、特殊地质地段设计等,并增加了三车道隧道、连拱隧道和小净距隧道等内容。本规范主要由总则、隧道调查及围岩分级、总体设计、建筑材料、荷载、洞口与洞门、衬砌结构、结构计算、防水与排水、小净距及连拱隧道、辅助通道、辅助工程、特殊地质地段、路基与路面、机电及其它设施等内容组成。

本规范由重庆交通科研设计院负责解释工作。为使本规范更能符合我国公路建设的实际情况,请各有关单位在执行过程中将发现的问题和意见及时函告重庆交通科研设计院(地址:重庆市南岸区五公里,邮编:400067)。



主 编 单 位:重庆交通科研设计院

参 编 单 位:浙江省交通规划设计研究院

同济大学

中交第一公路勘察设计研究院

重庆交通学院

主要起草人:蒋树屏 杨林德 刘 伟 何林生 程崇国 吴德兴

王华牢 赵明阶 王晓雯 李 勇 王石春 黄伦海

# 目次

<b>1 总则</b>	1
<b>2 主要术语与符号</b>	3
2.1 术语	3
2.2 符号	5
<b>3 隧道调查及围岩分级</b>	7
3.1 一般规定	7
3.2 资料搜集	7
3.3 地形与地质调查	8
3.4 气象调查	9
3.5 工程环境调查	10
3.6 围岩分级	10
<b>4 总体设计</b>	14
4.1 一般规定	14
4.2 隧道位置选择	14
4.3 隧道线形设计	15
4.4 隧道横断面设计	17
4.5 施工计划	20
<b>5 建筑材料</b>	21
5.1 一般规定	21
5.2 材料性能	23
<b>6 荷载</b>	28
6.1 一般规定	28
6.2 永久荷载	29
6.3 可变荷载	30
6.4 偶然荷载	30
<b>7 洞口及洞门</b>	31
7.1 一般规定	31
7.2 洞口工程	31
7.3 洞门工程	32
<b>8 衬砌结构设计</b>	33

8.1	一般规定	33
8.2	喷锚衬砌	33
8.3	整体式衬砌	36
8.4	复合式衬砌	36
8.5	明洞衬砌	38
<b>9</b>	<b>结构计算</b>	41
9.1	一般规定	41
9.2	衬砌计算	41
9.3	明洞计算	44
9.4	洞门计算	44
9.5	构造要求	45
<b>10</b>	<b>防水与排水</b>	49
10.1	一般规定	49
10.2	防水	49
10.3	排水	50
10.4	洞口与明洞防排水	51
<b>11</b>	<b>小净距及连拱隧道</b>	52
11.1	小净距隧道	52
11.2	连拱隧道	52
<b>12</b>	<b>辅助通道</b>	54
12.1	一般规定	54
12.2	竖井	55
12.3	斜井	56
12.4	平行导坑与横洞	57
12.5	横通道、风道及地下机房	57
<b>13</b>	<b>辅助工程措施</b>	59
13.1	一般规定	59
13.2	地层稳定措施	59
13.3	涌水处理措施	60
<b>14</b>	<b>特殊地质地段</b>	62
14.1	一般规定	62
14.2	膨胀性围岩	62
14.3	溶洞与采空区	62
14.4	流沙	63
14.5	瓦斯地层	63
14.6	黄土	64
14.7	岩爆	65

<b>15 隧道内路基与路面</b>	66
15.1 一般规定	66
15.2 路基	66
15.3 路面	66
<b>16 机电及其它设施</b>	68
16.1 通风	68
16.2 照明	69
16.3 交通工程	71
16.4 其它设施	72
<b>附录 A 围岩分级有关规定</b>	73
<b>附录 B 隧道标准内轮廓</b>	76
<b>附录 C 型钢特性参数表</b>	78
<b>附录 D 释放荷载的计算方法</b>	84
<b>附录 E 浅埋隧道荷载的计算方法</b>	86
<b>附录 F 偏压隧道衬砌荷载的计算方法</b>	89
<b>附录 G 明洞设计荷载的计算方法</b>	91
<b>附录 H 洞门土压力荷载的计算方法</b>	94
<b>附录 I 荷载结构法</b>	96
<b>附录 J 地层结构法</b>	99
<b>附录 K 钢筋混凝土受弯和受压构件配筋量计算方法</b>	107
<b>附录 L 本规范用词说明</b>	113
<b>附件 《公路隧道设计规范》(JTG D70—2004)条文说明</b>	115
1 总则	117
2 主要术语与符号	121
3 隧道调查及围岩分级	124
4 总体设计	135
5 建筑材料	151
6 荷载	160
7 洞口及洞门	163
8 衬砌结构设计	167
9 结构计算	183
10 防水与排水	190
11 小净距及连拱隧道	199
12 辅助通道	206
13 辅助工程措施	212
14 特殊地质地段	220
15 隧道内路基与路面	228

16 机电及其它设施 .....	238
附录 A 围岩分级有关规定 .....	245

# 1 总则

**1.0.1** 为给山岭公路隧道设计提供技术准则,制定本规范。

**1.0.2** 本规范适用于以钻爆法为主要开挖手段的各级公路双车道隧道,其它形式的公路隧道可参照执行。

**1.0.3** 隧道规划和设计应遵循能充分发挥隧道功能、安全且经济地建设隧道的基本原则。

隧道设计应有完整的勘测、调查资料,综合考虑地形、地质、水文、气象、地震和交通量及其构成,以及营运和施工条件,进行多方案的技术、经济、环保比较,使隧道设计符合安全实用、质量可靠、经济合理、技术先进的要求。

**1.0.4** 公路隧道按其长度可分为四类,如表 1.0.4 所示。

表 1.0.4 公路隧道长度分类

分类	特长隧道	长隧道	中隧道	短隧道
长度(m)	$L > 3\,000$	$3\,000 \geq L > 1\,000$	$1\,000 \geq L > 500$	$L \leq 500$

注:隧道长度系指两端洞门墙墙面与路面的交线同路线中线交点间的距离。

**1.0.5** 隧道主体结构必须按永久性建筑设计,具有规定的强度、稳定性和耐久性;建成的隧道应能适应长期营运的需要,方便维修作业。

**1.0.6** 应加强隧道支护衬砌、防排水、路面等主体结构设计 with 通风、照明、供配电、消防、交通监控等营运设施设计之间的协调,形成合理的综合设计。必要时应对有关的技术问题开展专项设计和研究。

**1.0.7** 隧道土建设计应体现动态设计与信息化施工的思想,制定地质观察和监控量测的总体方案;地质条件复杂的隧道,应制定地质预测方案,以及时评判设计的合理性,调整支护参数和施工方案。通过动态设计使支护结构适应于围岩实际情况,更加安全、经济。

**1.0.8** 隧道设计应贯彻国家有关技术经济政策,积极慎重地采用新技术、新材料、新设备、新工艺。

**1.0.9** 隧道设计必须符合国家有关国土管理、环境保护、水土保持等法规的要求。应注意节约用地,保护农田及水利设施,尽量保护原有植被,妥善处理弃渣和污水。

**1.0.10** 公路隧道设计除应符合本规范外,尚应符合国家现行的有关标准和规范。

## 2 主要术语与符号

### 2.1 术语

#### 2.1.1 公路隧道 road tunnel

供汽车和行人通行的隧道,一般分为汽车专用和汽车与行人混用的隧道。

#### 2.1.2 山岭隧道 mountain tunnel

指贯穿山岭或丘陵的隧道。是相对于城市隧道和水下隧道,表示修建场所不同的名称。

#### 2.1.3 岩石质量指标 Rock Quality Designation(RQD)

指 10cm 以上长度的岩心累计的钻孔长度百分比。

#### 2.1.4 岩体分级 rock mass classification

以土木工程为对象,将岩石集合体(岩体)分成稳定程度不同的若干级别。

#### 2.1.5 环境调查 environmental survey

因修建隧道而对路线周围的环境影响进行的调查。

#### 2.1.6 水文调查 hydrological survey

对隧道工程及周边环境有影响的地表水和地下水所进行的调查。

#### 2.1.7 地质调查 geological survey

为了解岩体或地层的分布、形成年代、风化程度或地质构造等而进行的调查。

#### 2.1.8 隧道涌水 water inflow into tunnel

伴随隧道开挖,从隧道周边围岩流入隧道内的地下水。

#### 2.1.9 荷载 load

指作用于结构物而使结构产生应力的力量。



**2.1.10 围岩压力 surrounding rock pressure**

隧道开挖后,因围岩变形或松散等原因,作用于洞室周边岩体或支护结构上的压力。

**2.1.11 偏压 unsymmetrical pressure**

作用于隧道的压力左右不对称,一侧压力特大的情况;作用于隧道结构上的不对称荷载。

**2.1.12 松散压力 loosening pressure**

指因隧道的开挖爆破、支护的下沉以及衬砌背后的空隙等原因,致使隧道周边的围岩产生松动,以相当于一定高度的围岩重力,作为直接荷载作用于隧道支护和衬砌上的土压。

**2.1.13 新奥法 NATM(New Austrian Tunneling Method)**

新奥法是应用岩体力学的理论,以维护和利用围岩的自承能力为基点,采用锚杆和喷射混凝土为主要支护手段,及时地进行支护,控制围岩的变形和松弛,使围岩成为支护体系的组成部分,并通过对围岩和支护的量测、监控来指导隧道和地下工程设计施工的方法和原则。

**2.1.14 净空断面(内轮廓) inner section**

指隧道衬砌内侧的断面面积、形状。

**2.1.15 洞门 portal**

在隧道的洞口部位,为挡土、坡面防护等而设置的隧道结构物。

**2.1.16 衬砌 lining**

为控制和防止围岩的变形或坍落,确保围岩的稳定,或为处理涌水和漏水,或为隧道的内空整齐或美观等目的,将隧道的周边围岩被覆起来的结构体。

**2.1.17 仰拱 invert**

为改善隧道上部支护结构受力条件而设置在隧道底部的反向拱形结构。

**2.1.18 小净距隧道 neighbourhood tunnel**

指上下行双洞洞壁净距较小,不能按独立双洞考虑的隧道结构。

**2.1.19 连拱隧道 multi-arch tunnel**

指两洞拱部衬砌结构通过中柱相连接的隧道结构。

**2.1.20 竖井 vertical shaft**

为改善营运通风或施工条件而竖向设置的坑道。

**2.1.21 斜井 incline, inclined shaft**

为改善营运通风或施工条件按一定倾斜角度设置的坑道。

**2.1.22 横通道 horizontal adit**

将隧道划分成几个工区进行施工时,为搬入材料和出渣等而设置的大体上接近水平的作业坑道。横通道有时也可用于营运通风。

**2.1.23 超前导坑 advancing drift**

因隧道断面较大或围岩条件复杂等,在开挖中采用全断面法有困难的情况下,往往在隧道的开挖断面内超前开挖小断面的隧道,这种小断面的隧道称为超前导坑。

**2.1.24 通风 ventilation**

将隧道内有害气体排出洞外的一种换气行为。

**2.1.25 照明 lighting**

通过在隧道内设置灯具,达到行车安全所要求的亮度。

**2.2 符号**

$BQ$ ——岩体基本质量指标;

$[BQ]$ ——岩体基本质量指标修正值;

$R_c$ ——岩石单轴饱和抗压强度;

$R_a$ ——混凝土或砌体的抗压强度;

$R_1$ ——混凝土的抗拉极限强度;

$I_{S(50)}$ ——实测的岩石点荷载强度指数;

$K_1$ ——地下水影响修正系数;

$K_2$ ——主要软弱结构面产状影响修正系数;

$K_3$ ——初始应力状态影响修正系数;

$K_v$ ——岩体完整性系数;

$J_v$ ——岩体体积节理数;

$S_n$ ——第  $n$  组节理每米长测线上的条数;

$S_k$ ——每立方米岩体非成组节理条数;

$v_{pm}$ ——岩体弹性纵波速度；  
 $v_{pr}$ ——岩石弹性纵波速度；  
 $\sigma_{max}$ ——垂直洞轴线方向的最大初始应力；  
 $\gamma$ ——围岩重度；  
 $k$ ——弹性抗力系数；  
 $E$ ——变形模量；  
 $\mu$ ——泊松比；  
 $\varphi$ ——计算摩擦角；  
 $B$ ——隧道开挖断面宽度；  
 $W$ ——行车道宽度；  
 $L_L$ ——左侧向宽度；  
 $L_R$ ——右侧向宽度；  
 $L$ ——侧向宽度；  
 $C$ ——余宽；  
 $J$ ——检修道宽度；  
 $h$ ——检修道或人行道高度；  
 $R$ ——人行道宽度；  
 $H$ ——隧道建筑限界高度；  
 $K$ ——围岩弹性抗力系数；  
 $\delta$ ——衬砌位移值；  
 $n$ ——开挖边坡坡率；  
 $m$ ——回填土石面坡率。

## 3 隧道调查及围岩分级

### 3.1 一般规定

**3.1.1** 应根据隧道不同设计阶段的任务、目的和要求,针对公路等级、隧道的特点和规模,确定搜集、调查资料的内容和范围,并认真进行调查、测绘、勘探和试验。调查的资料应齐全、准确,满足设计要求。

**3.1.2** 调查应分施工前调查和施工中调查两个阶段。施工前各阶段的调查内容、范围、精度等应符合相应设计阶段的要求;施工中的调查应及时进行,预报和解决施工中遇到的地质问题,为验证或修改设计、施工提供依据。

**3.1.3** 应根据隧道所通过地区的地形、地质条件,并综合考虑调查的阶段、方法、范围等,编制相应的调查计划。在调查过程中,如发现实际地质情况与预计的情况不符,应及时修正调查计划。

**3.1.4** 围岩分级应采用定性划分和定量相结合的方法综合评判。

### 3.2 资料搜集

**3.2.1** 应全面搜集隧道地区的下列既有资料:

- 1 地形地貌资料、图件,以及有关的遥感与遥测资料;
- 2 工程地质、水文地质特别是自然地质灾害的种类、性质、规模、危害程度等资料,并分析各种灾害与隧道工程的关系;
- 3 地质测绘、勘探资料和各类图件,并对资料的准确性和可能存在的问题进行分析,同时提出调查计划;
- 4 隧道地区的气温、降水、风速和风向等气象资料;
- 5 地震历史、地震动峰值加速度系数等资料;
- 6 沿线地区交通量及其车辆构成情况、矿产资源等;
- 7 有关的法令、法规。

**3.2.2** 搜集社会环境、施工条件和邻近既有工程等资料。

### 3.3 地形与地质调查

#### 3.3.1 隧道调查各阶段的目标、内容及范围可按表 3.3.1 拟定。

表 3.3.1 各阶段调查的目标、内容及范围

阶 段		目 标	内容和方法	范 围
施 工 前	踏 勘	为路线走向比选提供区域地形、地质、环境等基本资料	搜集、分析既有资料及沿路线进行地面踏勘	大于路线可能方案的范围
	初 勘	获取路线所需地形、地质、其它环境资料,为方案比较及下阶段调查提供基础资料	搜集、分析既有资料,现场踏勘、测绘和必要的勘探工作	大于比选方案的范围
	详 勘	获取技术设计、施工计划、预算等所需的地质、环境等资料	详细进行地形、地质、环境等调查;按要求进行钻探、物探、测试等	隧道路线两侧及周围地区,特长、长隧道和岩溶隧道范围应适当扩大
施 工 中		预报和确认施工中出现的工程地质、水文地质问题;验证或变更设计、调整施工方法等	地形、地质、环境补充调查;洞内观测、量测、超前探测预报,地质灾害及防治措施	隧道内及地面受施工影响的范围

#### 3.3.2 隧道工程测绘应遵守下列规定:

- 1 按设计阶段的要求,搜集或测绘地形图、纵断面图、横断面图等;
- 2 测绘资料的图纸内容、精度,应符合《公路工程地质勘察规范》(JTJ 064)和《公路勘测规范》(JTJ 061)的要求;
- 3 在隧道辅助通道和洞口附近,应按规定设置平面控制点和水准点。

#### 3.3.3 施工前各阶段的地形与地质调查应包括自然地理概况以及工程地质和水文地质等,并按阶段要求重点调查和分析以下内容:

- 1 地层、岩性及地质构造变动的性质、类型和规模;
- 2 断层、节理、软弱结构面特征及其与隧道的组合关系,围岩的基本物理力学性质;
- 3 地下水类型及地下水位、含水层的分布范围及相应的渗透系数、水量和补给关系、水质及其对混凝土的侵蚀性,有无异常涌水、突水;
- 4 崩塌、错落、岩堆、滑坡、岩溶、自然或人工坑洞、采空区、泥石流、流沙、湿陷性黄土、盐渍土、盐岩、地热、多年冻土、冰川等不良地质和特殊地质现象,及其发生、发展的原因、类型、规模和发展趋势,分析其对隧道洞口和洞身稳定的影响程度。
- 5 隧道通过含有害气体或有害矿体的地层时,应查明其分布范围、有害成分和含量,

并预测和评价其对施工、营运的影响,提出防治措施。

6 按《中国地震动参数区划图》(GB 18306)的规定或经地震部门鉴定,确定隧道所处地区的地震动峰值加速度系数。

#### 3.3.4 地形、地质调查应注意做好以下工作:

1 当隧道地区存在区域性断裂构造时,特别是存在全新活动的断裂和发震断层时,应调查新构造活动的痕迹、特点和与地震活动的关系,并查明其对隧道工程的影响程度。

2 当隧址区存在影响隧道方案的重大不良地质、特殊地质情况时,应进一步搜集调查地质资料,综合分析,预测隧道开挖后可能出现塌方、滑动、挤压、岩爆、突然涌水、流沙及瓦斯溢出等的地段,并提出相应的工程措施,为方案比选和隧道设计提供依据。

3 水文地质条件复杂的隧道(含岩溶隧道)除按一般隧道进行调查、勘探、试验外,必要时还应进行水文地质动态观测或进行专题研究。

4 路线越岭的隧道,应查明不同的越岭高程的地质条件,进行全面的技術、经济比较,选择工程地质条件较好的位置穿越。

5 沿河傍山地段的隧道,应调查分析斜坡地质结构特征及其稳定性和水流冲刷对山体和洞身稳定的影响。

6 濒临水库地区的隧道,应查明岸坡的稳定性,水库库容及水位(含浪高和壅水高)等。当隧道穿过岩溶洼地或坡立谷间的峰丛斜坡底部时,应查明洼地或坡立谷的季节性壅水的最高水位高程。

3.3.5 施工中的地质调查,宜采取地面补充调查,开挖工作面直接观察、素描、摄像、量测。对于工程地质、水文地质复杂的隧道,可采用超前地震波反射、声波反射、地质雷达等地球物理手段,或采用超前钻孔、平行导坑、试验坑道等进行超前探测,及时预报可能发生地质灾害的位置、性质。施工中工程地质调查应完成以下任务:

1 根据对围岩性质的直接观察、量测和试验资料,核定岩性、地质构造、地下水等情况,分析判定实际揭露的围岩级别;

2 及时预报和解决施工中遇到的工程地质和水文地质问题;

3 为验证和修改(变更)设计及调整施工方案提供依据。

### 3.4 气象调查

3.4.1 气象调查的内容应包括隧道地区的气温、气压、风速、风向、降雨量、积雪量、降雾的程度和天数、冻结深度等,其中气温、风速、降雨、积雪应调查其极端值。

3.4.2 必要时应在隧址处设立气象观测点(站)进行观测,持续搜集当地气象资料。

### 3.5 工程环境调查

**3.5.1** 应对隧道场区及邻近地区相关地表水系、地下水露头、涌泉、温泉、沼泽、天然和人工湖泊、植被、矿产资源以及动植物生态等自然环境状况进行调查。

**3.5.2** 应对场区内土地使用情况、农田、水利设施、建筑物、地下管线情况等进行调查。若场区内有公园、保护林、文化遗址、纪念建筑等需要保护的重要地物时,除应调查它们的现状外,还应提出隧道建设对其环境影响评价和保护措施。

**3.5.3** 应对生产生活用水、交通状况、施工和营运噪声、振动、污水及废气排放等对生态环境的影响进行调查;应对施工和营运中地下水大量流失可能造成地表沉降、塌陷、地面建筑物破坏、民众生产生活用水枯竭等环境问题的影响程度进行调查和预测。

**3.5.4** 施工条件调查应包括:

- 1 施工便道、施工场地、拆迁、弃渣场地、供水、供电和通讯条件;
- 2 建筑材料的来源、品质、数量等;
- 3 其它可能影响施工的因素。

### 3.6 围岩分级

**3.6.1** 隧道围岩分级的综合评判方法宜采用两步分级,并按以下顺序进行:

1 根据岩石的坚硬程度和岩体完整程度两个基本因素的定性特征和定量的岩体基本质量指标  $BQ$ ,综合进行初步分级。

2 对围岩进行详细定级时,应在岩体基本质量分级基础上考虑修正因素的影响,修正岩体基本质量指标值。

3 按修正后的岩体基本质量指标  $[BQ]$ ,结合岩体的定性特征综合评判、确定围岩的详细分级。

**3.6.2** 围岩分级中岩石坚硬程度、岩体完整程度两个基本因素的定性划分和定量指标及其对应关系应符合下列规定:

1 岩石坚硬程度可按表 3.6.2-1 定性划分。

2 岩石坚硬程度定量指标用岩石单轴饱和抗压强度  $R_c$  表达。 $R_c$  一般采用实测值,若无实测值时,可采用实测的岩石点荷载强度指数  $I_{S(50)}$  的换算值,即按式(3.6.2)计算。

$$R_c = 22.82 I_{S(50)}^{0.75} \quad (3.6.2)$$

3  $R_c$  与岩石坚硬程度定性划分的关系可按表 3.6.2-2 确定。

表 3.6.2-1 岩石坚硬程度的定性划分

名 称		定性鉴定	代表性岩石
硬 质 岩	坚硬岩	锤击声清脆,有回弹,震手,难击碎;浸水后大多无吸水反应	未风化~微风化的花岗岩、正长岩、闪长岩、辉绿岩、玄武岩、安山岩、片麻岩、石英片岩、硅质板岩、石英岩、硅质胶结的砾岩、石英砂岩、硅质石灰岩等
	较坚硬岩	锤击声较清脆,有轻微回弹,稍震手,较难击碎;浸水后有轻微吸水反应	1 弱风化的坚硬岩; 2 未风化~微风化的熔结凝灰岩、大理岩、板岩、白云岩、石灰岩、钙质胶结的砂页岩等
软 质 岩	较软岩	锤击声不清脆,无回弹,较易击碎;浸水后指甲可刻出印痕	1 强风化的坚硬岩; 2 弱风化的较坚硬岩; 3 未风化~微风化的凝灰岩、千枚岩、砂质泥岩、泥灰岩、泥质砂岩、粉砂岩、页岩等
	软岩	锤击声哑,无回弹,有凹痕,易击碎;浸水后手可掰开	1 强风化的坚硬岩; 2 弱风化~强风化的较坚硬岩; 3 弱风化的较软岩; 4 未风化的泥岩等
	极软岩	锤击声哑,无回弹,有较深凹痕,手可捏碎;浸水后可捏成团	1 全风化的各种岩石; 2 各种半成岩

表 3.6.2-2  $R_c$  与岩石坚硬程度定性划分的关系

$R_c$ (MPa)	> 60	60 ~ 30	30 ~ 15	15 ~ 5	< 5
坚硬程度	坚硬岩	较坚硬岩	较软岩	软岩	极软岩

4 岩体完整程度可按表 3.6.2-3 定性划分。

表 3.6.2-3 岩体完整程度的定性划分

名 称	结构面发育程度		主要结构面的结合程度	主要结构面类型	相应结构类型
	组数	平均间距(m)			
完整	1~2	>1.0	好或一般	节理、裂隙、层面	整体状或巨厚层结构
较完整	1~2	>1.0	差	节理、裂隙、层面	块状或厚层状结构
	2~3	1.0~0.4	好或一般		块状结构
较破碎	2~3	1.0~0.4	差	节理、裂隙、层面、小断层	裂隙块状或中厚层结构
	>3	0.4~0.2	好		镶嵌碎裂结构
			一般		中、薄层状结构
破碎	>3	0.4~0.2	差	各种类型结构面	裂隙块状结构
		<0.2	一般或差		碎裂状结构
极破碎	无序		很差		散体状结构

注:平均间距指主要结构面(1~2组)间距的平均值。



5 岩体完整程度的定量指标用岩体完整性系数  $K_v$  表达。 $K_v$  一般用弹性波探测值,若无探测值时,可用岩体体积节理数  $J_v$  按表 3.6.2-4 确定对应的  $K_v$  值。

表 3.6.2-4  $J_v$  与  $K_v$  对照表

$J_v$ (条/ $m^3$ )	< 3	3 ~ 10	10 ~ 20	20 ~ 35	> 35
$K_v$	> 0.75	0.75 ~ 0.55	0.55 ~ 0.35	0.35 ~ 0.15	< 0.15

6  $K_v$  与定性划分的岩体完整程度的对应关系可按表 3.6.2-5 确定。

表 3.6.2-5  $K_v$  与定性划分的岩体完整程度的对应关系

$K_v$	> 0.75	0.75 ~ 0.55	0.55 ~ 0.35	0.35 ~ 0.15	< 0.15
完整程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎

7 岩体完整程度的定量指标  $K_v$ 、 $J_v$  的测试和计算方法应符合附录 A.0.1 的规定。

**3.6.3** 围岩基本质量指标  $BQ$  应根据分级因素的定量指标  $R_c$  值和  $K_v$  值按式(3.6.3)计算。

$$BQ = 90 + 3R_c + 250K_v \quad (3.6.3)$$

使用式(3.6.3)时应遵守下列限制条件:

- 1 当  $R_c > 90K_v + 30$  时,应以  $R_c = 90K_v + 30$  和  $K_v$  代入计算  $BQ$  值;
- 2 当  $K_v > 0.04R_c + 0.4$  时,应以  $K_v = 0.04R_c + 0.4$  和  $R_c$  代入计算  $BQ$  值。

**3.6.4** 围岩详细定级时,如遇下列情况之一,应对岩体基本质量指标  $BQ$  进行修正:

- 1 有地下水;
- 2 围岩稳定性受软弱结构面影响,且由一组起控制作用;
- 3 存在高初始应力。

围岩基本质量指标修正值  $[BQ]$  可按式(3.6.4)计算。

$$[BQ] = BQ - 100(K_1 + K_2 + K_3) \quad (3.6.4)$$

式中:  $[BQ]$ ——围岩基本质量指标修正值;

$BQ$ ——围岩基本质量指标;

$K_1$ ——地下水影响修正系数;

$K_2$ ——主要软弱结构面产状影响修正系数;

$K_3$ ——初始应力状态影响修正系数。

$K_1$ 、 $K_2$ 、 $K_3$  值可分别按附录 A 中表 A.0.2-1、表 A.0.2-2、表 A.0.2-3 确定。

围岩极高及高初始应力状态的评估,可按附录 A 中表 A.0.3 规定进行。

**3.6.5** 可根据调查、勘探、试验等资料,岩石隧道的围岩定性特征,围岩基本质量指标  $BQ$ ,或修正的围岩质量指标  $[BQ]$  值,土体隧道中的土体类型、密实状态等定性特征,按表 3.6.5 确定围岩级别。

表 3.6.5 公路隧道围岩分级

围岩级别	围岩或土体主要定性特征	围岩基本质量指标 $BQ$ 或修正的围岩基本质量指标[ $BQ$ ]
I	坚硬岩,岩体完整,巨整体状或巨厚层状结构	$> 550$
II	坚硬岩,岩体较完整,块状或厚层状结构; 较坚硬岩,岩体完整,块状整体结构	$550 \sim 451$
III	坚硬岩,岩体较破碎,巨块(石)碎(石)状镶嵌结构; 较坚硬岩或较软硬岩层,岩体较完整,块状体或中厚层结构	$450 \sim 351$
IV	坚硬岩,岩体破碎,碎裂结构; 较坚硬岩,岩体较破碎~破碎,镶嵌碎裂结构; 较软岩或软硬岩互层,且以软岩为主,岩体较完整~较破碎,中薄层状结构	$350 \sim 251$
	土体:1 压密或成岩作用的粘性土及砂性土; 2 黄土( $Q_1$ 、 $Q_2$ ); 3 一般钙质、铁质胶结的碎石土、卵石土、大块石土	
V	较软岩,岩体破碎; 软岩,岩体较破碎~破碎; 极破碎各类岩体,碎、裂状,松散结构	$\leq 250$
	一般第四系的半干硬至硬塑的粘性土及稍湿至潮湿的碎石土、卵石土、圆砾、角砾土及黄土( $Q_3$ 、 $Q_4$ )。非粘性土呈松散结构,粘性土及黄土呈松软结构	
VI	软塑状粘性土及潮湿、饱和粉细砂层、软土等	

注:本表不适用于特殊条件的围岩分级,如膨胀性围岩、多年冻土等。

当根据岩体基本质量定性划分与[ $BQ$ ]值确定的级别不一致时,应重新审查定性特征和定量指标计算参数的可靠性,并对它们重新观察、测试。

在工程可行性研究和初步勘测阶段,可采用定性划分的方法或工程类比的方法进行围岩级别划分。

**3.6.6** 各级围岩的物理力学参数宜通过室内或现场试验获取,无试验数据和初步分级时,可按附录 A 中表 A.0.4-1 选用;岩体结构面抗剪断峰值强度参数可按附录 A 中表 A.0.4-2 选用。

**3.6.7** 各级围岩的自稳能力宜根据围岩变形量测和理论计算分析来评定,也可按附录 A.0.5 作出大致的评判。

## 4 总体设计

### 4.1 一般规定

**4.1.1** 隧道设计应满足公路交通规划的要求,其建筑限界、断面净空、隧道主体结构以及营运通风、照明等设施,应按《公路工程技术标准》(JTG B01)规定的预测交通量设计。当近期交通量不大时,可采取一次设计,分期修建。

**4.1.2** 隧道总体设计应遵循以下原则:

1 在地形、地貌、地质、气象、社会人文和环境等调查的基础上,综合比选隧道各轴线方案的走向、平纵线形、洞口位置等,提出推荐方案。

2 地质条件很差时,特长隧道的位置应控制路线走向,以避免不良地质地段;长隧道的位置亦应尽可能避开不良地质地段,并与路线走向综合考虑;中、短隧道可服从路线走向。

3 根据公路等级和设计速度确定车道数和建筑限界。在满足隧道功能和结构受力良好的前提下,确定经济合理的断面内轮廓。

4 隧道内外平、纵线形应协调,以满足行车的安全、舒适要求。

5 根据隧道长度、交通量及其构成、交通方向以及环保要求等,选择合理的通风方式,确定通风、照明、交通监控等机电设施的设置规模。必要时特长隧道应作防灾专项设计。

6 应结合公路等级、隧道长度、施工方法、工期和营运要求,对隧道内外防排水系统、消防给水系统、辅助通道、弃渣处理、管理设施、交通工程设施、环境保护等作综合考虑。

7 当隧道与相邻建筑物互有影响时,应在设计与施工中采取必要的措施。

### 4.2 隧道位置选择

**4.2.1** 隧道位置应选择在稳定的地层中,尽量避免穿越工程地质和水文地质极为复杂以及严重不良地质地段;当必须通过时,应有切实可靠的工程措施。

**4.2.2** 穿越分水岭的长、特长隧道,应在较大面积地质测绘和综合地质勘探的基础上确定路线走向和平面位置。对可能穿越的垭口,应拟定不同的越岭高程及其相应的展线方案,结合路线线形及施工、营运条件等因素,进行全面技术经济比较后确定。

**4.2.3** 路线沿河傍山地段,当以隧道通过时,其位置宜向山侧内移,避免隧道一侧洞壁过薄、河流冲刷和不良地质对隧道稳定的不利影响。应对长隧道方案与短隧道群或桥隧群方案进行技术经济比较。

**4.2.4** 隧道洞口不宜设在滑坡、崩塌、岩堆、危岩落石、泥石流等不良地质及排水困难的沟谷低洼处或不稳定的悬崖陡壁下。应遵循“早进晚出”的原则,合理选定洞口位置,避免在洞口形成高边坡和高仰坡。

**4.2.5** 濒临水库地区的隧道,其洞口路肩设计高程应高出水库计算洪水位(含浪高和壅水高)不小于 0.5m,同时应注意由于水的长期浸泡造成库壁坍塌对隧道稳定的不利影响,并采取相应的工程措施。

隧道设计洪水频率标准可按表 4.2.5 取值;当观测洪水高于标准值时,应按观测洪水设计;当观测洪水的频率在高速公路、一级公路超过 1/300,二级公路超过 1/100,三、四级公路超过 1/50 时,则应分别采用 1/300、1/100 和 1/50 的频率设计。

表 4.2.5 隧道设计水位的洪水频率标准

公路等级 隧道类别	高速公路、一级公路	二级公路	三级公路	四级公路
特长隧道	1/100	1/100	1/50	1/50
长隧道	1/100	1/50	1/50	1/25
中、短隧道	1/100	1/50	1/25	1/25

### 4.3 隧道线形设计

**4.3.1** 应根据地质、地形、路线走向、通风等因素确定隧道的平曲线线形。当设为曲线时,不宜采用设超高的平曲线,并不应采用设加宽的平曲线。隧道不设超高的圆曲线最小半径应符合表 4.3.1-1 的规定。当由于特殊条件限制隧道平面线形设计为需设超高的曲线时,其超高值不宜大于 4.0%,技术指标应符合《公路路线设计规范》的有关规定。隧道的停车视距与会车视距应符合表 4.3.1-2 的规定。

表 4.3.1-1 不设超高的圆曲线最小半径(m)

设计速度(km/h)	120	100	80	60	40	30	20
路拱							
≤2.0%	5 500	4 000	2 500	1 500	600	350	150
>2.0%	7 500	5 250	3 350	1 900	800	450	200

表 4.3.1-2 公路停车视距与会车视距

公路等级	高速公路、一级公路				二、三、四级公路				
设计速度(km/h)	120	100	80	60	80	60	40	30	20
停车视距(m)	210	160	110	75	110	75	40	30	20
会车视距(m)	—	—	—	—	220	150	80	60	40

**4.3.2** 高速公路、一级公路的隧道应设计为上、下行分离的独立双洞。分离式独立双洞的最小净距,按对两洞结构彼此不产生有害影响的原则,结合隧道平面线形、围岩地质条件、断面形状和尺寸、施工方法等因素确定,一般情况可按表 4.3.2 取值。一座分离式双洞隧道,可按其围岩代表级别确定两洞最小净距。

在桥隧相连、隧道相连、地形条件限制等特殊地段隧道净距不能满足表 4.3.2 的要求时,可采取小净距隧道或连拱隧道形式,但应作出充分的技术论证和比较研究,并制订可靠的技术保障措施,确保工程质量。

表 4.3.2 分离式独立双洞间的最小净距

围岩级别	I	II	III	IV	V	VI
最小净距(m)	$1.0 \times B$	$1.5 \times B$	$2.0 \times B$	$2.5 \times B$	$3.5 \times B$	$4.0 \times B$

注:  $B$ ——隧道开挖断面的宽度。

**4.3.3** 隧道内纵面线形应考虑行车安全性、营运通风规模、施工作业效率和排水要求,隧道纵坡不应小于 0.3%,一般情况不应大于 3%;受地形等条件限制时,高速公路、一级公路的中、短隧道可适当加大,但不宜大于 4%;短于 100m 的隧道纵坡可与该公路隧道外路线的指标相同。当采用较大纵坡时,必须对行车安全性、通风设备和营运费用、施工效率的影响等作充分的技术经济综合论证。

**4.3.4** 隧道内的纵坡形式,一般宜采用单向坡;地下水发育的长隧道、特长隧道可采用双向坡。纵坡变更的凸形竖曲线和凹形竖曲线的最小半径和最小长度应符合表 4.3.4 的规定。

隧道内纵坡的变换不宜过大、过频,以保证行车安全视距和舒适性。

表 4.3.4 竖曲线最小半径和最小长度(m)

设计速度(km/h)		120	100	80	60	40	30	20
凸形竖曲线半径	一般值	17 000	10 000	4 500	2 000	700	400	200
	极限值	11 000	6 500	3 000	1 400	450	250	100
凹形竖曲线半径	一般值	6 000	4 500	3 000	1 500	700	400	200
	极限值	4 000	3 000	2 000	1 000	450	250	100
竖曲线长度		100	85	70	50	35	25	20



表 4.4.1 公路隧道建筑限界横断面组成最小宽度(单位:m)

公路等级	设计速度 (km/h)	车道宽度 $W$	侧向宽度 $L$		余宽 $C$	人行道 $R$	检修道 $J$		隧道建筑限界净宽		
			左侧 $L_L$	右侧 $L_R$			左侧	右侧	设检修道	设人行道	不设检修道、人行道
高速公路	120	$3.75 \times 2$	0.75	1.25			0.75	0.75	11.00		
	100	$3.75 \times 2$	0.50	1.00			0.75	0.75	10.50		
一级公路	80	$3.75 \times 2$	0.50	0.75			0.75	0.75	10.25		
	60	$3.50 \times 2$	0.50	0.75			0.75	0.75	9.75		
二级公路	80	$3.75 \times 2$	0.75	0.75		1.00				11.00	
	60	$3.50 \times 2$	0.50	0.50		1.00				10.00	
三级公路	40	$3.50 \times 2$	0.25	0.25		0.75				9.00	
四级公路	30	$3.25 \times 2$	0.25	0.25	0.25						7.50
	20	$3.00 \times 2$	0.25	0.25	0.25						7.00

注:①三车道隧道除增加车道数外,其它宽度同表;增加车道的宽度不得小于 3.5m。

②连拱隧道的左侧可不设检修道或人行道,但应设 50cm(120 km/h 与 100 km/h 时)或 25cm(80 km/h 与 60 km/h 时)的余宽。

③设计速度 120km/h 时,两侧检修道宽度均不宜小于 1.0m;设计速度 100km/h 时,右侧检修道宽度不宜小于 1.0m。

#### 5 单车道四级公路的隧道应按双车道四级公路标准修建。

**4.4.2** 高速公路和一级公路隧道内应设置检修道。其它等级公路隧道,应根据隧道所在地区的行人密度、隧道长度、交通量及交通安全等因素确定人行道的设置。检修道或人行道宜双侧设置;检修道或人行道的宽度按表 4.4.1 规定选取;检修道或人行道的高度可按 20~80cm 取值,并综合考虑以下因素:

- 1 检修人员步行时的安全;
- 2 紧急情况时,驾乘人员拿取消防设备方便;
- 3 满足其下放置电缆、给水管等的空间尺寸要求。

**4.4.3** 隧道内轮廓设计除应符合隧道建筑限界的规定外,还应满足洞内路面、排水设施、装饰的需要,并为通风、照明、消防、监控、营运管理等设施提供安装空间,同时考虑围岩变形、施工方法影响的预留富裕量,使确定的断面形式及尺寸符合安全、经济、合理的原则。隧道断面宜采用附录 B 所示的内轮廓形状。公路等级和设计速度相同的一条公路上的隧道断面宜采用相同的内轮廓。

**4.4.4** 隧道内路侧边沟应结合检修道、侧向宽度、余宽等布置,其宽度应小于侧向宽度,并布置于车道两侧。

**4.4.5** 长、特长隧道应在行车方向的右侧设置紧急停车带。双向行车隧道,其紧急停车带应双侧交错设置。紧急停车带的宽度,包含右侧向宽度应取 3.5m,长度应取 40m,其中有效长度不得小于 30m。紧急停车带的设置间距不宜大于 750m。停车带的路面横坡,长隧道可取水平,特长隧道可取 0.5%~1.0%或水平。紧急停车带建筑限界的构成如图 4.4.5,具体尺寸按 4.4.1 条和 4.4.2 条规定执行。

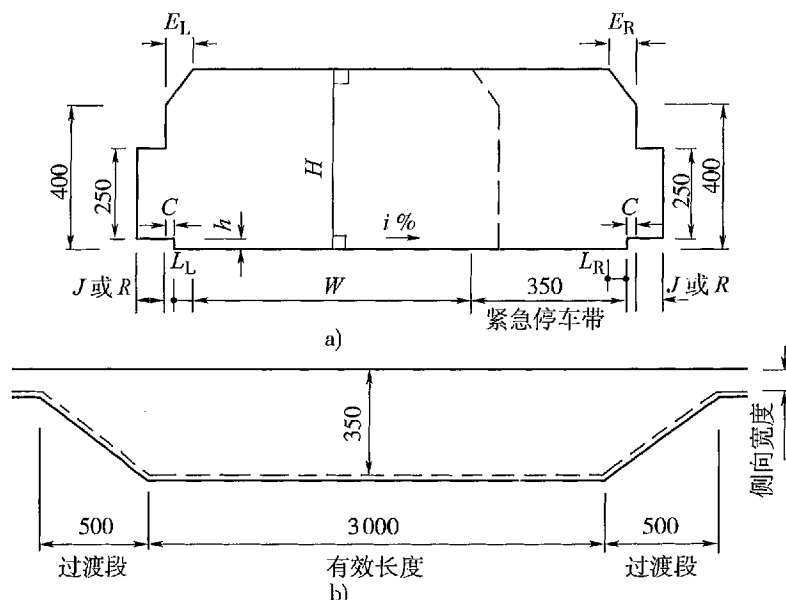


图 4.4.5 紧急停车带的建筑限界、宽度和长度(单位:cm)

a) 宽度构成及建筑限界; b) 长度

不设检修道、人行道的隧道,可不设紧急停车带,但应按 500m 间距交错设置行人避车洞。

**4.4.6** 上、下行分离式独立双洞的公路隧道之间应设置横向通道,并符合下列规定:

1 横通道的断面建筑限界一般规定如图 4.4.6。

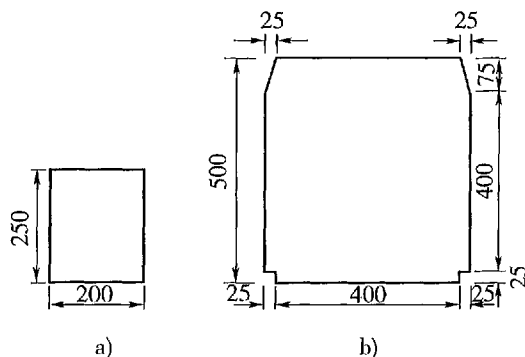


图 4.4.6 横通道的断面建筑限界(单位:cm)

a) 人行横通道; b) 车行横通道

2 人行横通道的设置间距可取 250m,并不大于 500m。



3 车行横通道的设置间距可取 750m,并不得大于 1 000m;长 1 000 ~ 1 500m 的隧道宜设 1 处,中、短隧道可不设。

#### 4.5 施工计划

**4.5.1** 隧道设计应制订合理的施工计划。施工计划主要包括:总工期要求、施工方法的确定、合理工区的划分、辅助通道的用途、施工便道、弃渣场、临时设施、监控量测方案等。制订施工计划应遵循下列原则:

1 应考虑隧道长度、断面、工期要求、地质条件和当地自然条件等,确定合理的施工方法和施工进度。

2 工区划分应考虑隧道纵坡变化、水文与地质条件、渣场和便道修建条件以及土石方平衡等综合因素。

3 应结合工程地质与水文地质超前预报、施工方法以及营运通风方式等,对辅助通道的设置目的、作用、必要性作出技术经济论证。

4 必要时应根据隧道的建设规模、地质条件等,对主要施工机械设备、大型洞内临时设备、洞外临时设备的技术指标作出要求。

## 5 建筑材料

### 5.1 一般规定

5.1.1 隧道工程常用的各类建筑材料,可选用下列强度等级:

- 1 混凝土 C50、C40、C30、C25、C20、C15、C10;
- 2 石材 MU100、MU80、MU60、MU50、MU40;
- 3 水泥砂浆 M25、M20、M15、M10、M7.5、M5;
- 4 喷射混凝土 C30、C25、C20;
- 5 混凝土砌块 MU30、MU20;
- 6 钢筋 HPB235、HRB335、HRB400。

5.1.2 隧道工程各部位的建筑材料,其强度等级不应低于表 5.1.2-1 和表 5.1.2-2 的规定。

表 5.1.2-1 衬砌及管沟建筑材料

工程部位 \ 材料种类	混 凝 土	片石混凝土	钢筋混凝土	喷射混凝土
拱圈	C20	—	C25	C20
边墙	C20	—	C25	C20
仰拱	C20	—	C25	C20
底板	C20	—	C25	—
仰拱填充	C10	C10	—	—
水沟、电缆槽	C25	—	C25	—
水沟、电缆槽盖板	—	—	C25	—

表 5.1.2-2 洞 门 建 筑 材 料

工程部位 \ 材料种类	混 凝 土	钢筋混凝土	片石混凝土	砌 体
端墙	C20	C25	C15	M10 水泥砂浆砌片石、块石或混凝土砌块镶面
顶帽	C20	C25	—	M10 水泥砂浆砌粗料石
翼墙和洞口挡土墙	C20	C25	C15	M7.5 水泥砂浆砌片石
侧沟、截水沟	C15	—	—	M5 水泥砂浆砌片石
护坡	C15	—	—	M5 水泥砂浆砌片石

注:①护坡材料可采用 C20 喷射混凝土。

②最冷月份平均气温低于 -15℃的地区,表中水泥砂浆的强度应提高一级。

### 5.1.3 建筑材料的选用应符合下列规定:

- 1 应符合结构强度和耐久性的要求,同时满足抗冻、抗渗和抗侵蚀的需要。
- 2 当有侵蚀性水经常作用时,所用混凝土和水泥砂浆均应采用具有抗侵蚀性能的特殊水泥和集料配制,其抗侵蚀性能的要求视水的侵蚀特征确定。
- 3 最冷月份平均气温低于 $-15^{\circ}\text{C}$ 的地区及受冻害影响的隧道,混凝土强度等级应适当提高。

### 5.1.4 混凝土和砌体所用的材料除应符合国家有关标准规定外,尚应符合下列要求:

- 1 混凝土不应使用碱活性集料。
- 2 钢筋混凝土构件中,钢筋的技术条件应符合现行国家标准《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》(GB 1499)与《钢筋混凝土用热轧光圆钢筋》(GB 13013)的规定。
- 3 片石强度等级不应低于 MU40,块石强度等级不应低于 MU60,混凝土砌块强度等级不应低于 MU20,有裂缝和易风化的石材不应采用。
- 4 片石混凝土内片石掺用量不得超过总体积的 30%。

### 5.1.5 喷锚支护采用的材料除应符合 5.1.1 ~ 5.1.3 条的有关规定外,尚应符合下列要求:

- 1 喷射混凝土应优先采用硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥,也可采用矿渣硅酸盐水泥。
- 2 粗集料应采用坚硬耐久的碎石或卵石,不得使用碱活性集料;喷射混凝土中的石子粒径不宜大于 16mm,喷射钢纤维混凝土中的石子粒径不宜大于 10mm;集料级配宜采用连续级配,细集料应采用坚硬耐久的中砂或粗砂,细度模数宜大于 2.5,砂的含水率宜控制在 5% ~ 7%。
- 3 锚杆的杆体直径宜为 20 ~ 32mm,杆体材料宜采用 HRB335、HRB400 钢;垫板材料宜采用 HPB235 钢。
- 4 锚杆用的各种水泥砂浆强度不应低于 M20。
- 5 钢筋网材料可采用 HPB235 钢,直径宜为 6 ~ 12mm。

### 5.1.6 混凝土和喷射混凝土中掺加的各种外加剂,其性能应满足下列要求:

- 1 对混凝土的强度及其与围岩的粘结力基本无影响,对混凝土和钢材无腐蚀作用。
- 2 对混凝土的凝结时间影响不大(除速凝剂和缓凝剂外)。
- 3 不易吸湿,易于保存;不污染环境,对人体无害。

### 5.1.7 喷射钢纤维混凝土中的钢纤维宜采用普通碳素钢制成,并满足下列要求:

- 1 宜用等效直径为 0.3 ~ 0.5mm 的方形或圆形断面。

- 2 长度宜为 20 ~ 25mm,长度直径比宜为 40 ~ 60。
- 3 抗拉强度不得小于 380MPa,并不得有油渍和明显的锈蚀。

**5.1.8** 初期支护的钢架宜用钢筋或 H 形、工字形、U 形型钢制成,也可用钢管或钢轨制成。各种型钢的特性参数见附录 C。

**5.1.9** 隧道内路面材料应符合现行《公路沥青路面设计规范》和《公路水泥混凝土路面设计规范》(JTG D40)的有关规定。

**5.1.10** 隧道内防水材料应符合现行国家标准《地下工程防水技术规范》(GB 50108)的规定。隧道内常用的防水材料可选用防水混凝土、防水卷材、中埋式止水带(条)、背贴式止水带或止水浆液。

## 5.2 材料性能

**5.2.1** 常用建筑材料的重度应按表 5.2.1 的规定采用。

表 5.2.1 建筑材料的标准重度或计算重度

材料名称	混凝土	片石混凝土	钢筋混凝土 (配筋率在 3% 以内)	钢材	浆砌片石	浆砌块石	浆砌粗料石
重度(kN/m <sup>3</sup> )	23	23	25	77	22	23	25

注:钢筋混凝土配筋率大于 3% 时,其重度应计算确定。

**5.2.2** 混凝土的强度标准值应按表 5.2.2 采用。

表 5.2.2 混凝土强度标准值(MPa)

混凝土强度等级 强度种类	C15	C20	C25	C30	C40	C50
轴心抗压 $f_{ck}$	10	13.5	17	20	27	33.5
弯曲抗压 $f_{cmk}$	11	15	18.5	22	29.5	36
轴心抗拉 $f_{ctk}$	1.4	1.7	2.0	2.2	2.7	3.1

注:①混凝土垂直浇筑,且一次浇筑层高度大于 1.5m 时,表中强度值应乘以系数 0.9。

②计算现浇钢筋混凝土轴心受压构件时,如截面中的边长或直径小于 30cm,则表中强度值应乘以系数 0.8,当构件质量(如混凝土成形、截面和轴线尺寸等)确有保证时,则不受此限制。

③离心混凝土的设计强度应按有关专门规定取用。

**5.2.3** 混凝土的强度设计值应按表 5.2.3 采用。

表 5.2.3 混凝土强度设计值(MPa)

混凝土强度等级 强度种类	C15	C20	C25	C30	C40	C50
轴心抗压 $f_{cd}$	7.5	10	12.5	15	20	25
弯曲抗压 $f_{cmd}$	8.5	11	13.5	16.5	21.5	27.5
轴心抗拉 $f_{ctd}$	0.93	1.13	1.33	1.47	1.80	2.07

5.2.4 混凝土的受压弹性模量  $E_c$  应按表 5.2.4 采用。混凝土的剪切弹性模量可按表 5.2.4 数值乘以 0.43 采用。混凝土的泊松比可采用 0.2。

表 5.2.4 混凝土的弹性模量  $E_c$ (GPa)

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C40	C50
弹性模量 $E_c$	26	28	29.5	31	33.5	35.5

5.2.5 钢筋的抗拉强度标准值及其抗拉强度和抗压强度的设计值应按表 5.2.5 采用。

表 5.2.5 钢筋抗拉和抗压强度的设计值与标准值(MPa)

钢筋种类	HPB235	HRB335
抗拉强度标准值 $f_{sk}$	235	335( $d=8\sim 25\text{mm}$ ), 315( $d=28\sim 40\text{mm}$ )
抗拉或抗压强度设计值 $f_{std} \sqrt{f_{std}}$	188	268

注:表中  $d$  为钢筋直径。

5.2.6 钢筋的弹性模量应采用 210GPa。

5.2.7 砂浆砌体抗压强度设计值应按下列规定采用:

- 1 混凝土预制块砂浆砌体抗压强度设计值  $f_{cd}$  应按表 5.2.7-1 的规定采用。
- 2 块石砂浆砌体的抗压强度设计值  $f_{cd}$  应按表 5.2.7-2 采用。

表 5.2.7-1 混凝土预制块砂浆砌体抗压强度设计值  $f_{cd}$ (MPa)

砂浆强度等级 砌块混凝土强度等级	M20	M15	M10	M7.5	M5
C40	8.10	6.92	5.74	5.15	4.56
C30	7.01	5.99	4.97	4.46	3.90
C20	5.73	4.89	4.06	3.64	3.22
C15	4.96	4.24	3.51	3.15	2.79

表 5.2.7-2 块石砂浆砌体的抗压强度设计值  $f_{cd}$  (MPa)

砂浆强度等级 石材强度等级	M20	M15	M10	M7.5	M5
MU100	8.54	7.29	6.04	5.43	4.80
MU80	7.64	6.52	5.41	4.85	4.29
MU60	6.61	5.65	4.68	4.20	3.72
MU50	6.04	5.16	4.28	3.84	3.39
MU40	5.40	4.61	3.83	3.43	3.04

注:对各类石砌体,应按表中数值分别乘以系数:细料石砌体为 1.5;半细料石砌体为 1.3;粗料石砌体为 1.2;干砌勾缝石砌体为 0.8。

3 片石砌体的抗压强度设计值  $f_{cd}$  应按表 5.2.7-3 采用。

表 5.2.7-3 片石砌体的抗压强度设计值  $f_{cd}$  (MPa)

砂浆强度等级 石材强度等级	M20	M15	M10	M7.5	M5
MU100	2.0	1.71	1.41	1.27	1.13
MU80	1.79	1.53	1.26	1.14	1.01
MU60	1.55	1.32	1.09	0.98	0.87
MU50	1.41	1.21	1.00	0.90	0.79
MU40	1.26	1.08	0.89	0.80	0.71

**5.2.8** 砌体的抗压弹性模量采用 10 ~ 15GPa。砌体的抗剪弹性模量宜采用抗压弹性模量的 0.4 倍。

**5.2.9** 混凝土和钢筋混凝土结构中用的混凝土的极限强度应按表 5.2.9 采用。

表 5.2.9 混凝土的极限强度 (MPa)

混凝土强度等级 强度种类	C15	C20	C25	C30	C40	C50
抗压 $R_a$	12.0	15.5	19.0	22.5	29.5	36.5
弯曲抗压 $R_w$	15.0	19.4	24.2	28.1	36.9	45.6
抗拉 $R_t$	1.4	1.7	2.0	2.2	2.7	3.1

注:①片石混凝土的抗压极限强度可采用表中数值。

②表中弯曲抗压极限强度按  $R_w = 1.25 R_a$  换算。

**5.2.10** 混凝土的容许应力应按表 5.2.10 采用。

表 5.2.10 混凝土的容许应力(MPa)

混凝土强度等级 应力种类	C15	C20	C25	C30	C40	C50
弯曲及偏心受压应力 $[\sigma_w]$	6.1	7.8	9.6	11.2	14.7	18.2
弯曲拉应力 $[\sigma_{wl}]$	0.36	0.43	0.50	0.50	—	—
剪应力 $[\tau]$	0.70	0.85	1.00	1.10	1.35	1.55

注:①片石混凝土的容许应力可采用表中数值。

②计算主要荷载 + 附加荷载时,除剪应力外可提高 30%。

### 5.2.11 钢筋的容许应力应按表 5.2.11 采用。

表 5.2.11 钢筋的容许应力(MPa)

钢筋种类	容许应力	主要荷载	主要荷载 + 附加荷载
HPB235		130	160
HRB335		180	230

### 5.2.12 喷射混凝土的设计强度等级不应低于 C20,不同强度等级喷射混凝土的设计强度应按表 5.2.12 采用。

表 5.2.12 喷射混凝土的设计强度值(MPa)

混凝土强度等级 强度种类	C20	C25	C30
轴心抗压	10.0	12.5	15
弯曲抗压	11.0	13.5	16.5
抗拉	1.1	1.3	1.5

注:①喷射混凝土的强度指采用喷射大板切割法,制作成边长为 10cm 的立方体试块,在标准条件下养护 28d,用标准试验方法所得的极限抗压强度乘以 0.95 的系数。

②粘结力可采用劈裂法或在喷层上直接拉拔测定。

### 5.2.13 喷射混凝土的重度可取 $22\text{kN/m}^3$ ,弹性模量应按表 5.2.13 采用。

表 5.2.13 喷射混凝土弹性模量(GPa)

喷射混凝土强度等级	弹性模量	喷射混凝土强度等级	弹性模量
C20	21	C30	25
C25	23		

### 5.2.14 砌体的极限强度应按表 5.2.14 采用。

表 5.2.14 砌体的极限强度(MPa)

砌体种类 \ 强度种类		抗压 $R_a$				抗剪 $R_j$
		片石	块石	粗料石	混凝土砌块	
砂浆强度等级	M7.5	3.0	—	—	—	0.35
	M10	3.5	5.5	8.0	5.5	0.40
	M15	4.0	6.0	9.0	6.0	0.50

注:混凝土砌块高度  $h$  超过 20cm 时,表中混凝土块砌体的抗压极限强度应乘以下列提高系数  $c$ :

$h \leq 40\text{cm}$  时,  $c = 0.6 + 0.02h$ ;  $h > 40\text{cm}$  时,  $c = 1.2 + 0.005h$ 。当  $c$  大于 1.7 时,取 1.7。

### 5.2.15 石砌体和混凝土块砌体轴心及偏心受压的容许应力应按表 5.2.15 采用。

表 5.2.15 石砌体和混凝土块砌体轴心及偏心受压容许应力(MPa)

砌体种类	石料和混凝土块强度等级	水泥砂浆强度等级			
		M20	M10	M7.5	M5
片石砌体	MU100	3.0	2.2	1.9	1.7
	MU80	2.7	2.0	1.7	1.5
	MU60	2.3	1.85	1.5	1.25
	MU50	2.1	1.6	1.3	1.1
块石砌体	MU100	5.6	4.9	—	—
	MU80	4.7	4.1	—	—
	MU60	3.8	3.2	—	—
	MU50	3.3	2.8	—	—
粗料石砌体	MU100	7.1	5.0	—	—
	MU80	6.0	4.8	—	—
	MU60	4.9	4.1	—	—
	MU40	3.7	3.4	—	—
混凝土块砌体	MU30	5.6	4.7	—	—
	MU20	4.4	3.6	—	—

注:①介于表列石料或水泥砂浆强度等级之间的其它砌体的受压容许应力可用内插法确定。

②混凝土块高度  $h$  超过 20cm 时,混凝土块砌体的容许应力应以表中数值乘以下列提高系数  $c$ :

$h \leq 40\text{cm}$  时,  $c = 0.6 + 0.02h$ ;  $h > 40\text{cm}$  时,  $c = 1.2 + 0.005h$ 。当  $c$  大于 1.7 时,取 1.7。

③如有特殊需要必须用细料石及半细料石砌体时,受压容许应力可按粗料石砌体的受压容许应力分别乘以提高系数 1.43 及 1.14,但提高后的受压容许应力不应大于水泥砂浆抗压极限强度的一半。



## 6 荷载

### 6.1 一般规定

#### 6.1.1 隧道结构上的荷载应按表 6.1.1 分类。

表 6.1.1 隧道荷载分类

编 号	荷 载 分 类		荷 载 名 称
1	永久荷载		围岩压力
2			土压力
3			结构自重
4			结构附加恒载
5			混凝土收缩和徐变的影响力
6			水压力
7	可变荷载	基本 可变 荷载	公路车辆荷载,人群荷载
8			立交公路车辆荷载及其所产生的冲击力、土压力
9			立交铁路列车活载及其所产生的冲击力、土压力
10		其它 可变 荷载	立交渡槽流水压力
11			温度变化的影响力
12			冻胀力
13			施工荷载
14		偶然荷载	落石冲击力
15			地震力

注:编号 1~10 为主要荷载;编号 11、12、14 为附加荷载;编号 13、15 为特殊荷载。

**6.1.2** 荷载应根据隧道所处的地形、地质条件、埋置深度、结构特征和工作条件、施工方法、相邻隧道间距等因素确定。施工中如发现与实际不符,应及时修正。对于地质复杂的隧道,必要时应通过实地量测确定。

**6.1.3** 在隧道结构上可能同时出现的荷载,应按承载能力和满足正常使用要求的检验分别进行组合,并按最不利组合进行设计。

#### 6.1.4 明洞荷载组合时应符合下列规定:

1 计算明洞顶回填土压力,当有落石危害须检算冲击力时,可只计洞顶实际填土重力和落石冲击力的影响,不计塌方堆积土石重力。

2 当明洞上方与公路立交时,应考虑公路车辆荷载。公路车辆荷载计算应按《公路工程技术标准》(JTG B01)的有关规定执行。

3 当明洞上方与铁路立交时,应考虑列车活载。列车活载应按铁路标准活载的有关规定计算。

**6.1.5** 本规范所列之外的特殊荷载,在荷载计算与组合时应作特殊处理。

## 6.2 永久荷载

**6.2.1** 隧道结构自重可按结构设计尺寸及材料标准重度计算,结构附加恒载一般应按实际情况计算。

**6.2.2** I~IV级围岩中的深埋隧道,围岩压力为主要形变压力,其值可按释放荷载计算。释放荷载可按附录 D 的公式确定。

**6.2.3** IV~VI级围岩中深埋隧道的围岩压力为松散荷载时,其垂直均布压力及水平均布压力可按下列公式计算:

1 垂直均布压力按式(6.2.3)计算。

$$q = \gamma h \quad (6.2.3)$$

$$h = 0.45 \times 2^{s-1} \omega$$

式中:  $q$ ——垂直均布压力( $\text{kN}/\text{m}^2$ );

$\gamma$ ——围岩重度( $\text{kN}/\text{m}^3$ );

$S$ ——围岩级别;

$\omega$ ——宽度影响系数,  $\omega = 1 + i(B - 5)$ ;

$B$ ——隧道宽度(m);

$i$ —— $B$  每增减 1m 时的围岩压力增减率,以  $B = 5\text{m}$  的围岩垂直均布压力为准,当  $B < 5\text{m}$  时,取  $i = 0.2$ ;  $B > 5\text{m}$  时,取  $i = 0.1$ 。

2 水平均布压力按表 6.2.3 的规定确定。

表 6.2.3 围岩水平均布压力

围岩级别	I、II	III	IV	V	VI
水平均布压力 $e$	0	$< 0.15q$	$(0.15 \sim 0.3)q$	$(0.3 \sim 0.5)q$	$(0.5 \sim 1.0)q$

注:应用式(6.2.3)及表 6.2.3 时,必须同时具备下列条件:

①  $H/B < 1.7$ ,  $H$  为隧道开挖高度(m),  $B$  为隧道开挖宽度(m)。

② 不产生显著偏压及膨胀力的一般围岩。

**6.2.4** 浅埋隧道围岩压力可按附录 E 确定。

**6.2.5** 隧道可能产生偏压时,应根据偏压的状态和程度采取相应的治理措施,当预期不能消除偏压影响时,应在荷载组合与分布中加以考虑。作用于隧道衬砌上的偏压力,应视地形、地质条件以及围岩的覆盖厚度确定。偏压隧道的围岩压力可按附录 F 确定。

**6.2.6** 计算明洞的回填土压力,其填料的物理力学指标,无试验资料时可按表 6.2.6 采用。回填土石所产生的土压力可按附录 G 确定。

表 6.2.6 填料的物理力学指标

填料名称	重度 $\gamma(\text{kN}/\text{m}^3)$	计算摩擦角 $\varphi_0$
干砌片石	20	$50^\circ$
回填土石	19	$35^\circ$

**6.2.7** 作用于洞门墙背的主动土压力可按库仑理论计算,当墙背仰斜或直立时,土压力采用水平方向,其值可按附录 H 确定。

### 6.3 可变荷载

**6.3.1** 明洞上公路车辆荷载及其所产生的冲击力、土压力应按照现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)的有关规定计算。

**6.3.2** 明洞上立交铁路列车活载及其所产生的冲击力、土压力应按照现行《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1)的有关规定计算。

**6.3.3** 变形受约束的结构,应考虑温度变化和混凝土收缩徐变对结构的影响。

**6.3.4** 最冷月份平均气温低于  $-15^\circ\text{C}$  地区的隧道应考虑冻胀力,冻胀力可根据当地的自然条件、围岩冬季含水量及排水条件等通过研究确定。

**6.3.5** 施工荷载应根据施工阶段、施工方法和施工条件确定。

### 6.4 偶然荷载

**6.4.1** 当有落石危害需检算冲击力时,可通过现场调查或有关计算验证。

**6.4.2** 地震荷载应按现行《公路工程抗震设计规范》的规定计算确定。

## 7 洞口及洞门

### 7.1 一般规定

**7.1.1** 洞口位置应根据地形、地质条件,同时结合环境保护、洞外有关工程及施工条件、营运要求,通过经济、技术比较确定。

**7.1.2** 隧道应遵循“早进洞、晚出洞”的原则,不得大挖大刷,确保边坡及仰坡的稳定。

**7.1.3** 洞口边坡、仰坡顶面及其周围,应根据情况设置排水沟及截水沟,并和路基排水系统综合考虑布置。

**7.1.4** 洞门设计应与自然环境相协调。

### 7.2 洞口工程

**7.2.1** 洞口位置的确定应符合下列要求:

1 洞口的边坡及仰坡必须保证稳定。有条件时,应贴壁进洞;条件限制时,边坡及仰坡的设计开挖最大高度可按表 7.2.1 控制。

表 7.2.1 洞口边、仰坡控制高度

围岩分级	I~II			III		IV			V~VI	
边、仰坡坡率	贴壁	1:0.3	1:0.5	1:0.5	1:0.75	1:0.75	1:1	1:1.25	1:1.25	1:1.5
高度(m)	15	20	25	20	25	15	18	20	15	18

注:设计开挖高度系从路基边缘算起。

- 2 洞口位置应设于山坡稳定、地质条件较好处。
- 3 位于悬崖陡壁下的洞口,不宜切削原山坡;应避免在不稳定的悬崖陡壁下进洞。
- 4 跨沟或沿沟进洞时,应考虑水文情况,结合防排水工程,充分比选后确定。
- 5 漫坡地段的洞口位置,应结合洞外路堑地质、弃渣、排水及施工等因素综合分析确定。
- 6 洞口设计应考虑与附近的地面建筑及地下埋设物的相互影响,必要时采取防范措施。

### 7.2.2 洞口工程的设计应遵循下列规定:

- 1 洞口边坡、仰坡应根据实际情况采取加固防护措施,有条件时应优先采用绿化护坡。
- 2 当洞口处有坍方、落石、泥石流等时,应采取清刷、延伸洞口、设置明洞或支挡构造物等措施。

## 7.3 洞门工程

**7.3.1** 隧道应修建洞门,洞门形式的设计应保证营运安全,并与环境协调。设在城镇、旅游区附近及高速公路、一级公路的隧道,尤应注意与环境相协调,有条件时,洞门周围应植树绿化。

### 7.3.2 洞门宜与隧道轴线正交。

### 7.3.3 洞门构造及基础设置应遵循下列规定:

- 1 洞口仰坡坡脚至洞门墙背的水平距离不宜小于 1.5m,洞门端墙与仰坡之间水沟的沟底至衬砌拱顶外缘的高度不小于 1.0m,洞门墙顶高出仰坡脚不小于 0.5m。
- 2 洞门墙应根据实际需要设置伸缩缝、沉降缝和泄水孔;洞门墙的厚度可按计算或结合其它工程类比确定。
- 3 洞门墙基础必须置于稳固地基上,应视地形及地质条件,埋置足够的深度,保证洞门的稳定。

基底埋入土质地基的深度不应小于 1.0m,嵌入岩石地基的深度不应小于 0.5m;基底标高应在最大冻结线以下不小于 0.25m;地基为冻胀土层时,应进行防冻胀处理。基底埋置深度应大于墙边各种沟、槽基底的埋置深度。
- 4 松软地基上的基础,可采取加固基础措施。
- 5 洞门结构应满足抗震要求。

## 8 衬砌结构设计

### 8.1 一般规定

**8.1.1** 公路隧道应作衬砌,根据隧道围岩地质条件、施工条件和使用要求可分别采用喷锚衬砌、整体式衬砌、复合式衬砌。高速公路、一级公路、二级公路的隧道应采用复合式衬砌;三级及三级以下公路隧道,在 I、II、III 级围岩条件下,隧道洞口段应采用复合式衬砌或整体式衬砌,其它段可采用喷锚衬砌。

**8.1.2** 隧道衬砌设计应综合考虑地质条件、断面形状、支护结构、施工条件等,并应充分利用围岩的自承能力。衬砌应有足够的强度和稳定性,保证隧道长期安全使用。

**8.1.3** 衬砌结构类型和尺寸,应根据使用要求、围岩级别、工程地质和水文地质条件、隧道埋置深度、结构受力特点,并结合工程施工条件、环境条件,通过工程类比和结构计算综合分析确定。在施工阶段,还应根据现场监控量测调整支护参数,必要时可通过试验分析确定。

**8.1.4** 衬砌设计应符合下列规定:

- 1 衬砌断面宜采用曲边墙拱形断面。
- 2 隧道围岩较差地段应设仰拱。仰拱曲率半径应根据隧道断面形状、地质条件、地下水、隧道宽度等条件确定。路面与仰拱之间可采用混凝土或片石混凝土填充。当隧道边墙底以下为整体性较好的坚硬岩石时,可不设仰拱。
- 3 隧道洞口段应设加强衬砌。加强衬砌段的长度应根据地形、地质和环境条件确定,一般情况下两车道隧道应不小于 10m,三车道隧道应不小于 15m。
- 4 围岩较差地段的衬砌应向围岩较好地段延伸 5 ~ 10m。
- 5 偏压衬砌段应向一般衬砌段延伸,延伸长度应根据偏压情况确定,一般不小于 10m。
- 6 净宽大于 3.0m 的横通道与主洞的交叉段均应设加强段衬砌,加强段衬砌应向各交叉洞延伸,主洞延伸长度不小于 5.0m,横通道延伸长度不小于 3.0m。

### 8.2 喷锚衬砌

**8.2.1** 喷射混凝土厚度不应小于 50mm,不宜大于 300mm。

**8.2.2 钢筋网喷射混凝土设计应符合下列规定：**

- 1 钢筋网网格应按矩形布置,钢筋间距宜为 150~300mm。
- 2 钢筋网钢筋的搭接长度应不小于  $30d$  ( $d$  为钢筋直径)。
- 3 钢筋网喷射混凝土保护层厚度应不小于 20mm,当采用双层钢筋网时,两层钢筋网之间的间隔距离应不小于 60mm。
- 4 单层钢筋网喷射混凝土厚度不得小于 80mm,双层钢筋网喷射混凝土厚度不得小于 150mm。
- 5 钢筋网应配合锚杆一起使用,钢筋网宜与锚杆绑扎连接或焊接。

**8.2.3 钢纤维喷射混凝土设计应符合下列规定：**

- 1 钢纤维掺量宜为干混合料质量的 1.5%~4% ( $33 \sim 96\text{kg/m}^3$ )。
- 2 钢纤维喷射混凝土的设计强度等级不应低于 C25。

**8.2.4** 为提高喷射混凝土的抗裂性能,可采用合成纤维喷射混凝土,合成纤维喷射混凝土的设计强度等级不应低于 C20,合成纤维喷射混凝土应根据试验确定其掺量。

当防水要求较高时,可采用强度等级大于 C30 的高性能喷射混凝土。

**8.2.5** 锚杆支护设计应根据隧道围岩条件、隧道断面尺寸、作用部位、施工条件等合理选择锚杆设计参数。锚杆种类如下：

- 1 全长粘结型锚杆有:普通水泥砂浆锚杆、早强水泥砂浆锚杆、树脂锚杆、水泥卷锚杆、中空注浆锚杆和自钻式注浆锚杆等。
- 2 端头锚固型锚杆有:机械锚固锚杆、树脂锚固锚杆、快硬水泥卷端头锚杆等。
- 3 摩擦型锚杆有:缝管锚杆、楔管锚杆、水胀锚杆等。
- 4 预应力锚杆。

**8.2.6** 永久支护的锚杆应为全长粘结型锚杆或预应力注浆锚杆。其它类型的锚杆不能作为永久支护,当需作永久支护时,锚孔内必须注满砂浆或树脂。

**8.2.7** 自稳时间短的围岩,宜采用全粘结树脂锚杆或早强水泥砂浆锚杆。

**8.2.8** 锚杆露头应设托板,托板长、宽、厚宜不小于  $150\text{mm} \times 150\text{mm} \times 6\text{mm}$ 。

**8.2.9** 在 III、IV、V、VI 级围岩条件下,锚杆应按系统锚杆设计,并符合下列规定：

- 1 锚杆一般应沿隧道周边径向布置,当结构面或岩层层面明显时,锚杆应与岩体主体结构面或岩层层面呈大角度布置。

- 2 锚杆应按矩形排列或梅花形排列。
- 3 锚杆间距不得大于 1.5m。间距较小时,可采用长短锚杆交错布置。
- 4 两车道隧道系统锚杆长度一般不小于 2.0m,三车道隧道系统锚杆长度一般不小于 2.5m。

**8.2.10** 局部不稳定的岩块宜设置局部锚杆,可采用全长粘结型锚杆、端头锚固型锚杆、预应力锚杆,锚固端应置于稳定岩体内,锚杆参数应通过计算确定。

**8.2.11** 软岩、收敛变形较大的围岩地段,可采用预应力锚杆,预应力锚杆的预加应力应不小于 100kPa。预应力锚杆的锚固端必须锚固在稳定岩层内。

**8.2.12** 岩体破碎、成孔困难的围岩,宜采用自进式锚杆。

**8.2.13** 在围岩条件较差地段或地面沉降有严格限制时,应在初期支护内增设钢架。常用的钢架有:钢筋格栅钢架、工字形型钢钢架、U 形型钢钢架和 H 形型钢钢架。钢架支护宜优先选用格栅钢架。格栅钢架主筋宜采用 HRB335、HRB400 钢,辅筋宜采用 HPB235 钢。型钢钢架支护宜采用工字形钢、U 形钢和 H 形钢钢架。

**8.2.14** 在设置超前支护的地段,可设置钢架作为超前锚杆、超前小导管、超前大管棚等的尾端支点。

**8.2.15** 钢架支护的一般规定:

- 1 钢架支护必须有足够的刚度和强度,能够承受隧道施工期间可能出现的荷载。
- 2 钢架支护间距宜为 0.5~1.5m。
- 3 采用钢架支护的地段连续使用钢架的数量不少于 3 榀;钢架支护榀与榀之间必须用直径为 18~22mm 的钢筋连接,连接筋的间距不大于 1m,并在钢架支护内缘、外缘交错布置。
- 4 钢架应分节段制作,节段与节段之间通过钢板用螺栓连接或焊接。
- 5 钢架与围岩之间的混凝土保护层厚度不应小于 40mm;临空一侧的混凝土保护层厚度不应小于 20mm。

**8.2.16** 大面积淋水地段、膨胀性地层、能造成衬砌腐蚀的地段、最冷月份平均气温低于 -5℃的地区或有冻害的地段,不宜采用喷锚衬砌。

**8.2.17** 喷锚衬砌可采用工程类比法或数值计算,并结合现场监控量测进行设计。



### 8.3 整体式衬砌

**8.3.1** 整体式衬砌截面可设计为等截面或变截面。对设仰拱的地段,仰拱与边墙宜采用小半径曲线连接,仰拱厚度宜与拱圈厚度相同。

**8.3.2** 明洞衬砌与洞内衬砌交界处或不设明洞的洞口段衬砌,在距洞口 5 ~ 12m 的位置应设沉降缝;在洞内,软硬地层明显分界处宜设沉降缝;在连续 V、VI 级围岩中每 30 ~ 80m 应设沉降缝一道。

**8.3.3** 严寒与酷热温差变化大的地区,特别是在最冷月份平均气温低于  $-15^{\circ}\text{C}$  的寒冷地区,距洞口 100 ~ 200m 范围的衬砌段应根据情况增设伸缩缝。

**8.3.4** 沉降缝、伸缩缝缝宽应大于 20mm,缝内可夹侵沥青木板或沥青麻丝。伸缩缝、沉降缝应垂直于隧道轴线设置。

**8.3.5** 沉降缝、伸缩缝可兼作施工缝。在设有沉降缝、伸缩缝的位置,施工缝宜调整到同一位置。

**8.3.6** 不设仰拱的地段,衬砌边墙基底应置于稳固的地基之上,在洞门墙厚度范围内,边墙基础应加深到与洞门墙基础底相同的标高。

**8.3.7** 在有明显偏压的地段,应采用抗偏压衬砌,抗偏压衬砌宜采用钢筋混凝土结构。

**8.3.8** 隧道横洞与主洞的交叉段衬砌宜采用钢筋混凝土结构。

**8.3.9** 地震动峰值加速度系数大于 0.2 的地区,洞口段及软弱围岩段的衬砌宜采用钢筋混凝土结构。

**8.3.10** 当采用钢筋混凝土衬砌结构时,混凝土强度等级不应小于 C25,受力主筋的净保护层厚度不小于 40mm。

### 8.4 复合式衬砌

**8.4.1** 复合式衬砌是由初期支护和二次衬砌及中间夹防水层组合而成的衬砌形式。复合式衬砌设计应符合下列规定:

1 初期支护宜采用锚喷支护,即由喷射混凝土、锚杆、钢筋网和钢架等支护形式单独

或组合使用,并应符合 8.2 节的规定。锚杆支护宜采用全长粘结锚杆。

2 二次衬砌宜采用模筑混凝土或模筑钢筋混凝土结构,衬砌截面宜采用连接圆顺的等厚衬砌断面,仰拱厚度宜与拱墙厚度相同。二次衬砌应符合 8.3.2 ~ 8.3.10 条的规定。

3 在确定开挖断面时,除应满足隧道净空和结构尺寸外,还应考虑初期支护并预留适当的变形量。预留变形量的大小可根据围岩级别、断面大小、埋置深度、施工方法和支护情况等,采用工程类比法预测。当无预测值时可参照表 8.4.1 选用,并应根据现场监控量测结果进行调整。

表 8.4.1 预留变形量(mm)

围岩级别	两车道隧道	三车道隧道	围岩级别	两车道隧道	三车道隧道
I	—	—	IV	50 ~ 80	80 ~ 120
II	—	10 ~ 50	V	80 ~ 120	100 ~ 150
III	20 ~ 50	50 ~ 80	VI	现场量测确定	

注:围岩破碎取大值;围岩完整取小值。

8.4.2 复合式衬砌可采用工程类比法进行设计,并通过理论分析进行验算。初期支护及二次衬砌的支护参数可参照表 8.4.2-1、表 8.4.2-2 选用,并应根据现场围岩监控量测信息对设计支护参数进行必要的调整。

表 8.4.2-1 两车道隧道复合式衬砌的设计参数

围岩级别	初 期 支 护							二次衬砌厚度(cm)	
	喷射混凝土厚度(cm)		锚杆(m)			钢筋网	钢架	拱、墙 混凝土	仰拱 混凝土
	拱部、边墙	仰拱	位置	长度	间距				
I	5	—	局部	2.0	—	—	—	30	—
II	5 ~ 8	—	局部	2.0 ~ 2.5	—	—	—	30	—
III	8 ~ 12	—	拱、墙	2.0 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5	局部 @25 × 25	—	35	—
IV	12 ~ 15	—	拱、墙	2.5 ~ 3.0	1.0 ~ 1.2	拱、墙 @25 × 25	拱、墙	35	35
V	15 ~ 25	—	拱、墙	3.0 ~ 4.0	0.8 ~ 1.2	拱、墙 @20 × 20	拱、墙、 仰拱	45	45
VI	通过试验、计算确定								

表 8.4.2-2 三车道隧道复合式衬砌的设计参数

围岩级别	初期支护							二次衬砌厚度(cm)	
	喷射混凝土厚度(cm)		锚杆(m)			钢筋网	钢架	拱、墙混凝土	仰拱混凝土
	拱部边墙	仰拱	位置	长度	间距				
I	8	—	局部	2.5	—	局部	—	35	—
II	8~10	—	局部	2.5~3.5	—	局部	—	40	—
III	10~15	—	拱、墙	3.0~3.5	1.0~1.5	拱、墙 @25×25	拱、墙	45	45
IV	15~20	—	拱、墙	3.0~4.0	0.8~1.0	拱、墙 @20×20	拱、墙、 仰拱	50, 钢筋 混凝土	50
V	20~30	—	拱、墙	3.5~5.0	0.5~1.0	拱、墙 (双层) @20×20	拱、墙、 仰拱	60, 钢筋 混凝土	60, 钢筋 混凝土
VI	通过试验、计算确定								

注:有地下水时,可取大值;无地下水时,可取小值。采用钢架时,宜选用格栅钢架。

**8.4.3** 对软弱流变围岩、膨胀性围岩,隧道支护参数的确定还应考虑围岩形变压力继续增长的作用。

## 8.5 明洞衬砌

### 8.5.1 下列情况应设明洞衬砌:

- 1 洞顶覆盖层薄,不宜大开挖修建路堑,并难于用暗挖法修建隧道的地段。
- 2 路基或隧道洞口受边坡坍方、岩堆、落石、泥石流等不良地质危害;修建路堑会危及到附近重要建筑物安全的地段。
- 3 铁路、公路、沟渠和其它人工构造物必须在隧道上方通过,不宜采用暗洞或立交桥涵跨越时。
- 4 为了保护洞口的自然景观而延伸隧道长度时。

**8.5.2** 选择明洞的结构类型,应根据地形、地质、施工条件,考虑结构安全、经济实用、美观等因素综合分析确定。

- 1 边坡一次塌方量大、落石较多且基底地质条件较好时,宜采用拱形明洞。
- 2 当路基外侧地形狭窄、内外侧墙基底地质明显不同,外侧基础工程量较大或洞顶荷载较小时,可采用棚洞。
- 3 在建筑高度受到限制或地基软弱的地方,可采用框架明洞。
- 4 为保护洞口自然环境或防止洞口边、仰坡滚石须加长隧道而修建明洞时,可采用拱形、箱形明洞,并可在洞顶植草、植树等。

### 8.5.3 明洞衬砌设计应符合下列规定:

- 1 当采用拱形明洞时,可按整体式衬砌设计。
- 2 半路堑拱形明洞应考虑偏压,拱形明洞外边墙宜适当加厚。当地形条件允许时,可考虑采用反压回填、设反压墙平衡偏压荷载,减小或消除偏压。
- 3 当拱形明洞边墙侧压较大及地层松软时,宜设仰拱。
- 4 明洞宜采用钢筋混凝土结构。
- 5 采用棚洞结构时,顶板一般可采用 T 形、Π 形或空心板截面构件,内边墙可采用挡墙结构;当内侧岩体完整、坚固、无地下水时,可采用锚杆挡墙;外侧边墙可视地形、地基、边坡坍塌、落石等情况选用墙式、柱式、刚架等结构类型。
- 6 当明洞作为整治滑坡的措施时,应按支挡工程设计,并应采取综合治理措施,确保滑坡体稳定和明洞安全。
- 7 在地质情况变化较大地段应设置沉降缝;气温变化较大地区,应根据长度等情况设置伸缩缝。

### 8.5.4 明洞基础设计应符合下列规定:

- 1 明洞基础应置于稳固的地基上,明洞基础底标高不宜高于隧道侧沟沟底标高或路面基层标高。
- 2 当基岩埋深较浅时,基础可设置于基岩上;当基础位于软弱地基上时,可采用仰拱、整体式钢筋混凝土底板,也可采用桩基、扩大基础、基础加深和地基加固处理等措施。
- 3 外墙基础趾部应保证一定的嵌入基岩深度和护基宽度。在冻胀性土上设置明洞基础时,基底埋置深度应不小于冰冻线以下 250mm。当地基为斜坡地形时,地基可切割成台阶。
- 4 当地基外侧受水流冲刷影响时,应采取加固和防护措施。
- 5 明洞外边墙、棚洞立柱基础埋置深度超过路面以下 3m 时,宜在路面以下设置钢筋混凝土横向水平拉杆,并锚固于内边墙基础或岩体中,或用锚杆锚固于稳定的岩体中;立柱可在路基平面处加设纵撑,应与相邻立柱及内边墙连接。

### 8.5.5 明洞洞顶回填、拱背处理应根据明洞设置的目的、作用,以及地形条件、山坡病害而定,并符合下列规定:

- 1 当山坡有严重的危石、崩塌威胁时,应予清除或作加固处理。为防护一般的落石、崩塌危害时,明洞拱背回填土厚度不宜小于 1.5m,填土表面应设置一定的排水坡度。
- 2 不设洞门端墙时,可采用拱背部分裸露、按自然山坡坡度填土,填土表面一般应植草。
- 3 立交明洞上的填土厚度应结合公路、铁路、沟渠及其它人工构造物的标高、自然环境、美化要求和结构设计等研究确定,必要时可设护拱。
- 4 当明洞顶设置过水、泥石流等渡槽、沟渠及其它构造物时,设计应考虑其影响。一

般过水沟渠或普通截水沟沟底距洞顶外缘厚度不小于 1.0m。当为排泄山沟洪水、泥石流等的渡槽时,泥石流等渡槽沟渠底距洞顶外缘不小于 1.5m。

**8.5.6** 明洞边墙背后回填,应根据明洞类型、地质条件、设计要求和施工方法按下列要求确定:

- 1 衬砌设计考虑地层弹性抗力时,边墙背后超挖部分应用混凝土或浆砌片石回填。
- 2 衬砌设计只计墙背地层或回填土主动土压力时,边墙背后回填料的内摩擦角不应小于地层的计算摩擦角或设计的回填料的计算摩擦角。

## 9 结构计算

### 9.1 一般规定

**9.1.1** 隧道结构应按破损阶段法验算构件截面的强度。结构抗裂有要求时,对混凝土构件应进行抗裂验算,对钢筋混凝土构件应验算其裂缝宽度。

**9.1.2** 本章适用于静力问题的分析。

### 9.2 衬砌计算

**9.2.1** 深埋隧道中的整体式衬砌、浅埋隧道中的整体或复合式衬砌及明洞衬砌等应采用荷载结构法计算。深埋隧道中复合式衬砌的二次衬砌也可采用荷载结构法计算。荷载结构法的计算原理可见附录 I。

**9.2.2** 采用荷载结构法计算隧道衬砌的内力和变形时,应通过考虑弹性抗力等体现围岩对衬砌变形的约束作用。弹性抗力的大小及分布,对回填密实的衬砌构件可采用局部变形理论,按式(9.2.2)计算确定。

$$\sigma = k\delta \quad (9.2.2)$$

式中: $\sigma$ ——弹性抗力的强度(MPa);

$k$ ——围岩弹性抗力系数,无实测数据时可按附录 A 中表 A.0.4-1 选用;

$\delta$ ——衬砌朝向围岩的变形值(m),变形朝向洞内时取为零。

**9.2.3** 计算带仰拱的衬砌,当先做仰拱后建边墙时,应考虑仰拱对结构内力的影响;当仰拱在边墙之后施作时,则可不考虑。

**9.2.4** 按破损阶段验算构件截面的强度时,应根据不同的荷载组合,分别采用不同的安全系数,并应不小于表 9.2.4-1 和表 9.2.4-2 所示的数值。验算施工阶段的强度时,安全系数可采用表 9.2.4-1 和表 9.2.4-2“永久荷载 + 基本可变荷载 + 其它可变荷载”栏内的数值乘以折减系数 0.9。

表 9.2.4-1 混凝土和砌体结构的强度安全系数

破坏原因	荷载组合	混 凝 土		砌 体	
		永久荷载 + 基本可变荷载	永久荷载 + 基本可变荷载 + 其它可变荷载	永久荷载 + 基本可变荷载	永久荷载 + 基本可变荷载 + 其它可变荷载
混凝土或砌体达到抗压极限强度		2.4	2.0	2.7	2.3
混凝土达到抗拉极限强度		3.6	3.0		

表 9.2.4-2 钢筋混凝土结构的强度安全系数

破坏原因	荷载组合	永久荷载 + 基本可变荷载	永久荷载 + 基本可变荷载 + 其它可变荷载
钢筋达到计算强度或混凝土 达到抗压或抗剪极限强度		2.0	1.7
混凝土达到抗拉极限强度		2.4	2.0

**9.2.5** I~V级围岩中,复合式衬砌的初期支护应主要按工程类比法设计。其中 IV、V级围岩的支护参数应通过计算确定,计算方法为地层结构法。地层结构法的计算原理可见附录 J。

**9.2.6** 复合式衬砌中的二次衬砌, I~III级围岩中为安全储备,并按构造要求设计; IV、V级围岩中为承载结构,可采用地层结构法计算内力和变形。

**9.2.7** 进行衬砌计算时,围岩地层的特性参数值应按地质资料选用,无资料时可按附录 A 中表 A.0.4-1 选用。隧道开挖后,应按监控量测结果对其修正。

**9.2.8** 按承载能力设计时,复合式衬砌初期支护的允许洞周相对收敛值应根据围岩地质条件分析确定,缺乏资料时可按表 9.2.8 选用。

表 9.2.8 允许洞周水平相对收敛值(%)

埋深(m) 围岩级别	< 50	50 ~ 300	> 300
III	0.10 ~ 0.30	0.20 ~ 0.50	0.40 ~ 1.20
IV	0.15 ~ 0.50	0.40 ~ 1.20	0.80 ~ 2.00
V	0.20 ~ 0.80	0.60 ~ 1.60	1.00 ~ 3.00

注:①水平相对收敛值系指收敛位移累计值与两测点间距离之比。

②硬质围岩隧道取表中较小值,软质围岩隧道取表中较大值。

③拱顶下沉允许值一般可按本表数值的 0.5~1.0 倍采用。

④本表所列数值在施工过程中可通过实测和资料积累作适当修正。

**9.2.9** 衬砌计算时,应使其在变形后仍满足净空要求。

**9.2.10** 整体式衬砌的混凝土偏心受压构件,其轴向力的偏心距不宜大于截面厚度的 0.45 倍;对于半路堑式明洞外墙、棚式明洞边墙和砌体偏心受压构件,则不应大于截面厚度的 0.3 倍。基底偏心距应符合表 9.4.1 的规定。

**9.2.11** 混凝土和砌体矩形截面轴心及偏心受压构件的抗压强度应按式(9.2.11)计算。

$$KN \leq \varphi \alpha R_a b h \quad (9.2.11)$$

式中:  $R_a$ ——混凝土或砌体的抗压极限强度,按表 5.2.9 和表 5.2.14 采用;

$K$ ——安全系数,按表 9.2.4-1 采用;

$N$ ——轴向力(kN);

$b$ ——截面宽度(m);

$h$ ——截面厚度(m);

$\varphi$ ——构件纵向弯曲系数,对于贴壁式隧道衬砌、明洞拱圈及墙背紧密回填的边墙,可取  $\varphi = 1$ ,对于其它构件,应根据其长细比按表 9.2.11-1 采用;

$\alpha$ ——轴向力的偏心影响系数,按表 9.2.11-2 采用。

**表 9.2.11-1 混凝土及砌体构件的纵向弯曲系数**

$H/h$	< 4	4	6	8	10	12	14	16
纵向弯曲系数 $\varphi$	1.00	0.98	0.96	0.91	0.86	0.82	0.77	0.72
$H/h$	18	20	22	24	26	28	30	
纵向弯曲系数 $\varphi$	0.68	0.63	0.59	0.55	0.51	0.47	0.44	

注:①  $H$  为构件的高度,  $h$  为截面短边的边长(当轴心受压时)或弯矩作用平面内的截面边长(当偏心受压时)。

② 当  $H/h$  为表列数值的中间值时,  $\varphi$  可按内插法求得。

**表 9.2.11-2 偏心影响系数  $\alpha$**

$e_0/h$	$\alpha$	$e_0/h$	$\alpha$	$e_0/h$	$\alpha$	$e_0/h$	$\alpha$	$e_0/h$	$\alpha$
0.00	1.000	0.10	0.954	0.20	0.750	0.30	0.480	0.40	0.236
0.02	1.000	0.12	0.923	0.22	0.698	0.32	0.426	0.42	0.199
0.04	1.000	0.14	0.886	0.24	0.645	0.34	0.374	0.44	0.170
0.06	0.996	0.16	0.845	0.26	0.590	0.36	0.324	0.46	0.142
0.08	0.979	0.18	0.799	0.28	0.535	0.38	0.278	0.48	0.123

注:①表中  $e_0$  为轴向力偏心距。

②表中  $\alpha = 1.000 + 0.648(e_0/h) - 12.569(e_0/h)^2 + 15.444(e_0/h)^3$ 。



**9.2.12** 按抗裂要求,混凝土矩形截面偏心受压构件的抗拉强度应按式(9.2.12)计算。

$$KN \leq \varphi \frac{1.75 R_1 b h}{\frac{6 e_0}{h} - 1} \quad (9.2.12)$$

式中:  $R_1$ ——混凝土的抗拉极限强度,按表 5.2.9 采用;

其它符号意义同前。

注:当为混凝土矩形截面构件,  $e_0 \leq 0.20h$  时,系抗压强度控制承载能力,可不按式(9.2.12)计算;  $e_0 > 0.20h$  时,系抗拉强度控制承载能力,可不按式(9.2.11)计算。

**9.2.13** 整体式衬砌的拱脚截面,当混凝土为间歇浇筑或边墙用砌体、拱圈用混凝土时,其偏心距应与 9.2.10 条砌体构件的规定相同,计算截面抗压强度时,安全系数也应采用表 9.2.4-1 所示对砌体规定的数值。

**9.2.14** 钢筋混凝土受弯和偏心受压构件的截面强度可按附录 K 计算。

**9.2.15** 钢筋混凝土衬砌结构构件,按荷载基本组合求得的最大裂缝宽度  $w_{\max}$  不应大于 0.2mm。

**9.2.16** 对于受弯构件,按荷载的基本组合计算的最大挠度值不应大于表 9.2.16 规定的允许值。

表 9.2.16 受弯构件的允许挠度

构件类型		允许挠度
梁、板构件	$l_0 \leq 5\text{m}$	$l_0/250$
	$5\text{m} < l_0 \leq 8\text{m}$	$l_0/300$
	$l_0 > 8\text{m}$	$l_0/400$

**9.2.17** 钢筋混凝土受弯构件在各种荷载组合作用下的变形(挠度和转角),可根据给定的刚度按材料力学的方法计算。

### 9.3 明洞计算

**9.3.1** 明洞衬砌应按破损阶段计算构件截面强度,并根据不同荷载组合,采用表 9.2.4-2 的安全系数值。

**9.3.2** 当墙背围岩对边墙变形有约束作用时,应按 9.2.2 条考虑弹性抗力的影响。

### 9.4 洞门计算

**9.4.1** 采用挡墙式洞门时,洞门墙可视作挡土墙,按极限状态验算其强度,并应验算绕墙趾倾覆及沿基底滑动的稳定性。验算时应符合表 9.4.1 的规定,并应符合《公路路基设计规范》、《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》、《公路桥涵地基与基础设计规范》的有关规定。

表 9.4.1 洞门墙主要验算规定

墙身截面荷载 效应值 $S_d$	$\leq$ 结构抗力效应值 $R_d$ (按极限状态计算)	墙身截面荷载 效应值 $S_d$	$\leq$ 结构抗力效应值 $R_d$ (按极限状态计算)
墙身截面偏心距 $e$	$\leq 0.3$ 倍截面厚度	滑动稳定安全系数 $K_c$	$\geq 1.3$
基底应力 $\sigma$	$\leq$ 地基容许承载力	倾覆稳定安全系数 $K_0$	$\geq 1.6$
基底偏心距 $e$	岩石地基 $\leq B/5 \sim B/4$ ; 土质 地基 $\leq B/6$ ( $B$ 为墙底厚度)		

对于高洞门墙,为避免拉应力过大,设计时应控制截面拉应力。

9.4.2 洞门设计计算参数应按现场试验资料采用。当缺乏试验资料时,可参照表 9.4.2 选用。

表 9.4.2 洞门设计计算参数

仰坡坡率	计算摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	重度 $\gamma$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	基底摩擦系数 $f$	基底控制压应力 ( $\text{MPa}$ )
1:0.5	70	25	0.60	0.80
1:0.75	60	24	0.50	0.60
1:1	50	20	0.40	0.40 ~ 0.35
1:1.25	43 ~ 45	18	0.40	0.30 ~ 0.25
1:1.5	38 ~ 40	17	0.35 ~ 0.40	0.25

9.4.3 钢筋混凝土洞门的截面最小配筋率应符合 9.5.4 条的规定。

## 9.5 构造要求

9.5.1 隧道建筑物各部结构的截面最小厚度应大于表 9.5.1 的数值。

表 9.5.1 截面最小厚度 (cm)

建筑材料种类	隧道和明洞衬砌			洞门端墙、翼墙和 洞口挡土墙
	拱 圈	边 墙	仰 拱	
混凝土	20	20	20	30
片石混凝土		50	50	50
浆砌粗料石		30		30
浆砌片石		50		50

**9.5.2** 混凝土基础台阶的坡线和竖直线之间的夹角不应大于  $45^\circ$ ; 当为砌体基础时, 不应大于  $35^\circ$ 。

**9.5.3** 钢筋混凝土构件中受力钢筋的混凝土保护层最小厚度应符合表 9.5.3 的规定。

表 9.5.3 混凝土保护层最小厚度(cm)

构件厚度	保护层最小厚度		构件厚度	保护层最小厚度	
	非侵蚀性环境	侵蚀性环境		非侵蚀性环境	侵蚀性环境
< 15	根据情况确定	根据情况确定	31 ~ 50	3.5	4
15 ~ 30	3	3.5	> 50	4	5

注: ①明洞和洞门均采用表中非侵蚀性环境栏内的数值。

②有防火要求时, 保护层最小厚度应按相应规范考虑。

**9.5.4** 钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋的截面最小配筋率应符合表 9.5.4 的规定。

表 9.5.4 钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋的截面最小配筋率(%)

受力类型	最小配筋率					
受压构件	全部纵向钢筋	0.6				
	一侧纵向钢筋	0.2				
受弯构件、偏心受拉、轴心受拉构件一侧的受拉钢筋	钢筋种类	混凝土强度等级				
		C20	C25	C30	C40	C50
	HPB235	0.25	0.25	0.30	0.35	0.40
	HRB335	0.20	0.20	0.20	0.25	0.30

注: ①受压构件全部纵向钢筋最小配筋率, 当采用 HRB400 钢筋时, 应按表中规定减小 0.1。

②偏心受拉构件中的受压钢筋, 应按受压构件一侧纵向钢筋考虑。

③受压构件的全部纵向钢筋和一侧纵向钢筋的配筋率以及轴心受拉构件和小偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率应按构件的全截面面积计算; 受弯构件、大偏心受拉构件一侧受拉钢筋的配筋率应按全截面面积扣除受压翼缘面积后的截面面积计算。

④当钢筋沿构件截面周边布置时, “一侧纵向钢筋”系指沿受力方向两个对边中的一边布置的纵向钢筋。

**9.5.5** 钢筋的弯起及锚固应符合下列规定:

1 钢筋的弯起如图 9.5.5。

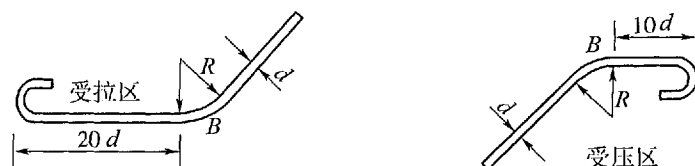


图 9.5.5 弯起钢筋端部构造

当纵向受力钢筋需弯起时,弯起钢筋的弯终点  $B$  处应留有锚固长度,该长度在受拉区不应小于  $20d$ ,在受压区不应小于  $10d$ ,光圆钢筋在端部尚应设弯钩。位于梁侧底层的钢筋不应弯起。

弯起钢筋的弯起角,对于梁宜取  $45^\circ$  或  $60^\circ$ ;对于板不宜小于  $30^\circ$ 。

弯起钢筋最小弯曲半径  $R$ ,钢筋为 HPB235 时为  $10d$ ;钢筋为 HRB335 时为  $12d$  ( $d$  为钢筋直径)。

2 钢筋的锚固长度应符合表 9.5.5 的规定。

表 9.5.5 钢筋的锚固长度

钢筋类别		HPB235 光面钢筋	HRB335 螺纹钢筋
锚固条件			
受压钢筋自不受力处算起的锚固长度	$\geq 30d$	不设弯钩	—
	$< 30d$	$10d$ 加直钩	—
	$\geq 20d$	—	不设弯钩
	$< 20d$	—	$10d$ 加直钩
受拉构件的钢筋按粘结力计算的锚固长度	在无横向压力区域	$30d$ 加半圆钩	$20d$ 加直钩
	在有横向压力区域	$15d$ 加半圆钩	$10d$ 加直钩
受弯构件、偏心受压构件的受拉钢筋自不受力处算起的锚固长度	在受压区	$10d$ 加直钩	$10d$ 不设弯钩
	在受拉区 (在困难情况下)	$20d$ 加半圆钩	$20d$ 加直钩
弯起钢筋伸到受压区的长度	$\geq 20d$	不设与纵筋平行的直段,端部采用直钩	不设与纵筋平行的直段,且不设弯钩
	$< 20d$	设与纵筋平行长度为 $10d$ 的直段,并加直钩	设与纵筋平行长度为 $15d$ 的直段,且不设弯钩

### 9.5.6 轴心受压构件的配筋构造应符合下列规定:

1 仅受轴心压力并配有纵筋及一般箍筋的构件:

- 1) 纵筋截面积不应小于构件截面积的  $0.5\%$ ,也不宜大于  $3\%$ ;
- 2) 纵筋的直径不宜小于  $12\text{mm}$ ;
- 3) 箍筋的间距不应超过纵筋直径的  $15$  倍,也不应大于构件横截面的最小尺寸;
- 4) 箍筋的直径不应小于纵筋直径的  $1/4$ ,也不应小于  $6\text{mm}$ 。

2 当采用螺纹钢筋时:

- 1) 纵筋的截面积不应小于螺旋圈内核心面积的  $0.6\%$ ;
- 2) 核心截面积不应小于构件截面积的  $2/3$ ;
- 3) 螺纹钢筋的螺距不应大于核心直径的  $1/5$ ,同时也不应大于  $80\text{mm}$ ;
- 4) 螺纹钢筋换算截面不应小于纵筋的截面积,同时也不应超过该截面积的  $3$  倍;
- 5) 纵筋截面积与螺纹钢筋换算截面积之和不应小于该截面积的  $10\%$ 。

**9.5.7** 直径大于 25mm 的光圆钢筋以及所有螺纹钢筋的接头均应采用焊接;直径较小的光面钢筋可以采用搭接,此时钢筋端部应弯成半圆形弯钩,两钩切点间的距离对受拉钢筋不得小于  $30d$ ,对受压钢筋不得小于  $20d$ ,在搭接范围内应用铁丝捆扎。

焊接接头的抗拉强度不应低于钢筋本身的强度。

**9.5.8** 钢筋的直径和间距应符合表 9.5.8-1 ~ 表 9.5.8-3 的要求。

表 9.5.8-1 柱中钢筋的直径和间距(mm)

类 别	直 径 $d$	间 距
纵向受力钢筋(主筋)	$\geq 12$	净距 $\geq 50$ , 中距 $\leq 350$
箍筋	$\geq 6$ ; $\geq d/4$ ( $d$ 为主筋中的最大直径); 纵向钢筋配筋率 $> 3\%$ 时, $\geq 8$	$\leq 400$ ; $\leq$ 截面的短边尺寸; $\leq 15d$ (绑扎骨架中) 或 $\leq 20d$ (焊接骨架中), $d$ 为纵筋中的最小直径。在绑扎的搭接接头 $l_d$ 长度范围内,当搭接钢筋为受压时, $\leq 10d$ ( $d$ 为主筋中最小直径), 且 $\leq 200$
构造钢筋	偏心受压柱,当截面高度 $h \geq 600\text{mm}$ 时,应在柱长边设置纵向构造钢筋, $d = 10 \sim 16$ , 间距 $\leq 500$	

表 9.5.8-2 板中钢筋的直径和间距(mm)

类 别	直 径 $d$	间 距
纵向受力钢筋(主筋)	受力钢筋常用 6, 8, 10	板厚 $h \leq 150\text{mm}$ 时, $\leq 200$ ; $h > 150\text{mm}$ 时, $\leq 1.5h$ , 且不应大于 300
构造钢筋	分布钢筋常用 $d \geq 6$ , 间距 $\leq 200$	

表 9.5.8-3 梁中钢筋的直径和间距(mm)

类 别	直 径 $d$	间 距
纵向受力钢筋(主筋)	梁高 $h < 300\text{mm}$ 时, $\geq 6$ ; $h \geq 300\text{mm}$ 时, $\geq 10$	净距 $\geq d$ , 同时下部钢筋 $\geq 25\text{mm}$ , 上部钢筋 $\geq 30\text{mm}$ 。下部钢筋多于两排时,其横向中距应是下面两排中距的 2 倍
箍筋	梁高 $h \leq 250\text{mm}$ 时, $\geq 4$ ; $250\text{mm} < h \leq 800\text{mm}$ 时, $\geq 6$ ; $h > 800\text{mm}$ 时, $\geq 8$ ; 配有计算的受压钢筋时, $\geq d/4$ ( $d$ 为受压钢筋中的最大直径)	梁高 $150\text{mm} < h \leq 300\text{mm}$ 时, 150 ~ 200; $300\text{mm} < h \leq 500\text{mm}$ 时, 200 ~ 300; $500\text{mm} < h \leq 800\text{mm}$ 时, 250 ~ 350; $h > 800\text{mm}$ 时, 300 ~ 500。 $V > 0.07f_{cd}bh_0 + 0.05N_{p0}$ 时, 取小值, 反之, 取大值 ( $V$ 为剪力设计值; $N_{p0}$ 为混凝土法向预应力等于零时预应力钢筋及非预应力钢筋的合力; $f_{cd}$ 为混凝土轴心抗压强度设计值)
构造钢筋	1 架立钢筋, 梁跨 $l < 4\text{m}$ 时, $d \geq 6$ , $l = 4 \sim 6\text{m}$ 时, $d \geq 8$ , $l > 6\text{m}$ 时, $d \geq 10$ ; 2 梁侧构造钢筋及拉筋, 梁高 $h > 700\text{mm}$ 时, 在梁两侧面沿高度每隔 300 ~ 400mm 应设一根 $d \geq 10$ 的构造钢筋, 并以拉筋联系, 拉筋直径一般与箍筋同, 间距 500 ~ 700mm, 常为箍筋间距的倍数	

注: 当按计算需设置弯起钢筋时, 前一排(对支座而言)的弯起点至后一排的弯终点的距离不应大于表中  $V > 0.07f_{cd}bh_0 + 0.05N_{p0}$  时的箍筋间距。

## 10 防水与排水

### 10.1 一般规定

**10.1.1** 隧道防排水应遵循“防、排、截、堵结合,因地制宜,综合治理”的原则,保证隧道结构物和营运设备的正常使用和行车安全。隧道防排水设计应对地表水、地下水妥善处理,洞内外应形成一个完整通畅的防排水系统。

**10.1.2** 高速公路、一级公路、二级公路隧道防排水应满足下列要求:

- 1 拱部、边墙、路面、设备箱洞不渗水。
- 2 有冻害地段的隧道衬砌背后不积水,排水沟不冻结。
- 3 车行横通道、人行横通道等服务通道拱部不滴水,边墙不淌水。

**10.1.3** 三级公路、四级公路隧道应做到:

- 1 拱部、边墙不滴水,路面不积水,设备箱洞不渗水。
- 2 有冻害地段的隧道衬砌背后不积水,排水沟不冻结。

**10.1.4** 当采取防排水工程措施时,应注意保护自然环境。当隧道内渗漏水引起地表水减少,影响居民生产、生活用水时,应对围岩采取堵水措施,减少地下水的渗漏。

### 10.2 防水

**10.2.1** 隧道地表沟谷、坑洼积水、渗水对隧道有影响时,宜采用疏导、勾补、铺砌和填平等处治措施。废弃的坑穴、钻孔等应填实封闭。隧道附近的水库、池沼、溪流、井泉水、地下水,当有可能渗入隧道时,应采取防止或减少其下渗的处理措施。

**10.2.2** 隧道采用复合式衬砌时,在初期支护与二次衬砌之间应设置防水板及无纺布。要求如下:

- 1 无纺布密度不小于  $300\text{g}/\text{m}^2$ 。
- 2 防水板应采用易于焊接的防水卷材,厚度不小于  $1.0\text{mm}$ ,接缝搭接长度不小于  $100\text{mm}$ 。

**10.2.3** 隧道二次衬砌应满足抗渗要求。混凝土的抗渗等级,有冻害地段及最冷月份平均气温低于 $-15^{\circ}\text{C}$ 的地区不低于 S8,其余地区不低于 S6。

**10.2.4** 隧道二次衬砌的施工缝、沉降缝、伸缩缝应采取可靠的防水措施。

**10.2.5** 有侵蚀性地下水时,应针对侵蚀类型,采用抗侵蚀混凝土,压注抗侵蚀浆液,或铺设抗侵蚀防水层。

**10.2.6** 围岩破碎、涌水易坍塌地段,宜向围岩内预注浆。向衬砌背后压浆时,应防止因压浆而堵塞衬砌背后的排水管道。

**10.2.7** 当隧道位于常水位以下,又不宜排泄时,隧道衬砌应采用抗水压衬砌。

### 10.3 排水

**10.3.1** 隧道洞内宜按地下水和营运清洗污水、消防污水分离排放的原则设置纵向排水系统,应能保证排水畅通,避免洞内积水。

**10.3.2** 隧道内排水应符合下列规定:

- 1 路面两侧应设纵向排水沟,引排营运清洗水、消防水和其它废水。
- 2 隧道纵向排水坡宜与隧道纵坡一致。
- 3 路侧边沟可设置为开口式明沟或暗沟。当边沟为暗沟时,应设沉沙池、滤水篦,其间距宜为 25~30m。
- 4 检修道或人行道的道面应考虑排水,可酌情设 0.5%~1.5% 的横坡,亦可在墙脚与检修道交角处设宽 50mm、深 30mm 的纵向凹槽,以利道面清洁排水。

**10.3.3** 路面结构底部排水设施应符合下列规定:

- 1 路面结构下宜设纵向中心水沟(管),集中引排地下水。
- 2 中心水沟(管)断面积应根据隧道长度、纵坡、地下水渗流量,通过水力计算确定。
- 3 中心水沟(管)纵向应按间距 50m 设沉沙池,并根据需要设检查井。检查井的位置、构造不得影响行车安全,并应便于清理和检查。
- 4 隧底应设横向导水管,以连接中心水沟(管)与衬砌墙背排水盲管。横向导水管的直径不宜小于 100mm,横向坡度不应小于 2%,其纵向间距应根据地下水量确定,一般可按 30~50m 设置。当不设隧底中心水沟(管)时,横向导水管的纵向间距不宜小于 10m。
- 5 路面底部应设不小于 1.5% 的横向排水坡度。
- 6 寒冷和严寒地区有地下水的隧道,最冷月份平均气温低于 $-10^{\circ}\text{C}$ 时,应采用深埋

中心水沟;最冷月份平均气温低于 $-25^{\circ}\text{C}$ 时,应在隧道下设防寒泄水隧洞。

#### **10.3.4 隧道衬砌外排水设施应符合下列规定:**

- 1 在衬砌两侧边墙背后底部应设沿隧道的纵向排水盲管(沟),其孔径不应小于80mm。
- 2 沿衬砌背后环向应设置导水盲管,其纵向间距不应大于20m,遇水量较大时,环向盲管应加密。对有集中出水处,应单独设竖向盲管。环向盲管、竖向盲管的直径不应小于50mm。
- 3 环向盲管、竖向盲管应与边墙底部的纵向排水盲管(沟)连通;纵向排水盲管(沟)应与横向导水管连通,以形成完整的纵横向排水系统。环向盲管、竖向盲管、纵向排水盲管应用无纺布包裹。

**10.3.5** 当地下水发育,含水层明显,又有长期充分补给来源时,可利用辅助坑道排水或设置泄水洞等截、排水设施。

**10.3.6** 当洞内水质有侵蚀时,应采取适当措施,防止排水造成环境污染。

### **10.4 洞口与明洞防排水**

**10.4.1** 隧道、辅助坑道的洞口及明洞应设置截水沟和排水沟,洞口边坡、仰坡应采取防护措施,防止地表水的下渗和冲刷。

**10.4.2** 为防止洞外水流入隧道内,可在洞口外设置反向排水边沟或采取截流措施。

#### **10.4.3 明洞防排水要求如下:**

- 1 明洞顶部应设置必要的截、排水系统。
- 2 回填土表面宜铺设隔水层,并与边坡搭接良好。
- 3 靠山侧边墙底或边墙后宜设置纵向和竖向盲沟,将水引至边墙泄水孔排出。
- 4 衬砌外缘应敷设外贴式防水层。
- 5 明洞与隧道接头处应做好防水处理。



## 11 小净距及连拱隧道

### 11.1 小净距隧道

**11.1.1** 小净距隧道是指隧道间的中间岩柱厚度小于表 4.3.2 建议值的特殊隧道布置形式。宜用于洞口地形狭窄或有特殊要求的中、短隧道,也可用于长或特长隧道洞口局部地段。

**11.1.2** 小净距隧道设计应符合下列要求:

- 1 应根据隧道地质条件,进出口地形条件,结合使用要求,经综合比选后确定最小净距。
- 2 应优先选用复合式衬砌,支护参数应经工程类比、计算分析综合确定。
- 3 设计应考虑相应的施工方法,并提出各类方法的具体要求。
- 4 设计与施工应遵循“少扰动、快加固、勤量测、早封闭”的原则,并将中间岩柱的稳定与加固作为设计与施工的重点。
- 5 小净距隧道监控量测应根据不同围岩级别制订量测计划。应把中间岩柱稳定、浅埋段地表沉降和爆破振动对相邻洞室的影响作为监控量测的重要内容。
- 6 在地震动峰值加速度大于 0.15 的地区选用小净距隧道时,宜进行抗震强度和稳定性验算。

**11.1.3** 为确保小净距隧道的安全,应对相邻双洞最大临界震动速度按净距、围岩级别、支护实施阶段分别进行控制,最大临界震动速度可通过试验确定,无资料时可参照《爆破安全规程》(GB 6722)取值。

**11.1.4** 小净距隧道有偏压时,支护参数、施工方法、施工顺序宜进行特殊设计。

### 11.2 连拱隧道

**11.2.1** 连拱隧道主要适用于洞口地形狭窄,或对两洞间距有特殊要求的中、短隧道。

**11.2.2** 连拱隧道按中墙结构形式不同分为整体式中墙和复合式中墙两种形式,在有条件加大中墙厚度的地段宜选用复合式中墙连拱隧道形式。

**11.2.3** 连拱隧道设计必须结合洞外接线、地形、地质和施工条件进行,并应符合下列规定:

- 1 隧道暗挖段应优先采用复合式衬砌,支护参数可采用工程类比或计算分析确定。
- 2 中墙设计应在满足结构设计与施工安全的前提下,综合考虑洞外接线要求、防排水系统的可靠性等因素。
- 3 两车道连拱隧道设计为整体式中墙时,中墙厚度不宜小于 1.4m;设计为复合式中墙时,中墙厚度不宜小于 2.0m。三车道连拱隧道设计为整体式中墙时,中墙厚度不宜小于 1.6m;设计为复合式中墙时,中墙厚度不宜小于 2.2m。
- 4 整体式中墙的连拱隧道应注意纵向施工缝的预留位置、施工缝止水方式、中墙纵向排水管与防水层的布置,避免施工缝渗漏水、防水层顶破和排水管堵塞。复合式中墙的连拱隧道防排水设计与独立双洞隧道基本相同。
- 5 连拱隧道应根据结构需要设置变形缝,双洞变形缝应在同一位置设置,并应注意隧道纵向荷载对结构的影响。
- 6 连拱隧道监控量测可参照《公路隧道施工技术规范》(JTJ 042)的相应要求进行,并以拱部垂直位移、中墙以上的拱部水平位移为重点。
- 7 连拱隧道设计应考虑相应的施工方法,并提出各类方法的具体要求,辅助施工措施应作专项设计。
- 8 采用导洞施工时,应对导洞围岩情况认真观察记录,并及时反馈信息,根据围岩变化情况和监控量测资料及时调整设计与施工方案。导洞宽度宜大于 4m。
- 9 设计中应采取有效辅助措施,防止施工中拱部推力不平衡对中墙结构造成危害。
- 10 在地震动峰值加速度大于 0.15 的地区,连拱隧道应进行抗震强度和稳定性验算。

**11.2.4** 为确保连拱隧道施工安全,应对相邻洞室的最大临界震动速度进行控制,一般不宜大于 15m/s。

**11.2.5** 连拱隧道有偏压时,应对支护参数与施工方法进行特殊设计。

## 12 辅助通道

### 12.1 一般规定

**12.1.1** 为满足营运通风、逃生救灾等要求或增加施工开挖面,应设置辅助通道。满足营运通风、救灾要求而设置的营运辅助通道为竖井、斜井、平行导坑、横通道、风道、地下风机房等;为增加施工开挖面而设置的施工辅助通道为竖井、斜井、平行导坑、横洞等。

**12.1.2** 应根据隧道长度、施工期限、地形、地质、水文等条件,结合通风、救灾、排水及弃渣的需要,通过技术经济比较,合理选设竖井、斜井、平行导坑、横洞及风道。

**12.1.3** 营运辅助通道的断面尺寸应根据通风需要、管路布置和逃生救灾要求确定;施工辅助通道的断面尺寸应根据施工要求、地质条件、支护类型、设备技术条件及工作环境要求等因素确定。

**12.1.4** 营运辅助通道一般应设模筑衬砌,并要求内壁面平滑;施工辅助通道根据情况可采用喷锚衬砌。辅助通道岔洞和正洞联结处应作加强设计。

**12.1.5** 施工辅助通道在隧道主体工程竣工后不予利用者,在保证隧道安全的条件下应作如下处理:

- 1 整理排水系统,使其畅通。
- 2 加强洞(井)口、软弱围岩段及辅助通道与正洞连接段的衬砌。
- 3 封闭洞(井)口时应设置安全检查设施。

**12.1.6** 辅助通道的洞(井)口位置选择、施工场地布置及弃渣处理等,应注意环境保护、少占耕地,防止弃渣堵塞河道、沟渠、道路交通,并应减少由于辅助通道的修建对农田、水利设施和生活用水的影响。

**12.1.7** 应根据地下水水量和施工组织安排,选择竖井、斜井井底的排水方式和相应的设施。应根据运量要求、提升方式、运输设备等因素,合理布置竖井、斜井井底的场地。

## 12.2 竖井

### 12.2.1 竖井的布置应符合下列规定：

- 1 井口位置的高程应高出洪水频率为 1/100 的水位至少 0.5m。
- 2 竖井平面位置的选择应综合考虑施工与营运的需要。
- 3 竖井断面宜采用圆形,井筒内应设置安全梯。

### 12.2.2 竖井的衬砌应符合下列规定：

- 1 竖井井口应设混凝土或钢筋混凝土井颈,马头门应作模筑混凝土衬砌。
- 2 井口段、地质条件较差的井身段及马头门的上方宜设壁座,其形式、间距可根据地质条件、施工方法及衬砌类型确定。衬砌参数可按表 12.2.2 选用。

表 12.2.2 竖井衬砌参数

围岩 级别	喷 锚 衬 砌		支 护 衬 砌	复 合 衬 砌		
	$D < 5m$	$5m \leq D \leq 7m$		初 期 支 护		二 次 衬 砌
				$D < 5m$	$5m \leq D \leq 7m$	
I	喷 混 凝 土 厚 10cm	喷 混 凝 土 厚 10 ~ 15cm, 必要时 局部设锚杆	模 筑 混 凝 土 或 钢 筋 混 凝 土 厚 30cm, 砌体厚 40cm	—	—	—
II	喷 混 凝 土 厚 10 ~ 15cm, 锚杆长 1.5 ~ 2m, 间距 1 ~ 1.5m	喷 混 凝 土 厚 15 ~ 20cm, 锚杆长 2 ~ 2.5m, 间距 1m, 配钢筋网, 必要时 加钢圈梁	模 筑 混 凝 土 或 钢 筋 混 凝 土 厚 30cm, 砌体厚 50cm	—	—	—
III	喷 混 凝 土 厚 15 ~ 20cm, 锚杆长 2 ~ 2.5m, 间距 1m, 配钢筋网, 必要时 设钢圈梁	喷 混 凝 土 厚 20cm, 锚杆长 2.5 ~ 3m, 间距 1m, 配 钢筋网, 加钢圈梁	混 凝 土 或 钢 筋 混 凝 土 厚 40cm, 砌 体 厚 60cm	喷混凝土厚 5 ~ 10cm, 锚杆长 1.5 ~ 2m, 间距 1m, 必 要时配钢筋网	喷 混 凝 土 厚 10 ~ 15cm, 锚杆长 2 ~ 2.5m, 间距 1m, 必要时局部配钢 筋网	30cm
IV	—	—	混 凝 土 或 钢 筋 混 凝 土 厚 50cm, 砌 体 厚 70cm	喷 混 凝 土 厚 10 ~ 15cm, 锚杆长 2 ~ 2.5m, 间距 1m, 必要时配钢筋网	喷混凝土厚 15 ~ 20cm, 锚杆长 2.5 ~ 3m, 间距 0.75 ~ 1m, 配钢筋网	40cm
V	—	—	混 凝 土 或 钢 筋 混 凝 土 厚 60cm, 砌 体 厚 80cm	喷混凝土厚 15 ~ 20cm, 锚杆长 2.5 ~ 3m, 间距 0.75 ~ 1m, 配钢筋网, 必要时配钢圈梁	喷混凝土厚 20 ~ 25cm, 锚杆长 3 ~ 3.5m, 间距 0.5 ~ 0.7m, 配钢筋网, 必要时配钢圈梁	50cm

注:①VI级围岩地段应采用特殊支护措施。

②D为竖井直径。直径大于 7m 的竖井应作专项设计。

### 12.2.3 竖井必须设有安全设施,并采取相关安全措施。

## 12.3 斜井

### 12.3.1 斜井的布置应符合下列规定:

- 1 井口位置的高程应高出洪水频率为 1/100 的水位至少 0.5m。
- 2 斜井提升方式应根据提升量、斜井长度及井口地形选择。

各种提升方式的斜井倾角规定如下:

- 1) 箕斗提升时不大于 35°;
- 2) 串车提升时不大于 25°;
- 3) 胶带输送机提升时不大于 15°;
- 4) 无轨运输时不大于 12°。

3 与隧道中线连接处的平面交角,在满足施工与营运要求的前提下,应尽可能采用大角度。

- 4 井身纵断面不宜变坡,井口和井底变坡点应设置竖曲线,竖曲线半径宜采用 12~20m。
- 5 斜井必须设置宽度不小于 0.75m 的人行道,倾角大于 15°时应设置台阶。

### 12.3.2 斜井井口段和地质较差的地段宜作衬砌,衬砌参数可按表 12.3.2 选用。

表 12.3.2 斜井、平行导坑、横洞及风道衬砌参数

围岩级别	喷锚衬砌	模筑混凝土衬砌	复合衬砌	
			初期支护	二次衬砌
I	5cm	20cm	不支护,局部喷混凝土或水泥砂浆护面	20cm
II	5cm	20cm	局部喷射混凝土,厚度 5cm	20cm
III	10cm,局部锚杆长 2~2.5m	25~30cm	喷混凝土厚 5~8cm,局部设锚杆,长 2m	20cm
IV	—	35~40cm	喷混凝土厚 8~10cm,拱部设锚杆,长 2~2.5m,间距 1~1.2m,必要时拱部设钢筋网	25~30cm
V	—	45~50cm 必要时设仰拱	喷混凝土厚 10~15cm,设系统锚杆,长 2.5~3m,间距 1m,设钢筋网	35~40cm, 必要时设仰拱

注:①IV 级围岩地段应特殊设计。

②喷锚衬砌仅适用于地下水不发育,无侵蚀性并能保证光面爆破效果的 I~III 级围岩地段。

③适用于通道宽度不大于 5m,当通道宽度大于 5m 时另行设计。

12.3.3 斜井必须有相应的安全措施,并在适当位置设挡车设备,严防溜车。倾角在 15°以上的斜井应有轨道防滑措施。

## 12.4 平行导坑与横洞

**12.4.1** 长度在 3 000m 以上或确有特殊需要的隧道,可采用平行导坑,其位置选择应符合下列要求:

- 1 宜设在地下水补给源一侧。
- 2 与隧道的净距应根据地质条件、施工方法等因素确定。
- 3 坑底高程宜低于隧道底面高程 0.2 ~ 0.6m。

**12.4.2** 平行导坑应设置水沟,其过水断面、沟底坡度等应根据排水需要和正洞排水统一考虑。

**12.4.3** 傍山、沿河隧道需设辅助通道时宜考虑采用横洞,其位置应考虑施工需要,并应设向横洞外不小于 0.3% 的下坡,以利排水。

**12.4.4** 平行导坑与横洞的衬砌参数可按表 12.3.2 选用。

## 12.5 横通道、风道及地下机房

**12.5.1** 营运用横通道的设置间距和断面建筑限界应符合本规范 4.4.6 条的规定。施工用横通道的间距应根据施工需要和工程进度确定,不宜小于 120m。

横通道的位置,在原则上满足以上条件下应尽量避免通过断层、破碎带等不良地质地段。

**12.5.2** 风道设置应满足下列要求:

- 1 风道在弯曲、变径、分叉等断面变化处应采取曲线相连接,平顺过渡。内壁面应平滑,减小摩阻力。
- 2 送风机前后附近的风道内不得产生偏流、回流及涡流等。当弯道为 90° 时,应在转角处设置导流叶片。
- 3 在风道吸入口应设置网状门,防止异物吸入。
- 4 应防止风道内和风道口结冰。
- 5 风机房内的连接风道应充分考虑风量控制、应急时风机运转等因素,确定合理的风道形状及切换方法。
- 6 风道内必须采取防排水措施,严禁渗漏水。
- 7 风道隔板必须密封并具有耐久性,不得漏风。
- 8 当隧道照明设施和应急设施的管线和器械设置于风道内时,应在合适位置设置检修用进出口、楼梯和照明灯具。

**12.5.3** 将通风机械设备设置于地下洞室时应满足下列要求：

- 1 地下机房宜靠近隧道布置。
- 2 地下机房空间应能布置轴流风机、电气设备、控制设备和其它辅助机电设备,并有大型设备搬运通道和工作通道等。
- 3 当风机分期安装时应考虑预留空间和连接装置。
- 4 地下机房应采取严格的防排水措施,严禁渗漏水。
- 5 地下机房与风道的连接处,其周壁必须密封,严禁漏风。

**12.5.4** 横通道、风道的衬砌参数可按表 12.3.2 选用;地下机房应根据洞室规模和设备安装要求作特殊设计。

## 13 辅助工程措施

### 13.1 一般规定

**13.1.1** 当隧道通过浅埋、严重偏压、岩溶流泥地段、砂土层、砂卵(砾)石层、回填土、自稳性差的软弱破碎地层、断层破碎带以及大面积淋水或涌水地段时,应采用辅助工程措施。辅助工程措施有管棚、超前导管、超前钻孔注浆、超前锚杆、地表砂浆锚杆、地表注浆加固、护拱、井点降水、深井排水等。

**13.1.2** 隧道设计可根据不同地质条件、环境条件和施工条件采用相应的辅助工程措施。

### 13.2 地层稳定措施

**13.2.1** 管棚法设计应遵循下列原则:

- 1 管棚的形状和导管的布置方式应根据隧道开挖面的形状选择。
- 2 导管环向间距应根据地层性质、地层压力、导管设置部位、钻孔机具和隧道开挖方式等条件确定,一般为 30 ~ 50cm,纵向两组管棚间应有不小于 3.0m 的水平搭接长度。
- 3 导管宜选用热轧无缝钢管,外径宜为 80 ~ 180mm,长度为 10 ~ 45m,分段安装,分段长 4 ~ 6m。
- 4 导管上的注浆孔孔径宜为 10 ~ 16mm,间距宜为 15 ~ 20cm,呈梅花形布置。
- 5 当需增加管棚钢架支护的刚度时,可在钢管内注入水泥砂浆。
- 6 在护拱上沿隧道开挖轮廓线纵向钻设的管棚孔不得侵入隧道开挖轮廓线。孔深设计宜为 10 ~ 45m。护拱的基础应放在稳定的基础上。

**13.2.2** 超前小导管设计应遵循下列原则:

- 1 小导管宜采用直径 42 ~ 50mm 的无缝钢管,长度宜为 3 ~ 5m。
- 2 小导管前部注浆孔孔径宜为 6 ~ 8mm,间距宜为 10 ~ 20cm,呈梅花形布置,尾部长度不小于 30cm。
- 3 小导管环向设置间距可为 20 ~ 50cm,外插角 10° ~ 30°,两组小导管间纵向水平搭接长度不小于 100cm。
- 4 小导管应与格栅钢架组成支护系统。



### 13.2.3 超前钻孔注浆设计应遵循下列原则:

- 1 根据地质状况,选用合理的计算方法确定注浆范围。
- 2 注浆孔应根据注浆范围、注浆长度、浆液材料、扩散半径以及工程要求等条件布置。
- 3 注浆孔径应不小于 110mm,注浆压力应根据现场试验确定。
- 4 注浆材料根据地质条件及涌水情况确定。

### 13.2.4 超前锚杆设计应遵循下列原则:

- 1 超前锚杆设置范围,对于拱部超前锚杆宜为隧道拱部外弧全长的  $1/6 \sim 1/2$ 。
- 2 锚杆直径宜取 20 ~ 25mm。
- 3 锚杆长度宜为 3 ~ 5m,拱部超前锚杆纵向两排之间应有 1m 以上的水平搭接段。
- 4 锚杆间距,IV 级围岩宜为 40 ~ 60cm,V 级围岩宜为 30 ~ 50cm。
- 5 锚孔直径不应小于 40mm,可设一排或数排。
- 6 超前锚杆外插角宜为  $5^\circ \sim 30^\circ$ 。
- 7 充填砂浆宜采用早强砂浆,其强度等级不应低于 M20。

### 13.2.5 地表砂浆锚杆设计应遵循下列原则:

- 1 锚杆宜垂直地表设置,根据地形及主结构面具体情况也可倾斜设置。
- 2 锚杆宜采用 HRB335 钢筋,直径 16 ~ 22mm,由单根钢筋或多根钢筋并焊组成,间距宜为 1.0 ~ 1.5m,呈梅花形布置。
- 3 锚孔直径应大于杆体直径 30mm,充填不得低于 M20 的水泥砂浆。
- 4 锚杆长度可根据隧道覆盖层厚度确定,一般取地面至隧道拱部外缘线之间的距离。
- 5 加固宽度可按 1 ~ 2 倍隧道宽度考虑。

### 13.2.6 地表注浆加固设计应遵循下列原则:

- 1 地表注浆加固范围,沿隧道纵向应超出不良地质地段 5 ~ 10m。
- 2 注浆孔应竖向设置,注浆孔径应不小于 110mm,可按梅花形或矩形排列布孔;注浆孔深应根据实际情况确定。
- 3 孔间距宜为单孔浆液扩散半径的 1.4 ~ 1.7 倍。

13.2.7 对于浅埋隧道,且隧道上方两侧(或一侧)地表有建筑物时,可采用墙式遮挡法。

## 13.3 涌水处理措施

### 13.3.1 注浆止水设计除应符合 13.2.3 条外,还应遵循下列原则:

- 1 注浆范围宜覆盖围岩松动圈。

2 注浆段的长度应根据地质条件、涌水量和水压力等因素确定。

3 注浆孔中心间距应根据注浆帷幕厚度、浆液扩散半径以及各孔扩散范围相互重叠等因素确定,可为浆液扩散半径的 1.5~1.7 倍;浆液扩散半径根据不同的地质条件、注浆压力、浆液种类等在现场试验确定,亦可按工程类比法选定,并在施工中不断修正。

### 13.3.2 超前钻孔排水设计应遵循下列原则:

- 1 采取排水措施,保证钻孔排出的水迅速排出洞外。
- 2 超前钻孔的孔底应超前开挖面 1~2 个循环进尺。

### 13.3.3 超前导洞排水设计应遵循下列原则:

- 1 导洞应和正洞平行或接近平行。
- 2 导洞底标高应低于正洞底标高。
- 3 导洞应超前正洞 10~20m,至少应超前 1~2 个循环进尺。

### 13.3.4 井点降水设计应遵循下列原则:

- 1 当降水深度为 3~6m 时,可采用井点降水。
- 2 井点的布置应根据地层的渗透系数、降水范围及降水深度等因素综合确定。
- 3 深度小于 5m 时,可采用单排井点。井点间距可通过计算确定。
- 4 滤水管应深入含水层,各滤水管的高程应相同。

### 13.3.5 深井降水设计应遵循下列原则:

- 1 当降水深度大于 6m 时,可采用深井降水。
- 2 在隧道两侧地表面布置井点,间距可通过计算确定。
- 3 井底应置于隧底以下 3~5m。
- 4 深井抽水时应有相应的地面排水措施。

## 14 特殊地质地段

### 14.1 一般规定

**14.1.1** 当隧道通过膨胀岩层、黄土地层、含水未固结围岩、溶洞、破碎带、岩爆、流沙以及瓦斯溢出地层时,应根据具体情况采用相应辅助工程措施。

**14.1.2** 特殊地质地段的隧道,除采用特殊设计外,还应在施工中加强围岩和地下水位变化观察、支护和衬砌受力量测,如发现设计与实际情况不符,应及时修正设计。

### 14.2 膨胀性围岩

**14.2.1** 膨胀性围岩隧道支护衬砌形状宜采用圆形或接近圆形的断面。

**14.2.2** 膨胀性围岩隧道应采用先柔后刚、先让后顶、分层支护的设计方法。

**14.2.3** 膨胀性围岩隧道应采用复合式衬砌,初期支护喷射混凝土最大厚度不应超过25cm。二次衬砌宜采用等厚、圆顺断面,宜采用钢筋混凝土衬砌,衬砌厚度不宜大于50cm。

膨胀性围岩隧道支护衬砌均应设置仰拱。

**14.2.4** 当膨胀压力引起大变形时,初期支护宜采用预留纵向变形缝的喷混凝土支护,并采用可缩式钢架,同时加密高强度锚杆,以抵御膨胀压力。

**14.2.5** 膨胀性围岩隧道仰拱应及时施作,使支护衬砌尽早形成闭合结构,以增加衬砌的整体承载能力,控制边墙变形,防止底鼓现象。

**14.2.6** 膨胀性围岩隧道必须做好隧底的防水排水工作,防止水流浸泡基底。

### 14.3 溶洞与采空区

**14.3.1** 通过岩溶地区的隧道,可采用跨越、加固洞穴、引排截流岩溶水、清除或加固充

填物、回填夯实、封闭地表塌陷、疏排地表水等综合治理设计方案。

**14.3.2** 对于规模较大溶洞、或暗河通道、或有松软充填物的溶洞、或基础处理工程修建困难的地段,应采用跨越通过。

**14.3.3** 对跨径较小、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、浆砌片石予以回填封闭。

**14.3.4** 当隧道拱顶部有较大规模空溶洞时,可视溶洞洞壁的岩石稳定程度,在溶洞顶部采用喷锚加固,并采用隧道护拱及拱顶回填的办法处治。

**14.3.5** 当个别溶洞处理困难时,可采取迂回导坑绕过溶洞的方法。

**14.3.6** 对于隧道底部溶洞充填物应根据具体情况采取桩基、注浆、换填等措施进行加固。

**14.3.7** 对管道岩溶水应采取宜疏不宜堵的原则处理。对裂隙岩溶水应根据实际情况采用相应的处治措施。

**14.3.8** 对穿越采空区的隧道,应根据采空区的分布范围、大小、深度、积水及其上覆岩层稳定情况,采取加固、回填、封闭地表塌陷、疏排水等综合处治措施。

## 14.4 流沙

**14.4.1** 穿越流沙地段的隧道应根据流沙特性、规模,综合考虑物质组成、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、地下水压力和渗透系数等因素确定设计方案。

**14.4.2** 通过流沙地段的隧道应遵循下列设计原则:

- 1 加强防排水设计,必要时可采取井点降水法。
- 2 衬砌可采用工字型钢支撑,设置底梁,支撑的上下、纵横均应连接牢固。
- 3 对于流沙逸出口附近较干燥围岩,应采用锚杆或混凝土层加固围岩。

## 14.5 瓦斯地层

**14.5.1** 通过瓦斯地层的隧道,衬砌断面宜采用带仰拱的封闭式衬砌或加厚铺底,并视地质情况向不含瓦斯地段延伸 10~20m。

**14.5.2** 含瓦斯地层隧道应采用单层或多层全封闭结构,并提高混凝土的抗渗性。

**14.5.3** 含瓦斯地层的喷射混凝土厚度不应小于 15cm,模筑混凝土二次衬砌厚度不应小于 40cm。

**14.5.4** 瓦斯地层宜采用超前导坑法开挖,探查瓦斯种类和含量,并加强施工通风,以稀释瓦斯浓度。

**14.5.5** 隧道竣工后,应继续对瓦斯渗入及含量进行监测,当封堵等措施仍无法隔绝瓦斯渗漏时,应考虑增设营运期间机械通风。

**14.5.6** 通过瓦斯地层的隧道,钻爆设计应遵循《公路隧道施工技术规范》(JTJ 042)的相关规定。

## **14.6 黄土**

**14.6.1** 黄土地区的隧道,应视黄土分类、物理力学性能和施工方法等确定衬砌结构。

**14.6.2** 黄土地区隧道应采用曲墙衬砌。

**14.6.3** 采用复合式衬砌时,开挖后宜以钢支撑、钢筋网喷射混凝土和锚杆作初期支护,必要时宜采用超前锚杆、管棚加固。

**14.6.4** 位于隧道附近地表的冲沟、陷穴、裂缝应回填、铺砌,并设置地表水的引排设施。

**14.6.5** 黄土地区的隧道,在因构造节理切割而形成的不稳定部位应加强支护。当隧道覆盖层浅、地层稳定性差时,可按本规范第 13 章中地层稳定方法的辅助工程措施设计。

**14.6.6** 黄土隧道洞门设计应遵循下列原则:

- 1 非湿陷性黄土地基上的隧道洞门设计应考虑地表水冲刷防护。
- 2 湿陷性黄土地基上的隧道洞门,应根据黄土的物理力学性质,对端、翼墙地基采取适当的换填夯实措施。
- 3 黄土隧道洞门墙背上的压力可按库仑理论计算,同时应考虑土壤粘聚力的作用。

## 14.7 岩爆

**14.7.1** 岩爆地段的隧道设计应根据岩爆烈度等级采取有效的防治措施。

**14.7.2** 岩爆地段隧道初期支护可采用喷射混凝土、系统锚杆和钢筋网,形成喷、锚、网的一体组合支护;岩爆烈度级别较高时,可以采取超前应力释放措施,并辅以超前锚杆、增设格栅钢架支撑等措施。

## 15 隧道内路基与路面

### 15.1 一般规定

**15.1.1** 隧道路基应稳定、密实、匀质,为路面结构提供均匀的支承。

**15.1.2** 隧道路面应具有足够的强度和平整、耐久、抗滑、耐磨等性能。

### 15.2 路基

**15.2.1** 当隧道衬砌设置仰拱时,仰拱的填充材料和填充要求应符合第 5 章、第 8 章的规定;不设仰拱的隧道,其路基应置于稳定的石质地基上。

**15.2.2** 隧道内路基宜设完整的中央管(沟)排水系统。对不设仰拱的隧道,当路面上面层采用沥青面层铺装时,其排水系统应使地下水位不高于路基顶面以下 30cm。在季节性冰冻地区,地下排水系统应符合《公路路基设计规范》有关防冻深度的要求。

### 15.3 路面

**15.3.1** 各级公路隧道可采用水泥混凝土路面。有条件时,可采用沥青混合料上面层与水泥混凝土下面层组成的复合式路面。

**15.3.2** 不设仰拱的隧道路面结构宜设整平层、基层和面层;设仰拱的隧道路面可只设基层和面层。

**15.3.3** 各级水泥混凝土路面结构可靠度设计标准、材料性能和结构参数及变异水平、设计方法、标准轴载、材料组成和性质参数均应符合现行《公路水泥混凝土路面设计规范》(JTG D40)的有关规定。

**15.3.4** 岩石路基的整平层混凝土的弯拉强度值应与基层相同,厚度为 10~15cm。

**15.3.5** 基层宜采用素混凝土,适宜的厚度范围为 12~20cm,其抗压强度不低于 C20 或

弯拉强度不低于 1.8MPa。在其弯拉强度值超过 1.8MPa 时,应设置与混凝土面层相对应的横向缩缝;一次摊铺宽度大于 7.5m 时,应设纵向缩缝。

### 15.3.6 水泥混凝土面层

1 二、三、四级公路隧道路面一般宜采用设接缝的普通水泥混凝土面层;一级公路、高速公路隧道路面宜采用连续配筋混凝土面层或钢纤维混凝土面层。其层面板厚度、接缝构造与布设间距、钢纤维混凝土的钢纤维掺量、连续配筋混凝土的配筋率、面层特殊部位的配筋均应符合现行《公路水泥混凝土路面设计规范》(JTG D40)的有关规定。

2 路面表面构造应采用刻槽、压槽、拉毛或凿毛等方法制作,构造深度在使用初期应满足表 15.3.6 的要求。表面构造采用刻槽时,宜采用纵向刻槽,或同时采用纵向和横向刻槽。

表 15.3.6 各级公路水泥混凝土路面面层的表面构造深度要求

公路等级	高速公路、一级公路	二、三、四级公路,汽车横向通道
构造深度(mm)	0.8~1.2	0.6~1.0

注:采用复合式路面时,作为下面层的水泥混凝土,其表面构造除外。

### 15.3.7 复合式路面沥青上面层

1 当采用复合式沥青路面上面层时,沥青面层应具有与混凝土面板粘结牢固、防水渗入、抗滑耐磨、低温抗开裂、高温抗车辙、抗剥离的良好性能;必要时,可采用阻燃性良好的、有利于光电照明、反光特性良好的沥青路面类型。

2 隧道复合式路面沥青上面层铺装结构应由粘结层和沥青面层组成。沥青面层厚度一般为 8~10cm,宜采用双层式沥青面层。其表面层应采用抗滑表层,沥青混合料配合比设计、高低温性能、水稳性等要求应符合《公路沥青路面设计规范》的有关规定。沥青表面层的厚度、混合料类型宜与洞外路段相同。

3 粘结层是使沥青下面层、防水层与混凝土面板联接成整体的结构层;在粘结层上应设置防水层。关于粘结层、防水层的要求应符合现行《公路沥青路面设计规范》有关对水泥混凝土桥面沥青铺装的规定。

### 15.3.8 当洞内采用水泥混凝土路面而洞外采用沥青路面时,应符合如下规定:

1 高速公路和一级公路的中、长隧道和特长隧道,洞内一段路面应与洞外路段保持一致,其长度不小于《公路隧道通风照明设计规范》(TJT 026.1)对隧道照明引入段、适应段和过渡段的长度规定且不小于 300m。

2 二、三、四级公路隧道及高速公路和一级公路的中、短隧道,洞内一段路面宜与洞外路段保持一致,其长度不小于 3s 的设计速度行程距离,且不小于 50m。



## 16 机电及其它设施

### 16.1 通风

**16.1.1** 公路隧道通风设计应综合考虑交通条件、地形、地物、地质条件、通风要求、环境保护要求、火灾时的通风控制、维护与管理水平、分期实施的可能性、建设与营运费用等因素。

**16.1.2** 隧道通风应符合以下要求：

- 1 单向交通的隧道设计风速不宜大于 10m/s, 特殊情况下可取 12m/s; 双向交通的隧道设计风速不应大于 8m/s; 人车混合通行的隧道设计风速不应大于 7m/s。
- 2 风机产生的噪声及隧道中废气的集中排放均应符合环保的有关规定。
- 3 确定的通风方式在交通条件等发生变化时, 应具有较高的稳定性, 并能适应火灾工况下的通风要求。
- 4 隧道内营运通风的主流方向不应频繁变化。

**16.1.3** 隧道通风主要应对一氧化碳(CO)、烟雾和异味进行稀释。

**16.1.4** CO 设计浓度

1 采用全横向通风方式与半横向通风方式时, CO 设计浓度可按表 16.1.4-1 取值; 采用纵向通风时, CO 设计浓度可按表 16.1.4-1 所列各值提高 50ppm 取值。

表 16.1.4-1 CO 设计浓度  $\delta$

隧道长度(m)	$\leq 1\ 000$	$\geq 3\ 000$
$\delta(\text{ppm})$	250	200

注: 隧道长度为 1 000 ~ 3 000m 时, 可按插入法取值。

2 交通阻滞(隧道内各车道均以怠速行驶, 平均车速为 10km/h)时, 阻滞段的平均 CO 设计浓度可取 300ppm, 经历时间不超过 20min。阻滞段的计算长度不宜大于 1km。

3 人车混合通行的隧道长度不宜超过 2 000m, 其 CO 设计浓度应按表 16.1.4-2 取值。

表 16.1.4-2 CO 设计浓度  $\delta$ 

隧道长度(m)	$\leq 1\ 000$	$\geq 2\ 000$
$\delta(\text{ppm})$	150	100

注:隧道长度为 1 000 ~ 2 000m 之间时,可按插入法取值。

### 16.1.5 烟雾设计浓度

1 采用钠灯光源时,烟雾设计浓度应按表 16.1.5 取值;采用荧光灯光源时,烟雾设计浓度应提高一级。

表 16.1.5 烟雾设计浓度  $\delta$ 

计算行车速度(km/h)	100	80	60	40
$K(\text{m}^{-1})$	0.006 5	0.007 0	0.007 5	0.009 0

2 当烟雾浓度达到  $0.012\text{m}^{-1}$  时,应按采取交通管制等措施考虑。

3 隧道内进行养护维修时,应按现场实际烟雾浓度不大于  $0.0035\text{m}^{-1}$  考虑。

### 16.1.6 稀释异味

1 隧道空间不间断换气频率不宜低于每小时 5 次;交通量较小或特长隧道,可采用每小时 3 ~ 4 次。

2 采用纵向通风的隧道,隧道内换气风速不应低于  $2.5\text{m/s}$ 。

**16.1.7** 通风设计时必须考虑火灾对策,长度大于 1 500m 且交通量较大的隧道应考虑排烟措施。火灾时的排烟风速可按  $2 \sim 3\text{m/s}$  取值。

**16.1.8** 选用的风机,在环境温度为  $250^{\circ}\text{C}$  情况下其可靠运转时间应不低于 60min。

## 16.2 照明

**16.2.1** 长度大于 100m 的隧道应设置照明。

**16.2.2** 照明设计应综合考虑环境条件、交通状况、土建结构设计、供电条件、建设与营运费用等因素。

**16.2.3** 照明设计路面亮度总均匀度( $U_0$ )应不低于表 16.2.3-1 的要求,路面亮度纵向均匀度( $U_1$ )应不低于表 16.2.3-2 的要求。

表 16.2.3-1 路面亮度总均匀度  $U_0$ 

设计交通量 $N$ (辆/h)		$U_0$
双车道单向交通	双车道双向交通	
$\geq 2\,400$	$\geq 1\,300$	0.4
$\leq 700$	$\leq 360$	0.3

注:当交通量在中间值时,可按插入法取值。

表 16.2.3-2 亮度纵向均匀度  $U_l$ 

设计交通量 $N$ (辆/h)		$U_l$
双车道单向交通	双车道双向交通	
$\geq 2\,400$	$\geq 1\,300$	0.6~0.7
$\leq 700$	$\leq 360$	0.5

注:当交通量在中间值时,可按插入法取值。

#### 16.2.4 中间段亮度

1 中间段亮度可按表 16.2.4 取值。

表 16.2.4 中间段亮度  $L_m$ (cd/m<sup>2</sup>)

计算行车速度 (km/h)	双车道单向交通 $N > 2\,400$ 辆/h 或双车道双向交通 $N > 1\,300$ 辆/h	双车道单向交通 $N \leq 700$ 辆/h 或双车道双向交通 $N \leq 360$ 辆/h
100	9.0	4.0
80	4.5	2.0
60	2.5	1.5
40	1.5	1.5

2 当双车道单向交通  $700 \text{ 辆/h} < N \leq 2\,400 \text{ 辆/h}$ ,双向交通  $360 \text{ 辆/h} < N \leq 1\,300 \text{ 辆/h}$  且通过隧道的行车时间超过 135s 时,可按表 16.2.4 的 80%取值。

3 人车混合通行的隧道中,中间段亮度不得低于  $2.5 \text{ cd/m}^2$ 。

4 隧道两侧墙面 2m 高范围内,宜铺设反射率不小于 0.7 的墙面材料。

5 灯具布置应满足闪烁频率低于 2.5Hz 或高于 15Hz 的要求。

6 中间段灯具的平面布置形式可采用单光带布置、两侧交错布置或两侧对称布置。

7 紧急停车带宜采用荧光灯光源,其照明亮度应大于  $7 \text{ cd/m}^2$ 。

8 连接通道亮度应大于  $2 \text{ cd/m}^2$ 。

16.2.5 入口段亮度可按式(16.2.5)计算。

$$L_{th} = k \cdot L_{20}(S) \quad (16.2.5)$$

式中:  $L_{th}$ ——入口段亮度( $\text{cd/m}^2$ );

$k$ ——入口段亮度折减系数,可按表 16.2.5 取值;

$L_{20}(S)$ ——洞外亮度( $\text{cd/m}^2$ )。

表 16.2.5 入口段亮度折减系数  $k$ 

设计交通量 $N$ (辆/h)		$k$			
		计算行车速度 $v_1$ (km/h)			
双车道单向交通	双车道双向交通	100	80	60	40
$\geq 2400$	$\geq 1300$	0.045	0.035	0.022	0.012
$\leq 700$	$\leq 360$	0.035	0.025	0.015	0.010

注:当交通量在中间值时,可内插取值。

### 16.2.6 过渡段照明

#### 1 过渡段亮度

过渡段由  $TR_1$ 、 $TR_2$ 、 $TR_3$  三个照明段组成,与之对应的亮度可按表 16.2.6-1 取值。

表 16.2.6-1 过渡段亮度

照明段	$TR_1$	$TR_2$	$TR_3$
亮度	$L_{tr1} = 0.3L_{th}$	$L_{tr2} = 0.1L_{th}$	$L_{tr3} = 0.035L_{th}$

#### 2 过渡段长度

各过渡段的长度可按表 16.2.6-2 取值。

表 16.2.6-2 过渡段长度  $D_{tr}$ 

计算行车速度 $v_1$ (km/h)	$D_{tr1}$ (m)	$D_{tr2}$ (m)	$D_{tr3}$ (m)
100	106	111	167
80	72	89	133
60	44	67	100
40	26	44	67

### 16.2.7 出口段照明

1 在单向交通隧道中,应设置出口段照明;出口段长度宜取 60m,亮度宜取中间段亮度的 5 倍。

2 在双向交通隧道中,可不设出口段照明。

### 16.2.8 隧道照明灯具的防护等级应不低于 IP65。

## 16.3 交通工程

16.3.1 公路隧道交通工程设计内容主要包括标志、标线、交通监控、通风与照明控制、紧急呼叫、火灾报警、防灾与避难、供配电和中央控制管理等。

16.3.2 公路隧道交通工程分级,应根据隧道长度和隧道交通量两个因素划分为 A、B、

C、D 四级。

**16.3.3 隧道交通工程设施配置应遵循下列原则：**

- 1 根据隧道交通工程分级,设施配置采用前期配置、后期完善的方法。
- 2 长度 1.0km 以上的公路隧道各类设施的配置规模应根据预测交通量进行总体规划设计,并据此一次性征用土地和实施基础工程、地下管线及预留预埋工程等。
- 3 各设施(系统)应视技术发展和交通量增长情况等逐步补充完善。

**16.4 其它设施**

**16.4.1 公路隧道内壁装饰应结合隧道位置、使用要求进行,力求安全、经济、美观、实用,并符合下列规定：**

- 1 内壁装饰不得侵入建筑限界。
- 2 内壁装饰材料应具有无毒、耐火、吸水膨胀率低、反光率高、便于清洗、耐磨和耐用的特点,并符合室外建筑材料相关规范的要求。
- 3 内壁装饰高度不宜低于路面以上 2m。

**16.4.2 公路隧道可根据需要设置消音设施,消音设施不得侵入建筑限界。**

**16.4.3 隧道内各类设施的悬挂及安装配件应根据其承重和耐久性要求,进行强度和防腐设计。**

# 附录 A 围岩分级有关规定

**A.0.1** 岩体完整程度的定量指标  $K_v$  和  $J_v$  值的测试和计算方法应符合以下规定：

1 岩体完整性指标( $K_v$ ),应针对不同的工程地质岩组或岩性段,选择有代表性的点、段,测试岩体弹性纵波速度,并应在同一岩体取样测定岩石纵波速度。按下式计算：

$$K_v = (v_{pm}/v_{pr})^2 \tag{A.0.1-1}$$

式中： $v_{pm}$ ——岩体弹性纵波速度(km/s)；

$v_{pr}$ ——岩石弹性纵波速度(km/s)。

2 岩体体积节理数( $J_v$ (条/ $m^3$ )),应针对不同的工程地质岩组或岩性段,选择有代表性的露头或开挖壁面进行节理(结构面)统计。除成组节理外,对延伸长度大于 1m 的分散节理亦应予以统计。已为硅质、铁质、钙质充填再胶结的节理不予统计。

每一测点的统计面积不应小于 2m×5m。岩体  $J_v$  值应根据节理统计结果按下式计算：

$$J_v = S_1 + S_2 + \cdots + S_n + S_k \tag{A.0.1-2}$$

式中： $S_n$ ——第  $n$  组节理每米长测线上的条数；

$S_k$ ——每立方米岩体非成组节理条数(条/ $m^3$ )。

**A.0.2** 岩体基本质量影响因素的修正系数  $K_1$ 、 $K_2$ 、 $K_3$  的取值可分别按表 A.0.2-1、表 A.0.2-2 和表 A.0.2-3 确定。无表中所示情况时,修正系数取零。

表 A.0.2-1 地下水影响修正系数  $K_1$

$BQ$ 地下水出水状态	> 450	450 ~ 351	350 ~ 251	< 250
潮湿或点滴状出水	0	0.1	0.2 ~ 0.3	0.4 ~ 0.6
淋雨状或涌流状出水,水压 < 0.1MPa 或单位出水量 < 10L/min·m	0.1	0.2 ~ 0.3	0.4 ~ 0.6	0.7 ~ 0.9
淋雨状或涌流状出水,水压 > 0.1MPa 或单位出水量 > 10L/min·m	0.2	0.4 ~ 0.6	0.7 ~ 0.9	1.0

表 A.0.2-2 主要软弱结构面产状影响修正系数  $K_2$

结构面产状及其 与洞轴线的组合关系	结构面走向与洞轴线夹角 < 30°,结构面倾角 30° ~ 75°	结构面走向与洞轴线夹角 > 60°,结构面倾角 > 75°	其它组合
$K_2$	0.4 ~ 0.6	0 ~ 0.2	0.2 ~ 0.4

表 A.0.2-3 初始应力状态影响修正系数  $K_3$ 

$BQ$	> 550	550 ~ 451	450 ~ 351	350 ~ 251	< 250
初始应力状态					
极高应力区	1.0	1.0	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.5	1.0
高应力区	0.5	0.5	0.5	0.5 ~ 1.0	0.5 ~ 1.0

**A.0.3** 根据岩体(围岩)钻探和开挖过程中出现的主要现象,如岩芯饼化或岩爆现象,可按表 A.0.3 详估围岩的应力情况。

表 A.0.3 高初始应力地区围岩在开挖过程中出现的主要现象

应力情况	主要现象	$R_c/\sigma_{\max}$
极高应力	1 硬质岩:开挖过程中有岩爆发生,有岩块弹出,洞壁岩体发生剥离,新生裂缝多,成洞性差; 2 软质岩:岩芯常有饼化现象,开挖过程中洞壁岩体有剥离,位移极为显著,甚至发生大位移,持续时间长,不易成洞	< 4
高应力	1 硬质岩:开挖过程中可能出现岩爆,洞壁岩体有剥离和掉块现象,新生裂缝较多,成洞性差; 2 软质岩:岩芯时有饼化现象,开挖过程中洞壁岩体位移显著,持续时间较长,成洞性差	4 ~ 7

注: $\sigma_{\max}$ 为垂直洞轴线方向的最大初始应力。

**A.0.4** 各级围岩的物理力学参数及结构面抗剪强度,应通过室内或现场试验获得。如无实测数据时,可按以下各款选取:

1 各级围岩物理力学参数可按表 A.0.4-1 选用。

表 A.0.4-1 各级围岩的物理力学指标标准值

围岩级别	重度 $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	弹性抗力系数 $k$ ( $\text{MPa/m}$ )	变形模量 $E$ ( $\text{GPa}$ )	泊松比 $\mu$	内摩擦角 $\varphi$ ( $^\circ$ )	粘聚力 $C$ ( $\text{MPa}$ )	计算摩擦角 $\varphi_c$ ( $^\circ$ )
I	26 ~ 28	1 800 ~ 2 800	> 33	< 0.2	> 60	> 2.1	> 78
II	25 ~ 27	1 200 ~ 1 800	20 ~ 33	0.2 ~ 0.25	50 ~ 60	1.5 ~ 2.1	70 ~ 78
III	23 ~ 25	500 ~ 1 200	6 ~ 20	0.25 ~ 0.3	39 ~ 50	0.7 ~ 1.5	60 ~ 70
IV	20 ~ 23	200 ~ 500	1.3 ~ 6	0.3 ~ 0.35	27 ~ 39	0.2 ~ 0.7	50 ~ 60
V	17 ~ 20	100 ~ 200	1 ~ 2	0.35 ~ 0.45	20 ~ 27	0.05 ~ 0.2	40 ~ 50
VI	15 ~ 17	< 100	< 1	0.4 ~ 0.5	< 20	< 0.2	30 ~ 40

注:①本表数值不包括黄土地层。

②选用计算摩擦角时,不再计内摩擦角和粘聚力。

2 岩体结构面抗剪断峰值强度参数可按表 A.0.4-2 选用。

表 A.0.4-2 岩体结构面抗剪断峰值强度

序号	两侧岩体的坚硬程度及结构面的结合程度	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	粘聚力 $C(\text{MPa})$
1	坚硬岩, 结合好	$> 37$	$> 0.22$
2	坚硬~较坚硬岩, 结合一般; 较软岩, 结合好	$37 \sim 29$	$0.22 \sim 0.12$
3	坚硬~较坚硬岩, 结合差; 较软岩~软岩, 结合一般	$29 \sim 19$	$0.12 \sim 0.08$
4	较坚硬~较软岩, 结合差~结合很差; 软岩, 结合差; 软质岩的泥化面	$19 \sim 13$	$0.08 \sim 0.05$
5	较坚硬岩及全部软质岩, 结合很差; 软质岩泥化层本身	$< 13$	$< 0.05$

A.0.5 各级围岩自稳能力可按表 A.0.5 作出判断。

表 A.0.5 隧道各级围岩自稳能力判断

围岩级别	自 稳 能 力
I	跨度 20m, 可长期稳定, 偶有掉块, 无塌方
II	跨度 10~20m, 可基本稳定, 局部可发生掉块或小塌方; 跨度 10m, 可长期稳定, 偶有掉块
III	跨度 10~20m, 可稳定数日~1 个月, 可发生小~中塌方; 跨度 5~10m, 可稳定数月, 可发生局部块体位移及小~中塌方; 跨度 5m, 可基本稳定
IV	跨度 5m, 一般无自稳能力, 数日~数月内可发生松动变形、小塌方, 进而发展为中~大塌方。 埋深小时, 以拱部松动破坏为主, 埋深大时, 有明显塑性流动变形和挤压破坏; 跨度小于 5m, 可稳定数日~1 个月
V	无自稳能力, 跨度 5m 或更小时, 可稳定数日
VI	无自稳能力

注: ①小塌方: 塌方高度  $< 3\text{m}$ , 或塌方体积  $< 30\text{m}^3$ 。

②中塌方: 塌方高度  $3 \sim 6\text{m}$ , 或塌方体积  $30 \sim 100\text{m}^3$ 。

③大塌方: 塌方高度  $> 6\text{m}$ , 或塌方体积  $> 100\text{m}^3$ 。



## 附录 B 隧道标准内轮廓

**B.0.1** 隧道内轮廓标准,即拱部为单心半圆,侧墙为大半径圆弧,仰拱与侧墙间用小半径圆弧连接。

两车道隧道标准内轮廓断面如图 B.0.1 所示。

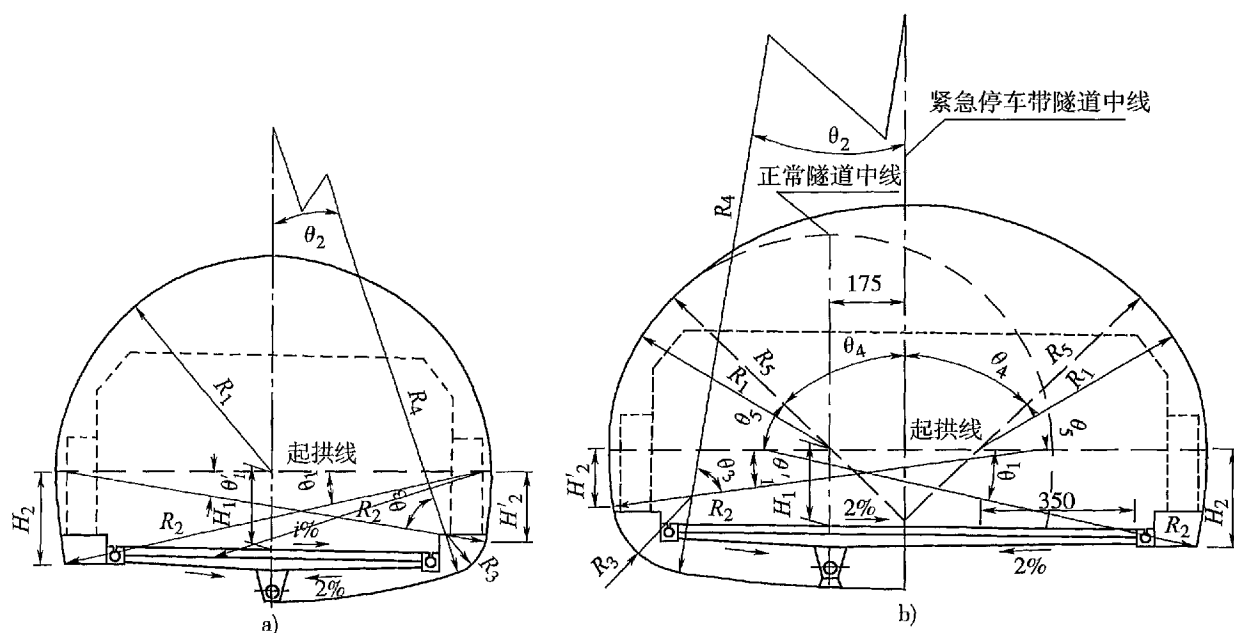


图 B.0.1 两车道隧道标准内轮廓断面(单位:cm)

a)标准断面;b)紧急停车带断面

$R_1$ -拱部圆弧半径;  $R_2$ -侧墙圆弧半径;  $R_3$ -侧墙与仰拱连接段圆弧半径;  $R_4$ -仰拱圆弧半径;  $H_1$ -路面至起拱线的高度;  $H_2$ -侧墙结构高度;  $H'_2$ -设仰拱时的侧墙结构高度(侧墙与仰拱连接点至起拱线的高度);  $\theta_1$ -起拱线与  $R_2$  的夹角;  $\theta'_1$ -设仰拱时起拱线与  $R_2$  的夹角;  $\theta_2$ -隧道结构中心线与  $R_4$  的夹角;  $\theta_3 = 90^\circ - (\theta'_1 + \theta_2)$ ;  $R_5$ -紧急停车带拱部圆弧半径;  $\theta_4$ -半径为  $R_5$  的拱部圆弧段夹角;  $R_1$ -拱部与侧墙连接段圆弧半径;  $\theta_5$ -半径为  $R_1$  的圆弧段夹角

**B.0.2** 三车道隧道标准内轮廓断面如图 B.0.2 所示。

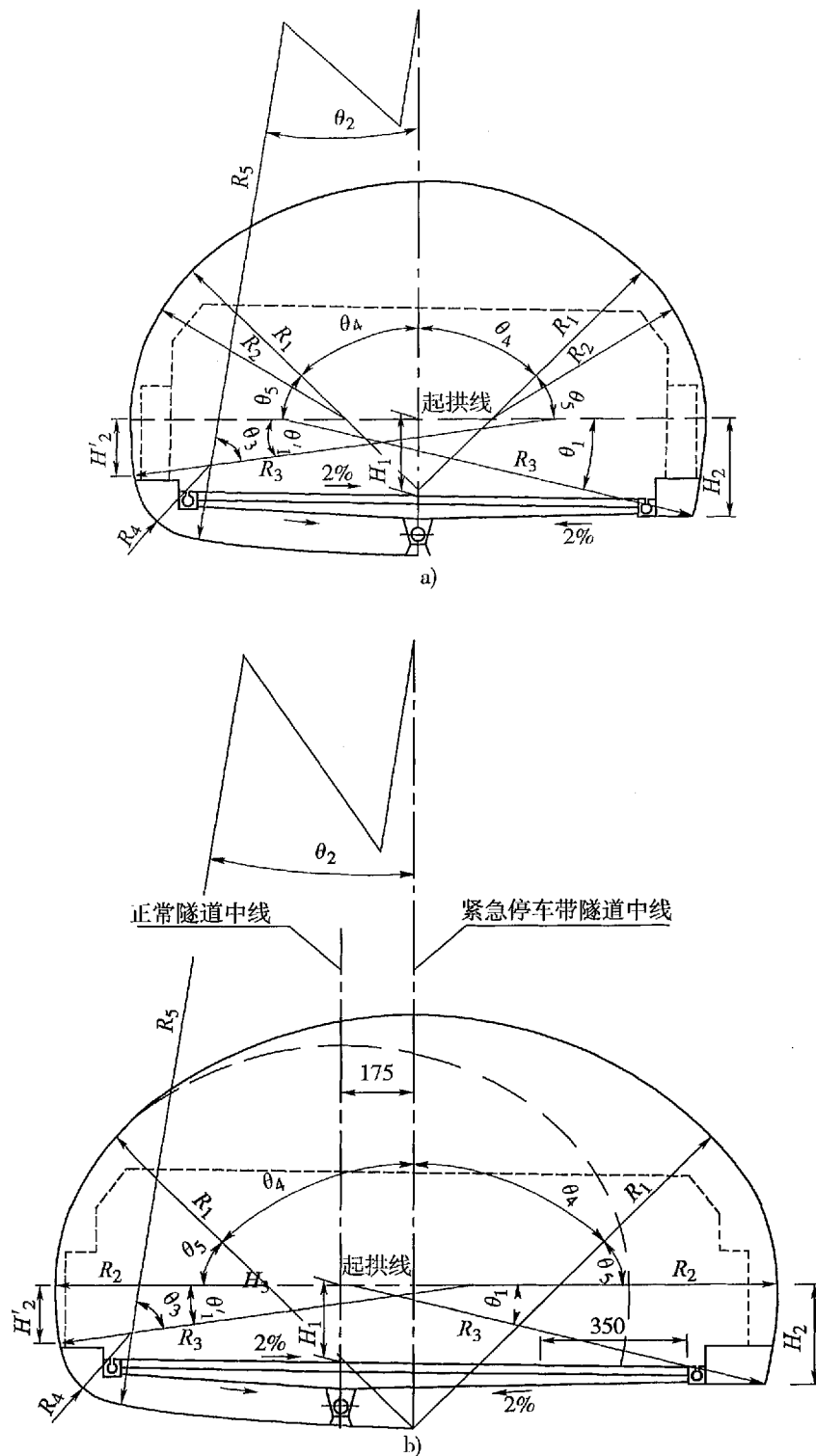


图 B.0.2 三车道隧道标准内轮廓断面(单位:cm)

a)标准断面;b)紧急停车带断面

$R_1$ -拱部圆弧半径; $R_2$ -拱部与侧墙连接段圆弧半径; $R_3$ -侧墙圆弧半径; $R_4$ -侧墙与仰拱连接段圆弧半径; $R_5$ -仰拱圆弧半径; $H_1$ -路面至起拱线的高度; $H_2$ -侧墙结构高度; $H'_2$ -设仰拱时的侧墙结构高度(侧墙与仰拱连接点至起拱线的高度); $\theta_1$ -起拱线与 $R_3$ 的夹角; $\theta'_1$ -设仰拱时起拱线与 $R_2$ 的夹角; $\theta_2$ -隧道结构中心线与 $R_5$ 的夹角; $\theta_3 = 90^\circ - (\theta'_1 + \theta_2)$ ; $\theta_4$ -半径为 $R_1$ 的拱部圆弧段夹角; $\theta_5$ -半径为 $R_2$ 的圆弧段夹角

## 附录 C 型钢特性参数表

表 C.0.1 工字钢截面特性参数表

型号	截面尺寸(mm)						截面 面积 (cm <sup>2</sup> )	理论 质量 (kg/m)	参 考 数 值						
	h	b	d	t	r	r <sub>1</sub>			X—X				Y—Y		
									I <sub>X</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>X</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>X</sub> (cm)	I <sub>X</sub> , S <sub>X</sub>	I <sub>Y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>Y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>Y</sub> (cm)
10	100	68	4.5	7.6	6.5	3.3	14.345	11.261	245	49.0	4.14	8.59	33.0	9.72	1.52
12.6	126	74	5.0	8.4	7.0	3.5	18.118	14.223	188	77.5	5.20	10.8	46.9	12.7	1.61
14	140	80	5.5	9.1	7.5	3.8	21.516	16.890	712	102	5.76	12.0	64.4	16.1	1.73
16	160	88	6.0	9.9	8.0	4.0	26.131	20.513	1 130	141	6.58	13.8	93.1	21.2	1.89
18	180	94	6.5	10.7	8.5	4.3	30.756	24.143	1 660	185	7.36	15.4	122	26.0	2.00
20a	200	100	7.0	11.4	9.0	4.5	35.578	27.929	2 370	237	8.15	17.2	158	31.5	2.12
20b	200	102	9.0	11.4	9.0	4.5	39.578	31.069	2 500	250	7.96	16.9	169	33.1	2.06
22a	220	110	7.5	12.3	9.5	4.8	42.128	33.070	3 400	309	8.99	18.9	225	40.9	2.31
22b	220	112	9.5	12.3	9.5	4.8	46.528	36.524	3 570	325	8.78	18.7	239	42.7	2.27
25a	250	116	8.0	13.0	10.0	5.0	48.541	38.105	5 020	402	10.2	21.6	280	48.3	2.40
25b	250	118	10.0	13.0	10.0	5.0	53.541	42.030	5 280	423	9.94	21.3	309	52.4	2.40
28a	280	122	8.5	13.7	10.5	5.3	55.404	43.492	7 110	508	11.3	24.6	345	56.6	2.50
32a	320	130	9.5	15.0	11.5	5.8	67.156	52.747	11 100	692	12.8	27.5	460	70.8	2.62
32b	320	132	11.5	15.0	11.5	5.8	73.556	57.741	11 600	726	12.6	27.1	502	76.0	2.61
32c	320	134	13.5	15.0	11.5	5.8	79.956	62.765	12 200	760	12.3	26.8	544	81.2	2.61
36a	360	136	10.0	15.8	12.0	6.0	76.480	60.037	15 800	875	14.4	30.7	552	81.2	2.69
36b	360	138	12.0	15.8	12.0	6.0	83.680	65.689	16 500	919	14.1	30.3	582	84.3	2.64
36c	360	140	14.0	15.8	12.0	6.0	90.880	71.341	17 300	962	13.8	29.9	612	87.4	2.60
40a	400	142	10.5	16.5	12.5	6.3	86.112	37.598	21 700	1 090	15.9	34.1	660	93.2	2.77
40b	400	144	12.5	16.5	12.5	6.3	94.112	73.878	22 800	1 140	15.6	33.6	692	96.2	2.71
40c	400	146	14.5	16.5	12.5	6.3	102.112	80.158	23 900	1 190	15.2	33.2	727	99.6	2.65
45a	450	150	11.5	18.0	13.5	6.8	102.446	80.420	32 200	1 430	17.7	38.6	855	114	2.89
45b	450	152	13.5	18.0	13.5	6.8	111.446	87.485	33 800	1 500	17.4	38.0	894	118	2.84
45c	450	154	15.5	18.0	13.5	6.8	120.446	94.550	35 300	1 570	17.1	37.6	938	122	2.79
50a	500	158	12.0	20.0	14.0	7.0	119.304	93.654	46 500	1 860	19.7	42.8	1 120	142	3.07

续上表

型号	截面尺寸(mm)						截面 面积 (cm <sup>2</sup> )	理论 质量 (kg/m)	参 考 数 值						
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>r</i>	<i>r</i> <sub>1</sub>			<i>X—X</i>				<i>Y—Y</i>		
									<i>I</i> <sub>X</sub> (cm <sup>4</sup> )	<i>W</i> <sub>X</sub> (cm <sup>3</sup> )	<i>i</i> <sub>X</sub> (cm)	<i>I</i> <sub>X</sub> , <i>S</i> <sub>X</sub>	<i>I</i> <sub>Y</sub> (cm <sup>4</sup> )	<i>W</i> <sub>Y</sub> (cm <sup>3</sup> )	<i>i</i> <sub>Y</sub> (cm)
50b	500	160	14.0	20.0	14.0	7.0	129.304	104.504	48 600	1 940	19.4	42.4	1 170	146	3.01
50c	500	162	16.0	20.0	14.0	7.0	139.304	109.354	50 600	2 080	19.0	41.8	1 220	151	2.96
56a	560	166	12.5	21.0	14.5	7.3	135.435	106.316	65 600	2 340	22.0	47.7	1 370	165	3.18
56b	560	168	14.5	21.0	14.5	7.3	146.635	115.108	68 500	2 450	21.6	47.2	1 490	174	3.16
56c	560	170	16.5	21.0	14.5	7.3	157.835	123.900	71 400	2 550	21.3	46.7	1 560	183	3.16
63a	630	176	13.0	22.0	15.0	7.5	154.658	121.407	93 900	2 980	24.5	54.2	1 700	193	3.31
63b	630	178	15.0	22.0	15.0	7.5	167.258	131.298	98 100	3 000	24.2	53.5	1 810	204	3.29
63c	630	180	17.0	22.0	15.0	7.5	179.858	141.189	102 000	3 300	23.3	52.9	1 920	214	3.27

表 C.0.2 宽翼缘 H 型钢截面特性参数表

代号	截面尺寸(mm)					截面 面积 (cm <sup>2</sup> )	理论 质量 (kg/m)	参 考 数 值					
	<i>H</i>	<i>B</i>	<i>T</i> <sub>1</sub>	<i>t</i> <sub>2</sub>	<i>R</i>			<i>X—X</i>			<i>Y—Y</i>		
								<i>I</i> <sub>X</sub> (cm <sup>4</sup> )	<i>W</i> <sub>X</sub> (cm <sup>3</sup> )	<i>i</i> <sub>X</sub> (cm)	<i>I</i> <sub>Y</sub> (cm <sup>4</sup> )	<i>W</i> <sub>Y</sub> (cm <sup>3</sup> )	<i>i</i> <sub>Y</sub> (cm)
HK100a	96	100	5.0	8.0	12	21.2	16.7	349	72	4.1	133	26	2.51
b	100	100	6.0	10.0	12	26.0	20.4	449	89	4.2	167	33	2.53
c	120	106	12.0	20.0	12	53.2	41.8	1 142	190	4.6	399	75	2.74
HK120a	114	120	5.0	8.0	12	25.3	19.9	606	106	4.9	230	38	3.02
b	120	120	6.5	11.0	12	34.0	26.7	864	144	5.0	317	52	3.06
c	140	126	12.5	21.0	12	66.4	52.1	2 017	288	5.5	702	111	3.25
HK140a	133	140	5.5	8.5	12	31.4	24.7	1 033	155	5.7	389	55	3.52
b	140	140	7.0	12.0	12	43.0	33.7	1 509	215	5.9	549	78	3.58
c	160	146	13.0	22.0	12	80.6	63.2	3 291	411	6.4	1 144	156	3.77
HK160a	152	160	6.0	9.0	15	38.8	30.4	1 672	220	6.6	615	76	3.98
b	160	160	8.0	13.0	15	54.3	42.6	2 491	311	6.8	889	111	4.05
c	180	166	14.0	23.0	15	97.1	76.2	5 098	566	7.2	1 758	211	4.26
HK180a	171	200	6.0	9.5	15	45.3	35.5	2 510	293	7.4	924	102	4.52
b	180	200	8.5	14.0	15	65.3	51.2	3 830	425	7.7	1 362	151	4.57
c	200	206	14.5	24.0	15	113.3	88.9	7 482	748	8.1	2 579	277	4.77
HK200a	190	220	6.5	10.0	18	53.8	42.3	3 691	383	8.3	1 335	133	4.98
b	200	220	9.0	15.0	18	78.1	61.3	5 695	569	8.5	2 003	200	5.06

续上表

代号	截面尺寸(mm)					截面 面积 (cm <sup>2</sup> )	理论 质量 (kg/m)	参 考 数 值					
	H	B	T <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	R			X—X			Y—Y		
								I <sub>X</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>X</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>X</sub> (cm)	I <sub>Y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>Y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>Y</sub> (cm)
c	220	226	15.0	25.0	18	131.3	103.1	10 641	967	9.0	3 650	354	5.27
HK220a	210	240	7.0	11.0	18	64.3	50.5	5 409	515	9.2	1 954	177	5.51
b	220	240	9.5	16.0	18	91.0	71.5	8 090	735	9.4	2 842	258	5.59
c	240	248	15.5	26.0	18	149.4	117.3	14 604	1 217	9.9	5 011	443	5.79
HK240a	230	260	7.5	12.0	21	76.8	60.3	7 762	674	10.1	2 768	230	6.00
b	240	260	10.0	17.0	21	106.0	83.2	11 258	938	10.3	3 922	326	6.08
c	270	268	18.0	32.0	21	199.6	156.7	24 288	1 799	11.0	8 152	657	6.39
HK260a	250	260	7.5	12.5	24	86.8	68.2	10 453	836	11.0	3 666	282	6.50
b	260	260	10.0	17.5	24	118.4	93.0	14 918	1 147	11.2	5 133	394	6.58
c	290	268	18.5	32.5	24	219.6	172.4	31 305	2 159	11.9	10 447	779	6.90
HK280a	270	280	8.0	13.0	24	97.3	76.4	13 671	1 012	11.9	4 761	340	7.00
b	280	280	10.5	18.0	24	131.4	103.1	19 268	1 376	12.1	6 593	470	7.08
c	310	288	18.5	33.0	24	240.2	188.5	39 546	2 551	12.8	13 161	914	7.40
HK300a	290	300	8.5	14.0	27	112.5	88.3	18 261	1 259	12.7	6 307	420	7.48
b	300	300	11.0	19.0	27	149.1	117.0	25 163	1 677	13.0	8 561	570	7.58
c	320	305	16.0	29.0	27	225.1	176.7	40 948	2 559	13.5	13 734	900	7.81
d	340	310	21.0	39.0	27	303.1	237.9	59 198	3 482	14.0	19 401	1 251	8.00
HK320a	305	203	7.8	13.0	27	80.8	63.4	13 783	903	13.1	1 819	179	4.75
b	311	205	9.6	16.0	27	98.6	77.4	17 137	1 102	13.2	2 306	225	4.84
c	308	254	9.0	14.5	27	105.0	82.4	18 619	1 209	13.3	3 968	312	6.15
d	311	254	9.4	16.0	27	113.8	89.3	20 516	1 319	13.4	4 379	344	6.20
e	310	300	9.0	15.5	27	124.4	97.6	22 926	1 479	13.6	6 983	465	7.49
f	320	300	11.5	20.5	27	161.3	126.7	30 821	1 926	13.8	9 237	615	7.57
g	359	309	21.0	40.0	27	312.0	245.0	68 132	3 795	14.8	19 707	1 275	7.95
HK340a	330	300	9.5	16.5	27	133.5	104.8	27 690	1 678	14.4	7 434	495	7.46
b	340	300	12.0	21.5	27	170.9	134.2	36 654	2 156	14.6	9 688	645	7.53
c	377	309	21.0	40.0	27	315.8	247.9	76 369	4 051	15.6	19 709	1 275	7.90
HK360a	342	203	7.7	13.5	27	85.3	67.0	18 235	1 066	14.6	1 889	186	4.71
b	345	204	8.5	15.0	27	94.2	74.0	20 322	1 178	14.7	2 130	208	4.76
c	347	205	9.6	16.5	27	104.0	81.7	22 391	1 290	14.7	2 378	232	4.78
d	351	255	10.8	18.0	27	132.0	103.7	29 721	1 693	15.0	4 985	391	6.14

续上表

代号	截面尺寸(mm)					截面 面积 (cm <sup>2</sup> )	理论 质量 (kg/m)	参 考 数 值					
	H	B	T <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	R			X—X			Y—Y		
								I <sub>X</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>X</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>X</sub> (cm)	I <sub>Y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>Y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>Y</sub> (cm)
e	359	257	12.8	22.0	27	159.7	125.3	36 920	2 056	15.2	6 239	485	6.25
HK360f	350	300	10.0	17.5	27	142.8	112.1	33 087	1 890	15.2	7 885	525	7.43
g	360	300	12.5	22.5	27	180.6	141.8	43 191	2 399	15.5	10 139	675	7.49
h	395	308	21.0	40.0	27	318.8	250.3	84 864	4 296	16.3	19 520	1 267	7.82
HK400a	390	300	11.0	19.0	27	159.0	124.8	45 066	2 311	16.8	8 562	570	7.34
b	400	300	13.5	24.0	27	197.8	155.3	57 678	2 883	17.1	10 817	721	7.40
c	432	307	21.0	40.0	27	325.8	255.7	104 116	4 820	17.9	19 333	1 259	7.70
d	452	417	30.0	50.0	27	528.9	415.2	182 051	8 055	18.6	60 533	2 903	10.70
e	492	432	45.0	70.0	27	769.5	604.0	289 894	11 784	19.4	94 376	4 369	11.10
HK430a	415	260	10.0	17.0	27	132.8	104.2	41 765	2 012	17.7	4 990	383	6.13
b	420	261	11.2	19.5	27	150.7	118.3	48 140	2 292	17.9	5 791	443	6.20
c	431	265	14.8	25.0	27	195.1	153.2	63 620	2 252	18.1	7 775	586	6.31
d	425	203	13.5	22.0	27	147.0	115.4	44 652	2 101	17.4	3 085	303	4.58
HK450a	440	300	11.5	21.0	27	178.0	139.7	63 718	2 896	18.9	9 463	630	7.29
b	450	300	14.0	26.0	27	218.0	171.1	79 884	3 550	19.1	11 719	781	7.33
c	478	307	21.0	40.0	27	335.4	263.3	131 481	5 501	19.8	19 337	1 259	7.59
HK500a	490	300	12.0	23.0	27	197.5	155.1	86 971	3 549	21.0	10 365	691	7.24
b	500	300	14.5	28.0	27	238.6	187.3	107 172	4 286	21.2	12 622	841	7.27
c	524	306	21.0	40.0	27	344.3	270.3	161 926	6 180	21.7	19 153	1 251	7.46
HK550a	540	300	12.5	24.0	27	211.8	166.2	11 928	4 145	23.0	10 817	721	7.15
b	550	300	15.0	29.0	27	254.1	199.4	13 687	4 970	23.2	13 075	871	7.17
c	572	306	21.0	40.0	27	354.4	278.2	197 980	6 922	23.6	19 156	1 252	7.35
HK600a	590	300	13.0	25.0	27	226.5	177.8	141 204	4 786	25.0	11 269	751	7.05
b	600	300	15.5	30.0	27	270.0	211.9	171 037	5 701	25.2	13 528	901	7.08
c	620	305	21.0	40.0	27	363.7	285.5	237 443	7 659	25.6	18 973	1 244	7.22
HK650a	640	300	13.5	26.0	27	241.6	189.7	175 174	5 474	26.9	11 722	781	6.97
b	650	300	16.0	31.0	27	286.3	224.8	210 612	6 480	27.1	13 982	932	6.99
c	668	305	21.0	40.0	27	373.7	293.4	281 663	8 433	27.5	18 977	1 244	7.13
HK700a	690	300	14.5	27.0	27	260.5	204.5	215 296	6 240	28.7	12 177	811	6.84
b	700	300	17.0	32.0	27	306.4	240.5	256 883	7 339	29.0	14 439	962	6.87
c	716	304	21.0	40.0	27	383.0	300.7	329 273	9 197	29.3	18 795	1 236	7.01

续上表

代号	截面尺寸(mm)					截面 面积 (cm <sup>2</sup> )	理论 质量 (kg/m)	参 考 数 值					
	H	B	T <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	R			X—X			Y—Y		
								I <sub>X</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>X</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>X</sub> (cm)	I <sub>Y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>Y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>Y</sub> (cm)
HK800a	790	300	15.0	28.0	30	285.8	224.4	303 435	7 681	32.6	12 636	842	6.65
b	800	300	17.5	33.0	30	334.2	262.3	359 076	8 976	32.8	14 901	993	6.68
c	814	303	21.0	40.0	30	404.3	317.3	442 590	10 874	33.1	18 624	1 229	6.78
HK900a	890	300	16.0	30.0	30	320.5	251.6	422 066	9 484	36.3	13 545	903	6.50
b	900	300	18.5	35.0	30	371.3	291.4	494 056	10 979	36.5	15 813	1 054	6.53
c	910	302	21.0	40.0	30	423.6	332.5	570 425	12 536	36.7	18 449	1 221	6.60

表 C.0.3 窄翼缘 H 型钢截面特性参数表

代号	截面尺寸(mm)					截面 面积 (cm <sup>2</sup> )	理论 质量 (kg/m)	特 性 参 数					
	H	B	T <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	r			X—X			Y—Y		
								I <sub>X</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>X</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>X</sub> (cm)	I <sub>Y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>Y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>Y</sub> (cm)
HZ <sub>80</sub>	80	46	3.8	5.2	5	7.6	6.0	80	20	3.2	8	3	1.04
HZ <sub>100</sub>	100	55	4.1	5.7	7	10.3	8.1	171	34	4.0	15	5	1.23
HZ <sub>120</sub>	120	64	4.4	6.3	7	13.2	10.4	317	52	4.9	27	8	1.45
HZ <sub>140</sub>	140	73	4.7	6.9	7	16.4	12.9	541	77	5.7	44	12	1.65
HZ <sub>160</sub>	160	82	5.0	7.4	9	20.1	15.8	869	108	6.6	68	16	1.84
HZ <sub>180</sub>	180	91	5.3	8.0	9	23.9	18.8	1 316	146	7.4	100	22	2.05
HZ <sub>200</sub>	200	100	5.6	8.5	12	28.5	22.4	1 943	194	8.3	142	28	2.24
HZ <sub>220</sub>	220	110	5.9	9.2	12	33.4	26.2	2 771	251	9.1	204	37	2.48
HZ <sub>240</sub>	240	120	6.2	9.8	15	39.1	30.7	3 891	324	10.0	283	47	2.69
HZ <sub>270</sub>	270	135	6.6	10.2	15	45.9	36.1	5 789	428	11.2	419	62	3.02
HZ <sub>300</sub>	300	150	7.1	10.7	15	53.8	42.2	8 355	557	12.5	603	80	3.35
HZ <sub>330</sub>	330	160	7.5	11.5	18	62.6	49.1	11 766	713	13.7	787	98	3.55
HZ <sub>360</sub>	360	170	8.0	12.7	18	72.7	57.1	16 264	903	15.0	1 043	122	3.79
HZ <sub>400</sub>	400	180	8.6	13.5	21	84.5	66.3	23 127	1 156	16.5	1 317	146	3.95
HZ <sub>450</sub>	450	190	9.4	14.6	21	98.8	77.6	33 741	1 499	18.5	1 657	176	4.42
HZ <sub>500</sub>	500	200	10.2	16.0	21	115.5	90.7	48 197	1 927	20.4	2 141	214	4.31
HZ <sub>550</sub>	550	210	11.1	17.2	24	134.4	10.5	67 114	2 440	22.3	2 666	253	4.45
HZ <sub>600</sub>	600	220	12.0	19.0	24	156.0	122.4	92 080	3 069	24.3	3 386	307	4.66

工字钢的截面图及标注符号如图C.0.1所示。H型钢的截面图及标注符号如图C.0.2所示。

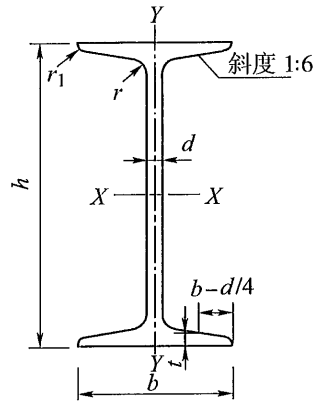


图 C.0.1 工字钢的截面图及标注符号

$h$ -高度;  $b$ -腿高度;  $d$ -腰厚度;  $t$ -平均腿厚度;  $r$ -内圆弧半径;  $r_1$ -腿端圆弧半径;  $I$ -惯性矩;  $W$ -截面系数;  $i$ -惯性半径;  $S$ -半截面的净力矩

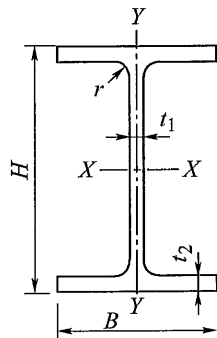


图 C.0.2 H型钢的截面图及标注符号

$H$ -高度;  $B$ -宽度;  $t_1$ -腹板厚度;  $t_2$ -翼缘厚度;  $r$ -工艺圆弧半径



## 附录 D 释放荷载的计算方法

IV 级以下围岩,喷射混凝土层将在同围岩共同变形的过程中对围岩提供支护抗力,使围岩变形得到控制,从而使围岩保持稳定。与此同时,喷层将受到来自围岩的挤压力。这种挤压力由围岩变形引起,常称做“形变压力”。

IV 级以下围岩一般呈现塑性和流变特性,洞室开挖后变形的发展往往会持续较久的时间。采用模筑混凝土支护围岩时,顶替原有临时支护时扰动围岩以及衬砌同周围岩体不密贴都可招致松散压力,而当坍塌发展到一定程度时,衬砌将与围岩密贴,并随围岩变形的继续发展,衬砌也将受到挤压,从而经受形变压力。可见围岩与支护间形变压力的传递是一个随时间的推进而逐渐发展的过程。这类现象习称时间效应。

有限元分析中,形变压力常在计算过程中同时确定,而作为开挖效应的模拟,直接施加的荷载是在开挖边界上施加的释放荷载。

释放荷载可由已知初始地应力或与前一步开挖相应的应力场确定。先求得预计开挖边界上各结点的应力,并假定各结点间应力呈线性分布,然后反转开挖边界上各结点应力的方向(改变其符号),据以求得释放荷载,如图 D 所示。

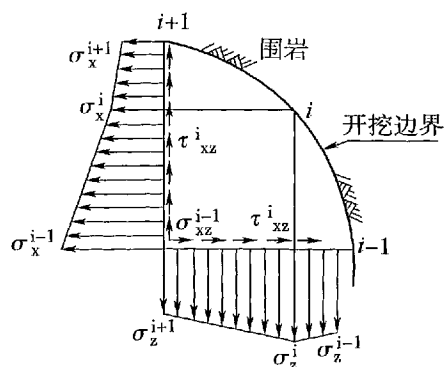


图 D 开挖边界结点

### D.0.1 初始地应力的确定

初始地应力  $\{\sigma_0\}$  的确定常需专门研究。对岩石地层,初始地应力可分为自重地应力和构造地应力两部分。其中自重地应力可由有限元法求得,构造地应力可由位移反分析方法确定。如将其假设为均布应力或线性分布应力,并将其与自重地应力叠加,则可得到初始地应力的计算式为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= a_1 + a_4 z \\ \sigma_z &= a_2 + a_5 z \\ \tau_{xz} &= a_3 \end{aligned} \right\} \quad (\text{D.0.1-1})$$

式中  $a_1 \sim a_5$  为常数,  $z$  为竖向坐标值。

对软土地层,初始地应力的垂直分量可取为自重应力,水平分量则常由根据经验给出的水平侧压力系数  $K_0$  算得,初始计算式为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \sum \gamma_i H_i \\ \sigma_x &= K_0 \cdot (\sigma_z - P_w) + P_w \end{aligned} \right\} \quad (\text{D.0.1-2})$$

式中:  $\sigma_z$ 、 $\sigma_x$ ——为竖向向和水平向初始地应力;

$\gamma_i$ ——计算点以上第  $i$  层土的重度;

$H_i$ ——相应土层的厚度;

$P_w$ ——计算点的孔隙水压力。

### D.0.2 释放荷载的计算

对各开挖阶段的状态,有限元分析的表达式可写为

$$[K]_i \{\Delta\delta\}_i = \{\Delta F_r\}_i + \{\Delta F_a\}_i \quad (i = 1, L) \quad (D.0.2-1)$$

式中:  $L$ ——开挖阶段数;

$[K]_i$ ——第  $i$  开挖阶段岩土体和结构的总刚度矩阵,由式  $[K]_i = [K]_0 + \sum_{\lambda=1}^i [\Delta K]_{\lambda}$  计算;

$[K]_0$ ——岩土体和结构(开挖开始前存在时)的初始总刚度矩阵;

$[\Delta K]_{\lambda}$ ——第  $\lambda$  开挖阶段的岩土体和结构刚度的增量或减量,用以体现岩土体单元的挖除、填筑及结构单元的施作或拆除;

$\{\Delta F_r\}_i$ ——第  $i$  开挖阶段开挖边界上的释放荷载的等效结点力;

$\{\Delta F_a\}_i$ ——第  $i$  开挖阶段新增自重等的等效结点力;

$\{\Delta\delta\}_i$ ——第  $i$  开挖阶段的结点位移增量。

采用增量初应变法解题时,对每个开挖步,增量加载过程的有限元分析的表达式为

$$[K]_{ij} \{\Delta\delta\}_{ij} = \{\Delta F_r\}_i \cdot \alpha_{ij} + \{\Delta F_a\}_{ij} \quad (i = 1, L; j = 1, M) \quad (D.0.2-2)$$

式中:  $M$ ——各开挖步增量加载的次数;

$[K]_{ij}$ ——第  $i$  开挖步中施加第  $j$  增量步时的刚度矩阵,  $[K]_{ij} = [K]_{i-1} + \sum_{\xi=1}^j [\Delta K]_{i\xi}$ ;

$\alpha_{ij}$ ——第  $i$  开挖步第  $j$  增量步的开挖边界释放荷载系数,开挖边界荷载完全释放时

有  $\sum_{j=1}^M \alpha_{ij} = 1$ ;

$\{\Delta F_a\}_{ij}$ ——第  $i$  开挖步第  $j$  增量步新增自重等的等效结点力;

$\{\Delta\delta\}_{ij}$ ——第  $i$  开挖步第  $j$  增量步的结点位移增量。

增量时步加荷过程中,部分岩土体进入塑性状态后,由材料屈服引起的过量塑性应变以初应变的形式被转移,并由整个体系中的所有单元共同负担。每一时步中,各单元与过量塑性应变相应的初应变均以等效结点力的形式起作用,并处理为再次计算时的结点附加荷载,据以进行迭代运算,直至时步最终计算时间,并满足给定的精度要求。

岩土体单元出现受拉破坏或节理、接触面单元发生受拉或受剪破坏时,也可按原理与上述方法类同的方法处理。单元发生破坏后,沿破坏方向的单元应力需予转移,计算过程将其处理为等效结点力,据以进行迭代计算。

## 附录 E 浅埋隧道荷载的计算方法

**E.0.1** 浅埋和深埋隧道的分界,按荷载等效高度值,并结合地质条件、施工方法等因素综合判定。按荷载等效高度的判定公式为

$$H_p = (2 \sim 2.5) h_q \quad (\text{E.0.1-1})$$

式中:  $H_p$ ——浅埋隧道分界深度(m);

$h_q$ ——荷载等效高度(m),按下式计算:

$$h_q = \frac{q}{\gamma} \quad (\text{E.0.1-2})$$

$q$ ——用式(6.2.3)算出的深埋隧道垂直均布压力(kN/m<sup>2</sup>);

$\gamma$ ——围岩重度(kN/m<sup>3</sup>)。

在矿山法施工的条件下,IV~VI级围岩取

$$H_p = 2.5 h_q \quad (\text{E.0.1-3})$$

I~III级围岩取

$$H_p = 2 h_q \quad (\text{E.0.1-4})$$

**E.0.2** 浅埋隧道荷载分下述两种情况分别计算:

1 埋深( $H$ )小于或等于等效荷载高度  $h_q$  时,荷载视为均布垂直压力。

$$q = \gamma \cdot H \quad (\text{E.0.2-1})$$

式中:  $q$ ——垂直均布压力(kN/m<sup>2</sup>);

$\gamma$ ——隧道上覆围岩重度(kN/m<sup>3</sup>);

$H$ ——隧道埋深,指坑顶至地面的距离(m)。

侧向压力  $e$  按均布考虑时其值为

$$e = \gamma \left( H + \frac{1}{2H_t} \right) \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (\text{E.0.2-2})$$

式中:  $e$ ——侧向均布压力(kN/m<sup>2</sup>);

$H_t$ ——隧道高度(m);

$\varphi_c$ ——围岩计算摩擦角(°),其值见表 A.0.4-1。

2 埋深大于  $h_q$  小于等于  $H_p$  时,为便于计算,假定土体中形成的破裂面是一条与水平成  $\beta$  角的斜直线,如图 E.0.2-1 所示。 $EFHG$  岩土体下沉,带动两侧三棱土体(如图中  $FDB$  和  $ECA$ )下沉,整个土体  $ABDC$  下沉时,又要受到未扰动岩土体的阻力;斜直线  $AC$  或  $BD$  是假定的破裂面,分析时考虑内聚力  $C$ ,并采用了计算摩擦角  $\varphi$ ;另一滑面  $FH$  或  $EG$  则并非破裂面,因此,滑面阻力要小于破裂面的阻力,若该滑面的摩擦角为  $\theta$ ,则  $\theta$  值应小

于 $\varphi$ 值,无实测资料时, $\theta$ 可按表 E.0.2 采用。

表 E.0.2 各级围岩的  $\theta$  值

围岩级别	I、II、III	IV	V	VI
$\theta$ 值	$0.9\varphi$	$(0.7 \sim 0.9)\varphi$	$(0.5 \sim 0.7)\varphi$	$(0.3 \sim 0.5)\varphi$

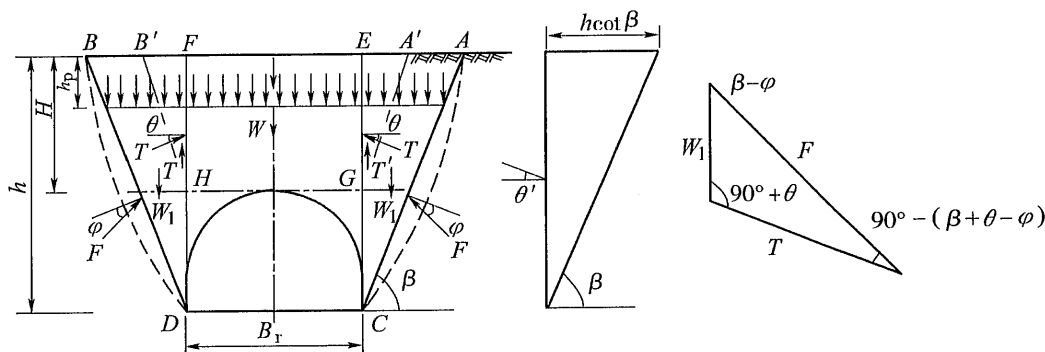


图 E.0.2-1

由图 E.0.2-1 可见,隧道上覆岩体  $EFHG$  的重力为  $W$ , 两侧三棱岩体  $FDB$  或  $ECA$  的重力为  $W_1$ , 未扰动岩体整个滑动土体的阻力为  $F$ , 当  $EFHG$  下沉, 两侧受到阻力  $T$  或  $T'$ , 作用于  $HG$  面上的垂直压力总值  $Q_{残}$  为

$$Q_{\text{浅}} = W - 2T' = W - 2T \sin \theta \quad (\text{E.0.2-3})$$

三棱体自重为

$$W_1 = \frac{1}{2} \gamma h \frac{h}{\tan \beta} \quad (\text{E.0.2-4})$$

式中:  $h$ ——坑道底部到地面的距离(m);

$\beta$ ——破裂面与水平面的夹角( $^{\circ}$ )。

由图据正弦定理可得

$$T = \frac{\sin(\beta - \varphi)}{\sin[90^\circ - (\beta - \varphi + \theta)]} W_1 \quad (\text{E.0.2-5})$$

将式(E.0.2-4)代入可得

$$T = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\lambda}{\cos \theta} \quad (\text{E.0.2-6})$$

$$\lambda = \frac{\tan \beta - \tan \varphi_c}{\tan \beta [1 + \tan \beta (\tan \varphi_c - \tan \theta) + \tan \varphi_c \tan \theta]} \quad (\text{E.0.2-7})$$

$$\tan\beta = \tan\varphi_c + \sqrt{\frac{(\tan^2\varphi_c + 1)\tan\varphi_c}{\tan\varphi_c - \tan\theta}} \quad (\text{E.0.2-8})$$

式中： $\lambda$ ——侧压力系数；

其它符号意义同前。

至此,极限最大阻力  $T$  值可求得。得到  $T$  值后,代入式(E.0.2-3)可求得作用在  $HG$  面上的总垂直压力  $Q_{\text{浅}}$ 。

$$Q_{\text{浅}} = W - 2T\sin\theta = W - \gamma h^2 \lambda \tan\theta \quad (\text{E.0.2-9})$$

由于  $GC$ 、 $HD$  与  $EG$ 、 $EF$  相比往往较小,而且衬砌与土之间的摩擦角也不同,前面分析时均按  $\theta$  计,当中间土块下滑时,由  $FH$  及  $EG$  面传递,考虑压力稍大些对设计的结构也偏于安全,因此,摩阻力不计隧道部分而只计洞顶部分,即在计算中用  $H$  代替  $h$ ,这样式(E.0.2-9)为

$$Q_{\text{浅}} = W - \gamma H^2 \lambda \tan\theta$$

由于  $W = B_t H \lambda$ ,故

$$Q_{\text{浅}} = \gamma H (B_t - H \lambda \tan\theta) \quad (\text{E.0.2-10})$$

式中:  $B_t$ ——坑道宽度(m)。

换算为作用在支护结构上的均布荷载(图 E.0.2-2),即

$$q_{\text{浅}} = \frac{Q_{\text{浅}}}{B_t} = \gamma H \left( 1 - \frac{H}{B_t} \lambda \tan\theta \right) \quad (\text{E.0.2-11})$$

式中:  $q_{\text{浅}}$ ——作用在支护结构上的均布荷载( $\text{kN}/\text{m}^2$ );

其它符号意义同前。

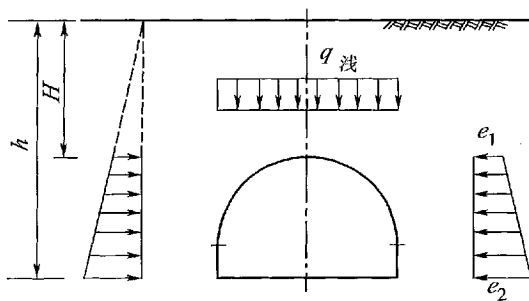


图 E.0.2-2

作用在支护结构两侧的水平侧压力为

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \gamma H \lambda \\ e_2 &= \gamma h \lambda \end{aligned} \right\} \quad (\text{E.0.2-12})$$

侧压力视为均布压力时,

$$e = \frac{1}{2} (e_1 + e_2) \quad (\text{E.0.2-13})$$

## 附录 F 偏压隧道衬砌荷载的计算方法

## F.0.1 偏压隧道垂直压力的计算(图 F.0.1)

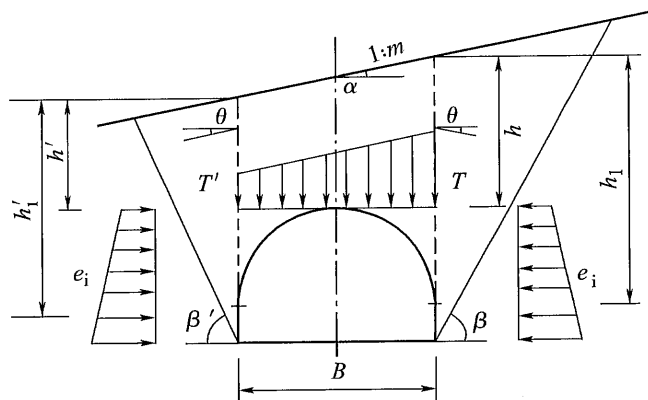


图 F.0.1 偏压分布图

假定偏压分布图形与地面坡一致。

$$Q = \frac{\gamma}{2} [(h + h')B - (\lambda h^2 + \lambda' h'^2) \tan \theta] \quad (\text{F.0.1-1})$$

式中:  $h$ 、 $h'$ ——内、外侧由拱顶水平至地面的高度(m);

$B$ ——坑道跨度(m);

$\gamma$ ——围岩重度( $\text{kN/m}^3$ );

$\theta$ ——顶板土柱两侧摩擦角( $^\circ$ ), 当无实测资料时, 可参考表 E.0.2 选取;

$\lambda$ 、 $\lambda'$ ——内、外侧的侧压力系数, 由下式计算:

$$\lambda = \frac{1}{\tan \beta - \tan \alpha} \times \frac{\tan \beta - \tan \varphi_c}{1 + \tan \beta (\tan \varphi_c - \tan \theta) + \tan \varphi_c \tan \theta} \quad (\text{F.0.1-2})$$

$$\lambda' = \frac{1}{\tan \beta' + \tan \alpha} \times \frac{\tan \beta' - \tan \varphi_c}{1 + \tan \beta' (\tan \varphi_c - \tan \theta) + \tan \varphi_c \tan \theta} \quad (\text{F.0.1-3})$$

$$\tan \beta = \tan \varphi_c + \sqrt{\frac{(\tan^2 \varphi_c + 1)(\tan \varphi_c - \tan \alpha)}{\tan \varphi_c - \tan \theta}} \quad (\text{F.0.1-4})$$

$$\tan \beta' = \tan \varphi_c + \sqrt{\frac{(\tan^2 \varphi_c + 1)(\tan \varphi_c + \tan \alpha)}{\tan \varphi_c - \tan \theta}} \quad (\text{F.0.1-5})$$

$\alpha$ ——地面坡坡角( $^\circ$ );

$\varphi_c$ ——围岩计算摩擦角( $^\circ$ );

$\beta$ 、 $\beta'$ ——内、外侧产生最大推力时的破裂角( $^\circ$ )。

**F.0.2 偏压隧道水平侧压力的计算**

内侧: 
$$e_i = \gamma \cdot h_i \lambda \quad (\text{F.0.2-1})$$

外侧: 
$$e_i = \gamma \cdot h'_i \lambda' \quad (\text{F.0.2-2})$$

式中:  $h_i$ 、 $h'_i$ ——内、外侧任意一点  $i$  至地面的距离(m)。

## 附录 G 明洞设计荷载的计算方法

### G.0.1 拱圈回填土石垂直压力

$$q_i = \gamma_1 h_i \quad (\text{G.0.1-1})$$

式中:  $q_i$ ——明洞结构上任意点  $i$  的回填土石垂直压力值( $\text{kN/m}^2$ );

$\gamma_1$ ——拱背回填土石重度( $\text{kN/m}^3$ );

$h_i$ ——明洞结构上任意点  $i$  的土柱体高度(m)。

### G.0.2 拱圈回填土石侧压力

$$e_i = \gamma_1 h_i \lambda \quad (\text{G.0.2-1})$$

式中:  $e_i$ ——任意点  $i$  的侧压力值( $\text{kN/m}^2$ );

$\gamma_1$ 、 $h_i$ ——符号意义同前;

$\lambda$ ——侧压力系数,按以下两种情况计算:

1) 填土坡面向上倾斜(图 G.0.2-1),按无限土体计算。

$$\lambda = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi_1}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi_1}} \quad (\text{G.0.2-2})$$

2) 填土坡面向上倾斜(图 G.0.2-2),按有限土体计算。

$$\lambda = \frac{1 - \mu n}{(\mu + n) \cos \rho + (1 - \mu n) \sin \rho} \cdot \frac{mn}{m - n} \quad (\text{G.0.2-3})$$

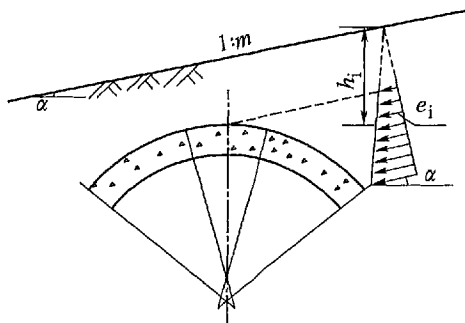


图 G.0.2-1

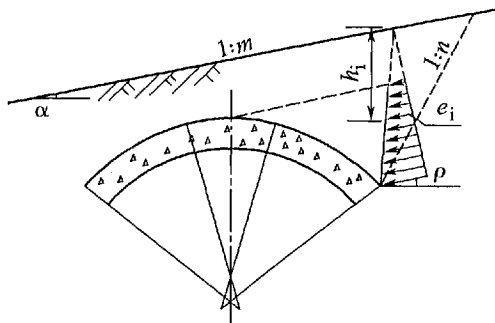


图 G.0.2-2

式中:  $\alpha$ ——设计填土面坡度角( $^\circ$ );



- $\varphi_1$ ——拱背回填土石计算摩擦角( $^\circ$ );  
 $\rho$ ——侧压力作用方向与水平线的夹角( $^\circ$ );  
 $n$ ——开挖边坡坡率;  
 $m$ ——回填土石面坡率;  
 $\mu$ ——回填土石与开挖边坡面间的摩擦系数。

### G.0.3 边墙回填土石侧压力

$$e_i = \gamma_2 h_i' \lambda \quad (\text{G.0.3-1})$$

式中:  $\gamma_2$ ——墙背回填土石重度( $\text{kN/m}^3$ );

$h_i'$ ——边墙计算点换算高度(m),  $h_i' = h_i'' + \frac{\gamma_1}{\gamma_2} h_1$ ;

$h_i''$ ——墙顶至计算位置的高度(m);

$h_1$ ——填土坡面至墙顶的垂直高度(m);

$\lambda$ ——侧压力系数,按下列三种情况进行计算:

1) 填土坡面向上倾斜(图 G.0.3-1)

$$\lambda = \frac{\cos^2 \varphi_2}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 - \alpha')}{\cos \alpha'}} \right]^2} \quad (\text{G.0.3-2})$$

2) 填土坡面向下倾斜(图 G.0.3-2)

$$\lambda = \frac{\tan \theta_0}{\tan(\theta_0 + \varphi_2)(1 + \tan \alpha' \tan \theta_0)} \quad (\text{G.0.3-3})$$

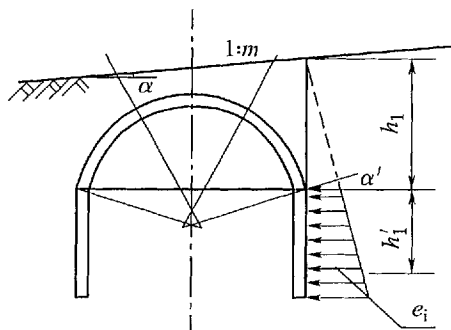


图 G.0.3-1

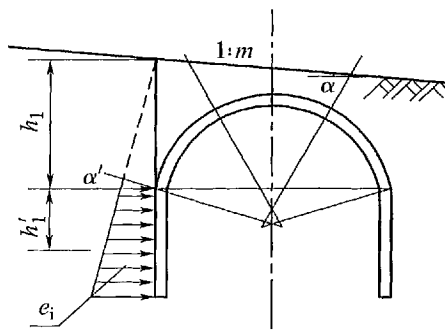


图 G.0.3-2

式中:  $\varphi_2$ ——墙背回填土石计算摩擦角( $^\circ$ )。

$$\alpha' = \arctan\left(\frac{\gamma_1}{\gamma_2} \tan \alpha\right) \quad (\text{G.0.3-4})$$

$$\tan\theta_0 = \frac{-\tan\varphi_2 + \sqrt{(1 + \tan^2\varphi_2)(1 + \tan\alpha'/\tan\varphi_2)}}{1 + (1 + \tan^2\varphi_2)\tan\alpha'/\tan\varphi_2} \quad (\text{G.0.3-5})$$

3)填土坡面水平时

$$\lambda = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_2}{2}\right) \quad (\text{G.0.3-6})$$

## 附录 H 洞门土压力荷载的计算方法

**H.0.1** 隧道门端墙、翼墙及洞门挡土墙可按下列公式计算:

1 最危险破裂面与垂直面之间的夹角

$$\tan \omega = \frac{\tan^2 \varphi + \tan \alpha \tan \varepsilon - \sqrt{(1 + \tan^2 \varphi)(\tan \varphi - \tan \varepsilon)(\tan \varphi + \tan \alpha)(1 - \tan \alpha \tan \varepsilon)}}{\tan \varepsilon (1 + \tan^2 \varphi) - \tan \varphi (1 - \tan \alpha \tan \varepsilon)} \quad (\text{H.0.1-1})$$

式中:  $\varphi$ ——围岩计算摩擦角( $^\circ$ );

$\varepsilon$ 、 $\alpha$ ——地面坡角与墙面倾角( $^\circ$ ),如图 H.0.1。

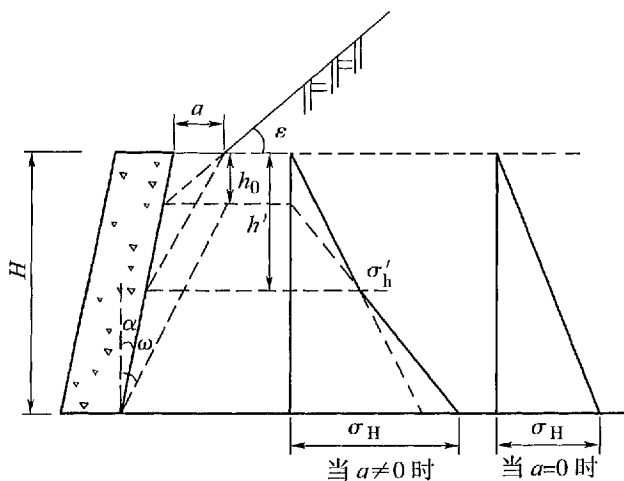


图 H.0.1

2 土压力

$$E = \frac{1}{2} \gamma \lambda [H^2 + h_0(h' - h_0)] b \xi \quad (\text{H.0.1-2})$$

$$\lambda = \frac{(\tan \omega - \tan \alpha)(1 - \tan \alpha \tan \varepsilon)}{\tan(\omega + \varphi)(1 - \tan \omega \tan \varepsilon)} \quad (\text{H.0.1-3})$$

$$h' = \frac{\alpha}{\tan \omega - \tan \alpha} \quad (\text{H.0.1-4})$$

式中:  $E$ ——土压力(kN);

$\gamma$ ——地层重度( $\text{kN}/\text{m}^3$ );

$\lambda$ ——侧压力系数;

$\omega$ ——墙背土体破裂角( $^\circ$ );

$b$ ——洞门墙计算条带宽度(m);

$\xi$ ——土压力计算模式不确定性系数,可取  $\xi = 0.6$ 。

**H.0.2** 明洞门端墙土压力计算可参考有关设计手册。

## 附录 I 荷载结构法

### I.0.1 设计原理

荷载结构法的设计原理认为,隧道开挖后地层的作用主要是对衬砌结构产生荷载,衬砌结构应能安全可靠地承受地层压力等荷载的作用。计算时先按地层分类法或由实用公式确定地层压力,然后按弹性地基上结构物的计算方法计算衬砌的内力,并进行结构截面设计。

### I.0.2 计算原理

#### 1 基本未知量与基本方程

取衬砌结构结点的位移为基本未知量。由最小势能原理或变分原理可得系统整体求解时的平衡方程为

$$[K]\{\delta\} = \{P\} \quad (\text{I.0.2-1})$$

式中:  $[K]$ ——衬砌结构的整体刚度矩阵,为  $m \times m$  阶方阵,  $m$  为体系结点自由度的总个数;

$\{\delta\}$ ——由衬砌结构结点位移组成的列向量,即  $\{\delta\} = [\delta_1 \quad \delta_2 \quad \cdots \quad \delta_m]^T$ ;

$\{P\}$ ——由衬砌结构结点荷载组成的列向量,即  $\{P\} = [P_1 \quad P_2 \quad \cdots \quad P_m]^T$ 。

矩阵  $\{P\}$ 、 $[K]$  和  $\{\delta\}$  可由单元的荷载矩阵  $\{P\}^e$ 、单元的刚度矩阵  $[k]^e$  和单元的位移向量矩阵  $\{\delta\}^e$  组装而成,故在采用有限元方法进行分析时,需先划分单元,建立单元刚度矩阵  $[k]^e$  和单元荷载矩阵  $\{P\}^e$ 。

隧道承重结构轴线的形状为弧形时,需用折线单元模拟曲线。划分单元时,只需确定杆件单元的长度。杆件厚度  $d$  即为承重结构的厚度,杆件宽度取为 1(m)。相应的杆件横截面面积为  $A = d \times 1(\text{m}^2)$ ,抗弯惯性矩为  $I = \frac{1}{12} \times 1 \times d^3(\text{m}^4)$ ,弹性模量  $E(\text{kN}/\text{m}^2)$  取为混凝土的弹性模量。

#### 2 单元刚度矩阵的计算

设梁单元在局部坐标系下的结点位移为  $\{\bar{\delta}\} = [\bar{u}_i, \bar{v}_i, \bar{\theta}_i, \bar{u}_j, \bar{v}_j, \bar{\theta}_j]^T$ ,对应的结点力为  $\{\bar{f}\} = [\bar{X}_i, \bar{Y}_i, \bar{M}_i, \bar{X}_j, \bar{Y}_j, \bar{M}_j]^T$ ,则有

$$\{\bar{f}\} = [\bar{k}]^e \{\bar{\delta}\} \quad (\text{I.0.2-2})$$

式中  $[\bar{k}]^e$  为梁单元在局部坐标系下的刚度矩阵,并有

$$[\bar{k}]^e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} & 0 & -\frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} & 0 & -\frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{l^3} & -\frac{6EI}{l^2} & 0 & \frac{12EI}{l^3} & -\frac{6EI}{l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} & 0 & -\frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix} \quad (I.0.2-3)$$

式中： $l$ ——梁单元的长度；

$A$ ——梁的截面积；

$I$ ——梁的惯性矩；

$E$ ——梁的弹性模量。

对于整体结构而言,各单元采用的局部坐标系均不相同,故在建立整体矩阵时,需按式(I.0.2-4)将按局部坐标系建立的单元刚度矩阵 $[\bar{k}]^e$ 转换成结构整体坐标系中的单元刚度矩阵 $[k]^e$ 。

$$[k]^e = [T]^T [\bar{k}]^e [T] \quad (I.0.2-4)$$

式中： $[T]$ ——转置矩阵,表达式为

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos\beta & \sin\beta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\beta & \cos\beta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\beta & \sin\beta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin\beta & \cos\beta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (I.0.2-5)$$

$\beta$ ——局部坐标系与整体坐标系之间的夹角。

### 3 地层反力作用模式

地层弹性抗力由下式给出：

$$F_n = K_n \cdot U_n \quad (I.0.2-6)$$

$$F_s = K_s \cdot U_s \quad (I.0.2-7)$$

其中,

$$K_n = \begin{cases} K_n^+ & U_n \geq 0 \\ K_n^- & U_n < 0 \end{cases} \quad (I.0.2-8)$$

$$K_s = \begin{cases} K_s^+ & U_s \geq 0 \\ K_s^- & U_s < 0 \end{cases} \quad (I.0.2-9)$$

式中： $F_n$ 、 $F_s$ ——分别为法向和切向弹性抗力；

$K_n$ 、 $K_s$ ——相应的围岩弹性抗力系数,且  $K^+$ 、 $K^-$  分别为压缩区和拉伸区的抗力系数,通常令  $K_n^- = K_s^- = 0$ 。

杆件单元确定后,即可确定地层弹簧单元,它只设置在杆件单元的结点上。地层弹簧单元可沿整个截面设置,也可只在部分结点上设置。沿整个截面设置地层弹簧单元时,计算过程中需用迭代法作变形控制分析,以判断出抗力区的确切位置。

## 附录 J 地层结构法

### J.0.1 设计原理

地层结构法的设计原理,是将衬砌和地层视为整体共同受力的统一体系,在满足变形协调条件的前提下分别计算衬砌与地层的内力,据以验算地层的稳定性和进行结构截面设计。

目前计算方法以有限单元法为主,适用于设计构筑在软岩或较稳定的地层内的衬砌。

### J.0.2 初始地应力的计算

#### 1 初始自重应力

初始自重应力通常采用有限元法或给定水平侧压力系数的方法计算。

##### 1)有限元法

即初始自重应力由有限元法算得,并将其转化为等效结点荷载。

##### 2)给定水平侧压力系数法

即在给定水平侧压力系数  $K_0$  值后,按下式计算初始自重地应力:

$$\sigma_z^g = \sum \gamma_i H_i \quad (\text{J.0.2-1})$$

$$\sigma_x^g = K_0(\sigma_z - p_w) + p_w \quad (\text{J.0.2-2})$$

式中:  $\sigma_{zg}$ 、 $\sigma_{xg}$ ——竖直方向和水平方向初始自重地应力;

$\gamma_i$ ——计算点以上第  $i$  层岩石的重度;

$H_i$ ——计算点以上第  $i$  层岩石的厚度;

$p_w$ ——计算点的孔隙水压力,在不考虑地下水头变化的条件下,  $p_w$  由计算点的静水压力确定,即  $p_w = \nu_w \cdot H_w$  ( $\nu_w$  为地下水的重度,  $H_w$  为地下水的水位差)。

#### 2 构造应力

构造地应力可假设为均布或线性分布应力。假设主应力作用方向保持不变,则二维平面应变的普遍表达式为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x^s &= a_1 + a_4 z \\ \sigma_z^s &= a_2 + a_5 z \\ \tau_{xz}^s &= a_3 \end{aligned} \right\} \quad (\text{J.0.2-3})$$

式中:  $a_1 \sim a_5$ ——常系数;

$z$ ——竖直坐标。

#### 3 初始地应力



将初始自重应力与构造应力叠加,即得初始地应力。

### J.0.3 本构模型

#### 1 岩石单元

##### 1) 弹性模型

对于平面应变问题,横观各向同性弹性体的应力增量可表示为

$$\{\Delta\sigma\} = \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{zx} \end{Bmatrix} = [D] \{\Delta\epsilon\} = \begin{bmatrix} \frac{E_0 E_v - \mu_{vh}^2 E_h^2}{E_0} & \frac{E_h E_v \mu_{vh} (1 + \mu_{hh})}{E_0} & 0 \\ \frac{E_h E_v \mu_{vh} (1 + \mu_{hh})}{E_0} & \frac{E_v^2 (1 - \mu_{hh}^2)}{E_0} & 0 \\ 0 & 0 & G_{hv} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\epsilon_x \\ \Delta\epsilon_z \\ \Delta\gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (\text{J.0.3-1})$$

式中:  $E_v$ ——竖直方向( $z$ )弹性模量;

$E_h$ ——水平方向( $x, y$ )弹性模量;

$\mu_{vh}$ ——竖直向应变引起水平向应变的泊松比(竖直面内的泊松比);

$\mu_{hh}$ ——水平面内的泊松比;

$G_{hv}$ ——竖向平面内的剪切模量。

各向同性弹性体的应力增量可表示为

$$\{\Delta\sigma\} = \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{zx} \end{Bmatrix} = [D] \{\Delta\epsilon\} = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\mu}{1-\mu} & 0 \\ \frac{\mu}{1-\mu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\epsilon_x \\ \Delta\epsilon_z \\ \Delta\gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (\text{J.0.3-2})$$

##### 2) 非线性弹性模型

采用邓肯-张模型的假设,并认为应力-应变关系可用双曲线关系近似描述,则在主应力  $\sigma_3$  保持不变时

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_1}{a + b\epsilon_1} \quad (\text{J.0.3-3})$$

轴向应变  $\epsilon_1$  和侧向应变  $\epsilon_3$  之间假设也存在双曲线关系,即有

$$\epsilon_1 = \frac{\epsilon_3}{f + d\epsilon_3} \quad (\text{J.0.3-4})$$

式中  $a, b, f, d$  均为由试验确定的参数。

在不同应力状态下弹性模量的表达式为

$$E_i = \left[ 1 - \frac{R_f(1 - \sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2C \cos\varphi + 2\sigma_3 \sin\varphi} \right]^2 K p_0 \left( \frac{\sigma_3}{p_0} \right)^n \quad (\text{J.0.3-5})$$

式中:  $R_f$ ——破坏比,数值小于 1(一般在 0.75 ~ 1.0 之间);

$C$ 、 $\varphi$ ——土的内聚力和内摩擦角；

$p_0$ ——大气压力，一般取 100kPa；

$K$ 、 $n$ ——由试验确定的参数。

不同应力状态下泊松比的表达式为

$$\mu_i = \frac{G - F \lg\left(\frac{\sigma_3}{p_0}\right)}{(1 - A)^2} \quad (\text{J.0.3-6})$$

$$A = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) d}{K p_0 \left(\frac{\sigma_3}{P_0}\right)^n \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2 C \cos\varphi + 2 \sigma_3 \sin\varphi}\right]} \quad (\text{J.0.3-7})$$

式中  $G$ 、 $F$ 、 $d$  为由试验确定的参数。

由  $E_i$  和  $\mu_i$  即可确定该应力状态下的弹性矩阵  $[D]$ 。

### 3) 弹塑性模型

#### ① 屈服准则

材料进入塑性状态的判断准则采用 Drucker-Prager 或 Mohr-Coulomb 屈服准则，其中 Drucker-Prager 屈服准则的表达式为

$$f = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (\text{J.0.3-8})$$

式中： $I_1$ ——应力张量的第一不变量；

$J_2$ ——应力偏量的第二不变量，并有

$$\alpha = \frac{\sin\varphi}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2\varphi}}$$

$$k = \frac{\sqrt{3} C \cos\varphi}{\sqrt{3 + \sin^2\varphi}} \quad (\text{J.0.3-9})$$

Mohr-Coulomb 屈服准则的表达式为

$$f = \frac{1}{3} I_1 \sin\varphi - \left(\cos\theta + \frac{1}{\sqrt{3}} \sin\theta \sin\varphi\right) \sqrt{J_2} + C \cos\varphi = 0 \quad (\text{J.0.3-10})$$

式中： $\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left( \frac{-3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{(J_2)^{\frac{3}{2}}} \right)$ ， $-\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6}$ ；

$J_3$ ——应力偏量的第三不变量。

#### ② 弹塑性矩阵

材料进入塑性状态后，其弹塑性应力-应变关系的增量表达式为

$$\{d\sigma\} = \left[ [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{A + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \right] \{d\epsilon\}$$

$$= ([D] - [D_p]) \{d\epsilon\} = [D_{ep}] \{d\epsilon\} \quad (\text{J.0.3-11})$$

式中： $[D]$ ， $[D_p]$ ， $[D_{ep}]$ ——分别为材料的弹性矩阵、塑性矩阵和弹塑性矩阵；

$A$ ——与材料硬化有关的参数,理想弹塑性情况下,  $A = 0$ ;

$f$ ——屈服面函数;

$g$ ——塑性势面函数,采用关联流动法则时,  $g = f$ 。

### ③弹塑性分析的计算过程

增量时步加荷过程中,部分岩土体进入塑性状态后,由材料屈服引起的过量塑性应变以初应变的形式被转移,并由整个体系中的所有单元共同负担。每一时步中,各单元与过量塑性应变相应的初应变均以等效结点力的形式起作用,并处理为再次计算时的结点附加荷载,据以进行迭代运算,直至时步最终计算时间,并满足给定的精度要求。

### 4)粘弹性模型

三元件广义 Kelvin 模型,由弹性元件和 Kelvin 模型串联组成,如图 J.0.3 所示。其应力应变关系式为

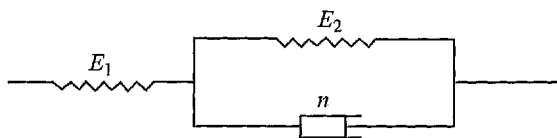


图 J.0.3 广义 Kelvin 模型

$$\frac{\eta}{E_1 + E_2} \dot{\sigma} + \sigma = \frac{\eta E_1}{E_1 + E_2} \dot{\epsilon} + \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2} \epsilon \quad (\text{J.0.3-12})$$

衬砌施作后的蠕变方程为

$$\epsilon(t) = \left[ \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} (1 - e^{-\frac{E_2}{\eta} t}) \right] \sigma_0 = \sigma_0 J(t) \quad (\text{J.0.3-13})$$

式中:  $J(t)$ ——蠕变柔量;

$\sigma_0$ ——常量应力。

### 2 梁单元

与附录 I 中“单元刚度矩阵的计算”相同。

### 3 杆单元

设杆单元在局部坐标系中的结点位移为  $\{\bar{\delta}\} = [\bar{u}_i, \bar{v}_i, \bar{u}_j, \bar{v}_j]^T$ , 对应的结点力为  $\{\bar{f}\} = [\bar{X}_i, \bar{Y}_i, \bar{X}_j, \bar{Y}_j]^T$ , 则有

$$\{\bar{f}\} = [\bar{k}] \{\bar{\delta}\} \quad (\text{J.0.3-14})$$

其中  $[\bar{k}]$  为杆在局部坐标系下的单元刚度矩阵, 并有

$$[\bar{k}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{l} & 0 & \frac{EA}{l} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{J.0.3-15})$$

式中:  $l$ ——杆长;

$A$ ——杆的截面积;

$E$ ——杆的弹性模量。

#### 4 接触面单元

接触面采用无厚度节理单元模拟,不考虑法向和切向的耦合作用时,有增量表达式

$$\begin{Bmatrix} \Delta\tau_s \\ \Delta\sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_s & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_s \\ \Delta u_n \end{Bmatrix} = [K^e] \begin{Bmatrix} \Delta u_s \\ \Delta u_n \end{Bmatrix} \quad (\text{J.0.3-16})$$

式中:  $K_s$ ——接触面的切向刚度;

$K_n$ ——接触面的法向刚度。

接触面材料的应力-应变关系一般为非线性关系,并常处于塑性受力状态。当屈服条件采用莫尔-库伦屈服条件,并假定节理材料为理想弹塑性材料及采用关联流动法则时,对平面应变问题,可导出接触面单元剪切滑移的塑性矩阵为

$$[D_p] = \frac{1}{S_0} \begin{bmatrix} K_s^2 & K_s S_1 \\ K_s S_1 & S_1^2 \end{bmatrix}$$

式中:  $S_0 = K_s + K_n \tan^2 \varphi$ ;

$S_1 = K_n \tan \varphi$ ;

$\varphi$ ——接触面的内摩擦角。

对处于非线性状态的接触面单元,应力与相对位移间的关系式为

$$\begin{aligned} \tau_s &= K_s \cdot \Delta u_s \\ \sigma_n &= K_n v_m \frac{\Delta u_n}{v_m - \Delta u_n} \quad (\Delta u_n < v_m) \end{aligned}$$

式中:  $v_m$ ——接触面单元的法向最大允许嵌入量。

### J.0.4 单元模式

#### 1 一维单元

对两结点一维线性单元,设结点位移为  $\{\delta\} = \{u_i, v_i, u_j, v_j\}$  时,单元上任意点的位移为

$$u = \sum N_i u_i \quad (\text{J.0.4-1})$$

式中  $N$  为插值函数,并有

$$\begin{cases} N_1 = \frac{1-\xi}{2} \\ N_2 = \frac{1+\xi}{2} \end{cases} \quad (\text{J.0.4-2})$$

#### 2 三角形单元

对三结点三角形单元,设结点坐标为  $\{x_i, y_i, x_j, y_j, x_m, y_m\}$ , 结点位移  $\{\delta\} = \{u_i, v_i, u_j, v_j, u_m, v_m\}$ , 对应的结点力  $\{F\} = \{X_i, Y_i, X_j, Y_j, X_m, Y_m\}$ , 则当取线性位移模式时,单元内任意点的位移为

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = [N] \{\delta\} \quad (\text{J.0.4-3})$$

式中:  $[N]$ ——形函数矩阵, 即

$$[N] = \begin{bmatrix} N_i & 0 & N_j & 0 & N_m & 0 \\ 0 & N_i & 0 & N_j & 0 & N_m \end{bmatrix} \quad (\text{J.0.4-4})$$

其中:  $N_i = \frac{1}{2\Delta}(a_i + b_i x + c_i y)$ ;

$$a_i = x_i y_m - x_m y_i;$$

$$b_i = y_j - y_m;$$

$$c_i = x_m - x_i;$$

$\Delta$ ——单元面积。

### 3 四边形单元

采用四结点等参单元, 并设结点位移为  $\{\delta\} = \{u_1, v_1, u_2, v_2, u_3, v_3, u_4, v_4\}^T$  时, 位移模式可由双线性插值函数给出, 形式为

$$\left. \begin{aligned} u &= N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + N_4 u_4 \\ v &= N_1 v_1 + N_2 v_2 + N_3 v_3 + N_4 v_4 \end{aligned} \right\} \quad (\text{J.0.4-5})$$

式中  $N$  为插值函数, 即

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta) \\ N_2 &= \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta) \\ N_3 &= \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta) \\ N_4 &= \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 + \eta) \end{aligned} \right\} \quad (\text{J.0.4-6})$$

## J.0.5 施工过程的模拟

### 1 一般表达式

开挖过程的模拟一般通过在开挖边界上施加释放荷载实现。将一个相对完整的施工阶段称为施工步, 并设每个施工步包含若干增量步, 则与该施工步相应的开挖释放荷载可在所包含的增量步中逐步释放, 以便较真实地模拟施工过程。具体计算中, 每个增量步的荷载释放量可由释放系数控制。对各施工阶段的状态, 有限元分析的表达式为

$$[K]_i \{\Delta\delta\}_i = \{\Delta F_r\}_i + \{\Delta F_g\}_i + \{\Delta F_p\}_i \quad (i = 1, L) \quad (\text{J.0.5-1})$$

$$[K]_i = [K]_0 + \sum_{\lambda=1}^i [\Delta K]_{\lambda} \quad (i \geq 1) \quad (\text{J.0.5-2})$$

式中:  $L$ ——施工步总数;

$[K]_i$ ——第  $i$  施工步岩土体和结构的总刚度矩阵;

$[K]_0$ ——岩土体和结构(施工开始前存在)的初始总刚度矩阵;

$[\Delta K]_{\lambda}$ ——施工过程中,第  $\lambda$  施工步的岩土体和结构刚度的增量或减量,用以体现岩土体单元的挖除、填筑及结构单元的施作或拆除;

$\{\Delta F_r\}_i$ ——第  $i$  施工步开挖边界上的释放荷载的等效结点力;

$\{\Delta F_g\}_i$ ——第  $i$  施工步新增自重等的等效结点力;

$\{\Delta F_p\}_i$ ——第  $i$  施工步增量荷载的等效结点力;

$\{\Delta \delta\}_i$ ——第  $i$  施工步的结点位移增量。

对每个施工步,增量加载过程的有限元分析的表达式为

$$[K]_{ij}\{\Delta \delta\}_{ij} = \{\Delta F_r\}_i \cdot \alpha_{ij} + \{\Delta F_g\}_{ij} + \{\Delta F_p\}_{ij} \quad (i = 1, L; j = 1, M) \quad (J.0.5-3)$$

$$[K]_{ij} = [K]_{i-1} + \sum_{\xi=1}^i [\Delta K]_{i\xi} \quad (J.0.5-4)$$

式中:  $M$ ——各施工步增量加载的次数;

$[K]_{ij}$ ——第  $i$  施工步中施加第  $j$  荷载增量步时的刚度矩阵;

$\alpha_{ij}$ ——与第  $i$  施工步第  $j$  荷载增量步相应的开挖边界释放荷载系数,开挖边界荷载

完全释放时有  $\sum_{j=1}^M \alpha_{ij} = 1$ ;

$\{\Delta F_g\}_{ij}$ ——第  $i$  施工步第  $j$  增量步新增单元自重等的等效结点力;

$\{\Delta \delta\}_{ij}$ ——第  $i$  施工步第  $j$  增量步的结点位移增量;

$\{\Delta F_p\}_{ij}$ ——第  $i$  施工步第  $j$  增量步增量荷载的等效结点力。

## 2 开挖工序的模拟

开挖效应可通过在开挖边界上设置释放荷载,并将其转化为等效结点力模拟。表达式为

$$[K - \Delta K]\{\Delta \delta\} = \{\Delta P\} \quad (J.0.5-5)$$

式中:  $[K]$ ——开挖前系统的刚度矩阵;

$[\Delta K]$ ——开挖工序中挖除部分的刚度;

$\{\Delta P\}$ ——为开挖释放荷载的等效结点力。

开挖释放荷载可采用单元应力法或 Mana 法计算,具体方法见附录 D。

## 3 填筑工序的模拟

填筑效应包含两个部分,即整体刚度的改变和新增单元自重荷载的增加,其计算表达式为

$$[K + \Delta K]\{\Delta \delta\} = \{\Delta F_g\} \quad (J.0.5-6)$$

式中:  $K$ ——填筑前系统的刚度矩阵;

$\Delta K$ ——新增实体单元的刚度;

$\{\Delta F_g\}$ ——新增实体单元自重的等效结点荷载。

## 4 结构的施作与拆除

结构施作的效应体现为整体刚度的增加及新增结构的自重对系统的影响,其计算式为

$$[K + \Delta K]\{\Delta \delta\} = \{\Delta F_g^s\} \quad (J.0.5-7)$$

式中:  $K$ ——结构施作前系统的刚度矩阵;

$\Delta K$ ——新增结构的刚度;

$\{\Delta F_g^s\}$ ——施作结构自重的等效结点荷载。

结构拆除的效应包含整体刚度的减小和支撑内力释放的影响,其中支撑内力的释放可通过施加一反向内力实现,其计算表达式为

$$[K - \Delta K]\{\Delta\delta\} = -\{\Delta F\} \quad (\text{J.0.5-8})$$

式中:  $K$ ——结构施作前系统的刚度矩阵;

$\Delta K$ ——拆除结构的刚度;

$\{\Delta F\}$ ——拆除结构内力的等效结点力。

### 5 增量荷载的施加

在施工过程中施加的外荷载,可在相应的增量步中用施加增量荷载表示,其计算式为

$$[K]\{\Delta\delta\} = \{\Delta F\} \quad (\text{J.0.5-9})$$

式中:  $K$ ——增量荷载施加前系统的刚度矩阵;

$\{\Delta F\}$ ——施加的增量荷载的等效结点力。

## 附录 K 钢筋混凝土受弯和受压构件配筋量计算方法

**K.0.1** 钢筋混凝土受弯构件的截面强度应按下列公式计算(图 K.0.1):

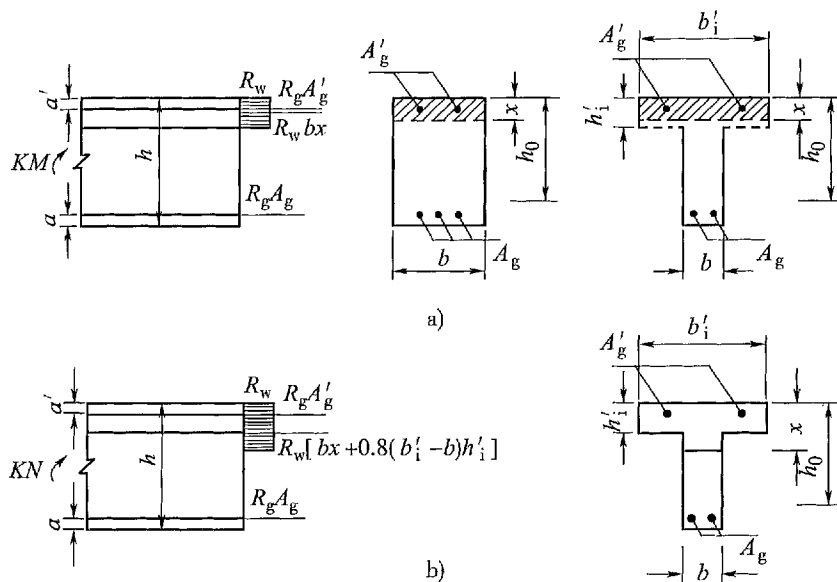


图 K.0.1 钢筋混凝土受弯构件截面强度计算

a) 受压区面积为矩形; b) 受压区面积为 T 形

1 受压区面积为矩形时

$$KM \leq R_w bx (h_0 - x/2) + R_g A'_g (h_0 - a') \quad (\text{K.0.1-1})$$

中性轴的位置按下式确定:

$$R_g (A_g - A'_g) = R_w bx \quad (\text{K.0.1-2})$$

2 受压区面积为 T 形时

$$KM \leq R_w [bx (h_0 - x/2) + 0.8(b'_i - b)h'_i (h_0 - h'_i/2)] + R_g A'_g (h_0 - a') \quad (\text{K.0.1-3})$$

中性轴的位置按下式确定:

$$R_g (A_g - A'_g) = R_w [bx + 0.8(b'_i - b)h'_i] \quad (\text{K.0.1-4})$$

按上述公式计算受弯构件时,混凝土受压区的高度应符合式(K.0.1-5)及式(K.0.1-6)的要求,截面强度应符合式(K.0.1-7)的要求。但在构造中如无受压钢筋或计算中不考虑受压钢筋时,只需符合式(K.0.1-5)的要求。

$$x \leq 0.55h_0 \quad (\text{K.0.1-5})$$

$$x \geq 2a' \quad (\text{K.0.1-6})$$



$$KM \leq 0.5 R_w b h_0^2 \quad (\text{K.0.1-7})$$

式中:  $K$ ——安全系数,按表 9.2.4-2 采用;

$M$ ——弯矩(MN·m);

$R_w$ ——混凝土弯曲抗压极限强度标准值,  $R_w = 1.25 R_a$ ,按表 5.2.2 采用;

$R_g$ ——钢筋的抗拉或抗压计算强度标准值,按表 5.2.13 采用;

$A_g$ 、 $A'_g$ ——受拉和受压区钢筋的截面面积(m<sup>2</sup>);

$a$ 、 $a'$ ——自钢筋  $A_g$  或  $A'_g$  的重心分别至截面最近边缘的距离(m);

$h$ ——截面高度(m);

$h_0$ ——截面的有效高度(m),  $h_0 = h - a$ ;

$x$ ——混凝土受压区的高度(m);

$b$ ——矩形截面的宽度或 T 形截面的肋宽(m);

$b'_i$ ——T 形截面受压区翼缘计算宽度(m),按表 K.0.1 各项中的最小值采用;

$h'_i$ ——T 形截面受压区翼缘的高度(m)。

表 K.0.1 T 形截面受压区翼缘的宽度

序 号	考 虑 情 况	肋 形 梁	独 立 梁
1	按跨度	$l/3$	$l/3$
2	按梁肋净距	$b + s$	—
3	按翼缘高度 $h'_i$ ( $h'_i/h_0 \geq 0.1$ )	—	$B + 12h'_i$

**K.0.2** 矩形和 T 形截面的受弯构件,其截面应符合下式要求:

$$KQ \leq 0.3 R_a b h_0 \quad (\text{K.0.2})$$

式中:  $K$ ——安全系数,按表 9.2.4-2 采用;

$Q$ ——剪力(MN);

$b$ ——矩形截面的宽度或 T 形截面的肋宽(m);

其余符号意义同前。

**K.0.3** 计算斜截面的抗剪强度时,其计算位置应按下列规定采用:

- 1 支座边缘处的截面(图 K.0.3 截面 1-1);
- 2 受拉区弯起钢筋弯起点处的截面(图 K.0.3 截面 2-2 及 3-3);
- 3 受拉区箍筋数量与间距改变处的截面(图 K.0.3 截面 4-4)。

**K.0.4** 矩形和 T 形截面的受弯构件,当仅配有箍筋时,其斜截面的抗剪强度应按下列公式计算:

$$KQ \leq Q_{kh} \quad (\text{K.0.4-1})$$

$$Q_{kh} = 0.07 R_a b h_0 + \alpha_{kh} R_g \frac{A_k}{S} h_0 \quad (\text{K.0.4-2})$$

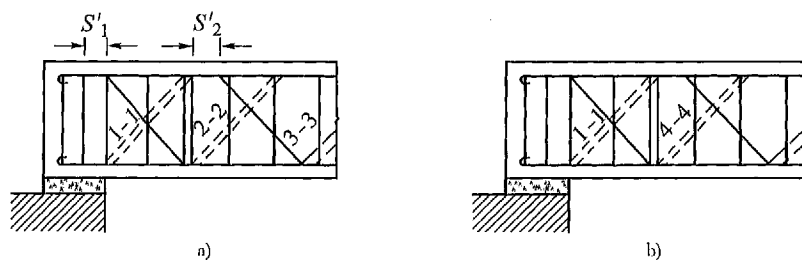


图 K.0.3 斜截面抗剪强度的计算位置图

a) 弯起钢筋; b) 纵筋及箍筋

1-1-支座边缘处的斜截面; 2-2 及 3-3-受拉区弯起钢筋弯起点的斜截面; 4-4-箍筋数量与间距改变处的斜截面

式中:  $Q$ ——斜截面的最大剪力(MN);

$Q_{kh}$ ——斜截面上受压区混凝土和箍筋的抗剪强度(MPa);

$\alpha_{kh}$ ——抗剪强度影响系数,当  $KQ/(bh_0) \leq 0.2R_a$  时,  $\alpha_{kh} = 2.0$ ,当  $KQ/(bh_0) = 0.3R_a$  时,  $\alpha_{kh} = 1.5$ ,当  $KQ/(bh_0)$  为中间数值时,  $\alpha_{kh}$  值按直线内插法取用;

$A_k$ ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积( $m^2$ ),  $A_k = na_k$ ,此时,箍筋的间距应符合第 9.5.6 条的要求;

$n$ ——在同一截面内箍筋的肢数;

$a_k$ ——单肢箍筋的截面面积( $m^2$ );

$S$ ——沿构件长度方向上箍筋的间距(m);

$R_g$ ——箍筋的抗拉计算强度标准值,按表 5.2.5 采用。

**K.0.5** 矩形和 T 形截面的受弯构件,当配有箍筋和弯起钢筋时,其斜截面的抗剪强度应按下式计算:

$$KQ \leq Q_{kh} + 0.8R_g A_g A_w \sin \theta \quad (K.0.5)$$

式中:  $Q$ ——在配置弯起钢筋处的剪力(MN),按第 K.0.6 条的规定采用;

$A_w$ ——配置在同一弯起平面内的弯起钢筋的截面面积( $m^2$ ),弯起钢筋的间距应符合第 9.5.6 条的要求;

$\theta$ ——弯起钢筋与构件纵向轴线的夹角( $^\circ$ )。

**K.0.6** 计算弯起钢筋时,剪力  $Q$  值可按下列规定采用[图 K.0.3a)]:

- 1 当计算第一排(对支座而言)弯起钢筋时,取用支座边缘处的剪力值;
- 2 当计算以后的每排弯起钢筋时,取用前一排(对支座而言)弯起钢筋起点处的剪力值。

**K.0.7** 矩形和 T 形截面的受弯构件,当符合式(K.0.7)的要求时,则不需要进行斜截面的抗剪强度计算,仅需根据第 9.5.6 条的规定,按构造要求配置箍筋。

$$KQ \leq 0.07 R_a b h_0 \quad (\text{K.0.7})$$

**K.0.8** 钢筋混凝土矩形截面的大偏心受压构件( $x \leq 0.55h_0$ ),其截面强度应按下列式计算(图 K.0.8):

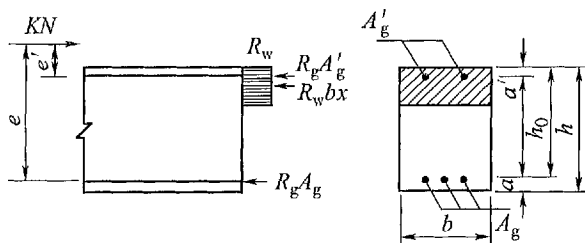


图 K.0.8 钢筋混凝土大偏心受压构件截面强度计算

$$KN \leq R_w b x + R_g (A'_g - A_g) \quad (\text{K.0.8-1})$$

或  $KN_e \leq R_w b x (h_0 - x/2) + R_g A'_g (h_0 - a') \quad (\text{K.0.8-2})$

此时,中性轴的位置按下式确定:

$$R_g (A_g e \mp A'_g e') = R_w b x (e - h_0 + x/2) \quad (\text{K.0.8-3})$$

当轴向力  $N$  作用于钢筋  $A_g$  与  $A'_g$  的重心之间时,式(K.0.8-3)中的左边第二项取正号;当  $N$  作用于  $A_g$  与  $A'_g$  两重心以外时,则取负号。

如计算中考虑受压钢筋时,则混凝土受压区的高度应符合式(K.0.1-6)的要求,如不符合,则按式(K.0.8-4)计算。

$$KN e' \leq R_g A_g (h_0 - a') \quad (\text{K.0.8-4})$$

式中: $N$ ——轴向力(MN);

$e, e'$ ——钢筋  $A_g$  与  $A'_g$  的重心至轴向力作用点的距离(m);

其它符号意义同前。

当按式(K.0.8-4)求得的构件截面强度比不考虑受压钢筋更小时,则计算不应考虑受压钢筋。

**K.0.9** 钢筋混凝土矩形截面的小偏心受压构件( $x > 0.55h_0$ ),其截面强度均应按下列式计算(图 K.0.9):

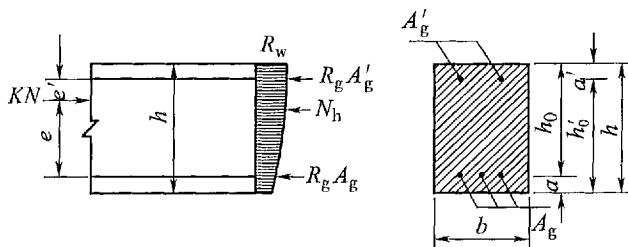


图 K.0.9 钢筋混凝土小偏心受压构件截面强度计算

$$KNe \leq 0.5R_a b h_0^2 + R_g A'_g (h_0 - a') \quad (\text{K.0.9-1})$$

当轴向力  $N$  作用于钢筋  $A_g$  的重心与钢筋  $A'_g$  的重心之间时,尚应符合下列要求:

$$KNe' \leq 0.5R_a b h_0^2 + R_g A_g (h_0 - a) \quad (\text{K.0.9-2})$$

式中符号意义同前。

**K.0.10** 计算钢筋混凝土矩形截面的偏心受压构件时,应考虑构件在弯矩作用平面内的挠度使轴向力偏心距增大的影响。此时,应将轴向力的偏心距  $e_0$  乘以偏心距增大系数  $\eta$ 。 $\eta$  值按下式计算:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{KN}{10\alpha E_c I_0} H^2} \quad (\text{K.0.10-1})$$

式中: $K$ ——安全系数,按表 9.2.4-2 采用;

$E_c$ ——混凝土的受压弹性模量,按第 5.2.4 条规定;

$I_0$ ——混凝土全截面(包括钢筋)的换算截面惯性矩( $\text{m}^4$ );

$H$ ——构件的高度( $\text{m}$ );

$\alpha$ ——与偏心距有关的系数,按下式计算:

$$\alpha = \frac{0.12}{0.3 + \frac{e_0}{h}} + 0.17 \quad (\text{K.0.10-2})$$

当  $e_0/h \geq 1$  时,取  $\alpha = 0.26$ 。

对于隧道衬砌、明洞拱圈和墙背紧密回填的明洞边墙,以及当构件高度与弯矩作用平面内的截面边长之比  $H/h \leq 8$  时,可取  $\eta = 1$ 。

偏心受压构件,除应计算弯矩作用平面的强度以外,尚应按轴向受压构件验算弯矩作用平面的强度。此时,不考虑弯矩的作用,但应按表 K.0.10 考虑纵向弯曲系数。

表 K.0.10 钢筋混凝土构件的纵向弯曲系数

$H/b$	$\leq 8$	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
纵向弯曲系数 $\varphi$	1.00	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56	0.52

注:①  $H$  为构件计算长度,两端刚性固定时,  $H = 0.5l$ ;一端刚性固定、另一端为不移动的铰时,  $H = 0.7l$ ;两端均为不移动的铰时,  $H = l$ ;一端刚性固定、另一端为自由端时,  $H = 2l$ 。

②  $l$  为构件的全长,  $b$  为矩形截面构件短边尺寸。

**K.0.11** 钢筋混凝土受拉、受弯和偏心受压构件,其最大裂缝宽度  $w_{\max}$  可按式 (K.0.11) 计算,当  $e_0 \leq 0.55h_0$  时,可不进行裂缝宽度的检算。

$$w_{\max} = \alpha \psi \gamma (2.7C_s + 0.1d/\rho_{te}) \sigma_s / E_s \quad (\text{K.0.11})$$

式中: $\alpha$ ——构件受力特征系数,对轴心受拉构件取  $\alpha = 2.7$ ,对受弯和偏心受压构件取  $\alpha = 2.1$ ,对偏心受拉构件取  $\alpha = 2.4$ ;

$\psi$ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数,  $\psi = 1.1 - 0.65f_{ctk}/(\rho_{te}\sigma_s)$ ,其中,  $\rho_{te}$  为按有效受拉混凝土面积计算的纵向受拉钢筋配筋率,  $\rho_{te} = A_s/A_{ce}$ ,当  $\rho_{te} <$

0.01时,取  $\rho_{te} = 0.01$ ;

$A_s$ ——受拉区纵筋面积;

$A_{ce}$ ——有效受拉混凝土截面面积(图 K.0.11),对受拉构件,  $A_{ce}$ 取构件截面面积,对受弯、偏心受压和偏心受拉构件,取  $A_{ce} = 0.5bh + (b_f - b)h_1$ ,对矩形截面,取  $A_{ce} = 0.5bh$  ( $b$ 、 $h$  分别为混凝土截面的宽度及高度),当  $\psi < 0.4$  时,取  $\psi = 0.4$ ,当  $\psi > 1.0$  时,取  $\psi = 1.0$ ,对直接承受重复荷载的构件,取  $\psi = 1.0$ ;

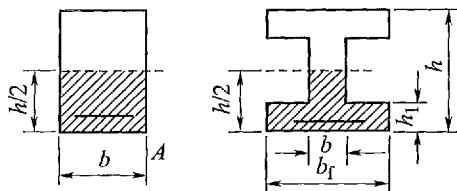


图 K.0.11 有效受拉混凝土截面面积

$\gamma$ ——纵向受拉钢筋表面特征系数,螺纹钢筋取 0.7,光面钢筋取 1.0;

$C_s$ ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离(mm),当  $C_s < 20$  时,取  $C_s = 20$ ;

$d$ ——钢筋直径(mm),当采用不同直径的钢筋时,  $d = 4A_s/u$ ,此处  $u$  为纵向受拉钢筋截面周长的总和;

$\sigma_s$ ——纵向受拉钢筋的应力(MPa),按第 K.0.12 条计算;

$E_s$ ——钢筋的弹性模量(MPa),按第 5.2.6 条采用。

**K.0.12** 检算裂缝宽度时,构件纵向受拉钢筋应力可按下列公式计算:

$$1 \text{ 受弯构件} \quad \sigma_s = M_s / (0.87h_0A_s) \quad (\text{K.0.12-1})$$

$$2 \text{ 偏心受压构件} \quad \sigma_s = N_s(e - z) / (A_s z) \quad (\text{K.0.12-2})$$

$$3 \text{ 轴心受拉构件} \quad \sigma_s = N_s / A_s \quad (\text{K.0.12-3})$$

$$4 \text{ 偏心受拉构件} \quad \sigma_s = N_s e' / [A_s(h_0 - a_s')] \quad (\text{K.0.12-4})$$

式中:  $M_s$ 、 $N_s$ ——按荷载组合计算出的弯矩值(MN·m)和轴力值(MN);

$A_s$ ——受拉区纵向钢筋截面面积( $\text{m}^2$ );

$e$ ——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋合力点之间的距离(m),计算式为  $e = \eta e_i + y_{sp}$ ,其中  $e_i$  为初始偏心距(m),  $\eta$  为考虑挠曲影响的偏心距增大系数,按表 K.0.10 的规定取值,  $y_{sp}$  为自截面重心至  $A_s$  合力点的距离;

$z$ ——纵向受拉钢筋合力点至受压区合力之间的距离(m),  $z = [0.87 - 0.12(h_0/e)^2]h_0$ ,且  $z < 0.87h_0$ ;

$a_s'$ ——纵向非预应力钢筋受压钢筋合力点至截面近边的距离(m);

$e'$ ——轴向力作用点至纵向受压钢筋合力点的距离(m);

$h_0$ ——截面有效高度(m)。

## 附录 L 本规范用词说明

对执行本规范条文严格程度的用词采取以下写法：

1 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

2 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”或“可”，反面词采用“不宜”。

4 表示有选择，在一定条件下可以这样做的用词：

正面词采用“可”或“允许”，反面词采用“不可”或“不允许”。

附件

中华人民共和国行业标准

# 公路隧道设计规范

(JTG D70—2004)

条 文 说 明

## 1 总则

**1.0.1** 我国是一个多山的国家,75%左右的国土是山地或重丘,为缩短里程,保护环境,节约土地,在山区公路建设中应重视隧道方案。近10多年来,随着我国公路交通事业的发展,公路隧道的建设规模越来越大,已建成中梁山隧道、大溪岭隧道、二郎山隧道、华莹山隧道、九顶山隧道、飞鸾岭隧道等数座特长山岭隧道和珠江隧道等水底隧道,并正在建设长18km的秦岭终南山隧道等。长3000m以上的特长公路隧道已有30多座。这些隧道在降低交通事故发生率、缩短行车距离、提高车速、保护环境诸方面发挥了积极作用,取得了良好的社会经济效益。

为了提高隧道的科技水平,交通部门有关单位近年来围绕工程实际问题开展了科学研究,如围岩稳定监控技术与支护技术的研究,隧道防排水技术,高寒地区公路隧道防冻保温技术,大跨度扁平隧道设计与施工技术,小净距或连拱隧道设计与施工技术,公路长隧道纵向竖井送排式组合通风方式研究,公路隧道通风、照明、防灾及其监控综合系统研究等,都取得较好的成果,我国修建特长公路隧道或大断面隧道的经验和技術有所积累和提高。这些为修订《公路隧道设计规范》打下了基础。

但应看到,我们取得的成果还不多,与国外先进技术相比,在围岩稳定、支护及衬砌结构、防排水、营运通风、交通监控等方面的技术水平还比较低。因此,在给公路隧道设计提供技术准则的同时,亦通过本规范修订推动和提高我国公路隧道技术水平。

**1.0.2** 修建公路隧道的方法有钻爆方法、全断面隧道掘进机(TBM)方法、盾构掘进机方法、沉管隧道方法等,这些方法在施工形态上完全不同,其设计手法和内容亦不同,本规范适用于以钻爆法为主要开挖手段的各级公路山岭隧道,也包括采取钻爆法设计与施工的城市隧道。

随着六车道高速公路的增多,我国大断面(三车道)公路隧道,如大宝山隧道、靠椅山隧道、大梅沙隧道、铁山坪隧道、真武山隧道等已开始兴建。由于三车道公路隧道的断面面积比双车道大得多,这种高宽比为0.62左右的扁平状隧道受力较为复杂,因此隧道位置的选定、隧道断面形式、隧道衬砌结构、施工方法、初期支护结构模式、参数等需要加以深入研究。考虑到我国目前仍以两车道隧道为主,故本规范以两车道断面隧道为考虑基点,三车道、四车道的大断面隧道可参照执行。

**1.0.3** 为什么修建隧道,隧道建在何处才能有效发挥其功能,并且安全、经济,这是公路隧道规划和设计者必须回答的首要问题。为缩短行车里程,提高交通效率,是修建公路隧道的基本目的;同时,隧道可从根本上免除公路路线上的土石方坍塌、泥石流、雪崩等道



路病害;隧道不改变地形自然原貌,保护了环境,还利用地下空间,节省了公路建设用地。因此,隧道是路线上非常有价值的一种构造形式。然而,隧道尤其是长隧道的造价不低,如何在保证功能的前提下,安全且经济地建设隧道至关重要。

隧道设计采取的手法不同于一般构造物,预设计主要依靠基于过去工程实例的经验性方法或者计算、实验等,主观上力图达到合理设计,但设计成的断面形状、支护衬砌结构等是否适应于所处的地层,其稳定性程度如何,很难量化把握,而隧道的形状或支护结构一旦建成很难改变,因此,在规划、设计阶段就要充分考虑隧道的合理性与耐久性问题。

在沟壑纵横、峰峦叠障的群山中选择隧道方案,将遇到复杂的地形、地质、气象等条件,应通过地质勘察、路线测量和沿线社会经济交通调查,比较各方案的优劣。譬如,选择隧道位置时,若采取低线方案,行驶条件最好,发挥的作用最佳,而且少占地,能较好地保护自然环境,但隧道较长,造价高,营运费用高,其技术管理要求也高;采取高线方案则相反,隧道较短,造价与营运费用相对较低,但其功能和作用相对较差,因此在方案比选中应综合比较。又如,当遇“鸡爪地形”等山势时,应从标高和平面位置对长隧道方案和连续短隧道群方案进行比选,前者营运费较高,但环保效果好;后者除照明外的营运费较低,但由于洞口及其边仰坡的数量较多,支护工程较为复杂,而且于环保不利,两者均存在优缺点,应根据具体情况综合比选后确定。这里所说的隧道方案,除通常的隧道构造外,还包括半隧道、棚洞、棚架等构造形式。应根据具体地形地质情况,灵活采用隧道的结构形式。

对于分阶段建设的隧道,应在规划、设计中作总体考虑。譬如,高速公路暂按半幅修建时应在洞口位置等方面充分考虑将来另半幅修建的合理性。另外,洞口附近有匝道时应充分考虑洞口的合理断面,使其适应交通流畅。由于暂为单洞双向交通,会增加通风设备、应急设施,且增加养护维修的负担,这些均应在规划、设计中对隧道断面的合理性作出评价。

**1.0.4** 目前除国际隧道协会按长度将隧道称为特长、长、中、短隧道外,其它像瑞士仅对隧道长度分布范围作了区分,但没有长短之分,德国、澳大利亚仅按长度的不同对隧道内应设置的安全设施提出了要求。其它各国如英国、挪威、日本、法国、瑞典等都是按照隧道长度与交通量这两个指标进行分级的,其目的主要还是为隧道内安全、营运管理设施设置规模提供一个标准。

我国公路与铁路部门都是按隧道长度进行分类的,但其分类长度不同。另外在《高速公路隧道监控系统模式标准》中提出了隧道监控等级划分原则(分 A、B、C、D 四个等级)。

从国内外隧道分类(级)现状来看,多数国家没有隧道长短之分,隧道内安全设施根据隧道长度与交通量来确定。采用的隧道分级有 5 个级别、4 个级别与 3 个级别等多种情况,各级隧道起点长度也不一致,这主要与各国道路等级、交通组成与交通量是相对应的。

单按隧道长度来划分,主要是给人们一个宏观的概念,此种分类方式称为隧道分类。按隧道长度与交通量这两个指标来划分,主要是解决隧道内应设置的营运安全设施规模,体现隧道的安全与重要性,此种分类方式称为隧道分级。

通过对全国已建成隧道的调查结果表明,长度小于 250m 的隧道仅占隧道总长的

18%,长度小于1 000m的隧道占隧道总长的58%,其中大量隧道都在500m以下。并且,从公路隧道建设的发展趋势看,500m以下的隧道数量增加较快。另外,我国的概预算定额是按照离洞口500m以内的人工工日和机械台班数量作为基准定额。从洞内设施看,500m以下的公路隧道一般采用自然通风方式,设施简单,以照明为主。因此,综合考虑公路隧道在勘测、设计、施工和管理中的技术要求和现状,此次修订将短隧道的长度确定为小于500m。

**1.0.5** 为满足营运正常使用,隧道主体结构物应设计为永久性建筑。这里所说的主体结构物指洞门、支护衬砌、各附属风道、风井、洞室、防排水设施、路面板及隧底填充等。洞内一般要求设置衬砌。这些结构设计必须具有规定的强度、稳定性和耐久性。所谓耐久性,一般指所使用的建筑材料具有必要的抗渗性、抗冻性和抗侵蚀性。

**1.0.6** 一般来讲,公路隧道设计由支护衬砌、防排水、路面和各类洞室等土建主体结构与通风、照明、供配电、防灾与减灾、交通监控等营运设置两大部分构成,是多个专业的总成,属复合型技术,因此要求各专业设计之间密切配合。譬如,根据交通量和隧道长度需要设置通风竖井(或斜井)时,首先由通风专业工程师通过计算分析初步确定出竖井位置,然后应征求地质和结构专业工程师的意见,如果初定的竖井位于断层破碎带等不良地质地层,竖井结构处理非常复杂,工程费上扬,竖井就应适当挪位,再计算分析新井位条件下的隧道通风状态及风机容量。同时,竖井及其风道位置还应征求路线工程师的意见,以使竖井口尽快钻出地面,同时风道又要最短。总之,在确定风井、风道、风口时,上述3个专业应相互“磨合”,反复推敲,综合分析通风费用和结构费用,使设计达到最好、最省的综合效果。

对于高速公路特长隧道或者地质情况非常复杂的长隧道,必要时应针对其中的技术难题如大跨扁平断面、不良地质、大涌量地下水、通风、防灾等进行专项研究和技术设计。

**1.0.7** 由于岩土材料物理特性和力学特性非常复杂,要想用解析手段预测隧道等地下结构物的力学动态,就必须建立精度很高的本构关系式。然而,本构关系式越复杂,所含的力学参数越多,这些参数不管是采用室内试验还是现场测试都是非常困难的。由于岩土的非连续介质特性,即使通过一些较先进的手段能测得这些参数,其解析结果与实际状态往往也有较大差异。显然,将通常的结构分析方法应用于地下岩土结构工程是不宜的。所幸的是,像隧道这样的地下工程,开挖面前方虽是未知的,但同时也是可再设计的,这就给人们客观地评价围岩特性及预测开挖面前方力学动态提供了机会,并进而对隧道结构进行重新设计使之更符合实际情况成为可能。即,在施工现场开挖过程中不断地对围岩变形进行量测,然后以这些位移量测信息为依据,反算围岩物理力学参数,在此基础上重新评价隧道结构的事前设计(预设计),确定更符合围岩动态的支护参数。将此过程称为动态设计或信息化设计。由于该工作是在施工过程中完成的,又称它为现场临床诊断式设计

不同于一般构造物,隧道设计受所穿越山体的地形、地质条件和施工方法的影响很大。隧道围岩既是作用于隧道结构上的荷载,又是隧道成洞的支护载体,因此,地质条件是正确设计的基本前提。可是,在隧道开挖前要获得高精度的地质信息就目前的技术水平是困难的,而且在经济上也是办不到的。因而,一方面要求在事前设计阶段尽量采用高技术和手段加之经验对地质状况作出判断,另一方面要求在开挖施工阶段,不断通过现场量测对地层围岩和支护的动态及开挖方法作出评价并及时调整,使之设计更加合理。

**1.0.8** 近 10 年来,隧道与地下工程的科技水平不断提高。在设计理论和方法方面,以充分发挥山体围岩自承载能力为基本原理,以锚喷支护及复合柔性衬砌为主要特征的新奥法(New Austrian Tunneling Method),使隧道工程从理论、设计到施工发生了一场革命。它改变了过去按围岩荷载全部作用于衬砌上来进行设计和施工的传统思想,在工程造价、工程进度及施工管理等诸多方面都带来极大的效益。新奥法在国外许多国家被广泛应用于隧道工程中,日本等国家在有关技术规范、指南中,已明确将该法定为隧道标准工法,并努力开发和应用与新奥法相关的各种技术,其中复合柔性衬砌设计技术及基于现场施工监控和信息反馈(也称信息设计)的围岩稳定分析技术是新奥法的核心和关键,各国专家更着力加以研究。在材料和工艺方面,防排水、锚杆、喷射混凝土等的材料和型号比较过去 10 年有较大进步,效果也越来越好,湿喷工艺也有长足进步,并逐步普及。总之,隧道建设科技进步为使隧道达到安全实用,质量可靠,经济合理,技术先进打下了基础。

**1.0.9** 我国耕地少,农业人口多,生态脆弱,搞公路建设应注意保护农田和水利设施,尽量利用荒地,避免占用良田,或采取造地还田等措施。在设计中应注意生态平衡,保护环境。隧道建设发生的废方应妥善处理,其废水一般应经沉淀、净化后排放。总之,隧道建设应贯彻我国建设与环保并重的基本国策,符合国家土地管理、环保、水土保持等法规的有关要求。

**1.0.10** 条文中所指的有关标准、规范主要有:《公路工程技术标准》(JTG),《锚杆喷射混凝土支护技术规范》(GB),《地下工程防水技术规范》(GB),《工程岩体分级标准》(GB),《公路隧道施工技术规范》(JTJ),《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ)。

## 2 主要术语与符号

### 2.1 术语

**2.1.1** 公路隧道,英文也称 highway tunnel。公路隧道供汽车和行人通行,因此,洞内一般应有适当的通风、照明等设施。

**2.1.2** 山岭隧道的围岩多为基岩。因此,断层破碎带等的存在和它们的走向,以及有无高压涌水,将直接影响隧道的开挖,所以对上述问题的调查非常重要。

**2.1.3** 将 RQD 定义为良好圆柱状岩心的采取率,可以说是更现实的岩体评价法。这种表示法是美国的 Deere 建议的,可供隧道设计用。

**2.1.6** 水文调查是为了掌握和弄清地球上的水在降水、渗透、储存、流动、蒸发的水循环系中各种情况的转变过程,对降水量、河流流量、涌泉量、蒸发量等水量平衡要素,或构成地下水容器的滞水层的构造或渗水性等进行观测和试验的调查;也是对伴随隧道开挖的涌水和枯水、涌水位置和数量及其影响进行的调查。

**2.1.7** 地质调查是为了解岩体或地层的分布、形成年代、风化程度或地质构造等而进行的调查。地质调查的方法有:地质踏勘、各种物理勘探、钻孔调查、试坑调查等。

**2.1.8** 隧道涌水可分为施工中的集中涌水和竣工后的经常涌水;根据涌水的位置可分为开挖面涌水和洞口涌水等;根据涌水的形态可分为突发涌水、滴水等。

**2.1.9** 隧道设计中应考虑荷载主要有:土压、水压、地震力、活荷载、自重等。

**2.1.11** 偏压,英文也称 uneven pressure。隧道上部覆盖土层薄且倾斜,或地层相对于隧道断面倾斜,或岩性不均一,或膨胀性地层中受到来自单侧较强挤压等情况下,均有可能产生偏压作用。

**2.1.12** 松散压力是指伴随隧道的开挖爆破、支护的下沉以及衬砌背后的空隙等原因,致使隧道上方的围岩产生松动,以相当于一定高度的围岩重力,作为直接荷载作用于隧道

支护和衬砌上的土压。松散压力发生在岩石隧道围岩和无粘土成分的裂隙岩石或砂质隧道围岩的情况中。上述围岩中,由于隧道开挖,初始应力(内压)被释放,经过应力重新分配,转入二次应力状态。但此时隧道周边的围岩在一定范围内已达到塑性状态,向隧道内蠕动。沿铅直方向,隧道上方塑性区(应力已释放的免压圈)内的围岩下落而产生土压,重力成为其支配的主要因素。与此相反,在风化岩或粘性土等塑性围岩和膨胀性围岩中,支护和衬砌承受的土压,由于较强地受围岩的物性和一次应力所控制,所以和松弛土压有区别,叫做实际土压。

**2.1.13** 新奥法由国际著名工程地质学家 L. 缪勒教授(奥地利人)提出,它以充分发挥山体围岩自承载能力为基本原理,以锚喷支护及复合柔性衬砌为主要特征。

为防止围岩强度方面的恶化,积极地有效利用隧道周边围岩固有的承载能力,把喷射混凝土或锚杆作为主要支护构件,在通过现场量测管理的基础上进行隧道施工。

隧道无支护时,最大限度利用围岩的支护机能(承载能力)。然而,在一般的隧道中,为了补强围岩,必须进行支护。在以前的隧道施工中,为支承来自围岩的荷载,使用大型钢制支护和厚的混凝土衬砌。在新奥法中,使用能与围岩密贴的喷射混凝土和锚杆,以防止伴随围岩松弛而产生承载能力的下降,积极发挥了围岩的自承机能。为了掌握围岩的动态,现场量测非常重要。围岩的自承机能若有富裕,则可改用较经济的支护构件。若围岩的自承机能不足,则应进行安全性支护的设计。应及时将量测结果反馈到设计与施工中。

新奥法是依据力学方面的考虑,将支护结构与围岩结合起来,并进行现场量测管理,形成一个完整的隧道动态设计与施工的概念,而不能单纯理解为一种施工方法。

**2.1.14** 净空断面(内轮廓),英文也称 inside shape。决定净空断面的主要因素有公路等级、车道数、建筑限界、通风方式、交通流方式等。

**2.1.15** 在隧道的洞口部位,为挡土、坡面防护等而设置的隧道结构物。一般,洞口是由其正面和两侧三个挖方构成的凹地。所以,一般来讲,洞口地质条件差,并且易坍塌,同时,在冬季大雪地区,还有雪崩的危险。在有这种倾向的地形、地质的处所,洞口尽可能不要深入地表过深,宁可早进洞、晚出洞。洞门在隧道的进口和出口处,考虑美观也很重要。

**2.1.20** 竖井有供营运通风换气用的永久性结构,和供隧道施工中作业坑道用的临时结构两种。作业坑道可用于隧道较长,不易从两端洞口开挖的情况;增加作业面以缩短工期的情况;为搬运材料、出渣,作为近路设置,以提高作业效率的情况。

**2.1.21** 斜井的作用大体上和竖井相同,但与竖井相比,在作为较深部位对象的开挖或运输的目的上,因要增加坑道的长度而不适用。然而在出水时的安全性或出现异常时的处理及排水施工等方面却有利。斜井的斜率,在长大公路隧道中,考虑到传送带、出渣机

等的能力,一般规定为  $1/4$  左右。

**2.1.22** 将隧道划分成几个工区进行施工时,为搬入材料和出渣等而设置的大体上接近水平的作业坑道。由于横通道施工时的作业性、安全性较好,所以,作业坑道应尽可能采用横通道。横通道有时也可用于营运通风。

**2.1.23** 超前导坑,英文也称 drift。根据导坑的开挖位置,有上导坑、中央导坑、下导坑、侧壁导坑等。

**2.1.24** 通风一般分为机械通风和自然通风两种。通风方式有纵向通风、横向通风、半横向通风和组合式通风等形式。

## 3 隧道调查及围岩分级

### 3.1 一般规定

**3.1.1** 隧道调查是勘测设计人员通过各种勘测手段,对隧道所处位置的地形、地质等自然条件进行的调查、测绘。调查必须按本规范及相关规范的要求分阶段、按项目认真开展工作。

调查资料是隧道位置选择、工程布置和结构设计,以及计划工程投资等整个设计工作的依据,因此,调查资料应齐全、准确。

**3.1.2** 调查工作应分阶段进行,并要求贯彻工程建设的全过程。施工前阶段包括工程可行性踏勘、初步勘测和详细勘测三个子阶段。可行性阶段以了解大范围全貌为目的,应基本了解隧道工程方案的主要工程地质问题,为方案比选和编制可行性研究报告提供资料;初步和详细勘测阶段,应逐步查明工程范围内的区域工程地质、水文地质条件,工程环境条件等,并作出评价,确定隧道位置、围岩分级,为隧道设计、施工提供地质依据。

施工中的调查是一项十分重要的工作,必须加强。通过施工调查、超前地质预报等工作,可以及时解决施工中遇到的工程地质、水文地质问题,为验证或修改设计、施工提供依据,有利于提高勘测水平。施工地质调查一般应列入施工计划,由施工单位专人负责,或由施工、设计和有关科研单位组成专门小组,全面开展地质素描、超前探测等工作。

**3.1.3** 调查工作是各阶段相互紧密联系的一个整体,由面到线再到工程具体位置,在初步了解工程地区概貌的基础上,编制调查计划。在调查过程中,应随时根据实际情况,及时调整或修改调查计划,做到对主要工程地质、水文地质问题有准确评价,提供齐全的设计、施工所需资料,不漏项。

**3.1.4** 本规范遵循《工程岩体分级标准》(GB 50218)的规定,围岩分级采用围岩的定性划分和定量指标相结合的综合定级方法,这是目前国内外大多数围岩分级(分类)所采用的方法。定性和定量两者可以相互校核和检验,可提高分级的可靠性。

### 3.2 资料搜集

**3.2.1、3.2.2** 调查前应全面搜集隧道地区的地形、地貌、地质及水文、气象、不良地质、

地震、施工环境及交通状况和相关国家和地方法规等资料,这充分体现隧道调查工作要充分利用前人工作资料,并在此基础上开展进一步调查。

### 3.3 地形与地质调查

**3.3.1** 对施工前各阶段及施工中调查的目标、内容、方法和范围作了规定,表 3.3.1 所示内容可供编制调查计划参照。

隧道调查不同阶段有不同的目标,在踏勘时,首先进行大范围的全貌调查,了解线路可能走向及隧道位置存在的地质环境问题,提出调查的重点,接着在先前调查已获得成果的基础上,选择隧道两侧为调查重点,并用后续进行的调查成果不断地加以评价、修正,使之更趋完善。

调查各阶段是相互联系的一个整体。因此,规定了调查方法可行性阶段以地面调查为主,初、详勘测阶段按要求采用各种勘测手段和岩土物理力学试验。对工程地质、水文地质条件复杂,或高速公路、一级公路的重点隧道和长、特长隧道,除应采用地面调查、测绘、遥感判释外,还应采用调绘与钻探、坑探及弹性波探测等相结合的综合勘察,并要求适当扩大调查范围。

调查项目不同,调查方法会有差别,可参照表 3-1 选择调查方法。

表 3-1 调查项目与调查方法间的关系

地质调查法 调查项目		资料调查	地表踏勘	弹性波调查	水文调查	地下水调查	钻孔	孔内检测					孔内加载试验	试件试验	调查坑道观(量)测
								速度检测	电气检测	孔径检测	温度检测	标准贯入试验			
地貌	滑坡、崩塌	⊙	⊙				⊙								
	偏压	⊙	⊙												
	埋深	⊙													
地质构造	地质分布	△	⊙	△			⊙	△	△		⊙				
	断层、褶曲	△	⊙	⊙			⊙	△							⊙
岩质、土质	岩石、土质名	△	⊙				⊙		△						⊙
	岩相	△	⊙				⊙								⊙
	裂隙		△	⊙			⊙	⊙							⊙
	风化、变质		△	⊙			⊙	⊙	△						⊙
	固结程度		⊙	△			⊙	△	△	⊙		⊙			⊙



续上表

地质调查法 调查项目		资料调查	地表踏勘	弹性波调查	水文调查	地下水调查	钻孔	孔内检测					孔内加载试验	试件试验	调查坑道观(量)测
								速度检测	电气检测	孔径检测	温度检测	标准贯入试验			
地下水	积水层		⊙		⊙	⊙	⊙		⊙	⊙	Δ				
	地下水位		Δ		Δ	⊙	⊙								
	透水系数					⊙									
力学性质	饱和单轴抗压强度											⊙		⊙	Δ
	粘结力、内摩擦角											Δ		⊙	Δ
	变形系数、泊松比											Δ	⊙	⊙	⊙
	标准贯入试验锤击数											⊙			
物理性质	围岩弹性波速度			⊙				⊙							
	超声波速度													⊙	
	密度													⊙	
	粒径分布													⊙	
	液限、塑限													⊙	
	含水比													⊙	
矿物 化学性质	粘土矿物													⊙	
	浸水崩解度													⊙	
	吸水率、膨胀率													⊙	

注:表中⊙为必测项目;Δ为选测项目。

**3.3.2** 各阶段提供的图件应符合《公路工程地质勘察规范》(JTJ 064)和《公路勘测规范》(JTJ 061)规定,如可行性研究阶段应搜集绘制 1:5000 ~ 1:10000 地形图、地形断面图,并根据调查资料、搜集的区域地质图和地质资料编制 1:50000 ~ 1:200000 地质或工程地质平面图;初勘阶段根据调查、勘探资料,绘制 1:1000 ~ 1:20000 隧道工程地质平面图和水平比例为 1:500 ~ 1:2000、垂直比例为 1:50 ~ 1:200 的隧道地质纵剖面图、洞口断面图等。

**3.3.3** 规定了施工前各阶段隧道工程的地形、地质调查内容。隧道地形、地质调查是综合性的工作,查明测区的工程地质、水文地质条件,对各种不良地质条件作出评价,并提出有效措施或建议,为工程设计提供正确的资料。

由于各类地质问题的复杂程度、规模、性质,自然地理条件的不同,很难划分初、详勘工作的基本内容,实际工作中常互有穿插。条文中只提出了调查内容,应结合实际情况,安排调查内容之深度。一般在初勘阶段,以地质测绘为主要手段,辅以少量的勘探试验,

对隧道围岩稳定性作出定性为主的评价,初步划分围岩级别;在详勘阶段,合理采用各种勘探手段,对各类地质现象进行综合分析,互相印证,尽量对隧道工程地质条件作出定量或半定量评估,详细划分围岩级别。

测区存在有害气体或矿体时,按劳动保护、环境保护等条例,查明含量,预测释放程度,以对人体、环境不发生危害为限,超出规定的危害允许值时,须采取必要的防护措施。对气、矿体勘查可与专业技术单位协力合作进行。

地震动参数是指隧道地区未来 100 年内可能遭遇的最大地震的动参数,可按照《中国地震动参数区划图》规定或专门机构评估确定。

按《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004)规定采用“地震基本烈度”、“重要性修正系数”的办法来调整和计算地震力。重要性修正系数是根据路线等级及构造物的重要性划分的,见表 3-2。

表 3-2 重要性修正系数  $C_1$

线路等级及构造物	$C_1$	线路等级及构造物	$C_1$
高速公路和一级公路上的抗震重点工程	1.7	二级公路上的一般工程,三级公路上的抗震重点工程	1.0
高速公路、一级公路上的一般工程,二级公路上的抗震重点工程	1.3	三级公路上的一般工程,四级公路上的抗震重点工程	0.6

**3.3.4** 规定在调查时,应对某些特殊地质环境问题作专门调查,并提出注意事项。这是对调查的重点内容作出的特别要求。如,当测区存在区域性断裂带,特别是存在近期活动和发震断层时,应查明其对工程的影响程度并作出评价;此外对地质复杂的越岭隧道、傍山和濒临水库等隧道,在查明其状态的同时,必须就这些条件对隧道的稳定性的影响作出评价。

通常隧道外侧最小覆盖厚度应根据山坡坡度、围岩级别和洞身断面大小等因素确定。一般情况下,隧道拱脚处最小覆盖厚度( $L$ )不得小于《公路勘测规范》(JTJ 061)表 3.1.2 规定的数值。若存在偏压情况,应对其稳定性作出评价,并应按照有关偏压来设计。

濒临水库地区的隧道,由于受水库水位变化影响,易造成边坡坍岸、滑坡等,将对隧道稳定产生不利影响,甚至危及隧道安全,因此条文规定“应查明岸坡的稳定性、水库库容及水位(含浪高和壅水高等)”。库岸区隧道洞口路肩设计高程应高出水库计算水位至少 0.5m。

**3.3.5** 施工中的地质调查是一项十分重要的工作,以往重视不够,为此本条对施工中的调查内容和方法作了明确的规定。条文规定的几种调查方法是施工地质调查常用的和有效的方法。

开挖面的地质观察和素描是极其重要的基础工作。每次爆破后,应立即由专人进行

开挖面的观察、素描或摄像等。主要观察内容有：

- 1 地层、岩石分布、岩层走向、倾角；
- 2 固结程度、风化及变质程度、软硬程度；
- 3 裂隙方向及频度、充填物及性质；
- 4 断层位置及走向、倾角、破碎程度；
- 5 涌水位置及涌水量；
- 6 坍塌位置及形态。

施工地质超前预报工作,应强调地质调查分析与物理探测相结合的方法,同时应采用中长距离预报与短距离预报相结合的方法。

根据施工中对实际开挖的岩体进行直接观察、量测等资料,若岩性、地质构造和地下水状态、初始应力状况等与设计资料不一致时,应及时对围岩稳定性、围岩级别作出合理修正。

施工阶段调查资料和实测隧道地质纵剖面图等,应纳入工程竣工文件。

### 3.4 气象调查

**3.4.1** 对隧道地区气象条件调查内容作出了基本规定。条文规定了对隧道技术设计影响较大的气温、降雨量、降雪量、降雾,高寒地区冰冻层的深度,以及场区风速、风向等的调查,因为这些气象因素对隧道洞口位置、高程、隧道防排水、防冻等措施的确定和选择有很大影响。极端值是指气温、风速、降雨、降雪的最大值、最小值。

### 3.5 工程环境调查

**3.5.1~3.5.4** 规定了隧道地区自然生态环境、社会环境、生活环境和施工条件的调查内容和要求。通过对环境调查和隧道开挖对环境影响的初估,将环保意识融入设计理念中。要求尽量减少隧道开挖对环境的影响,若难以避免时,应提供保护环境的防治措施。

### 3.6 围岩分级

**3.6.1** 按国家标准《工程岩体分级标准》规定,本规范将原规范的“围岩分类”改为围岩分级。分级方法与国家标准一致,采用《工程岩体分级标准》规定的方法、级别和顺序,即岩石隧道围岩稳定性等级由好至坏分为Ⅰ级、Ⅱ级、Ⅲ级、Ⅳ级和Ⅴ级。考虑到土体中隧道的围岩分级,将松软的土体围岩定为Ⅵ级。

国内外现有的围岩分级方法有定性、定量、定性与定量相结合3种方法,且多以前两种方法为主。定性分级的做法是,在现场对影响岩体质量的诸因素进行定性描述、鉴别、判断,或对主要因素作出评判、打分,有的还引入部分量化指标进行综合分级。以定性为

主的分级方法,如现行的公路、铁路隧道围岩分类(分级)等方法经验的成分较大,有一定人为因素和不确定性,在使用中,往往存在不一致,随勘察人员的认识和经验的差别,对同一围岩作出级别不同的判断。采用定性分级的围岩级别,常常出现与实际差别 1~2 级的情况。定量分级的做法是根据对岩体(或岩石)性质进行测试的数据或对各参数打分,经计算获得岩体质量指标,并以该指标值进行分级。如国外 N. Barton 的 Q 分级、Z. T. Bieniawski 的地质力学(MRM)分级、Dree 的 RQD 值分级等方法。但由于岩体性质和赋存条件十分复杂,分级时仅用少数参数和某个数学公式难以全面准确地概括所有情况,而且参数测试数量有限,数据的代表性和抽样的代表性均存在一定的局限,实施时难度较大。因此本规范采用定性划分和定量相结合的综合评判方法,两者可以互相校核和检验,以提高分级的可靠性。

根据隧道工程建设的不同阶段、公路线路等级和隧道长度的不同,所进行的调查和测试工作的深度不同,对围岩分级精度的要求也不尽相同。一般在可行性研究和初勘阶段,和线路等级三级以下、长度短于 500m 的隧道,围岩初步分级可以定性分级为主,或以定性少量测试数据所确定的岩体基本质量指标  $BQ$  值相结合进行围岩基本质量分级。在详勘阶段和施工设计阶段,特别是施工期间,必须进行定性定量相结合的分级,并应根据勘测测试资料和开挖揭露的岩体观察量测资料,对初步分级进行检验和修正,确定围岩详细分级。

影响围岩稳定的因素多种多样,主要是岩石(体)的物理力学性质、构造发育情况、承受的荷载(工程荷载和初始应力)、应力变形状态、几何边界条件、水的赋存状态等。这些因素中,岩体的物理力学性质和构造发育情况是独立于各种工程类型的,反映出了岩体的基本特性,在岩体的各项物理力学性质中,对稳定性关系最大的是岩石坚硬程度,岩体的构造发育状态,岩体的不连续性、节理化程度所反映的岩体完整性是地质体的又一基本属性。因此本规范将岩石坚硬程度和岩体的完整程度作为岩体基本质量分级的两个基本因素。这一观点已为国内外多数围岩分级方法所采纳。

**3.6.2 岩石坚硬程度和岩体完整程度的定性划分和定量指标的确定方法是在分析比较了国内外相关规范和众多围岩分级后提出的。**

1 岩石坚硬程度的定性划分,主要应考虑岩石的成分、结构及其成因,还应考虑岩石内化作用的程度,以及岩石受水作用后的软化、吸水反应情况。为了便于现场勘察时直观地鉴别岩石坚硬程度,在“定性鉴定”中规定了用锤击难易、回弹强度、手触感觉和吸水反应等方法。

本条文表 3.6.2-1 规定了用“定性鉴定”和“代表性岩石”两项作为定性评价岩石坚硬程度的依据。在定性划分时,应注意作综合评价,在相互检验中确定坚硬程度并定名。

总结并参考国内已有的划分方法和工程实践经验,可将岩石划分为硬质岩和软质岩两大档次,再进一步划分为坚硬岩、较坚硬岩、较软岩、软岩和极软岩五个档次。

根据国内外资料,岩石风化程度的划分和定义可按表 3-3 进行。

表 3-3 岩石风化程度的划分

名 称	风 化 特 征	名 称	风 化 特 征
未风化	结构构造未变,岩质新鲜	强风化	结构构造大部分破坏,矿物色泽明显变化,长石、云母等多风化成次生矿物
微风化	结构构造、矿物色泽基本未变,部分裂隙面有铁锰质渲染	全风化	结构构造全部破坏,矿物成分除石英外,大部分风化成土状
弱风化	结构构造部分破坏,矿物色泽较明显变化,裂隙面出现风化矿物或存在风化夹层		

2 表征岩石坚硬程度的定量指标有岩石单轴抗压强度  $R_c$ 、弹性(变形)模量  $E_r$ 、回弹值等。本规范采用将岩石单轴饱和抗压强度  $R_c$  作为反映岩石坚硬程度的定量指标。

国内外研究表明,岩石点荷载强度与岩石单轴饱和抗压强度之间有良好的相关关系,表 3-4 列举了国内外研究者提出的二者之间的回归方程。

表 3-4 岩石单轴饱和抗压强度与点荷载强度的关系

名 称	$R_c$ 与 $I_{s(50)}$ 的关系	相关系数
Bieniawski、Broch & Franklin、Brook 等人试验资料	$R_c = 29.07 I_{s(50)}$	0.92
国际岩石力学试验方法委员会测定点荷载强度的建议方法(1985 年修订)	$R_c = (20 \sim 25) I_{s(50)}$	
岩石点荷载试验资料统计分析及强度计算公式的探讨(向桂馥、梁红,岩石力学与工程学报,卷 15 第 2 期,1986 年)	沿短轴加载时: $R_c = (18 \sim 19) I_{s(50)}$ 沿长轴加载时: $R_c = 23.7 I_{s(50)}$	
东北工学院	$R_c = 65 + 17.4 I_{s(50)}$	
长沙矿山研究院	对坚硬岩石: $R_c = 53.7 + 15 I_{s(50)}$	0.976
应用点荷载试验测定岩石单轴抗压抗拉强度试验研究报告(铁道部第二勘测设计院,1990 年)	$R_c = 22.819 I_{s(50)}^{0.746}$	0.9002

经分析验证,本规范采用国家标准规定的换算式(3.6.2),将实测的岩石点荷载强度指数  $I_{s(50)}$  换算为  $R_c$  作为反映岩石坚硬程度的辅助定量指标。

3 本规范以  $R_c = 30\text{MPa}$  作为硬质岩与软质岩的划分界限。根据  $R_c$  和定性划分将岩石坚硬程度划分为五级,表 3.6.2-2 列示了  $R_c$  与坚硬程度对照关系。

4 岩体完整程度的定性划分,采用结构面发育程度、主要结构面的结合程度和主要结构面类型作为划分依据。按表 3.6.2-3 作定性划分时,应注意上述三项依据的综合分析评价,在此基础上对岩体完整程度进行定性划分并定名。

表 3.6.2-3 中,“主要结构面”是指相对发育的结构面,或对围岩稳定性影响较大的结构面。

结构面发育程度由结构面组数和平均间距来反映。表 3.6.2-3 中所列平均间距数据,主要参考了我国工程实践和有关规范的划分情况。

结构面的结合程度应从结构面特征即张开度、粗糙状况、充填物性质及其性状等方面进行评价。

现场鉴定结构面结合程度时,除应注意结构面缝隙的宽度外,还应注意描述结构面两侧壁岩性的变化,充填物性质(来源、成分、颗粒大小),胶结情况及赋水状态等,综合分析评价它们对结合程度的影响。

结构面粗糙情况也是决定结构面结合好坏的一个重要方面。结构面的粗糙起伏程度,很大程度上影响该结构面的抗剪强度。

5 岩体完整程度的定量指标,国内外普遍采用的有:岩体完整性指数  $K_v$ 、岩体体积节理数  $J_v$ 、岩石质量指标  $RQD$ 、节理平均间距、岩体与岩块的动静弹模比、岩体龟裂系数等。目前国内诸多围岩分级(分类)方法中,大多数认为  $K_v$ 、 $J_v$  和  $RQD$  三项指标能较全面体现岩体的完整状态。其中  $K_v$  和  $J_v$  两项具有应用广泛,测试或量测方法简便的特点。 $RQD$  值国外应用较多,但考虑到我国工程勘探中,由于钻头、钻具及工艺等原因, $RQD$  数量少,且缺乏统一性和可比性,因此本规范遵循国家标准的规定,只选用  $K_v$  和  $J_v$  来定量评定岩体的完整程度。

根据实测的包含有各种结构面及充填物岩体的声波纵波速度( $v_{pm}$ )和基本上不明显结构面的岩块纵波速度( $v_{pr}$ ),即可得出  $K_v$  值 [ $K_v = (v_{pm}/v_{pr})^2$ ]。它既反映了岩体结构面的发育程度,又反映了结构面的性状,是一项能从量上全面反映岩体完整程度的指标。

岩体体积节理(结构面)数  $J_v$  值是国际岩石力学委员会推荐用来定量评价岩体节理化程度和单元岩体的块度的一个指标。经国内外的应用,认为它具有上述物理含义,而且在勘察各阶段及施工阶段容易获得。考虑到  $J_v$  值不能反映结构面的结合程度,特别是结构面的张开程度和充填物性状等,因此,本规范规定  $J_v$  值作为评价岩体完整程度的辅助定量指标。

6 考虑到工程建设的可行性阶段和初勘阶段,以及对三级以下公路的隧道和高等级公路的短隧道往往不进行弹性波探测,或者因为勘测单位缺乏弹性波(声波)测试手段,无法获取  $K_v$  值。在无实测  $K_v$  值时,测得的  $J_v$  值可按表 3.6.2-4 对应换成  $K_v$  值。根据我国铁道科学研究院西南分院、昆明水利水电勘测设计院试验研究, $J_v$  值与  $K_v$  有较相好的相关性。表 3.6.2-4 就是在综合有关单位成果的基础上提出的。

**3.6.3** 根据分级因素的定量指标对岩体质量进行定量分级的方法有上百种,大致可归纳为三种:

1)单参数法。如  $RQD$  法,就是以修正的 10cm 以上岩芯长度之和与钻孔总长度的百分比为依据进行分级的方法。

2)多参数法。如东北大学以  $R_c$ 、岩体弹性波纵波速度( $v_{pm}$ )、平均节理间距( $d_p$ )和围岩位移稳定时间四项参数为依据,通过计算程序进行动态分级的方法。

3)多参数组成的综合指标法。如总参工程兵第四设计研究院坑道工程围岩分级中,由  $R_c$ 、 $K_v$ 、地下水状态和岩层产状四项参数组成分级指标。也有人提出对  $R_c$ 、岩体完整性、含水情况和风化程度四方面分别评分,最后给出表示岩体质量的总分。巴顿(Bar-

ton)的Q分级法属于这一种。

本规范采用多参数法,以两个分级因素的定量指标  $R_c$  及  $K_v$  为参数,计算求得岩体基本质量指标  $BQ$ ,作为分级的定量依据。

计算岩体质量的数学模型有很多种,例如巴顿(Barton)、谷振德模型等。总参工程兵第四设计研究院等单位在分级中采用的是积商模型、别尼威斯基(Bieniawski Z. T.)模型,水电部昆明勘测设计院、铁道部科学研究院西南分院等采用和差模型。

本规范采用逐步回归、逐步判别等方法建立并检验基本质量指标  $BQ$  的计算公式,属于和差模型。

由  $K_v$  和  $R_c$  所确定的  $BQ$  值,其计算模式为

$$BQ = b_0 + b_1 R_c^\alpha + b_2 K_v^\beta$$

式中: $b_0$ 、 $b_1$ 、 $b_2$ 、 $\alpha$ 、 $\beta$ ——待定系数。

这一数学模式,用权值系数计算各因素的单值,用和差计算质量总值,最后得出岩体基本质量指标  $BQ$  的计算公式,即式(3.6.3)。

需指出,岩体基本质量指标  $BQ$  的计算公式,是在现有的抽样总体的基础上确定的。随着本规范使用中经验和数据的积累,对公式中的系数可能要作一定的调整,但其数学模式、分级档数和分级界限可保持不变。

使用式(3.6.3)时应遵守的限制条件,分别以两个函数的形式规定了该式上下限的使用条件。限制条件之一是对式(3.6.3)上限的限制,这是注意到岩石的  $R_c$  过大,而岩体的  $K_v$  不大时,对于这样坚硬但完整性较差的岩体,其稳定性较低, $R_c$  虽高但对稳定性起不了多大的作用,如果不加区别地将原来测得的  $R_c$  值代入公式,过大的  $R_c$  值使得岩体基本质量指标  $BQ$  大为增高,造成对岩体质量等级及实际稳定性作出错误的判断。使用这一限制条件可获得经修正过的  $R_c$  值。例如,当  $K_v = 0.55$  时,实测  $R_c$  值大于 79.5MPa,取用 79.5MPa,反之,取用实测值。

第二个限制条件是对式(3.6.3)下限的限制,这是针对岩石的  $R_c$  很低,而相应岩体  $K_v$  值过高的情况下给定的。这是注意到,完整性虽好但甚为软弱的岩体,其稳定性仍然是不好的,将过高的实测  $K_v$  值代入公式也会得出高于岩体实际稳定性或质量等级的错误判断。使用这一限制条件时,可获得经修正过的  $K_v$  值。例如,当  $R_c = 10\text{MPa}$  时,实测  $K_v$  值大于 0.8 时取用 0.8,反之,取用实测值。

出现定性分级与定量分级不吻合的情况是正常的。若两者定级不一致时,可能定性评级不符合岩体的实际级别,也可能是测试数据在选用或实测时缺乏代表性,或两者兼而有之。必要时,应重新进行定性鉴定和定量指标的复核,在此基础上经综合分析,重新确定岩体基本质量的级别。

为了提高定级的准确性,宜由有经验的人作定性分级,定量指标测试的地点与定性分级的岩石工程部位应一致。

根据我国目前的实际情况,在隧道工程可行性研究和初步勘测(初步设计)阶段,中、短隧道或三级以下公路的隧道工程,基本上没有开展岩石物理力学测试和弹性波(声波)探测,无法获得评价围岩基本质量指标  $BQ$  的参数,因此本条规定,出现上述情况时,围岩

级别的确定,可以定性划分为主要依据,或采用工程类比的方法加以划分。

本规范围岩级别与原规范的围岩类别对应关系可按表 3-5 大致确定。应用中可能会存在一定问题,特别是对于 III~V 级(即 IV~II 类)划分并不完全对应,对此,应开展专项研究。对 III 级以下(含部分 III 级)的岩体,应慎重确定级别,以确保工程安全。

表 3-5 围岩级别与围岩类别关系

围岩级别(本规范)	I	II	III	IV	V	VI
围岩类别(原规范)	VI	V	IV	III	II	I

**3.6.4** 影响工程岩体稳定性的诸因素中,岩石坚硬程度和岩体完整程度是岩体的基本属性,是各种岩石工程类型的共性,反映了岩体质量的基本特征,但它们远不是影响岩体稳定的全部重要因素。当隧道围岩存在地下水、高初始应力、不利的软弱结构面等时,其稳定性要降低,可将它们作为围岩分级的修正因素。

随着设计工作的深入,地质勘察资料增多,就应结合不同类型工程的特点、边界条件、所受荷载(含初始应力)情况和营运条件等,引入影响岩体稳定性的主要修正因素,对围岩作详细定级。

式(3.6.4)为围岩基本质量指标的修正式,式中三个修正因素  $K_1$ 、 $K_2$  和  $K_3$  的确定,宜按表 A.0.2 选用,无表中所列情况时,修正系数取零。

**3.6.5** 围岩分级方法基本执行《工程岩体分级标准》(GB 50218)的方法和思路,是基于以下考虑:

1 该标准是由我国水利水电部门会同铁道部、冶金部、建设部和总参谋部的有关单位共同制订的,为国家基础标准之一,属强制性国家标准。

2 该标准是在国内外特别是国内多个部门成果的基础上提出的,是一个各行都能适用的分级标准,对统一我国的工程岩体(或围岩)分级方法和标准有利。

3 该标准的围岩分级采用定性与定量相结合的方法,将岩石坚硬程度、岩体完整程度两大基本因素,和地下水、结构面产状、初始地应力状况作为修正因素,这些分级方法和规定是总结我国大多数围岩分级提出的,已得到了大部分同行的认可。定性与定量相结合,可以提高分级的准确性。

4 可以减少采用定性分级造成的误差。

表 3.6.5 是根据《工程岩体分级标准》中的表 4.1.1 作若干修正后提出的。

表 3.6.5 在“围岩或土体主要定性特性”一栏中加进了结构状态和土体特性,定量指标一栏除  $BQ$  值外,也可用  $[BQ]$ 。

《工程岩体分级标准》中的地下工程岩体分级,是针对岩石隧道及其它地下工程提出的,不包括土体围岩分级。为了适应公路隧道的实际情况和需要,将土体围岩分级引入表 3.6.5,围岩级别共分六级。土体围岩分级尚无统一标准。本规范表 3.6.5 中土体围岩分级引用了《铁路隧道设计规范》(TB 10003)之表 3.2.7 的相关内容。在今后实践中,应对土体分别进行专门研究,提出定性与定量相结合的土体围岩分级。



**3.6.6** 各级围岩的物理力学参数,是岩体和结构面所固有的物理力学性质,从量上反映了岩体和结构面的基本属性。

大量的岩石力学试验研究表明,岩体的物理力学性质及其参数有一定的分散性和随机性,最有效的办法是有针对性的进行必要的现场和实验室实测。但由于隧道设计阶段或工作详细程度不同,以及工程的规模、重要性不同,对试验工作量和参数精度的要求也不同。所以本条规定,初步定级时可按表 A.0.4-1 选用与岩体基本质量级别相应的物理力学参数。

岩体普遍存在着结构面,它是岩体的弱面,其强度远小于两侧岩体的强度,对于工程岩体稳定性常常起着控制作用。由于两侧岩体的坚硬程度不同,结构面粗糙程度、张开程度、充填物性状和充填物厚度不同,都会较大幅度地影响其强度值。表 A.0.4-2 给出的结构面抗剪断峰值强度,就是针对不同结构面的具体情况给出的,可供计算分析时选用。

**3.6.7** 围岩级别是评判围岩稳定性的尺度,围岩级别越高的隧道在无支护条件下的稳定性(即自稳能力)越好,反之亦然。可以将隧道开挖的实际自稳能力作为检验原来围岩定级正确与否的标志。

围岩自稳能力不仅与围岩级别有关,还与隧道宽度有关。

对照附录 A.0.5,隧道开挖后围岩的实际稳定性与原定级别不符时,应对围岩级别进行调整。当开挖后围岩稳定性较原定级别高时,由低级调到高级要慎重。

## 4 总体设计

### 4.1 一般规定

**4.1.1** 关于远景规划,《公路工程技术标准》对远景年限规定:高速公路和一级公路为 20 年,二级公路为 15 年,三级公路为 10 年,四级公路一般为 10 年,也可根据实际情况适当调整。

对于一级公路以上的隧道,当近期交通量不大时可以分期修建,其优点是可以缓解建设资金,缺点是可能造成一定的浪费。譬如,对于特长隧道,前期通风应满足单洞双向交通的要求,后期则要满足双洞单向交通的要求,这样在通风设施上会带来一些损失。另外,在地形狭窄地带,后期洞的修建对前期洞的干扰较大。因此,应采取必要的防范措施,避免对前期洞结构的不利影响,并减少对正常交通的干扰。对于洞内设施的分期安装,务必设置好预留件和接口,不得对后期的安装造成困难。

**4.1.2** 隧道总体设计非常重要,它是隧道建设成功与否的关键。公路隧道是地下工程之一,建设的地质条件极为重要,它是直接影响工程造价的主要因素之一,甚至决定着工程的成败。在我国,某隧道由于隧址选在沟谷地带,汇水面积大,冰冻严重,结果建成后就大量漏水、结冰,衬砌结构遭到严重冻胀破坏,仅通车 1 年多就废弃了。因此,隧道设计应高度重视地质工作。有时,哪怕适当绕线,也要尽量避开不良地质地段。条文中提出当地质条件差时,路线走向应服从特长、长隧道的位置,就是基于地质条件优先的思想。

公路隧道既是道路构造物又是地下工程,除了岩土、结构、地下水等问题外,它还涉及空气动力学、光学、消防、交通工程、自动控制 and 工程机械等多种学科,其技术属复合技术,因此,在隧道总体设计时,应综合考虑断面形状、大小和通风方式、照明、监控等设施的设置规模等。设置规模应按照《公路隧道交通工程设计规范》的规定。

近年来,国家要求建设与环保并重。隧道方案本身具有很好的环保意义和价值,它利用地下空间构筑交通线,不造成人工边坡,保护了植被,避免了水土流失。但是,隧道建设中的弃渣和污水排放容易造成环境污染,需要采取措施防止。同时,隧道洞口应与周围环境协调一致,尽量做到绿化美化。因此,条文中要求在总体设计中对上述问题作综合考虑。

## 4.2 隧道位置选择

**4.2.1** 地质条件对隧道位置的选择往往起决定性的作用。隧道位置应选择在岩性较好、稳定的地层中,将对施工和营运有利,亦可节约投资。对岩性不好的地层、断层破碎带、含水层等工程地质、水文地质极为复杂的严重不良地质地段,应尽量避免穿越,以免增加设计、施工和营运的困难,甚至影响隧道的性能和安全,发生意料不到的病害。若不能绕避而必须通过时,应减短其穿越的长度,采取可靠的工程处理措施,以确保隧道施工及营运的安全。

**4.2.2** 越岭隧道所经地区一般山峦起伏、地形陡峻、地质复杂,自然条件变化很大,其中分水岭垭口的高低、山梁的厚薄、山坡的陡缓以及垭口两面的沟台地势,主、支沟台地分布情况等,对构成越岭方案的越岭位置、隧道长度、展线条件三个密切相关的因素影响很大。越岭方案的选择,以选择越岭垭口为重点,从而解决越岭垭口、隧道高程(长度)和两侧展线这三个既相互依存又互相制约的问题。一个大型的分水岭往往有不少的垭口,可对越岭路线和隧道穿越进行比选,因而条文规定:“穿越分水岭的长、特长隧道,应在较大面积地质测绘和综合地质勘探的基础上确定路线走向和平面位置”。选择越岭垭口时,可由面到线,由线到点,由近而远,由低而高,寻找可能穿越的各个垭口进行研究。一般利用小比例尺的航测照片或地形图,根据路线方向和克服高程的不同要求及条件,进行大面积纸上选线,尔后对这些方案进行同等的调查研究,特别是区域工程地质的调查、测绘,查清区域性构造与路线的关系,地质条件与隧道工程的关系;结合路线条件及施工水平,合理地确定隧道工期,充分注意到较长的隧道往往具有显著的技术经济价值和较好的营运条件,但常因工期控制而遇到困难,应正确处理好施工与营运的关系,近期与远期的利益,结合两端展线情况,对各方案作出评价,进行全面的经济技术比选后确定。

**4.2.3** 河谷地形由于受地质构造和水流冲刷等影响,往往出现地形和地质均较复杂的情况,特别是在山区河谷地区,往往河流弯曲、沟谷发育、支沟密布,河谷两岸常有对称或不对称的台地和陡峭的山坡,并常伴有崩塌、错落、岩堆、滑坡、泥石流、河岸冲刷等不良地质现象。河谷路线沿河傍山地段,常因地形、地质复杂等原因而采用隧道通过。由于地形、地质复杂,以隧道通过时,有时路线内靠不足,造成不少隧道出现洞壁过薄、偏压、浅埋、洞口深基础明洞工程,水流冲刷危害以及穿越不良地质地段等现象,往往出现路线扭曲,隧道短而多,或桥隧相连,桥梁工程增加,支挡建筑物甚多,而一些坍塌落石的威胁又不能彻底消除。因此条文规定当路线以隧道通过时,路线宜向山侧内移。

路线沿河傍山,不论是河流弯曲地段或较顺直地段,常出现隧道群或桥隧群的情况,此时路线是靠里还是靠外,或裁弯取直,是用长隧道还是隧道群或桥隧群,就很有比选价

值。一般情况下应优先选用长隧道,这是因为:

1)对危岩落石地段或陡坡地段,如以路基通过,安全难保,不如采用隧道方案为优越。

2)沿河傍山地段,若路线靠外行,结果会出现桥、隧、支挡相连,隧道洞壁过薄,洞口常伴有深基础明洞等较大的河岸防护工程,路基难免出现病害;如路线靠里行以隧道穿越,增加隧道工程,减少桥、路工程,可减少或避免上述弊病。

3)以中长隧道或长隧道代替隧道群或桥隧群,工程集中单一,施工管理方便,并有利于营运安全。

4)沿河傍山修建中长隧道或长隧道,易于设置辅助通道(如横洞),增加工作面。

**4.2.4** 隧道洞身和洞口是不可分割的整体,故在隧道位置选定时,理应包括洞身和洞口位置的选定。但由于洞身范围大,移动面宽,而洞口位置范围较小,移动面窄,有关工程集中,且常在路线转换方向的附近,故隧道定线时,如不充分注意,往往照顾了洞身的位置条件,而忽视了洞口位置的选择和对洞外有关工作的处理,结果给隧道设计和施工带来困难,如接建明洞、施工进洞困难、洞口有关工程严重干扰等现象,甚至造成不得不改线的情况。所以,在路线定线时就应注意洞口的安排,当路线确定后,应尽量把洞口位置和洞口建筑物设计得经济合理。

选定隧道位置时,尚应考虑到辅助坑道和营运通风的设置条件和要求,使其互相协调,以免顾此失彼,造成施工困难或营运不便,甚至不得不重新定线。

**4.2.5** 濒临水库地区的隧道,由于水库水位变化影响较大,且常易造成山体坍岸以及滑坡,因此必须充分注意,并采取可靠的工程措施,以确保隧道结构的营运安全。

条文中提出的隧道设计洪水频率标准,参考了《铁路隧道设计规范》(TB 10003)和《公路桥涵设计通用规范》(JTJ 021)的有关规定。观测洪水应包括调查可靠的有重现可能的历史洪水。

## 4.3 隧道线形设计

**4.3.1** 隧道平面线形一般希望设计成直线,这主要是基于两点理由:取直线于通风有利,如果曲线尤其是小半径曲线,通风阻力增大,对自然通风不利,同时会增大机械通风量;其二,如果隧道取较小半径曲线,通常须设置超高和加宽,这将使施工变得复杂,断面不统一以及它们的相互过渡都给施工增加难度。从这两点考虑,希望在隧道洞身不设置曲线。但如果隧道洞口正朝东西方向时,可将洞口段设计成曲线,以避开阳光直射驾驶员视野,或者设置必要长度的遮阳棚。当因地形、地质等条件限制不得已时,可采用较小半径线形,但必须进行技术论证,并符合《公路路线设计规范》中关于超高

的规定。条文中关于停车视距、曲线最小半径的规定来源于《公路工程技术标准》。

**4.3.2** 分离式相邻隧道的间距也属平面线形问题,应认真研究分析。两洞间距的确定应充分考虑路线线形、隧道断面形状、几何尺寸、施工方法、工期要求等因素,两洞相互影响依地质条件或施工方法而异,尚有若干影响因素目前还不清楚,比较复杂,难以用一个标准值来量化。最小净距是指相邻隧道毛洞边壁之间的最小距离。

条文中表 4.3.2 的净距值是根据国内科研成果、工程实践提出的经验值,但只依据该表是无法确定隧道双洞净距的,需要确定围岩代表级别。本次修订,提出围岩代表级别的概念,即隧道各围岩级别段占总长比例的最大者为围岩代表级别。

大量工程表明,按分离式双洞考虑的隧道净距,除直接与围岩级别有关外,还间接与隧道长度有关。这是因为,一般而言,隧道越短,其埋深越小,围岩条件总体相对较差,对净距大小的敏感度较高;反之,隧道越长,其埋深越大,围岩条件总体较好,它对净距大小的敏感度较低。基于这一思想确定隧道净距值。条文中表 4.3.2 的净距值是短隧道的最小净距值,对于中隧道以上可适当折减,如表 4-1 所示,供读者参考使用。

表 4-1 分离式独立双洞间净距修正系数

隧道级别	短隧道	中隧道	长隧道	特长隧道
修正系数	1.00	0.98	0.95	0.90

以往国内外的研究表明,当双洞中轴距离为开挖毛洞宽的 2 倍(视地层为完全弹性体的情况)~5 倍(粘土等较弱地层的情况)时,可作为相互不受影响的独立双洞考虑。而小净距隧道则由于施工原因会受到应力再分配的相互影响。在日本,据以往大量工程统计,取中轴间距 30m 居多,因此,一般情况时,可以取 30m 为中轴间距。但是,如果将某较大值(例如 30m)作为间距标准值,则洞外地形狭窄地段将会产生大量人工边坡、桥隧相连的情况,会导致工程费和养护费增加,而且线形很差,对连续中、短隧道(亦称隧道群)的情况,这样做就非常困难。因此,有必要在这样的特殊地段采取小净距隧道或连拱隧道形式。当然,也可在洞身段采取较大间距,形成独立双洞,而在洞口段渐变过渡成小净距或连体形式,使其更符合实际情况。值得注意的是,当地层自稳性较差时,小净距隧道或连拱隧道在施工上是有风险的,对此必须作出充分的技术验证,并制订质量保障措施。

非独立双洞隧道一般可分为以下三种情况:

- 1) 并行双洞,即双洞按左右平行或上下平行设置;
- 2) 交叉双洞,即双洞在立面上按一定交角设置;
- 3) 连拱双洞,即双洞按左右平行且共用中壁设置,双洞呈连体状。

非独立双洞隧道的一般断面如图 4-1 所示。

#### 1 小净距隧道或连拱隧道的设计

应充分考虑两洞的相互影响,由此设计相应的支护和衬砌,必要时应采用加强措施。相互影响因素包括:近距离的程度、隧道埋深、地质条件、结构形式、施工方法和施工步骤

等。尤其应注意以下几方面：

1)先行洞围岩由于后行洞施工而再次出现松弛,从而增大作用在支护上的围岩荷载;反之,后行洞也由于先行洞造成的凌空面而产生较大变形。

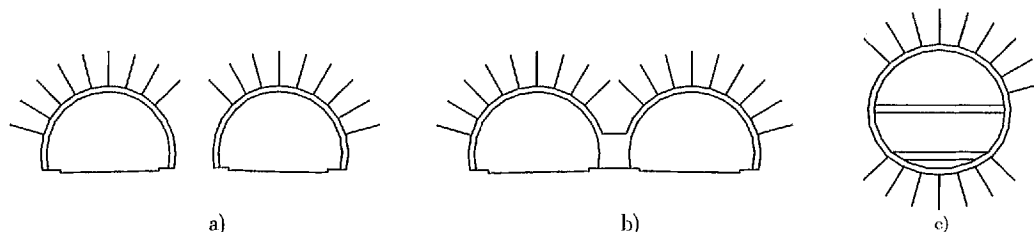


图 4-1 非独立双洞隧道一般断面  
a)小净距;b)水平连体(连拱);c)垂直连体

2)对于连拱双洞,中壁是重要结构,然而应力却在此集中,中壁的下沉或中壁上覆的围岩的塑性化均给围岩体或衬砌带来不利影响。

3)后行洞爆破施工引起的振动可能会对先行洞造成破坏性影响,应加以控制。

4)后行洞的开挖和衬砌完成后,会引起地下水位的降低,从而在较大范围内出现地层压密沉降,由此对先行洞产生恶劣影响。

5)设计中,除工程类比法外,必要时应作数值计算和理论分析。

6)一般而言,先行洞围岩受两次扰动,因此宜加强支护,衬砌采用钢筋混凝土结构。

7)对于连拱双洞,较多采取侧壁导坑超前开挖的方法,当地质条件较好时,也可采取中导坑超前开挖的方法,支护和衬砌均应加强。

8)连拱双洞的中壁部容易产生应力集中,因此,宜采取地层改良加固或加强支护,以防止围岩松弛或下沉。

9)中壁设计时,宜采用有限元法、松弛荷载结构法或全土重荷载结构法(埋深情况)进行衬砌结构验算。

## 2 小净距隧道或连拱隧道的施工

1)关于连拱隧道衬砌的施作时间,当围岩变形较大时,应尽快施作衬砌;当围岩完整性较好时,为了避免爆破振动的影响,可在开挖及支护施作完成一段时间后再做衬砌。在国外,这两种情况均有。

2)现场围岩、支护、衬砌的变形和应力监控量测极为重要,其目的是检测先行洞结构的安全性,并评价后行洞施工的妥当性以及加固措施的有效性。量测计划要按照这一目的来制订,量测结果要及时指导设计参数的修正和施工方法的变更。

3)作为近距离双洞隧道施工的对策,分别针对先行洞、后行洞、两洞间地层的基本考虑见表 4-2。

应尽量避免隧道与其它构造物的交叉,不得已时,应尽量采取直交,而且新建隧道宜上穿既有构造物。

表 4-2 小净距隧道或连拱隧道施工对策的基本考虑

对 象	影 响	基 本 考 虑
先行洞	变形	增大衬砌结构的刚性; 控制水平位移
后行洞	变形	超前加固地层,分割开挖断面,早期闭和断面,加强支护; 强化结构基础,加固开挖面,改良前方地层
	振动	控制爆破振动及机械振动
	地下水	排水,止水
两洞间地层	变形	改良加固地基,用钢板桩等方法约束变形
	地下水	排水,止水

**4.3.3** 隧道内纵面线形(纵坡)的最小值应以隧道建成后洞内水(包括漏水、涌水、渗水等)能自然排泄为原则,要求不得小于 0.3%,又考虑到隧道施工误差,一般最好不要小于 0.3%~0.5%。隧道纵坡的最大值应充分考虑:①施工中出渣或材料运输的作业效率(纵坡太大则作业效率低下);②营运期车辆行驶的安全和舒适性;③营运通风的要求等因素,一般要求不大于 3%。

近年来,在西部重丘区公路建设中,由于受地形地貌限制,隧道纵坡如果强制要求不大于 3%,可能招致大量人工边坡,并且使展线变得非常困难,甚至不可能,因此希望放宽这一限制的呼声较高。根据这一实际情况,中、短隧道或独立明洞(包括棚洞、半隧道结构)在线形要求非常困难的情况下可以适当放宽,但要求作如下技术论证:

- 1)施工运输是否困难,装渣车、翻斗车等施工车辆的排污对洞内施工环境的影响程度。
- 2)较大纵坡对车辆行驶安全性的影响。当长下坡且坡度较大时,容易发生交通事故,尤以寒冷地区路面结冰后为甚。
- 3)是否需增加过多的通风设备和营运费用。据国外试验和实测,纵坡超过 3%时柴油车的烟尘排放将急剧上升,会导致通风设备的增加。因此,除短隧道外,均应作出评价。

国外尤其是欧洲在修建水下隧道时,由于河(海)床较深,有时不得不加大纵坡,甚至达到 7%。但对于大纵坡的隧道,他们往往采取交通管制,禁止排污较大的货车、柴油车驶入,或者增大机械通风规模。我国在修建水下隧道时,应分析纵坡与汽车排污量的关系,认真研究后确定。

**4.3.4** 隧道纵坡是采用单向坡还是双向坡,国内两种情况均有。从行驶舒适性和营运通风效率来看,采用单向坡较好,只是施工时会出现逆坡排水问题。据施工单位调查,近年来抽水泵性能和抽排水技术水平有较大提高,因此,逆坡排水不存在大的技术难题,是可以解决的。如果采用双向坡,其竖曲线半径应尽量采用较大值,以提高行驶安全性、舒适性。

**4.3.5** 通过调查发现,车辆穿越隧道时由于隧道内外环境的不同,驾驶员将会做出相应的调整,大致可分为三个阶段:隧道前调整期、隧道中适应期和隧道末调整期。大型车和小型车的典型三阶段如图 4-2 所示。

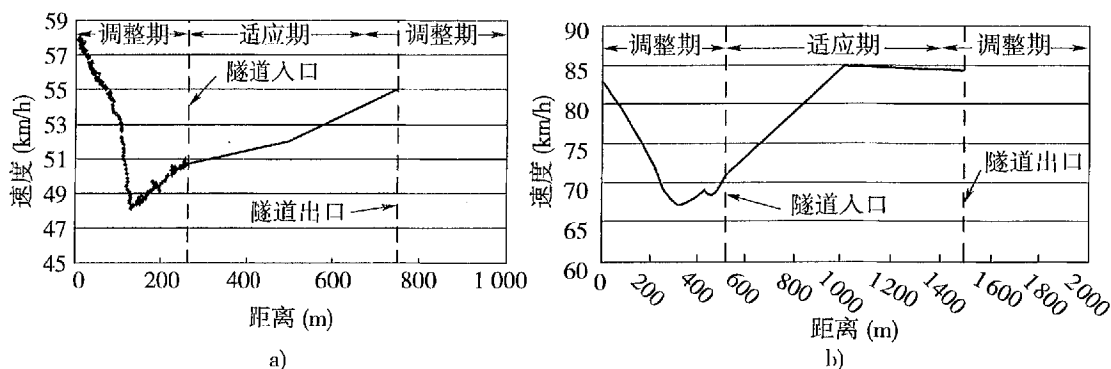


图 4-2 隧道内外车辆行驶速度变化

a)大型车;b)小型车

#### 隧道前调整期——

车辆在进入隧道前因隧道和公路其它路段构造的不同而会降低其运行速度,以便适应新的驾驶环境,速度降低的幅度基本上在 7% ~ 20% 之间,相对于其它两个阶段,速度变化幅度比较剧烈。与此同时,驾驶员会因对隧道的恐惧感和灯光等因素的影响,将车辆的横向位置向路中心偏移,小型车辆的偏移幅度在 0.5 ~ 1.0m 的范围之内,大型车辆的偏移幅度在 1.0m 左右,偏移幅度是比较大的。总之,驾驶员在进入隧道前会根据隧道前视距、线形、隧道口情况和驾驶员对隧道的熟悉程度调整车辆的速度和横向位置,以最为安全的方式进入隧道。

由于在这一阶段驾驶员的驾驶行为会发生较大的变化,与洞内运行相比,从安全方面来说不利于行车安全。法国的一项调查研究发现:视距不足再加上速度过快是隧道事故发生的主要原因。挪威的一项研究也表明,隧道入口前 50m 和出口 100m 附近区域是最危险的。

#### 隧道中适应期——

由于在隧道入口段车辆已经完成了对隧道内部适应性的调整,进入隧道后基本会保持现有的车辆速度和横向位置,随着对隧道内部环境的逐渐适应,驾驶员会逐渐提高车辆的运行速度,提高的幅度与隧道横断面的组成以及隧道长度有关。对于车辆的横向位置,由于在隧道内驾驶员的眼球转动角度较小,更喜欢离隧道墙(或步行道、防撞护栏等)有一定距离,尤其是隧道内侧向净距距离小于毗邻隧道外公路的侧向净距时,驾驶员一般会保持在隧道前调整期中对车辆横向位置做出的调节,随着车速提高,横向偏移值会逐渐增大。但对于长隧道(长 2km 以上)来说,由于驾驶员在隧道内行驶的时间较长,对隧道内环境已充分适应,会将车辆的横向位置向墙一侧靠拢,但车辆的中线仍然不会与车道中线重合,车辆仍偏向中间行驶,只是偏移的幅度有所减小。

由于隧道内的环境给驾驶员造成一定的压力,使得驾驶员在隧道内注意力高度集中,



格外遵守交通规则,驾驶随意性较小,速度相对较低,在一定程度上也提高了单一车辆在隧道内行驶的安全性。但车辆向内侧的横向偏移会使超车间距大为缩小,降低了车辆在超车过程中的安全性。

隧道末调整期——

随着车辆即将驶出隧道,面临隧道内外环境的转换,对于速度较高的小型车辆来说,这时车辆速度的上升幅度将减小,其运行速度可能会出现一定的降低。对于长度较短的隧道,车辆的横向偏移将会与进入隧道时保持一致。对于长隧道(长 2km 以上),车辆的横向偏移将会恢复到进入隧道时的情况。

由于车辆面对两种环境的又一次转换,受线形、视距、亮度等多方面因素的影响,车辆的安全性有所下降。

隧道内车辆横向偏移——

由于隧道外公路提供了足够的侧向净距,车辆可基本沿车道中心线行驶。在隧道内部,由于提供的侧向净距较小,驾驶员更喜欢离隧道墙(或步行道、防撞护栏等)有一定距离,在自由流条件下,车辆会向隧道中心靠拢,发生横向偏移(隧道内车辆中心线与车道中心线的距离),见图 4-3。

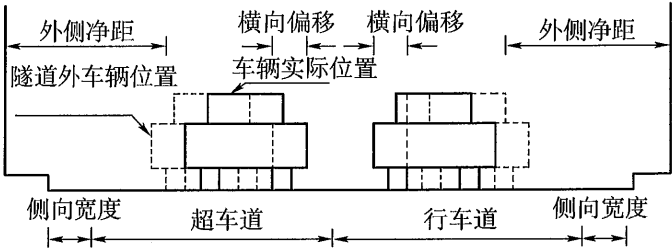


图 4-3 隧道内车辆实际横向位置

根据“公路隧道横断面宽度”专题研究的分析,本条文对隧道内外接线线形技术指标作了 3 款规定。

1 洞外连接线的平曲线可根据设计速度来确定,规定 3s 设计速度行驶长度范围的平曲线应与洞内一致。

2 隧道洞内外的线形应相互协调。从过去一些隧道的经验和教训来看,洞外接线 50m 内设置纵坡变坡点,通视很差,容易引起交通事故。因此,该款规定隧道两端的接线纵坡宜有距洞口 5s 设计速度行程的长度与隧道纵坡保持一致。

3 该款规定是根据我国实际情况,通过工程调研后确定的。

设计速度行程的长度如表 4-3 所示。

表 4-3 设计速度行程长度(m)

设计速度(km/h)		120	100	80	60	40	30	20
行程长度	3s	100	83	67	50	33	25	17
	4s	133	111	89	67	44	33	22
	5s	167	139	111	83	55	42	28

4.3.6 近年来,在山区高等级公路建设中,遇到一些距离很近的短隧道群,对于这种情况,可视为长隧道,其平、纵线形技术指标按长隧道考虑。

4.4 隧道横断面设计

4.4.1 公路隧道的建筑限界,不仅要提供汽车行驶的空间,还要考虑汽车行驶的安全、快捷、舒适和防灾等,因此要求设计中应充分研究各种车道与公路设施之间所处的空间关系,任何部件(包括通风、照明、安全、监控和内装等附属设施)均不得侵入隧道建筑限界之内。

建筑限界置于隧道轮廓内的情况见图 4-4。

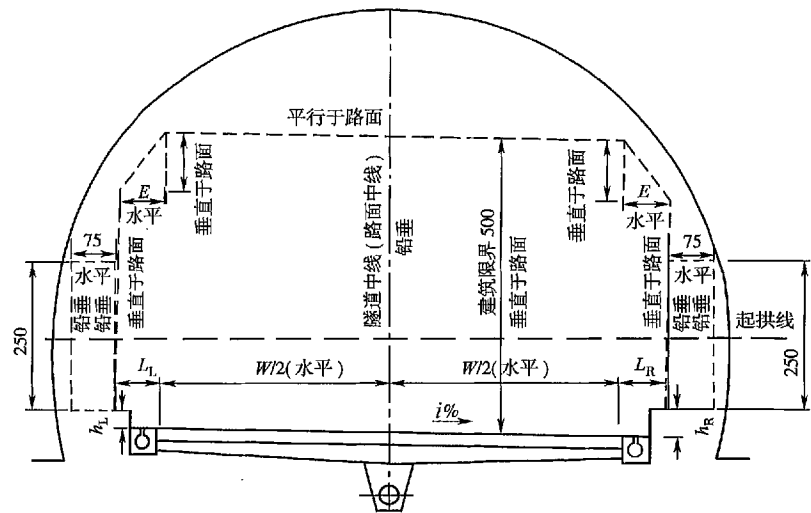


图 4-4 隧道建筑限界的基本情况 (cm)

隧道建筑限界由车道宽度  $W$ 、侧向宽度  $L$  (由  $L_L$  和  $L_R$  构成)、余宽  $C$ 、检修道  $J$  或人行道  $R$  组成。此次修订有两点主要变化:①根据 10 多年来全国各设计单位的经验,将检修道作对称布置,理由有二:公路隧道内设施较多,而且多数隧道是将设施布置在两侧,检修道在两侧布置更有利于养护维修管理;其二,两侧设检修道并不增大隧道内空断面积,并有利于断面标准化设计。②本次修订,取消了按“重丘,山岭”地形的区分,而根据《公路工程技术标准》的新规定,改为主要按设计速度区分限界宽度。

为了消除或减少隧道边墙给驾驶员带来恐之冲撞的心理影响(“侧墙效应”),保证一定车速的安全通行,应在行车道两侧设置一定宽度的侧向宽度或余宽。

4.4.2 步道(检修道或人行道)的主要功能为:

- 1) 养护人员、隧道使用者可以在与交通相互不干扰的情况下处理紧急事件。
- 2) 步道的路缘石可以阻止车辆爬上步道,是步行者的安全限界;同时,是保护隧道设备的安全限界。

3)从交通管理和安全行走的观点出发,步道的路缘石可作为驾驶员的行驶方向线。由于步道比较突出,它比车道边线更能吸引驾驶员的注意力。

4)步道除安全功能外,其下部空间还常被用来安装管道、缆线等。

根据上述功能,条文中提出步道高度取值范围和设计原则,一般来讲,除开其它因素,单按设计车速考虑,可参照表 4-4 取值。图 4-5 所示为步道空间的一般尺寸。

表 4-4 步道高度  $h$

设计速度 (km/h)	120	100	80	60	40 ~ 20
$h$ (cm)	80 ~ 60	60 ~ 40	40 ~ 30	30 ~ 25	25 或 20

注:在设计速度一定的条件下,可按隧道长短等因素取值。

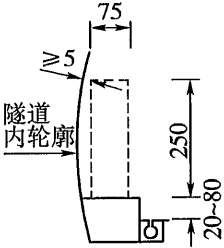


图 4-5 步道空间的一般尺寸(cm)

**4.4.3 公路隧道横断面设计**,除满足隧道建筑限界的要求外,还应考虑洞内路面、排水、检修道、通风、照明、消防、内装、监控等设施所需要的空间,还要考虑仰拱曲率的影响,并根据施工方法确定出安全、经济、合理的断面形式和尺寸。

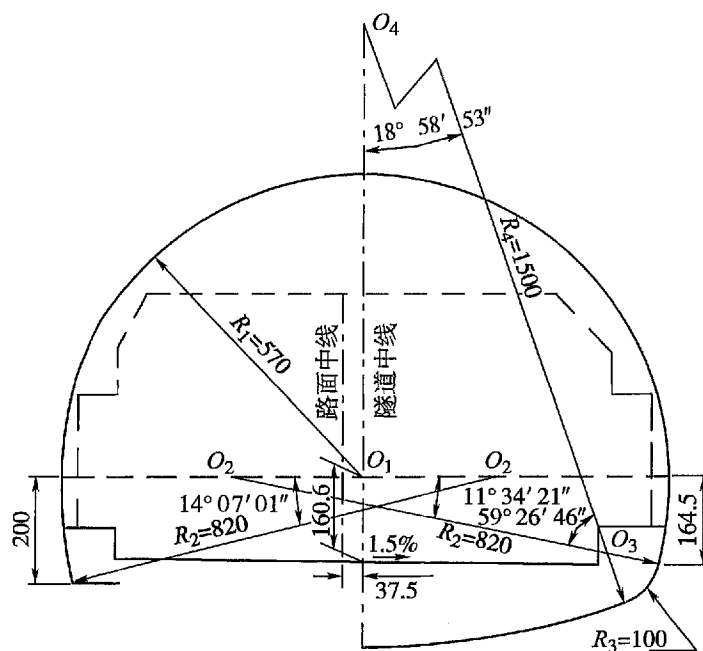
10 多年来,我国公路隧道建设规模扩大,各地在设计隧道横断面时标准不统一,隧道轮廓有采用单心圆的,有三心圆的,既有尖拱又有坦拱,曲率不一。甚至,同一条公路上出现几种不同内轮廓的断面,这既影响洞内设施的布置,又不利于施工时衬砌模板的制作。而在国外和我国的铁路隧道中,已在推动断面标准化。因此,此次规范修订,应在横断面轮廓设计方面推行标准化。

经过多年的工程实践和内力分析,我们认为,应按附录 B 所示的隧道内轮廓统一标准,即拱部为单心半圆,侧墙为大半径圆弧,仰拱与小半径圆弧连接。

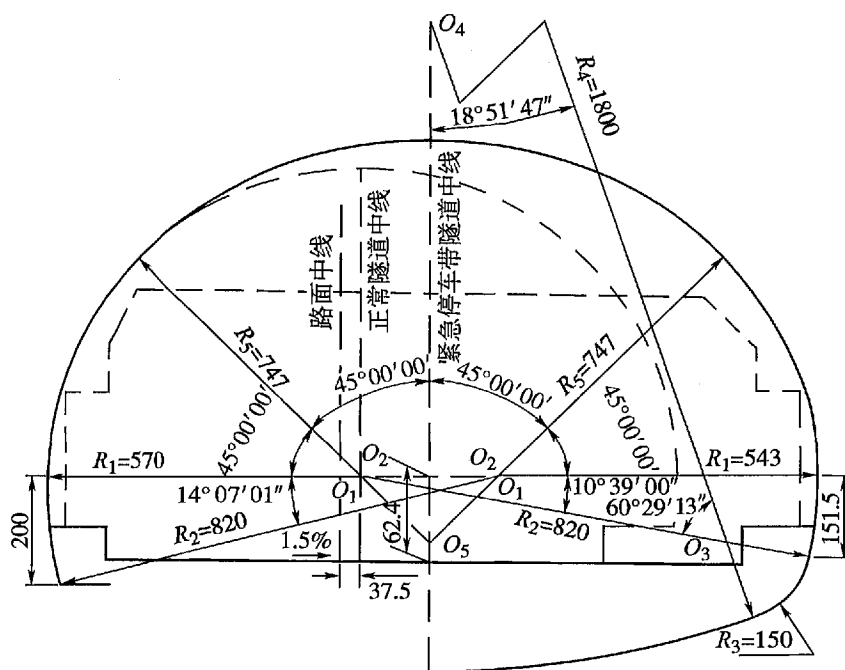
根据各设计速度相应的建筑限界,可分别计算出内轮廓断面几何尺寸,表 4-5 所示为一般两车道隧道计算实例的结果,图 4-6 所示为计算例。三车道隧道可参考该方法计算出内轮廓断面几何尺寸。

表 4-5 两车道隧道内轮廓几何尺寸计算例(cm)

公路等级	设计速度(km/h)		$R_1$	$R_2$	$R_3$	$R_4$	$H_1$	$H_2$	$H'_2$	$R_5$
高速公路 一级公路	120	一般部	612	862	100	1 500	160.4	200	144	—
		紧急停车带	612	862	150	1 800	162.1	200	136	771
	100	一般部	570	820	100	1 500	160.6	200	164.5	—
		紧急停车带	570	820	150	1 800	162.4	200	151.5	747
	80	一般部	543	793	100	1 500	160.2	200	176.1	—
		紧急停车带	543	793	150	1 800	162.3	200	159.1	737
	60	一般部	514	764	100	1 500	160.2	200	188.4	—
		紧急停车带	514	764	150	1 800	162.3	200	184.1	708.5

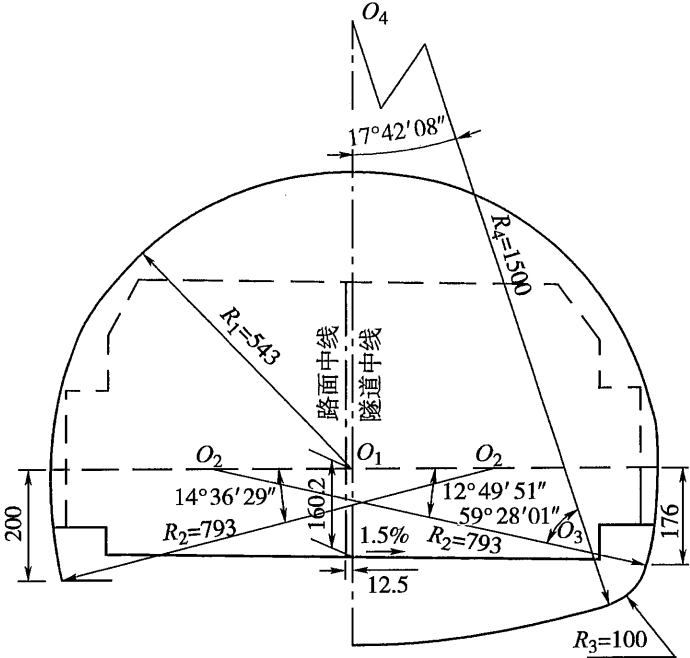


$v = 100\text{km/h}$  情况的标准断面

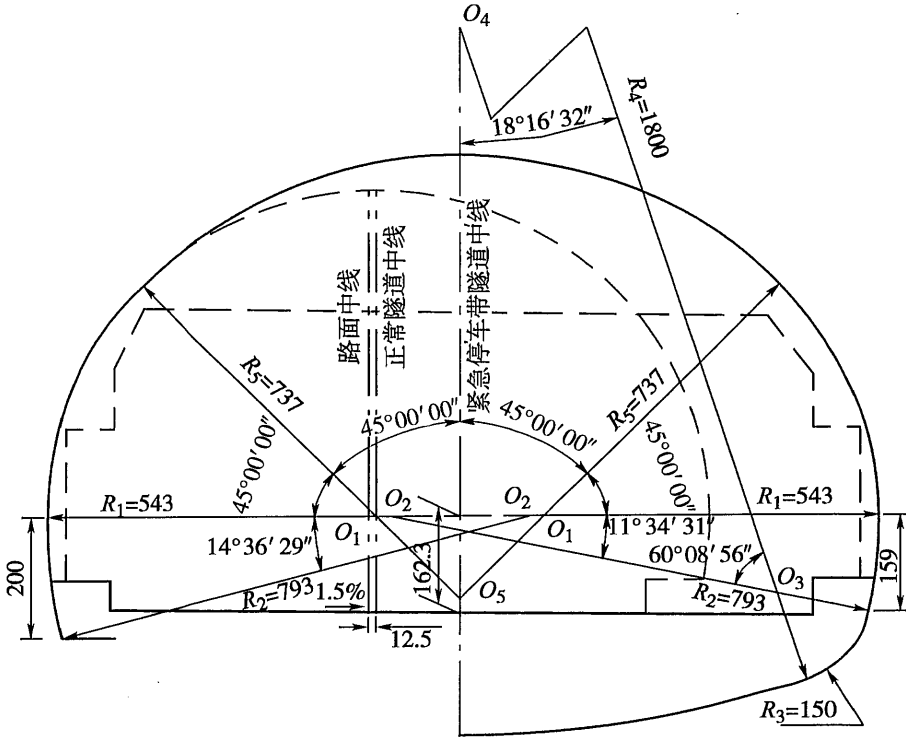


$v = 100\text{km/h}$  情况的紧急停车带断面

图 4-6 两车道隧道内轮廓断面几何尺寸计算例之一 (cm)

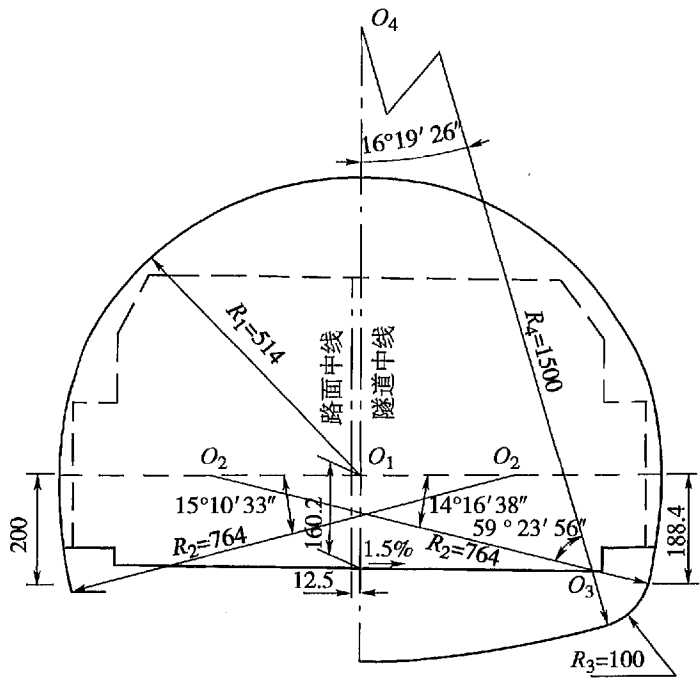


$v = 80\text{km/h}$  情况的标准断面

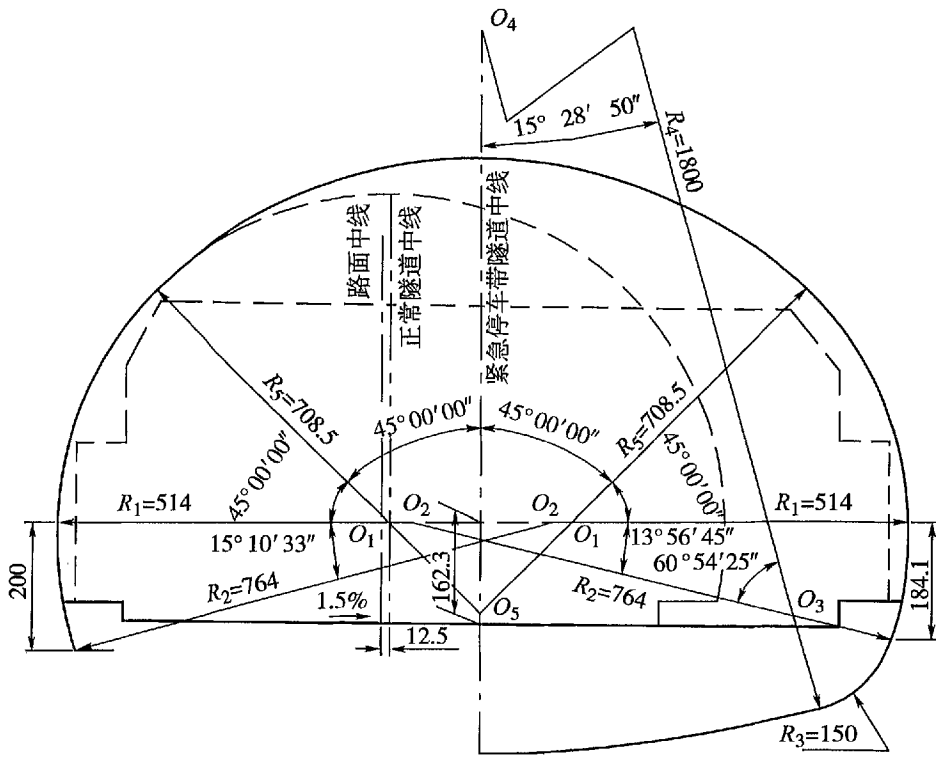


$v = 80\text{km/h}$  情况的紧急停车带断面

图 4-6 两车道隧道内轮廓断面几何尺寸计算例之二(cm)



$v = 60\text{km/h}$  情况的标准断面



$v = 60\text{km/h}$  情况的紧急停车带断面

图 4-6 两车道隧道内轮廓断面几何尺寸计算例之三(cm)

隧道断面内轮廓在推行标准化的同时,还应考虑个别情况,如对内空断面有特殊要求的情况,或在受力条件方面极为复杂的情况,应对此作特殊设计。

**4.4.4** 以往隧道排水为一个通路,即地下水与隧道壁面清洗水和火灾时的灭火水同流一个水路,这样清水和污水无法分离,对环保不利,同时增大了一个水路的流量负担,因此,本次修订,提出设置中央水沟和路侧边沟,对两种水分别排放,即清水和污水各流一道,这样无疑是科学的。路侧边沟形式较多,有矩形、圆形、椭圆形等;制作上有现浇的,也有预制成型现场拼装的,设计时应根据具体情况而定。

**4.4.5** 紧急停车带的主要功能是用来停放故障车辆、紧急情况下疏散交通及救援车辆和救援小组用以进行紧急救援活动等。

一些发达国家在隧道内设置沿全长的紧急车道,当发生事故时,其应变能力当然更强,而且提高了行车的舒适性,但这样无疑加大了隧道断面积,增大工程造价,目前不适合我国国情,而且隧道内事故一般要比洞外一般路段上少,因此,此次修订仍采用按一定间距设置的紧急停车带。

紧急停车带的长度、宽度和设置间距,是根据我国实际交通情况,以及车况和大车混入率的国情,并参考了国际道路协会(PIARC)隧道工作委员会(C5)的推荐值和日本等国的规范值而确定的。

**4.4.6** 除本条文规定外,横向通道还应满足《公路隧道交通工程设计规范》的有关要求。

## 4.5 施工计划

**4.5.1** 隧道工程是施工性特别强的工程,设计与施工密不可分,在设计时就应制订合理的施工计划。这里所说的施工计划不是施工单位自身作的具体施工策划,而是影响设计所应考虑的事项。

施工计划的一般流程如图 4-7 所示,所涉及到的要素相互关联,是一项系统工程。在编制时,应从粗略阶段到详细阶段,并逐步提高各要素的讨论精度,不断反馈,使各要素有机地达到一定程度的平衡。

1 隧道施工方法是开挖方式、开挖方法、支护方式、洞内运输方式、辅助方法和通风方式等的总称。它应通过对隧道断面、长度、双洞与否、工期、地质条件、自然环境条件等综合研究后确定。开挖方式是指爆破开挖、掘进机开挖、人力开挖等开挖手段。开挖方法是指全断面法、台阶法、导坑法、分部法等开挖方法。支护方式有锚杆、喷射混凝土、钢支撑、钢筋网、构件支撑等,它们可单独使用,也可组合使用。衬砌混凝土支模方式有全断面整体式和分块拼装式。洞内运输方式有无轨式和有轨道式。辅助方法主要是指在稳固开挖面和处治涌水的超前锚杆、小导管、管棚、药液注浆、冻结、混凝土注浆等。

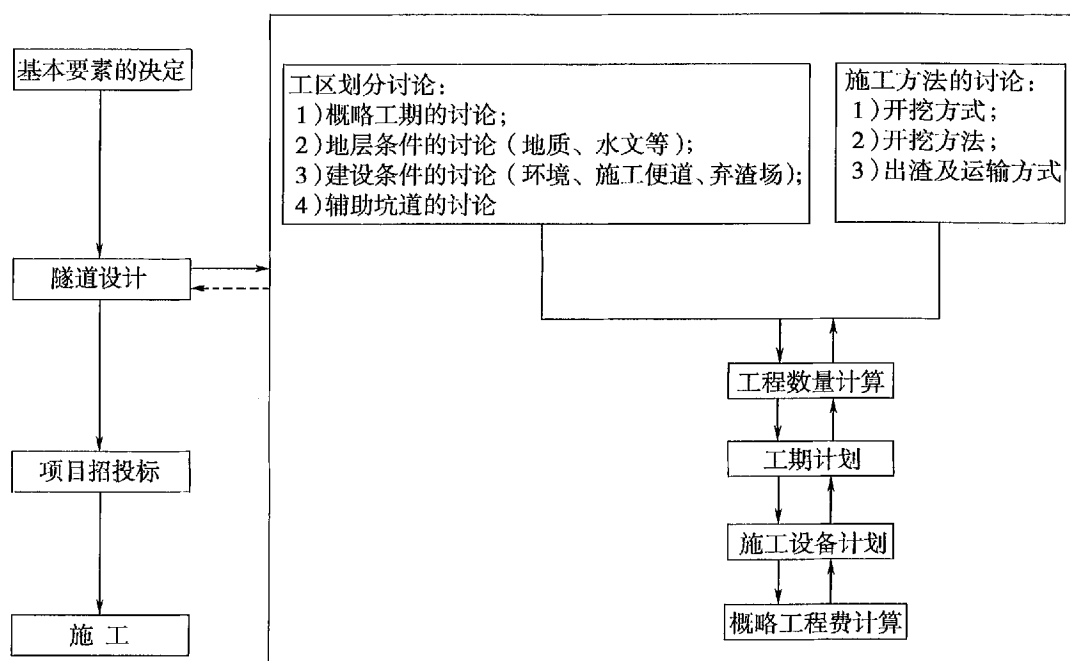


图 4-7 施工计划的一般流程

2 特长隧道时,应将整个工程划分成若干施工区段,以利于缩短工期和降低工程费。特长隧道施工区段的划分,在我国历来是业主决定,而业主对设计中涉及到的纵坡、水文地质条件、弃渣以及土石方量平衡等因素不如设计者熟悉。因此,设计者有责任根据有关因素提出施工分段的合理长度和划分点。

3 是否设置辅助通道,应根据隧道长度、地质条件等因素综合考虑。一般来讲,只有特长隧道才设辅助通道,并应考虑隧道土建施工完成后辅助通道的其它用途,例如作为营运通风的风道或避难通道等继续发挥它的作用,即多用途的辅助通道才是经济合理的。

4 应根据工程规模、施工方法、施工环境等决定施工主要机械设备。譬如,当洞口施工场地的形成非常困难时,可考虑采取横洞反向开挖的方法、架设栈桥的方法等,由此安排施工机械设备,并作出相应的电力使用计划。关于弃渣和弃渣场,在远郊地域弃渣可以一步到位,不需中转;但在城镇附近,有时需中转,即在洞口附近修建临时堆放场作中转,再搬运至永久性渣场。这种渣体临时堆放场和永久性渣场的位置和体积,应事先作出计划。关于施工便道,应尽量利用既有道路;规模较大的施工便道应作个案设计,尽量取良好的平、纵曲线,并少破坏植被。

洞内主要的机械和设备有：掘进机(TBM)、大型凿岩机(drifter)、支架式冲钻锤(leg hammer)、多臂钻孔台车(jumbo)、铲斗装载机(shovel)、自卸卡车(dump truck)、混凝土搅拌罐车(agitator car)、混凝土喷射机、锚杆钻孔机、整体式衬砌模板台车、抽水泵等。

洞外主要设施有:炸药储藏所、建筑材料堆放场、供配电所、出渣运输皮带机、混凝土拌和楼、水泥与集料堆放场、污水处理场、试验室、工作与生活设施等。

图 4-8 所示为洞外大型临时设施布置例。



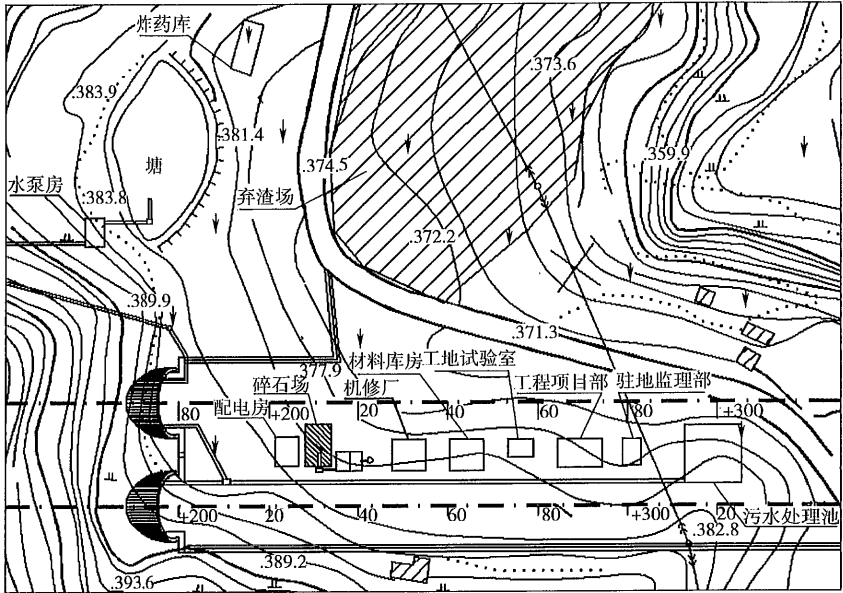


图 4-8 隧道洞口附近大型临时设施布置例

## 5 建筑材料

### 5.1 一般规定

**5.1.1** 根据国际标准(ISO3893)的规定,混凝土标号的名称改为混凝土强度等级(以符号 C 表示),并对混凝土试件的标准尺寸,由原来的边长为 200mm 立方体,改为边长为 150mm 立方体。

1 混凝土强度等级由立方体抗压强度标准值确定,立方体抗压强度标准值是本规范混凝土各种力学指标的基本代表值。

2 关于石材强度等级的确定,原采用边长为 200mm 的立方体试块作为试验抗压强度的标准,由于石材抗压强度较高,一般压力试验机的测力范围较小,不易满足。现修改为边长 70mm 的立方体试块标准,并调整了其它边长尺寸试块的强度换算系数,如表 5-1 所示。石材的强度等级以其标准试件的饱和含水极限抗压强度表示。

表 5-1 石材强度等级的换算系数

立方体边长(mm)	200	150	100	70	50
换算系数	1.43	1.28	1.14	1	0.86

3 水泥砂浆强度等级与《砌体结构设计规范》(GB 50003)相同。

根据我国目前料源情况和修建隧道工程中的现状,对隧道衬砌建筑材料提出可采用混凝土、喷射混凝土、砌体和钢筋混凝土等主要材料。具体应用时,应本着保证结构需要,因地制宜,就地取材的原则来考虑。

**5.1.2** 隧道衬砌使用的混凝土强度等级不得低于 C20,这是基于对我国公路隧道工程实践的总结,并考虑目前基本材料性能的提高和施工操作实际情况提出的。

考虑洞门墙为承重结构,混凝土的强度等级采用 C20。

关于严寒地区洞门材料的规定,主要是考虑严寒地区气温低,昼夜温差大,经常与冰雪接触,受冰冻膨胀等特点,为了提高衬砌抗渗、抗冻性能,其建筑材料应具有较高的抗拉强度和早期强度。

#### 5.1.3

1 “应符合结构强度和耐久性的要求”,是指在任何情况下,供使用的建筑材料必须具备的基本条件。当隧道修建于特殊地区或特定场合时,如严寒地区、煤系地层、含盐地层和有侵蚀性水等,其所选用的衬砌材料,尚应具有适应于这些特殊条件要求的

性能。

2 在有侵蚀性水的围岩中修建隧道,若对此忽视或处理不够完美时,衬砌混凝土会被腐蚀成豆腐渣状,严重影响衬砌的强度和安全,需要事后补救。故条文强调有侵蚀性水时,隧道衬砌的混凝土或砂浆应采取抗侵蚀措施。

含有侵蚀性水对混凝土损坏的原因,系由于混凝土材料中的某些成分被水所溶蚀;而某些成分与水中的酸、碱、盐等起化学作用,或生成有害物质,而导致结构的破坏。水中含有侵蚀物质种类较多,对水泥、石料侵蚀的性质也各不相同,而且水对混凝土的侵蚀作用是一项复杂的物理化学反应过程。环境水的侵蚀特征是决定抗侵蚀措施的关键。

3 在寒冷及严寒地区的隧道衬砌经常与冰冻接触,当气温低、昼夜温差大时,在冻融循环作用下,其表面剥蚀现象比一般地区严重。为了提高砌体和混凝土的强度,增强其抗冻、抗渗性能,以加强其抗侵蚀性和满足衬砌结构的耐久性要求,故条文规定:“混凝土强度等级应适当提高”。

#### 5.1.4

1 为了保证混凝土的质量,故条文规定“不应使用碱活性集料”。

2 用于砌体的石料,应符合衬砌材料的基本要求。石料强度等级是体现石料质量的重要标志,并可相应反映出石料的其它性能,如强度低的多表现为易风化,耐久性差,耐冻、耐渗性能要弱些。从过去修建隧道用石料的实际情况来看,规定其强度等级不低于 30kPa 是合适的,故条文规定片石强度不应低于 MU40,为保证砌体的质量,强调“有裂缝和易风化的石材不应采用”。

#### 5.1.5

1 喷射混凝土优先选用普通硅酸盐水泥,是因为它含有较多的  $C_3A$  和  $C_3S$ ,凝结时间较快,特别是与速凝剂有良好的相容性,细集料采用中粗砂及细度模数大于 2.5 的规定,不仅是为了有足够的水泥包裹细集料,有利于获得足够的混凝土强度,同时可减少粉尘和硬化后混凝土的收缩。砂的含水率控制在“5%~7%”,主要是为了减少具有活性的水泥颗粒的损失,减少粉尘,也有利于水泥的充分水化。关于粗集料粒径,目前国内的喷射机可使用的最大粒径为 25mm,但为了减少回弹和管路堵塞,故条文规定不大于 16mm。

2 锚杆的杆体材料,按国标《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》及国标《钢筋混凝土用热轧光圆钢筋》采用 HRB335 或 HPB235 钢筋,杆体直径一般为 20~32mm,除考虑强度要求外,由于钻孔眼一般为 42mm,可便于注入必要的砂浆。

3 早强水泥砂浆,如采用硫铝酸盐水泥作胶结料,并在砂浆中掺入一定比例的早强剂,砂浆灌注后 2~8h 内,锚杆抗拔力可大于 50kN。

4 钢筋网的钢筋不宜太粗,否则易使喷层产生裂纹,故采用钢筋直径不大于 12mm。

5.1.6 为了改善模筑混凝土和喷射混凝土的性能,在混凝土中加入有关外加剂是当前

一种不可缺少的重要手段。如为了提高强度可掺加增强剂;为提高防水性可掺加抗渗剂;为提高早期强度可掺加早强剂;欲使喷射混凝土速凝需加入速凝剂;为减少喷射混凝土回弹及粉尘可掺加增粘剂等。但目前各种外加剂还在不断改进,不断创新,因此条文未规定具体产品型号,采用时应满足条文提出的普遍要求,即使采用一种外加剂满足了某一特殊需要,但不能对混凝土原有性能产生不良影响。为此,可能要采用多种外加剂的组合。选用外加剂时,首先选用经过鉴定的产品,并结合工程实际情况进行验证改进。否则,要在使用前进行相应试验,找出合理组合及其掺量。

**5.1.7** 根据《钢纤维混凝土结构设计与施工规程》,并结合相关材料发展情况而定。由于钢纤维表面光滑,喷射钢纤维混凝土的破坏,通常都是纤维从混凝土中被拔出。要使喷射钢纤维混凝土性能更加增强,需提高混凝土纤维间的握裹力,钢纤维可加工成麻花形,并采用矩形断面,如料源有困难,可采用圆形断面。

**5.1.8** 用钢筋组焊成的格栅钢架是近年来吸取国外经验而使用的一种新型钢架,它与往常使用的钢轨、钢管等组成的钢架相比,有受力好、质量小、刚度可调节、省钢材、易制造、易安装等优点,应大力推广使用。

**5.1.9** 隧道内路面材料主要根据路面等级及面层类型决定。国家有关路面设计规范、施工技术规范十分详尽,因此这里不再摘录。具体采用时可参照有关规范,特别是有关材料性能指标,如沥青可参见《沥青路面施工及验收规范》(GBJ 092);石料可参见《道路建筑用天然石料强度技术分级标准》(JTJ 1003);水泥混凝土路面可参见《水泥混凝土路面施工及验收规范》(GBJ 097)。

**5.1.10** 隧道防水等级主要根据公路等级和地下水类型决定。

1 水泥的强度等级不应低于 32.5MPa。混凝土抗渗等级不应小于 S8。在受侵蚀性介质作用时,应按介质的性质选用相应的水泥。在受冻融作用时,应优先选用普通硅酸盐水泥,不宜采用火山灰硅酸盐水泥和粉煤灰硅酸盐水泥。

防水混凝土所用石子最大粒径不宜大于 40mm,泵送时其最大粒径应为输送管径的 1/4,吸水率大于 1.5%,不得使用碱活性集料。其它要求符合《普通混凝土用碎石或卵石质量标准及检验方法》(JTJ 53)的规定。

防水混凝土所用砂宜采用中砂,其要求应符合《普通混凝土用砂质量标准及检验方法》(JTJ 52)的规定。防水混凝土所用水应符合《混凝土拌和用水标准》(JTJ 63)的规定。

2 防水卷材应选用高聚物改性沥青类或合成高分子类材料。卷材及其胶粘剂应具有良好的耐水性、耐久性、耐刺穿性、耐腐蚀性和耐菌性。卷材外观质量、品种规格和主要物理性能指标应符合现行国家标准或行业标准。

3 橡胶止水带的外观质量、尺寸偏差和物理性能要求应符合 HG2288 的规定。

5.2 材料性能

5.2.2、5.2.3 混凝土试块强度的总体分布一般属正态分布(图 5-1)。其强度等级取保证率为 95%的下分位值,即取混凝土抗压极限强度(试块)的总体分布的平均值减去1.645倍标准差,故材料强度标准值  $f_{ck}$  可由下式求得:

$$f_{ck} = f_{cm}(1 - k\delta)$$

式中: $\delta$ ——变异系数;

$k$ ——系数,保证率为 95%时,  $k = 1.645$ 。

华东交通大学和有关铁路单位曾先后取得各种强度等级的混凝土试样的静载抗压强度数据共39 805个,并进行了统计分析,得出各种等级混凝土的概率分布及参数。此外,还进行了混凝土静载力学性能如轴心抗压强度、劈裂抗拉强度、弹性模量的试验分析,以便为这些力学性能标准值的制订提供依据。

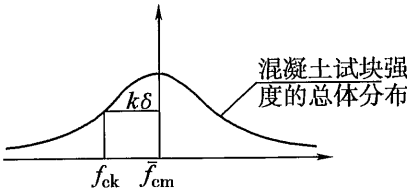


图 5-1 混凝土试块强度的正态分布

根据调查资料,经离差分析,剔除部分数据后得出的综合统计参数与建工系统的对照见表 5-2。

表 5-2 混凝土统计参数

混凝土强度等级	铁 路 系 统		建 工 系 统	
	标准差 $S$	变异系数 $\delta$	标准差 $S$	变异系数 $\delta$
C60	5.53	0.08	7.16	0.10
C55	5.81	0.09	—	—
C50	5.98	0.10	6.72	0.11
C45	6.04	0.11	—	—
C40	5.98	0.12	5.98	0.12
C35	5.79	0.13	5.79	0.13
C25	5.43	0.16	5.43	0.16
C20	5.11	0.18	5.11	0.18
C15	4.18	0.21	4.81	0.21

在 C40 以下,公路、铁路工程用混凝土强度的统计参数(包括试块强度均值、变异系数)与建工系统相同;在 C45 以上,则明显比建工系统好,这反映了公路、铁路工程中 C45 以上的混凝土由于大多为厂制,混凝土制作的质量控制较严之故。

1 混凝土轴心抗压强度标准值

混凝土棱柱体抗压强度标准值与边长为 150mm 立方体抗压强度标准值关系式为

$$f_{ck} = K_c f_{cu,k} \tag{5-1}$$

式中:  $f_{ck}$ ——混凝土棱柱体抗压强度标准值,按下式表达:

$$f_{ck} = \bar{f}_{c,15}(1 - 1.645\delta_{fc,15}) \quad (5-2)$$

$\bar{f}_{c,15}\delta_{fc,15}$ ——混凝土轴心抗压强度  $f_{c,15}$  的平均值和变异系数;

$f_{cu,k}$ ——混凝土立方体抗压强度标准值(试件尺寸为  $150\text{mm} \times 150\text{mm} \times 150\text{mm}$ ),

$$f_{cu,k} = \bar{f}_{cu,15}(1 - 1.645\delta_{fcu,15}) \quad (5-3)$$

$\bar{f}_{cu,15}$ 、 $\delta_{fcu,15}$ ——混凝土立方体抗压强度的平均值和变异系数。

假定混凝土轴心抗压强度的变异系数与立方体抗压强度的变异系数相等,即  $\delta_{fc,15} = \delta_{fcu,15}$ ,故混凝土棱柱强度换算系数  $K_c = \frac{f_{c,15}}{f_{cu,15}}$ ,  $K_c$  值的试验资料比较离散,通常可取为 0.67,故  $f_{ck} = 0.67 f_{cu,k}$ ,考虑到结构中混凝土结构或构件的强度标准值,  $f_{ck}' = 0.88 f_{ck} \approx 0.67 f_{cu,k}$ 。为说明情况,将本规范的取值与国内外主要规范的取值列于表 5-3,以资比较。

表 5-3 混凝土轴心抗压强度标准值  $f_{ck}$  (MPa) 比较表

混凝土强度等级 轴心抗压强度标准值 $f_{ck}$	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
本规范采用值	10	13.5	17	20	23.5	27	30	33.5	37	40
CEB—FIP 规范推荐值	12	16	20	24	28	32	36	40	45	50
GBJ 10—89 规范换算值	10	13.5	17	20	23.5	27	29.5	32	34	36
TBJ 3—85 (隧规)值	10.5	14	17.5	21	24.5	28	31.5	35	38.5	42
SDJ 20—78 (水工规范)值	10.5	14	17.5	21		26		35		42

注:GBJ 10—89 规范换算值中考虑了结构构件强度换算系数 0.88,为便于比较,此表中的数值为该规范的  $f_{ck}/0.88$ 。

从表 5-3 可看出,C40 以下本规范与建工系统(GBJ 10—89) 两者的  $f_{ck}$  值是基本相同的;C40 以上,则本规范的大,这是因为 GBJ 10—89 规范考虑到高强度混凝土的脆性破坏等特征和高强度混凝土施工实践经验不足,对 C45 ~ C60 分别乘以 0.975、0.95、0.925 和 0.9 的折减系数。本规范未乘上述折减系数,主要考虑到就公路工程来说,高强度混凝土多为工厂生产,质量控制较严,且已有相当的工程经验,没有必要予以折减。至于高强度混凝土的脆性破坏问题,应该在结构计算中给予考虑,不宜在混凝土强度标准值中乘以折减系数。

## 2 混凝土轴心抗拉强度标准值

混凝土轴心抗拉强度  $f_{ct}$  应以截面  $150\text{mm} \times 150\text{mm}$  的棱柱体或截面  $\phi 150\text{mm}$  的圆柱体的直接抗拉强度为准。考虑到直接抗拉试验比较复杂,我国目前仅制定了混凝土劈裂抗拉强度的标准试验方法。因此,我国大部分混凝土轴心抗拉强度的试验资料是通过劈裂抗拉强度换算而得;参考 CEB—FIP 模式规范的建议,混凝土劈裂抗拉强度  $f_{ct,sp}$  与混凝土抗拉强度  $f_{ct}$  的关系可用下式表达:

$$f_{ct} = 0.9 f_{ct,sp}$$

一般认为,混凝土轴心抗拉强度  $f_{ct}$  与混凝土棱柱体抗拉强度的  $f_{ct,15}^{2/3}$  呈线性比例关系,即

$$K_{ct} = f_{ct} / f_{ct,15}^{2/3}$$

式中:  $K_{ct}$ ——混凝土轴心抗拉强度与混凝土棱柱体抗拉强度  $f_{ct,15}^{2/3}$  的比值。

根据华东交通大学、上海铁道大学、铁道部科学研究院等单位的资料,偏安全地取  $K_{ct} = 0.26 f_{ct,15}^{2/3}$ 。

假定混凝土轴心抗拉强度  $f_{ct}$  的变异系数  $\delta_{fct} = 0.12$ , 则混凝土轴心抗拉强度的标准值为  $f_{ctk} = \bar{f}_{ct,15}(1 - 1.645\delta_{fct}) = \bar{f}_{ct,15}(1 - 1.645 \times 0.12) \approx 0.8\bar{f}_{ct,15}$

故  $f_{ct,15} = f_{ctk} / 0.8$ , 则有

$$f_{ct} = 0.26 \left( \frac{f_{ctk}}{0.8} \right)^{2/3} \approx 0.30 f_{ctk}^{2/3} \text{ 就是本规范表 5.2.2 中之 } f_{ctk} \text{ 值。}$$

将本规范的取值与国内外规范的取值比较列于表 5-4 中。

表 5-4 混凝土轴心抗拉强度标准值  $f_{ctk}$  (MPa) 比较表

混凝土强度等级		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
轴心抗拉强度标准值 $f_{ctk}$									
本规范采用值		1.4	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.1
CEB—FIP 模式 规范(1990)	$f_{ctk,m}$	1.6	1.9	2.2	2.5	2.8	3.0	3.3	3.5
	$f_{ctk,min}$	1.1	1.3	1.5	1.7	1.8	2.0	3.2	2.3
	$f_{ctk,max}$	2.1	2.5	2.9	3.3	3.7	4.0	4.4	4.7
GBJ 10—89 规范值		1.36	1.7	1.99	2.27	2.56	2.78	2.95	3.12
TBJ 3—85(隧规)值		1.3	1.6	1.9	2.1	2.4	2.6	2.8	3.0
SDJ 20—78(水工规范)值		1.3	1.75	1.9	2.1		2.55		3.0

### 3 混凝土轴心抗压强度设计值

在对现有隧道的标准设计进行了可靠指标标准分析结果的基础上,考虑到原规范的设计安全系数以及综合作用分项系数等综合分析结果,混凝土的材料分项系数根据混凝土构件的目标可靠指标取  $\gamma_c = 1.35$ , 故  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.35}$ , 由此得出本规范表 5.2.3 之值, 与国内外规范值比较见表 5-5。

表 5-5 混凝土轴心抗压强度设计值  $f_{cd}$  (MPa) 比较表

混凝土强度等级		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
轴心抗压强度设计值 $f_{cd}$									
本规范采用值		7.5	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25
GBJ 10—89 规范值		7.5	10	12.5	15	17.5	19.5	21.5	23.5
前苏联规范(CH <sub>II</sub> Π2.05.03—84)值			10.5	13	15.5	17.5	20	22	25
CEB—FIP 模式规范(1990)*		8.0	10.7	13.3	16	18.7	21.3	24	26.7

注: \* 采用的混凝土强度等级是以  $\phi 15\text{cm} \times 30\text{cm}$  的圆柱试件强度为准, 表列数值已进行适当换算, 以便比较。

从表中可看出, 本规范的混凝土轴心抗压强度设计值与前苏联规范(CH<sub>II</sub>Π2.05.03—

84)十分接近,与我国建工系统的《混凝土结构设计规范》(GBJ 10)比较,在 C15 ~ C35 部分是完全相同的;C40 ~ C60 则由于该规范对高强度混凝土的轴心抗压强度采用了 0.9 ~ 0.975 的折减系数,故本规范采用值大于《混凝土结构设计规范》(GBJ 10)规定值。

#### 4 混凝土轴心抗拉强度设计值

混凝土轴心抗拉强度的设计值  $f_{ctd}$  可按下式取值:

$$f_{ctd} = f_{ct} \exp(-\beta_{fct} \delta_{fct})$$

式中:  $\beta_{fct}$ ——混凝土结构极限状态设计式中混凝土轴心抗拉强度的分项可靠指标。

根据对铁路工程结构极限状态设计式的分析,我们可以偏安全地将混凝土轴心抗拉强度的分项可靠指标取为  $\beta_{fct} = 3.0$ 。关于变异系数,一般认为混凝土轴心抗拉强度(指结构中的强度)的变异性大于混凝土轴心抗压强度的变异性。根据国外有关资料,混凝土轴心抗拉强度的变异系数可取  $\delta_{fct} = 0.2$ ,故  $\delta_{ctd} = \delta_{ct} \times 0.5488$ 。

此外,考虑到结构构件的抗拉强度与试件强度之间的偏差类似于混凝土轴心抗压强度,取“结构构件换算系数”为 0.845,则结构构件的混凝土轴心抗拉强度  $f_{ct} = 0.845 \bar{f}_{ct}$ 。

综上所述,混凝土轴心抗拉强度设计值  $f_{ctd} = 0.5488 \times 0.845 \bar{f}_{ct} = 0.464 \bar{f}_{ct}$ ,而

$$f_{ct,k} = \bar{f}_{ct} (1 - 1.645 \delta_{fct}) = \bar{f}_{ct} (1 - 1.645 \times 0.2) = 0.671 \bar{f}_{ct}$$

则混凝土抗拉强度  $f_{ct}$  的材料分项系数  $\gamma_{ct}$  可用下式表达:

$$\gamma_{ct} = \bar{f}_{ct,k} / f_{ct,d} = 0.671 \bar{f}_{ct} / (0.464 \bar{f}_{ct}) = 1.446$$

考虑到混凝土的抗拉强度较抗压强度的离散性要大,为偏于安全起见,混凝土抗拉强度的材料分项系数  $\gamma_{ct}$  取为 1.5,则可得本规范表 5.2.3 之值。混凝土轴心抗拉强度设计值与各规范的比较见表 5-6。

表 5-6 混凝土轴心抗拉强度设计值  $f_{ctd}$  (MPa) 比较表

混凝土强度等级 轴心抗拉强度设计值 $f_{ctd}$	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
本规范采用值	0.93	1.13	1.33	1.47	1.67	1.80	1.93	2.07
GBJ 10—89 规范值	0.9	1.1	1.3	1.5	1.65	1.8	1.9	2.0
前苏联规范 (CH <sub>11</sub> Π2.05.03—84)值	*	0.85	0.95	1.1	1.15	1.25	1.3	1.4
	* *	1.4	1.6	1.8	1.95	2.1	2.2	2.3
CEB—FIP 模式规范(1990)	0.59	0.71	0.82	0.94	1.06	1.18	1.24	1.35

注: \* 此行数值为按第一种极限状态(强度和稳定性的计算)计算时的采用值。

\* \* 此行数值为按第二种极限状态(抗裂性与挠度的计算)计算时的采用值。

**5.2.4 混凝土的弹性模量**定义为应力-应变图原点处的切线模量,它近似等于快速卸载时曲线的割线的斜率,不包括初始塑性应变。在过去的规范中,混凝土的静压弹性模量常采用割线弹性模量来表达。此次修订是向国际规范的 CEB—FIP 模式靠拢。在 CEB—FIP



模式中对混凝土受压弹性模量列有两个参数,即  $E_c$  (切线弹性模量) 和  $E_{cs}$  (折减弹性模量),其中  $E_c$  用于按变形协调条件进行结构分析,而  $E_{cs}$  则用于弹性分析,以考虑初始塑性应变,本规范仅取  $E_c$ 。

混凝土静压弹性模量是以混凝土棱柱体(圆柱体)试件的试验结果为准,一般为混凝土受压弹性模量与混凝土轴心抗压强度的  $f^{1/3}$  呈线性比例关系,即

$$E'_c = k'_E f_{c,15}^{1/3}$$

式中:  $E'_c$ ——混凝土割线弹性模量;

$k'_E$ ——混凝土割线弹性模量  $E'_c$  与轴心抗压强度  $f_{c,15}^{1/3}$  的比值。

根据华东交通大学、上海铁道大学、铁道部科学研究院和其它一些单位混凝土弹性模量的试验资料分析,  $k'_E$  离散性很大,而且其试验结果均为割线弹性模量而非切线弹性模量。因此,在制定新的混凝土弹性模量标准值时,只能参考。故参照 CEB—FIP 模式规范(1990)中推荐的公式来拟定混凝土弹性模量标准值。

$$E_c = 10^4 f_{cm}^{1/3}$$

根据调查统计,各种强度等级的混凝土轴心抗压强度平均值  $f_{cm}$  如表 5-7 所列。

表 5-7 混凝土棱柱体抗压强度平均值  $f_{cm}$  (MPa)

混凝土轴心抗压强度平均值	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$f_{cm}$	17.4	21.6	25.8	29.6	33.8	37.9	41.8	45.5

据上表数值及上述表达式可得本规范表 5.2.4 的  $E_c$  值。

混凝土弹性应变的泊松比  $\gamma_c$  及剪切弹性模量  $G_c$  系参照 CEB—FIP 模式规范(1990)确定。

**5.2.5** 钢筋强度标准值的确定,对有明显物理流限的热轧钢筋,采用国家标准规定的屈服点;对无明显物理流限的钢筋,则采用国家标准规定的极限抗拉强度,所有标准值均具有不小于 95% 的保证率。钢筋强度设计值的确定,同样采用结构可靠指标分析及结合工程经验校准,经综合分析后确定。本规范对钢筋强度的设计值取整,对热轧 I、II 级钢筋 (HPB 235、HRB 335) 的材料分项系数  $\gamma_s$  取值 1.25。

**5.2.6** 钢筋混凝土中所用钢筋,仍取弹性模量  $E_s = 210\text{GPa}$  ( $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ )。

**5.2.7、5.2.8** 根据《砌体结构设计规范》和《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》(JTJ 022),结合公路隧道工程情况改编的,砌体的块体和砌筑砂浆,按材料力学性质划分为若干强度等级,强度等级的数值基本上与原来的“标号”数值相对应,但换算为法定计量单位“(MPa)或(N/mm<sup>2</sup>)”,并取整数表示(个别强度等级保留了一位小数)。其次,根据工程实践经验,对某些材料强度等级规定作了适当的调整。有关砌体性能的说明参见《砌体结构设计规范》。

对于龄期为 28d 的以毛截面计算的各类砌体的轴心抗拉、弯曲抗拉和抗剪强度设计

值在缺少实测资料时,可按表 5-8 采用。

**表 5-8 沿砌体灰缝截面破坏时的轴心抗拉、弯曲抗拉和抗剪强度设计值(MPa)**

序号	强度种类	破坏特征及砌体种类	砂浆强度等级			
			M15	M10	M7.5	M5
1	轴心抗拉	沿齿缝	0.11	0.10	0.08	0.06
2	弯曲抗拉	沿齿缝	0.17	0.16	0.13	0.10
		沿通缝	0.08	0.07	0.05	0.04
3	抗剪		0.25	0.23	0.20	0.16

**5.2.12、5.2.13** 喷射混凝土的极限强度,系参照国标《混凝土结构设计规范》及国标《锚杆喷射混凝土支护设计施工验收规范》的规定,考虑到喷射混凝土抗拉强度与抗压强度之比稍小于模筑混凝土,因而将抗拉极限强度适当降低。

喷射混凝土标准试件制作方法一般采用大板切割法,若采用非标准方法,则应在本工程所用原材料、配合比、工艺技术和养护等条件相同的情况下,作对比试验求得。

表 5.2.12、表 5.2.13 的内容来自《锚杆喷射混凝土支护技术规范》(GB)。

**5.2.14** 条文引自原规范,其中由于本规范对砌块材料作了强度等级的划分规定,而原规范与其没有对应关系,故此处砌体的性能参数未作调整。

**5.2.15** 对于石砌体和混凝土块砌体轴心及偏心受压的容许应力,本条文引自《铁路隧道设计规范》(TB 10003);当有实测资料时,应以实测资料为准。

## 6 荷载

### 6.1 一般规定

**6.1.1** 本条文对隧道结构上的荷载作出规定。表 6.1.1 所列荷载是在原《公路隧道设计规范》(JTJ 026)基础上,增加了结构附加恒载和水压力等两个永久荷载,并将施工荷载从偶然荷载类型移至其它可变荷载类型中。

结构附加恒载主要是指伴随隧道营运的各种设备、设施等的恒重,由于其长期作用于隧道结构,故属于永久荷载的范畴。水压力主要是针对在有水或含水地层中的隧道结构,应考虑水压力的影响,它属于永久荷载。

施工荷载是指施工阶段的某些外加力,如机械设备自重、人群、温度作用、吊扣或其它机具的荷载及在构件制造、运送、吊装时作用于构架上的临时荷载等。由于这种荷载是隧道施工过程中必然存在的临时荷载,将其放入偶然荷载中是不恰当的,因此本规范将其调整到可变荷载范畴。

鉴于目前对公路隧道结构的各类作用的统计分析研究尚不够全面和深入,因此本规范未按照结构可靠度设计原则,对公路隧道结构上的作用进行规定,要完善可靠度设计,必须作进一步的深入研究。

**6.1.2** 在确定隧道荷载时,应充分考虑对其影响的各项因素,包括隧道所处的地形、地质条件、埋置深度、结构特征和工作条件、施工方法、相邻隧道间距等,但由于荷载的不确定性,目前在大多数情况下仍按工程类比法确定。如施工过程中发现其与实际不符,应及时修正。对于地质复杂的隧道,为了了解和掌握隧道荷载的性质、大小及分布,宜通过实地量测确定荷载计算值及其分布规律。

**6.1.3** 在隧道结构上可能同时出现的荷载,按承载能力要求的检验进行组合时,主要考虑基本组合和偶然组合。

#### 1 荷载基本组合

组合一:结构自重 + 附加恒载 + 围岩压力

组合二:①结构自重 + 附加恒载 + 土压力 + 公路荷载

②结构自重 + 附加恒载 + 土压力 + 列车活载

③结构自重 + 附加恒载 + 土压力 + 渡槽流水压力

组合三:结构自重 + 附加恒载 + 土压力 + 施工荷载 + 温度作用力

## 2 荷载偶然组合

组合四:结构自重 + 附加恒载 + 围岩压力或土压力 + 地震作用或落石冲击力

按检验满足正常使用要求组合时,主要考虑长期效应组合和短期效应组合。

### 1) 荷载长期效应组合

①结构自重 + 附加恒载 + 围岩压力 + 混凝土收缩和徐变力

②结构自重 + 附加恒载 + 土压力 + 公路荷载、列车活载或渡槽流水压力

### 2) 荷载短期效应组合

结构自重 + 附加恒载 + 围岩压力或土压力 + 混凝土收缩和徐变力 + 温度荷载 + 冻胀力

**6.1.5** 本条文所提的特殊荷载是指在 6.1.1 条中未列出的、而又有可能出现的其它所有荷载。由于对一切出现机率很小的荷载全部列出既有困难,也没有必要,故在此条中加以概括。

## 6.2 永久荷载

**6.2.1 ~ 6.2.4** 深埋隧道和浅埋隧道的围岩压力计算系原规范的规定。但原计算公式中的“围岩类别”,按照国家标准《工程岩体分级标准》(GB 50218)和本规范第 3 章围岩分级的规定,修正为相应的“围岩级别”。

**6.2.5** 根据偏压隧道的调查,大多数偏压隧道处于洞口段,属于地形浅埋偏压;在洞身偏压较少,且多属于地质构造偏压。在确定作用于隧道衬砌上的偏压力时,应视地形、地质条件以及外侧围岩的覆盖厚度确定。

**6.2.6** 回填土压力的计算分两种情况,一是按无限土体计算,一是按有限土体计算。当地层无侧压力、开挖边坡稳定、其开挖边坡坡率陡于按有限土体计算得出的最大侧压力开挖坡率时,可根据实际开挖边坡,按有限土体计算其侧压力。反之,当开挖边坡坡率缓于或等于按有限土体计算得出的最大侧压力开挖坡率时,其侧压力按无限土体计算。

**6.2.7** 关于土压力理论和计算,目前与实际情况还有一定的差距,但在没有更为成熟的计算理论和方法的情况下,对于洞门墙背的主动土压力当前一般仍可按库仑理论计算。

## 6.3 可变荷载

**6.3.1** 当隧道结构承受汽车荷载时(如上方有道路通过的明洞等),应按现行《公路桥涵设计通用规范》(JTJ 021)或《城市道路桥涵设计规范》的有关规定计算。

**6.3.2** 设计山岭公路隧道时,一般不考虑铁路列车活载,只有隧道结构构件承受列车活载时(如上方有铁路通过的明洞、深基础明洞的外墙等),才应按照现行《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1)的有关规定计算。

**6.3.3** 混凝土收缩的原因,主要是由于水泥浆凝结而产生的,也包括了环境干燥所产生的干缩现象。研究混凝土收缩问题,往往需要考虑混凝土徐变的影响。混凝土收缩使构件本身产生应力,而这种应力的长期存在使混凝土发生徐变。

影响混凝土徐变的因素很复杂,如组成混凝土成分的性质、数量及质量,结构物的加载龄期及所处的气候条件等,考虑到结构物施工及工作条件的差异,本条规定应按照实际资料计算,如果资料缺乏,按照弹性体进行计算,近似地采用混凝土的弹性模量的 0.7 和 0.45 倍,将是偏于安全的。

**6.3.5** 施工荷载是指结构构件在就地建造、安装时,作用在构件上的临时荷载。包括结构重、机械设备自重、人群、温度作用、吊扣或其它机具荷载,以及构件在制造、运送、吊装时作用于构件上的荷载。该类荷载主要用于施工阶段的验算,其取值应根据施工阶段、施工方法和施工条件的实际情况确定。

## **6.4 偶然荷载**

**6.4.1** 由于落石冲击力的计算,目前研究还不够深入,实测资料也很少,故对其计算未作规定,具体设计时主要通过现场量测确定,必要时可采用简化计算方法对其进行验证。

# 7 洞口及洞门

## 7.1 一般规定

**7.1.1** 合理地选择洞口位置,是保护环境和保证顺利施工、安全营运及节省工程造价的重要条件。近年来,公路建设已重视洞口位置的选择,但仍有不足之处。隧道洞口处岩层破碎、松散,风化较为严重,地质条件一般较差。洞口施工或路堑开挖时破坏了山体原有的平衡,容易产生坍塌、顺层滑动等,并且还可能存在洞口各部位与相关工程施工干扰、洞口弃渣处理不当,以及占用农田、影响居民生活等问题。

条文针对目前隧道洞口存在的问题,根据施工技术的进步和条件的改善等情况,提出了“洞口位置应根据地形、地质条件,同时结合环境保护、洞外有关工程及施工条件、营运要求,通过经济、技术比较确定。”

隧道洞口位置受地形或气象的影响,一般有以下几种形式(见图 7-1):

- 1)坡面正交型——这是一种隧道轴线与坡面正交的形式,最为理想。
- 2)坡面斜交型——隧道轴线与坡面斜交进入,边坡切面与洞门为非对称,往往存在偏压,应讨论洞门形式和偏压的影响。
- 3)坡面平行型——是一种极端的斜交情况,隧道在较长区段的单边覆盖层较薄,特别应考虑偏压,往往容易出问题,应尽量避免这种形式。当出现这种情况时,可按图 7-2 考虑。

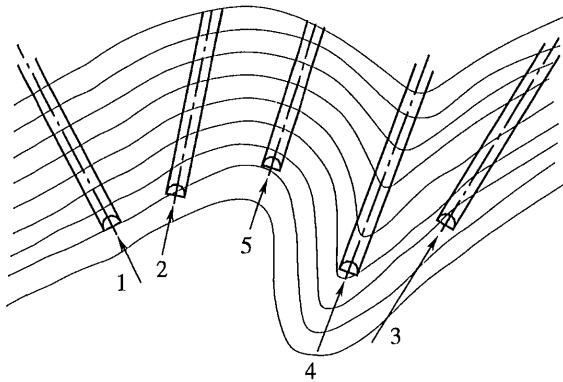


图 7-1 隧道洞口轴线与地形的关系

1-坡面正交型;2-坡面斜交型;3-坡面平行型;4-山脊突出部进入型;5-沟谷部进入型

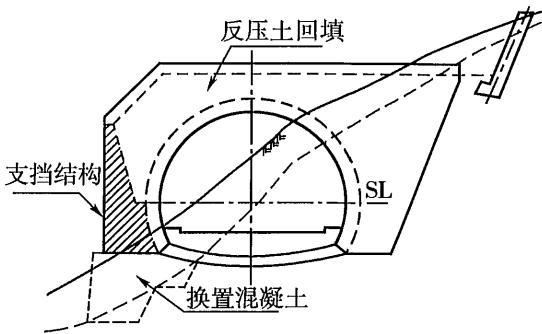


图 7-2 反压回填处治偏压的工程例

4)山脊突出部进入型——山脊突出部一般是稳定的,但山脊突出部的背后侧可能存在断层,应注意。

5)沟谷部进入型——存在岩堆等不稳定堆积层,地下水位较高,泥石流、雪崩等自然灾害容易发生。

洞口轴线应尽量与坡面正交。采取斜交时,洞口覆盖层厚不应小于 $2\sim 3\text{m}$ ,其边、仰坡应采取喷锚支护加固。

**7.1.2** 本条文提出隧道“早进洞、晚出洞”这一技术原则,旨在不破坏原有的地表形态,确保边坡及仰坡的稳定,保护环境。

## 7.2 洞口工程

**7.2.1** 在选择隧道位置时,必须重视洞口位置的选择。洞口选择不当会造成洞口坍方,长期不能进洞或病害整治工程大,不易根治而留隐患。洞口位置选择的基本要求是:①地质条件较好;②隧道轴线尽量垂直或接近垂直地形等高线。

鉴于洞口出现的问题多为边坡、仰坡失稳坍塌,对环境造成破坏,并严重威胁施工安全,阻碍顺利施工,所以最大限度地降低边仰坡高度,控制暴露面范围是十分必要的,也是隧道工程设计及施工技术发展和国家环境保护政策、法规的要求。

在路线遇到沟渠时应慎重处理,当路线横沟进洞时,设置桥涵净空不宜过小,以免留有后患。当地形条件不适于设置桥涵时,结合地形、地质情况、水流大小,经过技术经济比较,采取相应的工程措施。

1)扩大洞门墙顶水沟,将水引离隧道。

2)利用明洞洞顶作过水渡槽引接。

3)洞顶水沟流量大,对隧道施工、营运不利时,应结合地形、地质条件,改沟排出。

洞口线路沿沟进洞时,往往地质条件差,极易产生坍方、滑移等病害,应尽量避免。当路线必须通过时,应采取妥善的支挡防护措施并认真做好防排水工作。

**7.2.2** 为保证洞口工程质量和施工、营运安全而规定本条文。当洞口山坡局部土石失稳,或有危石时,采取清刷、支挡措施在施工前比较容易,也可保证施工安全,不留后患。洞口仰坡及边坡土石有剥落可能时,坡面应予以防护,否则营运期间的养护维修工作量很大。

在不良地质地段,如遇有落石、坍塌、掉块威胁线路安全时,宜早进洞或加接明洞,还可以设柔性钢丝网防护。对于有些大型危石和集中落石区,根据具体情况分别采用清除、支顶、锚杆、锚索加固等措施处理,保证隧道安全营运。

如遇较严重的泥石流地段,多采用隧道或明洞等方式绕避。洞顶若有冲沟通过,则宜加接明洞作渡槽引渡。

经验证明,用明洞遮拦危石、支挡滑坡、引渡泥石流或水沟等,为路线通畅起到一定作

用。

7.3 洞门工程

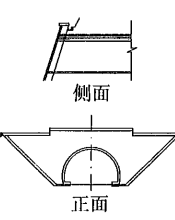
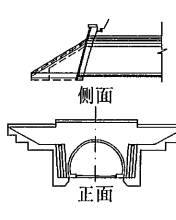
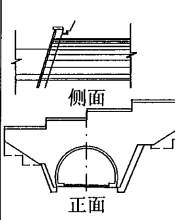
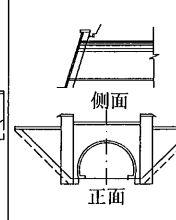
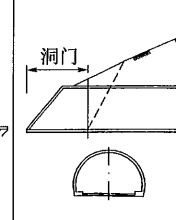
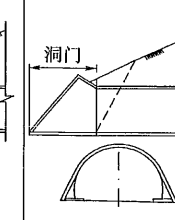
7.3.1 洞门结构形式的要求

洞门是隧道两端的外露部分,也是联系洞内衬砌与洞口外路堑的支护结构,应保证洞口附近的边坡和仰坡的稳定。洞门也是标志隧道的建筑物,与隧道规模、使用特性以及周围建筑物、地形条件等要相协调,所以“隧道应修建洞门”。

洞门的形式很多,从构造形式、建筑材料以及相对位置等可以划分许多类型。目前,我国公路隧道的洞门形式有:端墙式、翼墙式、台阶式、柱式、削竹式、喇叭口式等。

洞门的形式及特点见表 7-1。

表 7-1 隧道洞门的形式与特征

项目	端墙式	翼墙式	台阶式	柱式	削竹式	喇叭口式
形式						
适用的围岩条件	轴线与坡面基本正交,边、仰坡坡率为 1:0.3~1:0.5	边、仰坡坡率为 1:0.75~1:1.5	边、仰坡坡率为 1:0.5~1:1.25	边、仰坡坡率为 1:0.5~1:0.75	洞门周围地形平缓	地形、地质条件较好,洞口周围开阔; 积雪地带易吹入雪
特征	易于施工	抗滑、抗倾覆性能较好	可减少靠山侧仰坡开挖高度,一般与偏压衬砌配合使用	洞口受地形限制,无法布置翼墙式洞门	模型板、配筋较费事,耗资较大	模型板、配筋费事,耗资大
景观	壁面面积大,两侧需降低其亮度(修凿打毛壁面);有重量感,行车易感到压抑	壁面面积大,两侧需降低其亮度(修凿打毛壁面);有重量感,行车易感到压抑	壁面面积较大,两侧需降低其亮度(修凿打毛壁面);有重量感,行车易感到压抑	较为雄伟	修饰周围的景观,使洞门与之协调	对车辆行驶的影响小;最适合洞口周围地形

洞门形式应美观醒目,这是因为洞门的造价只占隧道总造价的较小部分,隧道的标志



在洞门,洞门美观合理与否直接影响对隧道工程的评价。特别是位于城镇、风景区附近的隧道,行人及旅游者多,车辆也多,设计一个好的洞门,将给人留下美的感受。

**7.3.3** 洞口仰坡坡脚至洞门墙背应有一定的水平距离,以防仰坡土石掉落到路面上,危及安全。洞门端墙与仰坡之间、水沟底与衬砌拱顶外缘之间要求一定高度,以免落石破坏拱圈。洞门墙顶应高出仰坡脚,以防水流溢出墙顶,也可防止掉落土石弹出。水沟底下填土如果不夯实,则会使水沟变形,产生漏水,影响衬砌强度。

洞门墙应根据情况设置伸缩缝、沉降缝和泄水孔,以防止洞门变形。洞门墙的厚度可按计算并结合其它工程类比确定,但墙身厚度最小不得小于 0.5m。

“洞门墙基础必须置于稳固地基上”,这是因为通常洞门位置的地形、地质条件比较复杂,有的全为松散堆积覆盖层,有的半软半硬,有的地面倾斜陡峻,为了保证建筑物稳固,作此规定。

洞门墙基础必须埋入地基一定深度(地基面以路面边缘计算),埋入深度视地质情况好坏确定,保证结构物稳定。基础设置在岩石上时,应清除表面强风化层;当风化层较厚难于全部清除时,可根据地基的风化程度及相应的地基容许承载力,将基底埋在风化层中。斜坡岩基应挖台阶,以防墙体滑动,岩基的废渣均应清除干净,这样才能确保洞门稳定。在松软地基上,地基强度偏小时,可根据情况采用扩大基础、换土、桩基、压浆加固地基等措施。

一般冻胀性土壤的特点是:冻结时土壤隆起、膨胀力大,而解冻时由于水融作用,土壤变软后沉陷,建筑物相应下沉,产生衬砌变形。条文根据公路工程一般设置基础的经验,要求基底设在冻结线以下不小于 0.25m(所指的冻结线为当地最大的冻结深度)。如果冻结线较深,施工有困难,可采取非冻结性的砂石材料换填,也可采用设置桩基等办法。不冻胀土层中的地基,例如岩石、砾石、卵石、砂等,埋置深度可不受冻结深度的限制。

## 8 衬砌结构设计

### 8.1 一般规定

**8.1.1** 公路隧道作为道路工程永久性构筑物,应避免隧道围岩日久风化和水的侵蚀,产生松弛、掉块、坍塌甚至围岩失稳,危及行车安全;隧道建成后能适应长期营运的需要。隧道投入营运后,补作衬砌、加固围岩非常困难,技术、经济、安全方面都是不合理的,因此,条文规定“隧道应作衬砌”。

隧道支护衬砌有:喷锚衬砌、整体式衬砌、复合式衬砌。

1 喷锚衬砌是①喷混凝土支护、②喷混凝土+锚杆支护、③喷混凝土+锚杆+钢筋网支护、④喷混凝土+锚杆+钢筋网+钢架支护的统称,是一种加固围岩,控制围岩变形,能充分利用和发挥围岩自承能力的支护衬砌形式,具有支护及时、柔性、紧贴围岩、与围岩共同变形等特点,在受力条件上比整体式衬砌优越,对加快施工进度,节约劳动力及原材料,降低工程成本等效果显著,能保证围岩的长期稳定。但是,由于喷锚衬砌刚度较小,在围岩自稳能力较差的IV~VI级围岩中,稳定性和防止水侵蚀方面经验不多,材料及施工工艺还有待进一步提高,因此,在IV~VI级围岩中不宜单独采用喷锚支护作永久衬砌。

2 整体式衬砌是被广泛采用的衬砌形式,有长期的工程实践经验,技术成熟,适应多种围岩条件。因此,在隧道洞口段、浅埋段及围岩条件很差的软弱围岩中采用整体式衬砌较为稳妥可靠。

3 复合式衬砌是由内外两层衬砌组合而成,第一层称为初期支护,第二层为二次衬砌,初期支护与二次衬砌之间夹防水层,我国高等级公路隧道已普遍采用复合式衬砌。

复合式衬砌的初期支护采用喷锚支护,二次衬砌采用模筑混凝土衬砌。其优点是能充分发挥喷锚支护快速、及时、与围岩密贴的特点,充分发挥围岩的自承能力,使二次衬砌所受的力减到最小。

复合式衬砌在初期支护与二次衬砌之间铺设防水层,解决隧道衬砌渗漏水问题;二次衬砌通常采用模筑混凝土衬砌,具有长期可靠的作用,能保证隧道内壁平整,满足隧道对外观的基本要求。

不同公路等级、不同交通流量的隧道,技术标准要求不一样,其衬砌的可靠性和防水要求也不同。复合式衬砌具有较高的结构承载能力、耐久性和防水性能;二次衬砌采用模筑混凝土,外观成型较好。因此条文规定,在高速公路、一级公路、二级公路中的隧道衬砌应采用复合式衬砌。三级及三级以下公路隧道等,由于交通量较小,使用频率较低,当围岩条件较好时,为控制投资,可采用喷锚衬砌。

隧道洞口段是指隧道洞口暗挖进洞一定长度段,覆盖层厚度小于2倍毛洞开挖宽度(见图8-1),一般较洞身围岩条件差,埋深浅,受地形、环境条件影响较大,如地表水、气候等影响。洞口段要求具有很高的抗风化能力和耐久性。喷锚衬砌在稳定性和防止水侵蚀方面经验不多,材料及施工工艺还有待进一步提高。所以条文规定“隧道洞口段应采用复合式衬砌或整体式衬砌”。

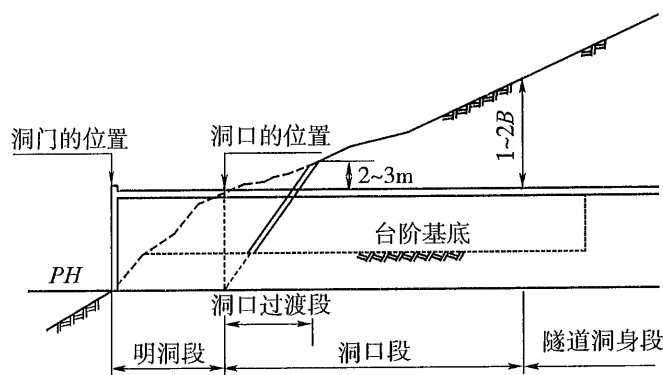


图 8-1 隧道洞口段  
B-开挖断面宽度(m)。

**8.1.2** 最大限度地利利用和发挥围岩的自承能力是隧道衬砌结构设计应遵守的基本原则。隧道围岩自身具有一定的结构作用,通过一些工程措施和合理的衬砌形式使围岩的这一特性得以充分发挥,达到节省工程投资的目的。隧道衬砌是永久性的重要建筑物,营运中一旦破坏很难恢复,维护费用很高,给交通运营管理带来极大困难。因此,要求衬砌具有足够的强度和稳定性,保证隧道长期安全使用,不产生病害。

**8.1.3** 衬砌结构类型和尺寸的影响因素十分复杂,设计中应在满足使用要求的前提下,因地制宜地进行设计。隧道围岩级别、埋置深度、施工条件和施工方法直接影响到围岩的应力状态和结构受力。公路隧道衬砌结构设计目前仍以工程类比法为主,但由于地质条件复杂,不同围岩地质条件自身的承载能力不同,并与隧道开挖方式、支护手段和支护时间密切相关,有时单凭工程类比还不足以保证设计的合理性和可靠性,还应进行理论验算。隧道设计阶段,设计者难以准确预测各种复杂条件,在工程实施过程中,应该通过现场监控量测,观测围岩与初期支护的变形变化,掌握围岩动态及支护结构受力状态,调整支护参数。围岩地质条件好,围岩变形小或变形趋于稳定,可适当减少支护;反之,应增强支护,实行动态设计。对重要工程、特殊地段、工程类比无可借鉴时,可通过试验确定。

#### 8.1.4 衬砌设计规定说明如下:

1 隧道及地下工程衬砌断面形式常用的有曲墙拱形衬砌和直墙拱形衬砌。公路隧道一般跨度较大,荷载、变形也较大,根据大量工程实例和力学分析表明,公路隧道曲墙拱形衬砌较直墙拱形衬砌结构受力合理,围岩及结构稳定性较好,抵抗侧压力的能力较强,适应多种围岩条件;在严寒地区调查,曲墙式衬砌隧道,墙部破坏的情况远小于采用直墙

式衬砌的隧道。

对于车行横通道、人行横通道、通风道等断面较小的隧道及风机洞室、工作室,一般地质条件较好,对净空断面有特殊要求,可采用直墙拱形衬砌。

2 在 IV ~ VI 级围岩条件下,围岩自稳能力差,侧压力较大,地基承载力弱,为保证结构整体安全,控制沉降,采用有仰拱的封闭式衬砌断面。设置仰拱以后,不仅满足了地基承载力的要求,也能够减小沉降变形,抵抗较大的侧压力,调整围岩和衬砌的应力状态,保持隧道围岩和衬砌结构的稳定。

隧道断面越大,围岩自稳能力越差,围岩变形也越大。所以,IV ~ VI 级围岩两车道隧道、III 级围岩三车道以上隧道宜采用有仰拱的衬砌断面形式。

在工程实际中,有很多情况(特别是洞口段)拱部围岩条件很差,甚至还需采用管棚等辅助工程措施,但边墙脚及以下的地质条件很好,基底承载能力和稳定性均能满足结构受力要求,这时,为节约投资,减少施工干扰,可不设仰拱。所以,规范提出,在隧道边墙底以下围岩为坚硬整体岩石(I、II、III 级围岩)时,可不设仰拱。

3 隧道洞口段一般埋置较浅,地质条件较差,受环境影响较大,岩石易风化,围岩长期稳定性较洞内差,衬砌受力情况也较洞内不利,有时还须承受仰坡方向的纵向推力,因此,洞口段应设加强衬砌。加强衬砌的设计通常是将洞口围岩级别降低一级考虑。加强段长度应根据洞口地形条件、地质条件、埋深、隧道跨度确定,一般应不小于 1 倍洞跨。

4 洞身围岩地质条件不同,围岩压力和变形也不相同,加上围岩级别分界里程很难准确划分,围岩级别的变化有时是渐变的,围岩较差段的衬砌向围岩较好段延伸是使衬砌能适应这种条件变化,起过渡作用。

5 偏压衬砌段向一般衬砌段延伸也是基于上述原因考虑。

6 隧道内交叉口是指两相交洞室在拱部相交的岔洞结构,受力关系复杂,计算和施工都比较繁琐,为保证岔洞结构的安全,条文规定宽度大于 3.0m 的车行横洞、避难支洞及通风横通道等与主洞的交叉段,其交叉部位在主洞拱部或侵入拱部的衬砌段应作加强处理。交叉段范围应是交叉口边缘向各交叉洞延伸,主洞延伸长度不小于 5m,横洞延伸长度不小于 3m,是为了保证交叉段的结构稳定,如图 8-2。

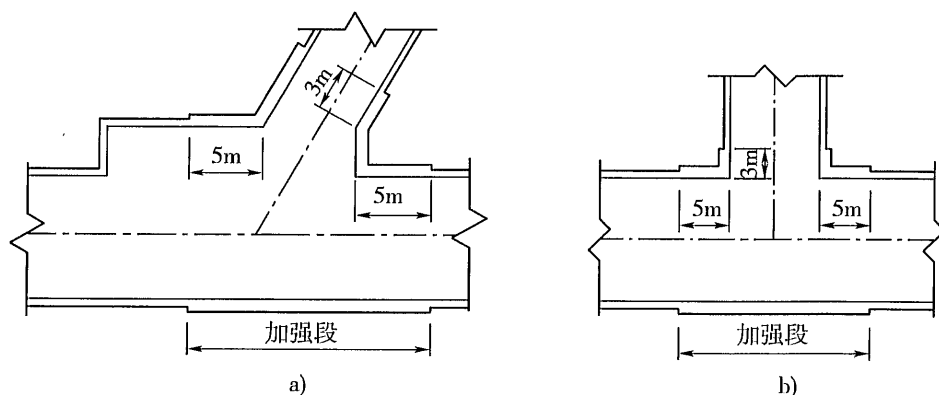


图 8-2 交叉口部

人行横通道、消防设备洞、控制柜等断面较小的洞室,在主洞边墙部位与主洞相交,跨度和高度一般小于 2.0m,可以不作特殊考虑。

## 8.2 喷锚衬砌

喷射混凝土是利用泵或高压风作动力,把混凝土混合料通过喷射机、输料管及喷头直接喷射到隧道围岩壁上的支护方法。喷射混凝土是在隧道开挖后立即施工,以覆盖围岩壁面,维护隧道围岩稳定的结构物,具有不需模板、施作速度快、早期强度高、密实度好、与围岩紧密粘结、不留空隙的突出优点。隧道开挖后及时施作喷混凝土支护,可以起到封闭岩面、防止风化松动、填充坑凹及裂隙、维护和提高围岩的整体性、帮助围岩发挥自身的结构作用、调整围岩应力分布、防止应力集中、控制围岩变形、防止掉块、防止坍塌的作用。

锚杆支护是喷锚支护的主要组成部分,是一种锚固在岩体内部的杆状体,锚杆支护是通过锚入岩体内部的钢筋,与岩体融为一体,达到提高围岩的力学性能,改善围岩的受力状态,实现加固围岩、维护围岩稳定的目的。根据大量试验和工程实践表明,锚杆对保持隧道围岩稳定、抑制围岩变形发挥很好作用。利用锚杆的悬吊作用(图 8-3)、组合拱作用(图 8-4)、减跨作用、挤压加固作用(图 8-5),将围岩中的节理、裂隙窜成一体,提高围岩的整体性,改善围岩的力学性能,从而发挥围岩的自承能力。锚杆支护不仅对硬质围岩,而且对软质围岩也能起到良好的支护效果。

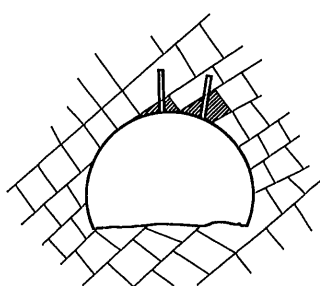


图 8-3 悬吊作用

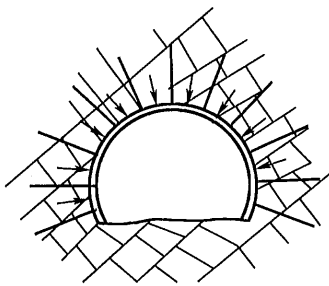


图 8-4 组合拱作用

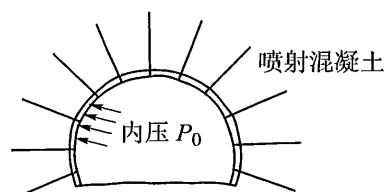


图 8-5 挤压加固作用

为了充分发挥锚杆对围岩的支护作用,从技术上要求:第一要紧跟开挖面及时安装系统锚杆;第二要确保锚杆全长注浆饱满,与岩体连成整体;第三要求锚杆达到使用耐久,避免松弛、锈蚀、腐蚀损坏。

**8.2.1** 由于喷射混凝土的收缩,若其厚度小于 50mm,喷层中粗集料的含量甚少,容易引起收缩开裂。同时,喷层过薄也不足以抵抗岩块的移动,常出现局部开裂和剥落。近几年来,国内一些部门对喷射混凝土支护作用情况进行了调查,喷射混凝土支护层产生局部开裂和剥落者,其厚度多在 50 mm 以下,因此,条文规定喷射混凝土支护的厚度不应小于 50mm。

为发挥围岩的自承作用,要求喷层具有一定的柔性。一般喷射混凝土厚度不宜超过

250mm。施工时要求分几次喷射达到设计厚度。对于三车道以上的大断面隧道,喷混凝土层相对柔性大,喷射混凝土厚度可适当加大,但不宜大于 300mm。对 V、VI 级不稳定的围岩,一般须设钢架支护,钢架的截面高度达到 220mm 时,加上保护层厚度,喷层最大厚度可为 300mm。

**8.2.2** 喷射混凝土内布设钢筋网,有利于提高喷混凝土的抗剪和抗弯强度,提高喷混凝土的抗冲切能力、抗弯曲能力,提高喷混凝土的整体性,减少喷混凝土的收缩裂纹,防止局部掉块。钢筋网喷混凝土的施工顺序是:先初喷混凝土,铺挂钢筋网,再复喷混凝土,覆盖钢筋网。对钢筋网喷射混凝土衬砌设计规定如下:

1 实践表明,当钢筋间距小于 150mm,喷射混凝土回弹大,且钢筋与壁面之间易形成空隙,不易保证钢筋网喷混凝土的密实性;当钢筋间距大于 300mm 时,则将大大削弱钢筋网在喷射混凝土中的作用,因此,规定钢筋网的钢筋间距为 150 ~ 300mm。可采用 150mm × 150mm、200mm × 200mm、200mm × 250mm、250mm × 250mm、250mm × 300mm、300mm × 300mm 的组合方式。

2 钢筋网搭接长度与钢筋混凝土结构中的钢筋搭接要求是一致的,即钢筋绑扎搭接长度为  $30d$  ( $d$  为钢筋直径)。也可按 1 个网格宽度控制搭接长度。

3 钢筋保护层厚度不应小于 20mm,这与普通钢筋混凝土的规定是一致的。当采用双层钢筋网时,保持两层钢筋网之间的距离有利于发挥钢筋网的效率。

4 钢筋网要求一定的保护层厚度,钢筋铺设位置不可能十分准确,所以,钢筋网喷射混凝土厚度不得小于 80mm,双层钢筋网的喷射混凝土厚度不得小于 150mm,是为了保证钢筋网既要有足够的保护层厚度,又要保持两层钢筋网间的距离。

5 钢筋网宜与锚杆绑扎连接或焊接才能固定在岩面上,如没有锚杆,也应采用长度不小于 0.5m 的短锚杆固定钢筋网。

**8.2.3** 喷射混凝土内添加一定数量的钢纤维,各项性能都优于普通喷射混凝土,特别是它具有良好的韧性(即从加荷开始直至试件完全破坏所作的总功,常以荷载-挠度曲线与横坐标轴所包络的面积表示),比素混凝土提高 10 ~ 50 倍,抗冲击能力比素混凝土提高 8 ~ 30 倍。在围岩变形大、自稳性差的软弱围岩、膨胀性围岩地段,可以采用钢纤维喷射混凝土支护。

1 钢纤维喷混凝土的力学性能随钢纤维掺量的提高而提高,但掺量增大,搅拌的均匀性及喷射流畅性会发生困难。实际上钢纤维的掺量主要是由喷混凝土的工艺决定的,钢纤维掺量超过混凝土干混合料质量的 4%,搅拌的均匀性和喷混凝土施工中的流畅性变差,回弹增加。因此,钢纤维的掺量每立方米喷混凝土宜为 33 ~ 96kg,即混凝土干混合料质量的 1.5% ~ 4%。

2 掺加钢纤维后,喷混凝土的力学性能显著提高,在钢纤维掺量为 40 ~ 60kg/m<sup>3</sup> 时,与不掺钢纤维的混凝土相比,抗压强度增加 10.3% ~ 22.3%;劈裂强度增加 41% ~ 68.8%。喷混凝土添加钢纤维是为了提高喷混凝土的强度和抗裂性能。因此,要求钢纤

维喷混凝土的设计强度等级应不低于 C25。

**8.2.4** 合成纤维喷混凝土是指由化工原料制成的具有一定抗拉强度的细长纤维(如聚丙烯纤维)掺进喷混凝土内,对喷混凝土的抗拉强度、韧度、抗裂性能有显著提高,而对混凝土的施工工艺没有影响。目前合成纤维的种类不同,性能参数不一样,掺量的多少也影响喷混凝土的力学性能,经验不多,尚难统一,所以应根据试验确定。掺加合成纤维对提高混凝土的抗压强度效果不明显,所以合成纤维喷混凝土的抗压强度要求与一般喷混凝土一样。

高性能喷射混凝土是近几年来出现的新材料,在欧洲采用较多,具有较高的强度、耐久性和很好的防水性能,在我国才刚刚起步。高性能喷射混凝土,是在钢纤维喷混凝土的基础上,增加少量纤维、微硅粉、矿渣粉、粉煤灰、高效减水剂等成分形成的高强度等级、高抗渗性及高耐久性的喷混凝土衬砌,适用于各级围岩无水段。在围岩变形已稳定的基础上,复喷 8~12cm 的高性能混凝土形成单层喷混凝土衬砌,特别适用于高烈度地震区的隧道衬砌结构。高性能喷射混凝土的设计强度等级为 C40、C50;抗渗指标  $\geq$  B12。从已经应用的工程看有一定的效果,但工程应用还不多,所以须经试验后采用。

**8.2.5** 锚杆的种类、长度、间距是锚杆支护设计的重要参数,应根据隧道围岩地质条件、隧道断面大小、锚杆的作用、施工条件等合理选择。锚杆按作用原理分为四类:全长粘结型锚杆、端头锚固型锚杆、摩擦型锚杆、预应力锚杆。

#### 1 全长粘结型锚杆

用水泥砂浆或树脂作填充粘结剂,使锚杆和孔壁岩石粘结牢固,提供摩擦阻力,阻止岩体位移,并通过安装在孔口上的托板、螺母对岩壁的约束力来抑制围岩变形和承受围岩松弛荷载。其锚固性能可靠,具有长期锚固效果。目前在地下工程中使用最广的是水泥砂浆锚杆和早强水泥砂浆锚杆,这种锚杆最重要的指标是全长粘结效果。普通水泥砂浆锚杆、早强水泥砂浆锚杆、树脂锚杆、水泥卷锚杆、中空注浆锚杆和自钻式注浆锚杆都要求锚孔内注满砂浆。它能增强锚杆的抗剪、抗拉和防钢筋腐蚀作用。系统锚杆和局部锚杆都可采用这类锚杆。近来,国内又研制开发了新型全长粘结型锚杆——组合式锚杆,这种锚杆的特点是在工艺上提高了锚杆砂浆的饱满度,保证全长粘结效果。

#### 2 端头锚固型锚杆

通过锚杆的机械式锚固或粘结式锚固,将锚杆前端锚固于锚杆孔底部岩体,通过孔口托板及螺母使锚杆受拉,对孔口附近围岩施加径向约束力。锚杆受力大小取决于锚头的锚固强度。这种锚杆主要有机械锚固锚杆、树脂锚固锚杆、快硬水泥卷端头锚杆。

机械式锚杆又分为楔缝式锚杆、胀壳式锚杆和倒楔式锚杆。

楔缝式锚杆是锚固方式最简单的锚杆。安装时楔块打入锚头的楔缝中,使锚头劈开,岩体受挤压而起锚固作用。锚杆长 2~4m,楔缝宽 2~3mm,楔缝长 150~200mm,楔块比楔缝短 20mm,锚杆孔直径比杆体直径大 8~12mm。其锚固力在页岩、板岩中为 20~50kN,在砂岩、灰岩中可达 60~90kN。

胀壳式锚杆,在锚杆前端有一个锥形塞,用丝扣连接在锚头上,胀壳在锥形塞外面,转动杆体使锥形挤压胀壳,把胀壳张开与孔底岩石挤紧起锚固作用。安装时不用锤击,故杆体可较楔缝式锚杆稍细。钻孔直径一般比锚头外径大 $1\sim 6\text{mm}$ ,锚头与孔壁的接触面积较大,故比楔缝式锚杆的锚固力要大,其锚固力一般为 $60\sim 300\text{kN}$ 。当不注浆作临时支护时,杆体和托板尚可回收。

倒楔式锚杆,其原理和胀壳式锚杆类似,杆体前端连接一固定楔,外面有活动倒楔(用铁丝将活动倒楔捆在固定楔上,一起送入孔底)。安装时用锤击活动倒楔,使之与岩体挤紧起锚固作用。其锚固力比楔缝式大、比胀壳式小,介于两者之间。

机械式锚杆可用于硬岩支护中,粘结式端头锚固锚杆除用于硬岩和中硬岩外,也用于软岩。

### 3 摩擦型锚杆

摩擦型锚杆是将锚杆强行压入比其直径略小的钻孔后,管体受围岩约束而产生径向张力,使孔壁产生压力,挤压岩体,从而使孔壁与锚杆间产生静摩擦力(即锚固力),阻止岩体位移,同时,锚杆末端托板在安装时紧压孔口岩面,对围岩产生压力,使锚杆周围岩体处于三向应力状态,形成梨形压力球,增加围岩的稳定性。这种锚杆主要有缝管锚杆、楔管锚杆、水胀锚杆。

目前国内应用的有缝管式(全长摩擦型)和楔管式(局部摩擦型)两种锚杆,前者用得较多。缝管式锚杆是沿纵向开缝的钢管,前端做成尖头,尾端焊接钢托板,杆体用HRB335和HRB400钢管,外径 $38\sim 45\text{mm}$ ,缝宽 $13\sim 18\text{mm}$ ,管壁厚 $2.75\sim 3.25\text{mm}$ ,钻孔直径应小于杆体外径,托板宜用Q235碟形钢板,板厚不小于 $8\text{mm}$ ,尺寸不小于 $120\text{mm}\times 120\text{mm}$ 。杆体极限抗拉力不小于 $120\text{kN}$ ,托板与管壁焊接处的抗拉力不小于 $80\text{kN}$ ,初始锚固力不应小于 $25\text{kN/m}$ 。当需要较高的初始锚固力时,可采用端头锚固的缝管锚杆或楔管锚杆。

### 4 预应力锚杆

应用端头锚杆,在锚孔口部对锚杆施加拉力,并用垫板和螺栓锁口,紧压孔口岩面,使围岩产生径向压力,约束围岩变形,对改善围岩的力学性能,特别是提高岩体结构面的摩擦力很有帮助。

**8.2.6** 作永久支护的锚杆,必须保证锚杆长期作用效果,锚杆体和钢筋混凝土中的钢筋一样需要一定的保护层,孔内注满水泥砂浆或树脂,不仅仅是保证砂浆与锚杆、砂浆与孔壁的摩擦力,保证锚杆与围岩共同工作,同时也是锚杆的保护层。其它形式的锚杆,由于地下水或潮湿空气作用而使锚杆锈蚀,因围岩蠕变而使锚杆松弛降低锚固力,所以不能作为永久支护。预应力锚杆仅用于临时支护,当作永久支护时,须向锚杆孔内压注水泥砂浆或采取其它防腐蚀措施。

**8.2.7** 对自稳时间短的围岩,采用全粘结树脂锚杆或早强水泥砂浆锚杆是为了发挥锚杆的早期作用。



**8.2.8** 锚杆外露端头设托板,安装时紧贴孔口岩面,对围岩产生径向约束力,能增大锚杆的作用范围,使锚杆的作用效果大大提高。为充分发挥托板效果,托板尺寸应不小于  $150\text{mm} \times 150\text{mm} \times 6\text{mm}$ 。

**8.2.9** 系统锚杆主要是对围岩起整体加固作用,使围岩在一定深度范围内形成拱形承载结构,充分发挥围岩岩体抗压强度高的特点,发挥围岩的自承能力,在围岩条件较差时应采用系统锚杆。

1 一般情况下系统锚杆应沿隧道开挖轮廓线径向布置。但必须注意,锚杆与岩体主结构面、岩层层面平行或交角太小,锚固效果较差,锚杆的组合拱作用效果不好。成大角度布置,可以把不利结构面或岩层“串”在一起,共同参与工作。

2 系统锚杆布置方式有梅花形排列和矩形排列,见图 8-6。

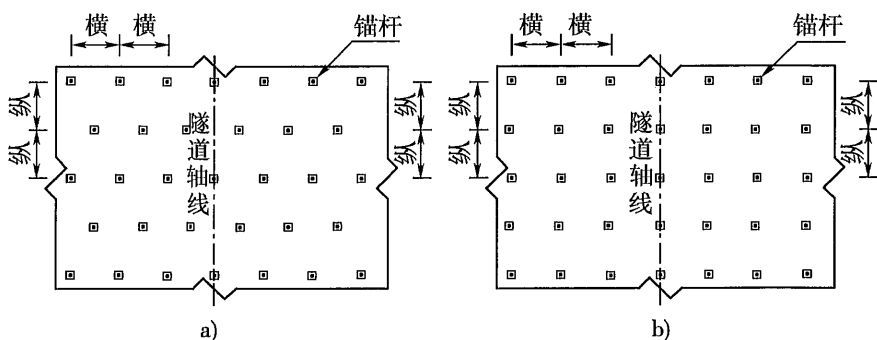


图 8-6 系统锚杆布置方式

a)梅花形;b)矩形

3.4 系统锚杆长度和间距应根据围岩的破碎程度、隧道宽度,采用工程类比法确定,也可按下式计算:

$$\text{锚杆长度} \quad L = \frac{1}{3} W - \frac{1}{5} W \quad \text{或} \quad L \geq t \quad (8-1)$$

$$\text{锚杆间距} \quad P = 0.5L \sim 0.7L \quad (8-2)$$

式中:  $L$ ——锚杆长度;

$W$ ——隧道开挖宽度;

$t$ ——开挖面与已支护区间的距离;

$P$ ——锚杆的设置间距(横向)。

公路隧道开挖宽度一般大于 10m,开挖断面面积也较大,系统锚杆要求一定长度是使围岩一定深度范围内形成拱形承载结构。根据国内工程实例调查统计,两车道隧道一般不小于 2.0m,三车道隧道一般不小于 2.5m。同时由于锚杆长度大于 4.0m 时,钻孔和注浆施工较困难,难以保证有效锚固深度,费用也大。所以,锚杆长度也不宜太大,两车道隧道一般不大于 3.5m,三车道隧道一般不大于 4.0m,这主要从施工和经济方面考虑。系统锚杆的间距不应大于锚杆长度的  $1/2$ ,并不得大于 1.5m。在 IV、V、VI 级围岩中锚杆间距

宜为 0.8 ~ 1.2m。

**8.2.10** 局部锚杆的主要作用是阻止部分不稳定岩块崩落或滑移,通过锚杆将岩块锚固在稳定的岩体上(图 8-7)。有效锚固端必须置于稳定的岩体内。锚杆长度和锚固力的计算参数应根据现场地质调查选定。锚固力  $T$  由下式计算:

$$T \geq W - f \quad (8-3)$$

当单根锚杆锚固力  $t < T$  时,

$$n \times t \geq T \quad (8-4)$$

式中:  $W$ ——滑动岩体的重力;

$f$ ——滑动岩体与稳定岩体间的摩擦力;

$n$ ——锚杆根数。

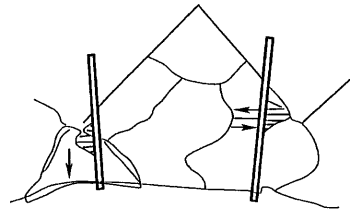


图 8-7 局部锚杆锚固作用示意图

**8.2.11** 预应力锚杆在公路隧道内应用不多,当必须采用时应符合《锚杆喷混凝土支护技术规范》(GB 50086)的规定。

**8.2.12** 在围岩破碎,锚杆孔成孔困难的地段,钻杆拔出以后,孔内易出现坍孔,锚杆插入困难,这时,可采用自进式锚杆。自进式锚杆是利用钻杆作锚杆,钻孔过程即为锚杆打入过程,利用钻杆中孔向锚杆孔内注浆。

**8.2.13** 钢架支护(即钢拱架支护)的作用,主要是加强喷锚支护中喷层的刚度和强度,以支承浅埋段、偏压段及 IV ~ VI 级围岩地段开挖后产生的早期荷载,是控制围岩变形与松弛所采取的措施。

**8.2.14** 钢架包括钢筋格栅钢架、工字钢拱架、U 形钢钢架等。

钢筋格栅钢架:可按实际需要的不同刚度,制成矩形、梯形、三角形等几种截面,截面高度可根据设计要求,一般在 120 ~ 200mm。格栅主钢筋直径一般宜选用 18 ~ 25mm;联系钢筋直径可用 10 ~ 14mm,分节段焊接,用拼接板及螺栓连接而成。格栅钢架可现场加工制作,不需要特殊设备,安装方便,能与喷混凝土紧密结合,形成有一定刚度与强度的钢拱肋支护,用钢量比型钢钢架要省,应优先选用钢筋格栅钢架。

工字钢钢架:常用的有  $I_{12}$ 、 $I_{16}$ 、 $I_{18}$ 、 $I_{20}$  几种,刚度较大,具有独立承载能力,根据对刚度的要求选用,使用冷弯机加工成型。

U 形钢钢架:可不需要连接钢板,直接焊接或用螺栓连接,并可进行小范围拱幅调节,有一定的灵活性。

**8.2.15** 钢架支护的一般规定说明如下:

- 1 钢架支护必须有足够的强度和一定的刚度,应能够承受 1~3m 松动岩柱荷载,同时应能保证自身的稳定。
- 2 钢架的纵向间距可根据围岩级别、毛洞宽度和开挖进尺确定,并通过施工监控量测进行调整。间距一般在 0.5~1.5m 之间,间距太小,喷混凝土回弹大,难以保证钢架背后的密实;间距太大,由于钢架支护范围有限,两榀之间的岩块容易坍塌,支护作用减弱。为了保证锚杆和钢架不重叠,各自发挥作用,钢架与锚杆的纵向间距宜相同,便于相间布置(图 8-8)。

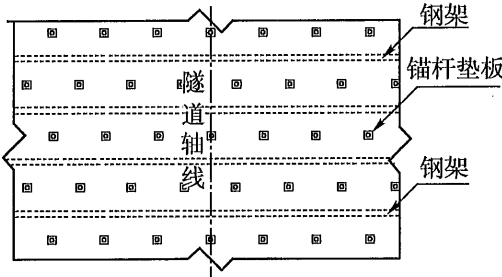


图 8-8 钢架与锚杆布置关系示意图

- 3 每支护段的钢架支护数量不少于 3 榀,并要求相邻两榀钢架之间用直径 18~22mm 的钢筋连接,是为了保证钢架侧向稳定。
- 4 为架立方便,每榀钢架可分为 3~6 节段制作,使用等强度的拼接板及螺栓连接,分节段长度应与分部开挖方法相适应。
- 5 钢架支护贴岩壁一侧,由于岩面凹凸不平,喷混凝土保护层厚不小于 40mm。临空一侧保护层密实度较好,厚度大于 20mm 即可。

8.2.16 在所指的几种条件下采用喷锚支护尚无足够把握,缺乏经验,不提倡采用喷锚支护作永久支护。

8.2.17 由于影响喷锚衬砌设计的因素较多,计算方法不统一,应根据工程类比确定支护参数,当仅有喷锚支护作隧道衬砌时,可参照表 8-1 选用。表 8-1 中所提供的参数是长期以来我国公路隧道和各类地下工程的经验总结,具有较高的可靠性和操作性。

表 8-1 喷锚永久支护设计参数参考表

围岩级别 隧道类别	I	II	III
人行通道	喷混凝土 5cm	喷混凝土 5cm	喷混凝土 8cm
汽车横通道	喷混凝土 5cm	①喷混凝土 8cm; ②锚杆 $\Phi 22$ ,长 2.0m; ③间距 1.2m $\times$ 1.2m	①喷混凝土 10cm; ②锚杆 $\Phi 22$ ,长 2.0m; ③锚杆间距 1.0m $\times$ 1.0m
两车道隧道	喷混凝土 8cm	①喷混凝土 10cm; ②锚杆 $\Phi 22$ ,长 2.5m; ③锚杆间距 1.2m $\times$ 1.2m	①喷混凝土 15cm; ②锚杆 $\Phi 22$ ,长 3.0m; ③锚杆间距 1.0m $\times$ 1.0m; ④钢筋网 $\Phi 6.5$ ,25cm $\times$ 25cm

注:IV~VI 级围岩,地质软弱、破碎,一般多地下水,采用复合式衬砌较好。

### 8.3 整体式衬砌

**8.3.1** 整体式衬砌截面,一般情况下宜采用等截面。当衬砌承受偏压荷载或承受垂直荷载较大时,可采用变截面形式。对设仰拱地段,为了减少围岩和衬砌的应力集中,避免急剧弯曲和棱角,边墙衬砌与仰拱宜采用小半径曲线连接(图 8-9),仰拱厚度宜与边墙厚度相同,是为保证边墙衬砌与仰拱之间力的有效传递。

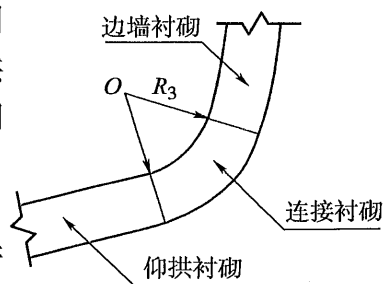


图 8-9 边墙衬砌应与仰拱连接

**8.3.2** 不同围岩级别采用不同衬砌类型,不同衬砌类型所受的围岩压力不同,地基承载能力也不相同,设沉降缝是为了防止不均匀沉降或变形不一致产生的剪切破坏。在隧道洞口,衬砌所受的力和地基承载力差异较大,加上洞口段各种影响因素较多,衬砌大多出现明显的横向变形错位,所以,应设沉降缝。在连续软弱围岩中,由于地基承载能力弱,长期荷载作用,变形也不一致,根据具体情况每隔一定距离也应设沉降缝。

**8.3.3** 衬砌由于冷缩影响,往往导致开裂,为了适应温度变化,在气候温度变化影响较大的范围内的衬砌应设伸缩缝,这是为了防止衬砌由于温度应力引起的开裂。

**8.3.4** 设置沉降缝、伸缩缝的目的是为了把不同承载能力结构、承受不同围岩压力的结构完全断开,产生的沉降变形和受力变形各自独立。隧道结构设变形缝,并在缝内设置一定厚度的隔离层,采用沥青木板或沥青麻丝是多年的做法,也可采用具有一定耐久性的柔性材料。结构的荷载作用方向垂直于隧道轴线,所以,沉降缝也应垂直于隧道轴线设置。

**8.3.5** 沉降缝、伸缩缝本身可作施工缝,施工缝调整到沉降缝、伸缩缝同一位置,可减少一道专门的工序。同时沉降缝、伸缩缝与临近施工缝的距离一般不小于 5m,是为保证一次浇筑衬砌段的长度。

**8.3.6** 不设仰拱地段,地基承载能力较高,但不要因为边沟开挖而破坏了地基的整体性,导致边墙脚失稳。洞口端墙式洞门的基础深度较大,洞门墙基坑开挖可能对隧道衬砌边墙基底造成损伤,要求衬砌边墙基础加深到洞门墙基底深度。

**8.3.7** 因地形、地质构造造成围岩松动、滑移而引起的有明显偏压的地段,有时由于施工工序而引起的短暂偏压地段,为了承受不对称围岩压力,设计中应采用抗偏压衬砌。偏压衬砌靠外一侧衬砌外缘受拉,抗力较弱,向外侧变形的趋势较大,所以靠外侧的拱墙衬砌可加厚,并对衬砌截面在偏压状态下进行验算。根据国内工程实例调查,偏压状态一般

出现在洞口,容易出现开裂,所以宜采用钢筋混凝土结构。

**8.3.8** 隧道横洞指汽车横通道、通风道等,与主洞连接处形成交叉口。在交叉口段,由于暴露空间大,结构受力复杂,为保证结构强度,防止开裂,要求交叉口衬砌段采用钢筋混凝土结构。

**8.3.9** 根据一些已发生地震地区的调查资料看,地下结构具有很好的抗震能力。在地震动峰值加速度系数小于0.2的地区,一般地震对地下结构影响不大;在地震动峰值加速度系数大于0.2的高地震区,资料不多,不能保证地震发生时隧道衬砌不开裂、破坏。所以,在地震动峰值加速度系数大于0.2的地区,隧道洞口段或软弱围岩段的衬砌宜采用钢筋混凝土结构。

**8.3.10** 本条引用了《混凝土结构设计规范》。

## 8.4 复合式衬砌

**8.4.1** 复合式衬砌是由两层衬砌组合而成的,中间设防水层。我国高速公路、一级公路、二级公路隧道已全部采用复合式衬砌,三级公路隧道也大量采用。其结构稳定,防水和衬砌外观均能满足公路隧道使用的基本要求,适合多种地质条件,技术较为成熟,是目前公路隧道最好的衬砌结构形式。复合式衬砌已成为公路隧道衬砌的标准结构形式。因此,一般情况下,应采用复合式衬砌。

1 复合式衬砌初期支护多采用喷锚柔性支护,具有支护及时、柔性的特点,并在一定程度上能够随着围岩的变形而变形,能很好地发挥围岩的自承能力;由于喷射混凝土、锚杆、钢筋网、钢架等的作用各不相同,初期支护的刚度与其组成成分有着密切关系。故在设计时应根据工程地质、水文地质、隧道断面尺寸、覆盖层厚度等条件选择初期支护的组成,确定初期支护的刚度。初期支护是永久衬砌的一部分,必须采用全长粘结型的各类锚杆。

2 二次衬砌应采用刚度较大、整体性好、外观平顺的模筑混凝土衬砌。为防止应力集中,宜采用连接圆顺、等厚的衬砌截面,施工也易控制。复合式衬砌中的二次衬砌应符合整体式衬砌的相关规定。

3 隧道施工过程中围岩开挖暴露后,周边围岩要产生一定的变形。为了使衬砌所承受的变形压力最小,允许围岩产生一定的变形,释放一定的能量。在确定开挖尺寸时应预留必要的变形量。预留变形量的大小应根据围岩地质条件,采用工程类比法确定。表8.4.1是根据近几年来国内采用的情况和现场量测数据分析提出来的,当无类比资料时可参照使用。一般Ⅰ~Ⅱ级围岩变形量小,并且多有超挖,所以可不预留变形量;而Ⅲ~Ⅳ级围岩则有不同程度的变形,特别是软弱围岩(含浅埋隧道)的情况比较复杂,要确定统一预留变形量是不合适的,在施工期间必须根据现场量测结果修正。

**8.4.2** 复合式衬砌的设计,目前以工程类比为主,理论验算为辅。表8.4.2-1、表8.4.2-2是根据近几年来我国公路隧道采用的设计参数统计的结果。复合式衬砌设计和施工密切相关,须通过现场监控量测,掌握围岩和支护的形变和应力状态,不断调整和修改设计,确定断面的闭合时间,保证施工期安全。

**8.4.3** 国内外隧道现场试验表明,软弱围岩隧道在施工后2~3年,甚至5~6年围岩变形才最终稳定,故对软弱流变围岩隧道,应考虑以后继续增长的围岩形变压力的作用。

## 8.5 明洞衬砌

**8.5.1** 以明挖法或在露天修建的隧道(洞顶及拱背可有回填土石遮盖,也可没有回填土石遮盖),可称之为明洞。下穿公路、铁路、建筑物、防雪棚、遮阳棚洞等以掘开地表土修建隧道结构以后再在上面回填或修建其它建筑物的隧道都可以称为明洞。

1 洞顶覆盖薄,围岩成洞条件差,难以用暗挖法修建隧道,明挖修建隧道在技术经济上比暗挖修建隧道更合理,施工技术条件、施工工期和施工安全更容易得到保证,有利环境保护,应采用明洞。

2 路基或隧道口受不良地质等危害又不宜避开、清理的地段;受路线平纵横线形控制无法避开,清理会造成更大的病害的地段;或者附近还有其它重要建筑,采用路堑边坡难以整治的地段,经技术经济比较后,以明洞通过,技术经济效益为更高的特殊情况。

3 当公路、铁路、沟渠和其它人工构造物等跨越公路时,由于地形、地质以及线路条件的限制,必须在隧道上方通过,可以用明洞结构代替跨线桥、过水渡槽等。

4 为了保持洞口的自然环境,或防止洞口仰坡对隧道洞口造成的危害,可将隧道延伸出天然地表之外,以明洞方式接长隧道。

**8.5.2** 明洞结构类型可分为拱形明洞、箱形明洞和棚洞三类。

1 从结构特点来说,现浇拱形明洞结构整体性较好,承载力较大,能承受较大的垂直压力。在一般情况下,预计一次坍方量较大,基础设置条件较好时,宜采用拱形明洞。

2 当路线外侧地形狭窄或外侧基岩埋藏较深,设置稳固的基础工程大时,不宜设置拱形明洞,可采取棚洞形式。

3 箱形结构建筑高度较小,对地基要求较低。所以在建筑高度受到限制时,可采用箱形明洞。

4 根据景观造型的需要,明洞结构形式比较灵活,可以是拱形明洞,也可以是棚洞。

**8.5.3** 明洞衬砌设计说明如下:

1 拱形明洞结构和隧道整体式衬砌基本相似,是由拱圈、边墙、铺底(或仰拱)组成,可参照隧道整体式衬砌的规定进行设计。当山坡落石较多,体积较大时,应验算落石冲击

荷载下的明洞结构安全性。

2 半路堑拱形明洞由于衬砌所受荷载明显不对称,靠山侧所受荷载较大,故外边墙及拱圈宜适当加厚,也可对称加厚。除应对衬砌各截面进行验算外,必要时还应对明洞整体滑动、倾覆可能性进行验算。当地形允许时宜采用反压回填或设反压墙,以平衡偏压荷载,对明洞整体稳定性有利。

3 当地层松软或侧压力较大时,则应设仰拱。设置仰拱,对地基承载力要求较低,能减小沉降变形,抵抗较大的侧压力。

4 由于明洞所受荷载受外界影响较大,根据近几年的工程经验,明洞衬砌宜采用钢筋混凝土结构。

5 棚洞结构主要由盖板、内边墙和外侧支承建筑物三部分组成。盖板的形式通常有T形和II形两种,一般多采用T形截面构件,便于预制吊装,缩短工期。内边墙根据地形、地质情况应按支挡结构考虑,包括重力式和锚杆式两种。重力式适用于内侧有足够净宽或岩层破碎不适宜修建锚杆式内边墙的地段,因棚洞内边墙要承受全部水平力,起挡土墙的作用,故一般采用重力式结构;锚杆式边墙适用于新建线路或已成路堑内侧不宽余,同时岩层坚硬完整,能提供一定的锚固力的地段,考虑地下水对岩层稳定的影响,以及锚杆的强度和耐久性,锚杆式内墙宜设在无水或地下水较少的岩层上。外侧支承结构有墙式、柱式及刚架式等类型,具体选用时,应根据落石、坍方和地质情况确定。墙式棚洞一般适用于外侧地基承载力较低,但地基稳定的半路堑;柱式或刚架式棚洞适用于外侧地形狭窄,基岩埋藏较深,采用柱式结构并将基础置于较好的基岩上。

6 路线通过滑坡地段采用明洞方案时,应与路基整治和滑坡整治方案作全面的技术经济比较。在一定条件下,明洞是整治滑坡的一项经济有效措施,明洞的设计应按支挡工程设计,充分考虑明洞上方滑坡体的推力,采取综合治理措施,如地表排水、减载、反压、支撑墙、抗滑桩、地下排水盲沟等,确保明洞与滑坡的稳定。

7 明洞是修建在地面上的建筑物,衬砌结构除受地形、地质影响外,不可避免地受大气温度变化的影响而产生胀缩,特别是在气温变化较大的地区,常出现环形裂缝。因此,为了减少衬砌变形开裂,在气温变化较大的地区,应根据具体情况设置伸缩缝。伸缩缝的间距可视明洞长度、覆土或暴露情况、温差大小及地质情况酌定。

#### 8.5.4 明洞基础设计说明如下:

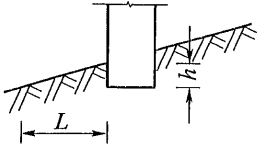
1 明洞衬砌基础和隧道衬砌基础一样,为防止侧沟及铺底施工开挖时影响边墙地基稳定,基础底标高不宜高于隧道侧沟沟底标高或路面基层标高。

2 拱形明洞基础不宜设在软弱地基上或两侧边墙基础软硬不均的地基上,以免基础下沉或不均匀沉降,导致明洞结构产生裂缝或破坏。当基岩不深时,可加深基础至基岩上;基础加深有困难时,可加设混凝土或钢筋混凝土仰拱;如明洞基础位于软弱地层或填筑土上或弃渣堆积等地基上,而修建深基础工程量大、施工困难时,可采用整体式钢筋混凝土基础,亦可考虑采用桩基或加固地层等措施。

3 位于斜坡地段的明洞外墙基础,为确保基底稳定,墙趾趾部应埋入稳固的地层中,

并与外侧稳固地层边缘保持适当水平距离。明洞墙基嵌入基岩最小深度和护基最小宽度见表 8-2 所示。在寒冷地区明洞外墙基础埋深应在冻结线以下 250mm。

表 8-2 明洞墙基嵌入基岩最小深度和护基最小宽度

岩层种类	埋深 $h$ (m)	护基宽 $L$ (m)	说 明
较完整的坚硬岩层	0.25	0.3	
一般岩层(如砂、页岩互层)	0.60	1.0	
松软岩石(如千枚岩等)	1.00	1.5	
砂夹砾石	1.50	2.5	

外墙地基为坚硬完整的岩层时,为了节约砌体和混凝土,减少开挖量和施工难度,基础可切割成台阶,但台阶的平均坡度不得陡于 1:0.5,且不大于岩层的内摩擦角;台阶宽度不得小于 0.5m,最低一层基础的宽度不小于 2m,以免影响洞身稳定。

4 山区傍山沿河公路,设计明洞时,要考虑河岸冲刷可能影响基础稳定的地段,应根据地形、地质、流速等情况,设置河岸防护,确保明洞安全。

5 明洞外边墙、棚洞立柱基础埋置深度在路面 3m 以下时(一般是指半路堑单压式明洞的外侧边墙及立柱),在路基处设置钢筋混凝土横向水平拉杆或锚杆,或给立柱加设横撑和纵撑,是为了增加墙柱约束,减小其长细比的影响,以确保整个结构的整体性、稳定性。

**8.5.5** 明洞有防御落石、坍塌的作用,也有因公路、铁路、沟渠必须在其上方通过而修建的,有受泥石流等危害而建明洞的,也有因保护洞口自然景观或造型设计需要而建明洞的。由于明洞的用途不同,洞顶回填土的厚度和坡度也不一样。因此,在确定明洞回填土的厚度和坡度时,应根据明洞的用途和要求来确定。

1 为防御落石、崩塌的需要而设的明洞,明洞顶以上的危石应清除或作加固处理。边坡防护处理以后也不能绝对保证边仰坡不掉块,或有小规模落石、崩塌危害。保证明洞拱背一定的填土厚度,是为了不使落石、滚石直接作用在拱圈上。根据十几年公路、铁路隧道的经验,填土的厚度不宜小于 1.5m,见图 8-10a)。洞顶回填土表面坡度(简称填土坡度),应以能顺畅排除坡面水为原则。在满足排水的原则下,填土坡愈缓愈好,但考虑山坡崩坠的石块,受雨水冲刷带来的泥石,以及坡面零星的坍塌,多堆积于坡脚附近,因而设计填土坡度一般为 1:1.5~1:5。

2 隧道仰坡按自然山坡坡度填土,起坡点在路面标高附近,形成明洞拱背部分裸露,近几年来在公路隧道应用较多,对保护洞口自然景观、美化环境起到了很好的效果,见图 8-10b)。

3 该条是属于立交明洞设计的特殊情况。如何填土,是否要填土,可由设计人员根据使用要求,结合构造物和环境具体情况灵活掌握。拱背设 0.8~1.2m 厚的护拱可提高明洞的承载力。

4 明洞顶上的过水渡槽,一般是排泄山沟洪水,或为农田灌溉输水。当为排泄山沟洪水的渡槽时,需注意有无泥石流的影响。如为泥石流沟,还应考虑泥石流淤积引起的漫



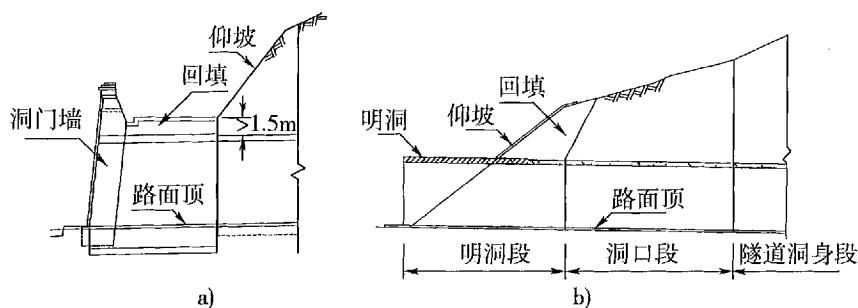


图 8-10 明洞形式

溢和大漂砾通过对槽底、槽身撞击磨损等情况。沟渠底距洞顶外缘厚度不小于 1.5m, 是为了保证地质病害发生时, 明洞不受影响。一般沟渠或普通截水沟沟底距洞顶外缘厚度不小于 1.0m。

**8.5.6 明洞边墙背开挖**, 因围岩不同而有两种情况, 一种是边墙部位垂直开挖, 另一种是自墙底放坡开挖。边墙与边坡间的回填, 应结合这两种情况并根据设计要求确定。因此, 明洞边墙背回填应视明洞类型、围岩级别、设计要求和施工方法而定。

1 各种类型明洞的 II、III、IV 级围岩, 一般均自墙顶起坡开挖, 边墙部位要求与围岩密贴, 设计时考虑了围岩弹性抗力作用, 此时墙背如有超挖, 应视超挖大小, 用混凝土或水泥砂浆砌片石回填密实, 以适合边墙受力条件。

2 V 级围岩的边墙, 一般不宜垂直开挖, 而须用填料回填, 但明洞墙背主动土压力是按围岩计算摩擦角计算的, 因此边墙背回填料的摩擦角不应低于地层的计算摩擦角, 但如设计时已按回填料的计算摩擦角计算, 则不应低于该计算用的摩擦角, 否则侧压力将增大, 影响结构安全。回填料的内摩擦角可按回填料的计算摩擦角采用, 故条文规定: “边墙背后回填料的内摩擦角不应小于地层的计算摩擦角或设计的回填料的计算摩擦角”。

## 9 结构计算

### 9.1 一般规定

**9.1.1** 在结构设计领域,目前多数工程结构已采用概率极限状态设计法,以可靠指标度量结构构件的可靠度,并采用以分项系数表达的计算式进行设计。公路隧道因建设时间尚短,样本及专题研究成果积累都还尚少,目前尚未具备采用极限状态设计法设计的条件,然而由于对隧道衬砌限制裂缝开展宽度等将是使其延长使用寿命的基本条件,因而对隧道结构设计提出同时按承载能力和限制裂缝开展宽度进行计算的规定。

对构件截面的强度,因公路隧道目前尚未具备按概率极限状态设计法设计的条件,故仍规定按破损阶段验算,必要时配筋量按限制裂缝开展宽度进行计算。

### 9.2 衬砌计算

**9.2.1** 深埋隧道中的整体式衬砌通常用于自成拱能力差的 VI 级围岩,浅埋隧道中的衬砌及明洞衬砌上方的覆盖层通常不能形成卸载拱,故均应按荷载结构模型设计。程序软件方面,国内自行研制的专用软件有“GeoFBA”、“2D- $\sigma$ ”、“3D- $\sigma$ ”等。

复合式衬砌的二次衬砌理论上应按地层结构法计算,然而由于以往有对其采用荷载结构法计算的经验和,因而本条提出也可采用荷载结构法计算。

**9.2.2** 模型试验及理论分析表明,隧道衬砌承载后的变形受到围岩的约束,从而改善了衬砌的工作状态,提高了衬砌的承载能力,故在计算衬砌时,应考虑围岩对衬砌变形的约束作用。

采用荷载结构模型设计时,规定通过设置弹性抗力考虑围岩对衬砌变形的约束作用。

弹性抗力、粘结力均属围岩对衬砌的约束力。鉴于迄今对粘结力作用的研究不多,故通常仅按弹性抗力计算,而将粘结力对衬砌结构的有利作用视为安全储备。

为简化计算,弹性抗力的摩擦力对衬砌内力的影响也不考虑,即也视为衬砌结构的安全储备。

**9.2.3** 基底围岩过于松软时,有先做仰拱稳定坑道底部,然后再建边墙的施工方法,这

时应考虑仰拱对隧道衬砌结构内力的影响。如果仰拱在边墙之后修建,一般不需计算仰拱的作用。但若遇到在隧道竣工后,围岩压力增长仍较显著的地层,则亦需考虑仰拱对结构内力的影响。

模筑衬砌考虑仰拱对结构内力的影响时,仰拱按弹性地基上的曲梁计算。

**9.2.4** 表9.2.4-1和表9.2.4-2所列数值主要参照《铁路隧道设计规范》(TBJ 10003),这些安全系数是以我国 41 条已建及新建的近 400 座铁路隧道的调查及实践经验为基础提出的,且结构基本上是安全的。因此,可以认为,在结构计算理论和材料指标没有较大变动的情况下,这些安全系数值基本上是合适的。特别是根据地下建筑的特点(如衬砌施工条件差、质量不易保证、作用变异大、结构计算简图与实际受力状态有出入等),结构强度安全系数的取值应较地面结构略有提高,以保证隧道建筑物在正常设计施工条件下具有必要的安全储备。

检算施工阶段强度时,因隧道衬砌和明洞结构处于施工阶段的时间比使用阶段短得多,围岩压力等荷载一般不会立即达到使用阶段的最大值,且在检算施工阶段强度的计算假定中,受力较好的空间结构常被简化为内力较大的平面结构,一些对衬砌受力有利的因素,如工作缝的粘结强度、围岩的阻抗及衬砌与围岩的粘结作用等常忽略或取很小的数值,故本规范规定对施工阶段安全系数可按使用阶段的值乘以折减系数 0.9 后采用。

**9.2.5** 由于岩土体介质的性质通常具有明显的不确定特征,岩土工程问题分析中经验常起主导作用,因而本规范规定 I~V 级围岩中复合式衬砌的初期支护主要按工程类比法设计,即参照已往工程实例确定支护参数。

经验表明,I~III 级围岩具有较强的自支承能力,对其施作薄层喷射混凝土和少量锚杆后即可保持稳定,因而不必计算;IV、V 级围岩则在根据经验选定支护参数后仍需进行检验计算。

对 IV、V 级围岩中的初期支护,采用连续介质力学的有限元方法,按地层结构设计模型计算内力和变形的理论与方法已较成熟,且这类方法可较好模拟开挖施工步骤的影响,因而本规范规定采用这类方法计算。国内自行研制的程序软件参见 9.2.1 的条文说明。

同济大学对宜兴抽水蓄能电站的岩屑砂岩进行的试验表明,经锚杆支护加固后围岩结构面的内聚力  $C$  值可提高 10 倍以上。鉴于目前进行的试验尚少,以及岩体的参数值低于岩样,计算时可令内摩擦角  $\varphi$  值保持不变,并参照已往经验将  $C$  值提高 20%~30%,体现锚杆支护的作用。确定具体比例时,对 IV 级围岩取较小的值,V 级围岩取较大的值。

采用地层结构法计算时,可通过对释放荷载设置释放系数控制初期支护的受力,以使初期支护和二次衬砌能按较为合理的分担比例共同承受释放荷载的作用。具体分担比例可参考表 9-1 选定。

表 9-1 释放荷载分担比例表

围岩级别	分 担 比 例	
	围岩 + 初期支护	二次衬砌
IV	60% ~ 80%	40% ~ 20%
V	20% ~ 40%	80% ~ 60%

注：围岩工程地质条件较好时，初期支护取大值，二次衬砌取小值，围岩工程地质条件较差时则相反。

**9.2.6** 复合式衬砌的二次衬砌用于 I ~ III 级围岩时，由于初期支护作为永久结构已可使围岩保持稳定，因而二次衬砌可按构造要求选定厚度，不必进行验算。对于 IV、V 级围岩，二次衬砌应按承载结构进行力学分析，计算原理和方法与同类围岩中的初期支护相同。然而，由于已往有对其采用荷载结构法计算的经验和对其也可采用荷载结构法计算。

**9.2.7** 由于岩层性质具有明显的随机性特征，工程设计中按地质资料选用或按规范查取的围岩地层特性参数值仍与工程实际有差异，因而本规范规定在隧道开挖后，应根据在施工现场进行的监控量测对其作修正。

**9.2.8** 表 9.2.8 参照国标《锚杆喷射混凝土支护技术规范》(GB 50086)拟定。该表主要依据国内一些地下工程的测试实例制定，具有一定的实用性。但因受实际工程的时间和数量的限制，特别是岩层性质具有多变性和复杂性，表内所列数据不可能很准确，因此需要在施工实测中根据资料进行适当修正和补充。

**9.2.9** 鉴于本规范规定对隧道衬砌须按满足正常使用要求计算，因而列入本条规定。其余参见 9.1.1 条的说明。

**9.2.10** 对隧道衬砌和明洞混凝土偏心受压构件偏心距的要求规定的用词为“不宜”，其理由是：

1 当检算衬砌截面强度时，应同时满足安全系数和偏心距的要求。但在一般情况下，安全系数易于满足，偏心距则往往超出限值，这时如拱轴线不易调整，为了满足偏心要求，必须加厚衬砌截面，而这常是不合理的。

2 隧道衬砌刚度大，且衬砌背后一般均密实回填，衬砌结构通常不会因偏心大而失去稳定。

3 已往计算衬砌时，实际算得的偏心距略超出容许偏心距亦未出问题，这主要是衬砌使用阶段与破坏阶段有距离，故在衬砌使用阶段不容许出现裂缝的前提下，对偏心距没有必要作过严的限制。

目前国内地下建筑设计混凝土衬砌时，很多部门和单位均不计偏心。本规范对衬砌截面的偏心距仍作出规定，目的是使衬砌结构形式选择合理，以充分发挥混凝土的抗压能

力。因为当偏心距超过一定数值后,衬砌截面系抗拉强度控制,而混凝土的抗拉强度远远低于其抗压强度,随着偏心距的增加,衬砌截面的承载能力将显著降低,故除满足强度要求外,对偏心距也应适当加以控制。当衬砌截面强度符合要求,而偏心距超出规定较多时,宜适当调整拱轴,使衬砌结构形式趋于合理。如拱轴不能调整,则可放宽偏心要求,而不宜加厚衬砌截面。

**9.2.11** 构件偏心受压时,由于合力作用点偏离截面核心,承压面积减少,部分截面还可能受拉等原因,承载能力将比轴心受压有所减小。偏心影响系数  $\alpha$  的意义是混凝土构件偏心受压时的极限承载能力与同强度同截面尺寸混凝土构件轴心受压时的极限承载能力的比值,用于体现由于偏心受压使构件极限承载能力比轴心受压降低的程度。由于实际情况复杂,影响因素较多, $\alpha$  与相对偏心距  $e_0/h$  的关系实际上是一个随机过程,用简化假定和理论计算难以全面概括和反映,较好的办法是通过大量试验找出其统计特征。本规范采用的表 9.2.11-2 的数值和  $\alpha$  的计算公式是各种强度等级的混凝土、6 种偏心距、300 多根偏压和轴心受压试件的试验结果的统计特征。表 9.2.11-1 中所列纵向弯曲系数  $\varphi$  值系参照《钢筋混凝土结构设计规范》拟定。

**9.2.12** 为与《钢筋混凝土结构设计规范》取得一致,式(9.2.12)中的系数采用 1.75。

为计算方便,本条对混凝土矩形截面偏心受压构件按本规范给出的混凝土抗压、抗拉极限强度( $R_a$ 、 $R_l$ ),安全系数及偏心影响系数值,导出抗压强度控制与抗拉强度控制的分界偏心  $e_0$  取  $0.2h$ ,此控制分界偏心的意义不是受拉区或受压区先破坏的实际分界偏心,而是判别抗拉或抗压控制的分界偏心。它不是依据试验得到,而是通过计算求得的,它的数值随  $N_{压} - \frac{e_0}{h}$  及  $N_{拉} - \frac{e_0}{h}$  曲线不同而不同,也随拉、压安全系数的比值及  $R_a/R_l$  不同而变化。在此控制分界偏心处,抗拉和抗压承载力相等;在此分界偏心的两侧分别为抗压控制承载能力或抗拉控制承载能力,见图 9-1。

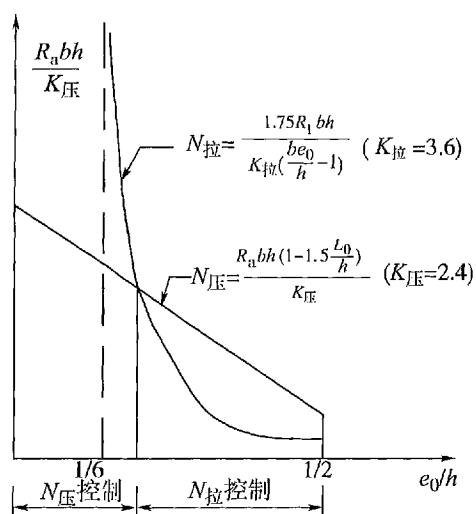


图 9-1 抗压、抗拉控制承载能力

**9.2.13** 混凝土间歇灌注或边墙用砌体、拱圈用混凝土的拱脚截面的特性与砌体构件截面相似,可按砌体截面考虑,仅需检算其抗压强度。理由是:对砌体构件,如果也像混凝土构件那样,按 9.2.12 条的规定进行抗裂检算,则其承载能力很低,将很不经济。事实上砌体灰缝开裂并不影响结构的使用,如果砌筑质量不好,灰缝处早已存在裂缝,故本规范规定,砌体偏压构件只检算抗压强度,并按 9.2.10 条控制偏心距( $e_0 \leq 0.3h$ ),使裂缝开展不致过大。

**9.2.14** 本规范附录 K 中, K.0.1 ~ K.0.10 条所列的公式为按破损阶段设计时配筋量的计算公式, K.0.11、K.0.12 条为按控制裂缝开展宽度设计时配筋量的计算公式。

**9.2.15** 本条与《铁路隧道设计规范》(TB 10003)10.3.2 条相同。

### 9.3 明洞计算

**9.3.1** 采用挡墙式洞门时, 明洞结构的强度安全系数, 本规范取与隧道衬砌相同的数值。其理由是明洞属于半隐蔽结构, 其结构变形受周围地层的约束小, 且有受冲击荷载作用的可能, 从这一不利因素看, 明洞安全系数应比隧道衬砌取值大。但明洞的有利因素是: 外荷载较为明确, 结构计算图式与实际情况比较接近; 采用明挖法施工, 施工条件较隧道好, 圬工质量易于保证, 从这一方面看, 安全系数取值可比隧道衬砌小。综合以上有利及不利两方面因素, 其有利因素起主导作用, 故对明洞取与隧道衬砌相同的结构强度安全系数值是较合适的。

**9.3.2** 当围岩对洞身有约束作用时, 则应同普通隧道一样考虑围岩弹性抗力的作用。

### 9.4 洞门计算

**9.4.1** 采用挡墙式洞门时, 作用在洞门上的外力主要是土压力, 因此洞门墙可视为挡土墙, 计算方法与路基挡土墙相同。根据现行《公路路基设计规范》(JTJ 013)中有关挡土墙设计的规定, 洞门墙的强度计算应采用分项系数的极限状态设计法, 为此一切有关强度计算公式和计算用参数(系数)、符号以及计算单位等均应符合该规范的要求。

表 9.4.1 所列的洞门墙验算要求与路基挡土墙的验算要求是统一的。验算洞门墙时, 一般以压应力及偏心距两个条件控制, 但遇高洞门墙(包括洞口路堑高挡土墙)时, 为避免拉应力过大, 设计时还需适当控制截面拉应力, 拉应力控制值可按表 5.2.9 中的  $R_t$  值给以适当的安全系数(建议取 1.5 ~ 2.0)拟定。基底偏心距  $\leq B/4$  一般均易满足, 并不控制设计。

对于重力式挡土墙稳定性的验算, 现实工程中倾覆稳定破坏的可能性大于滑动破坏, 说明已往倾覆稳定性安全系数偏低, 因而本规范将其由原来的 1.5 调整为 1.6, 取值与《建筑地基基础设计规范》(GB 50007)一致。

**9.4.2** 表 9.4.2 中第 5 项为考虑到洞门地基容许承载力按仰坡区分难以确定, 故本条改列基底设计控制压应力指标。该指标在一般地质条件下不会超过地基实际承载力, 故在实际工程中, 也可将其选为通过试验确定的地基承载力。遇特殊情况, 如黄土, 坡度很陡, 地基承载力不大时, 则必须按地基实际承载力验算, 而不能用表 9.4.2 中的数值。表

9.4.2 中仰坡坡率 1:1 和 1:1.25 的基底控制压应力,当基底为石质时取大值,为土质时取小值。

## 9.5 构造要求

**9.5.1** 表 9.5.1 规定的截面最小厚度,主要考虑因素是各种材料的施工要求,以便施工质量得到保证。衬砌材料为钢筋混凝土时,截面最小厚度与混凝土相同。

辅助坑道需要衬砌时,其截面最小厚度亦应符合表 9.5.1 的规定。

**9.5.2** 扩大基础台阶的坡线和竖直线之间的夹角  $\alpha$  的容许最大值随基础材料种类而异。根据国外的试验资料及国内 1954 年以来挡土墙设计使用的经验,本条采用的  $\alpha$  角,混凝土为  $45^\circ$ ,砌体为  $35^\circ$ 。

从公路部门的实践来看,原桥规中  $\alpha$  角混凝土为  $35^\circ$ 、石砌体为  $30^\circ$  的规定比较保守。自 1966 年以来,桥规也已打破这种规定,采用混凝土为  $45^\circ$ ,石砌体为  $35^\circ$ 。

**9.5.3** 隧道建筑结构多与围岩(或土壤)直接接触,其所处的环境不同于一般地面结构,加之施工条件差,质量不易保证,如混凝土保护层薄,由于绑扎钢筋的误差,将不能起到保护钢筋免遭锈蚀的作用。尤其汽车排放出的油烟等易沿衬砌裂纹侵入,故其混凝土保护层厚度须较地面钢筋混凝土结构规定略大。

表 9.5.3 所列混凝土保护层最小厚度,主要根据《钢筋混凝土结构设计规范》的规定拟定。构件厚度小于 15cm 时,保护层厚度应参照《建筑地基基础设计规范》(GB 50007)确定。

考虑到明洞一般多系洞口接长明洞,即使独立明洞,长度也不会很长,行驶汽车时受油烟中有侵蚀性介质的影响不大,故可采用非侵蚀性环境栏内的数值。对于不与围岩(或土壤)直接接触的钢筋混凝土构件,其保护层厚度可较表 9.5.3 规定值适当减小。

钢筋混凝土构件中的钢筋构造要求可参照国标《钢筋混凝土结构设计规范》、《钢筋混凝土工程施工及验收规范》等的规定执行。

**9.5.4** 本条规定与《混凝土结构设计规范》(GB 50010)9.5.1 条相同。

本次修订规范适当提高了受弯构件、偏心受拉构件和轴心受拉构件的受拉钢筋最小配筋率,同时规定了受拉钢筋最小配筋率的取值下限。

规定受压构件最小配筋率的目的是改善其脆性特征,避免混凝土突然压溃,并使受压构件具有必要的刚度和抗偶然偏心作用的能力。本次修订规范将受压构件全部纵向钢筋最小配筋率由 0.4% 上调至 0.6%。当纵筋使用 HRB400 级钢筋时,最小配筋率下调 0.1%。应注意的是,这种调整只针对截面全部纵向钢筋,受压构件一侧纵向钢筋的最小配筋率仍保持不小于 0.2% 的要求。

**9.5.5** 本条与《铁路隧道设计规范》(TB 10003)10.5.6 条相同。

### **9.5.6**

1 轴心受压钢筋混凝土构件是由钢筋和混凝土两部分共同承受荷载的。规定最小配筋率的目的主要是使构件能承受一部分弯矩和减少混凝土收缩徐变的影响。一般在工程实践和科学实验中,轴心受压构件均有弯矩存在,配置规定数量的钢筋即可承受这一部分弯矩,从而推迟构件的破坏。试验资料表明,在轴心受压钢筋混凝土构件中,由于混凝土收缩徐变的影响,使原来由混凝土承受的压力转加给钢筋,混凝土应力减小,钢筋应力增大,配筋率愈低则转加给钢筋的应力愈大,因此,必须规定最小配筋率的限度。各国的规定不一,其范围为 0.4% ~ 1.0%,本规范取 0.6%,与《混凝土结构设计规范》(GB 50010)取值一致。

规定最大配筋率主要是从施工出发,以免钢筋过密使混凝土不易灌筑和捣实。

2 规定纵筋、箍筋最小直径和箍筋最大间距是为了保证受压钢筋有足够的刚度,使钢筋承受压力时,距离纵向弯曲破坏还有一定的安全储备,因此每一纵筋必须与箍筋绑扎在一起;同时箍筋能给混凝土以侧向约束作用,提高其极限承载能力,使构件不致发生突然破坏。

3 配有螺纹钢筋的构件可视为一个组合构件,它的截面由螺纹钢筋约束的核心部分和外围部分(保护层)所组成。核心部分的约束程度与很多因素有关,如螺纹钢筋的体积配筋率、螺纹钢筋的间距、钢号以及核心部分混凝土的质量等,最主要的是螺纹钢筋的间距,间距愈大,约束程度愈差。因此,限定螺纹钢筋的间距不应大于核心直径的 1/5 或 80mm。同时,间距也不能过小,以免影响灌筑混凝土的质量,使核心部分与保护层之间可能出现蜂窝,减小构件的整体性。

4 截面核心部分的面积对总截面比例的规定,是从经济方面考虑的,螺纹钢筋部分对纵筋面积比例的规定是不使配有螺纹钢筋的构件的承载能力反低于未配螺纹钢筋的构件的承载能力,但螺纹钢筋也不宜配置过多,以免混凝土保护层有剥落的可能。

**9.5.7** 钢筋在接头处连接后,还必需保证其与未连接前具有相同的强度,直径愈大必然需加强连接,当直径大于 25mm 时,用搭接等办法已不能保证接头处与未接头处具有相同的强度,故必须焊接。至于搭接长度的规定,一般按等强度的要求由试验求得。



## 10 防水与排水

### 10.1 一般规定

**10.1.1** 隧道的水害是由洞内、洞外的多种因素引起的,所以不可能靠单一的办法就能得到很好的解决。根据多年来隧道治水的经验,防排水应遵循“防、排、截、堵结合,因地制宜,综合治理”的原则。

“防”:即要求隧道衬砌、防水层具有防水能力,防止地下水透过防水层、衬砌结构渗入洞内。

“排”:即隧道应有畅通的排水设施,将衬砌背后、路面结构层下的积水排入洞内中心水沟或路侧边沟,排出衬砌背后的积水,能减少或消除衬砌背后的水压力,排得越好,衬砌渗漏水的机率就越小,防水也就更容易;排出路面结构层下的积水,能防止路面冒水、翻浆、结构破坏。

“截”:对易于渗漏到隧道的地表水,应采用设置截(排)水沟、清除积水、填筑积水坑洼地、封闭渗漏点等措施。对于地下水,应采取导坑、泄水洞、井点降水等措施。

“堵”:针对隧道围岩有渗漏水地段,采用注浆、喷涂、堵水墙等方法,将地下水堵在围岩体内。

隧道防排水工作,应结合水文地质条件、施工技术水平、材料来源和成本等,因地制宜,选择适宜的方法,以满足保证使用期内结构和设备的“正常使用和行车安全”的目的。

**10.1.2、10.1.3** 水对隧道的危害是多方面的,漏水的长期作用,可能造成隧道侵蚀破坏,危害隧道结构的耐久性;寒冷地区,尤其是严寒地区,隧道衬砌渗水反复的冻融循环,在衬砌内部造成衬砌混凝土冻胀开裂破坏;隧道漏水还将使隧道拱部和侧墙产生冰凌侵入净空;隧道滴水将使路面结冰,降低轮胎与路面的附着力,恶化隧道的营运条件,危及行车安全;隧道渗漏水还将极大地降低隧道内各种设施的使用功能和寿命。而地表水与地下水经常存在联系。因此,隧道防排水设计应对地表水、地下水进行妥善处理,结合隧道支护衬砌采取可靠的防水、排水措施,使洞内外形成一个完整的通畅的防排水系统,见图10-1。隧道主要防水设施为防水层(含无纺布)、防水衬砌、止水带等;主要排水设施为中心水管(沟)、纵向盲管、竖向盲管、环向盲管、路侧边沟等;主要堵水措施有围岩体内压注水泥浆或其它化学浆液、设止水墙等。

为确保公路隧道的行车安全和洞内设备正常运转,等级较高的公路隧道各部位均不得渗水,三级及以下公路隧道要求相对低一些。

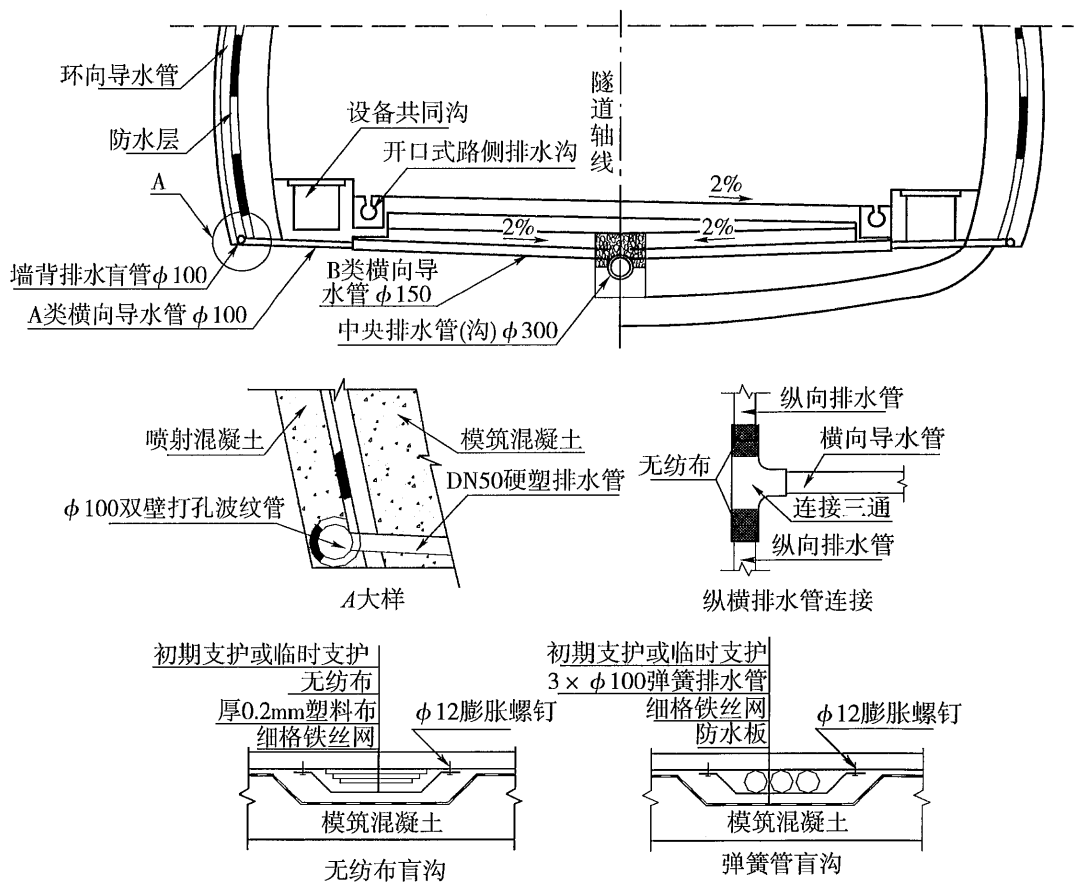


图 10-1 隧道主要防排水设施

- 1 “不渗水”是指隧道衬砌、路面、设备箱洞等结构表面无湿润痕迹。
- 2 “不滴水”是指水滴间断地脱离拱部、边墙向下滴落,有时连续出水,也称做滴水成线。
- 3 “不积水”是指路面结构底部和衬砌背后不产生积水。在冻害地区,积水会造成衬砌背后和路面底部冻胀,影响隧道结构和行车安全。
- 4 “不冻结”是指排水沟不出现结冰冻胀。在冻害地区,排水沟冻结将会影响隧道内排水系统的畅通,甚至造成整个隧道的冻胀病害。

**10.1.4** 大量排水后将有可能引起地下水流失,造成当地农田灌溉和生活用水的减少,造成围岩颗粒流失,形成地下空洞,甚至地表塌陷,降低围岩稳定性,改变该地区的自然环境。

围岩地下水的来源大部分由地表水补给,所以防止或减少地表水下渗、下漏,是减少围岩渗漏水或涌水的一种措施。对洞顶存在的积水洼地,宜设洞顶排水沟疏导引流,洼地可采取填平、封堵洼底缝隙;经过洞顶的天然沟槽或输水渠道、水工隧洞等排水设施对隧道产生影响时,宜将沟床铺砌,对易发生积水下渗的废弃的坑穴、钻孔等应填实封闭。

隧道穿过地区的地形、地质情况是影响地表水排泄方式的重要因素。当地表水需要处理时,应结合隧道具体情况,注意既有利于隧道上部的疏水、截水、引水,将地面水引排

于隧道以外,减少对隧道的影响,也应考虑当地农田灌溉、水利设施及人民生活上的需要。由于隧道开挖后地表水输干,地下水流失,影响农田灌溉和人民生活用水的例子很多,赔款及补救措施费用巨大。目前处理这类问题,教训多于经验,效果不甚理想,具体措施应因地制宜,行之有效。

围岩注浆是将不透水的凝胶物质(防水材料)通过钻孔注入扩散到岩层裂隙中,堵住地下水出水通道,将地下水堵在岩体内,减少或阻止地下水涌入隧道内,地下水产生的静水压力由围岩体承担,从而为开挖、衬砌施工创造较好的条件,减少或消除地下水对衬砌结构产生的静水压力。国内外隧道施工采用围岩注浆防水取得成功的实例都有不少。此外,在整治既有隧道漏水中,采用分段注浆将水集中在一定范围开凿盲沟引排治水也得到较好的效果,如成渝高速公路中梁山隧道等。

近年来,围岩注浆技术的发展较快,注浆材料已从水泥浆液发展到化学浆液,注浆工艺从单液注浆系统发展到双液注浆系统,注浆的应用范围从地面竖井注浆和地面帷幕注浆发展到隧道工作面注浆及衬砌外围岩注浆,注浆的地质条件已从含水裂隙岩层到含水砂岩层等较复杂的地层。

## 10.2 防水

**10.2.1** 为了减少或防止地表水下渗,对洞顶存在的积水洼地,宜设洞顶排水沟疏导引流,洼地应填平,防止积水,对经过洞顶的天然沟槽或输水渠道、水工隧洞等排水设施,凡对隧道有影响时,宜将沟床铺砌,防止水流下渗,故条文提出“隧道地表沟谷、坑洼积水、渗水对隧道有影响时,宜采用疏导、勾补、铺砌和填平等处治措施”,对易发生积水下渗的“废弃的坑穴、钻孔等应填实封闭。”防止或减少地表水和地下水下渗。

**10.2.2** 在初期支护与二次衬砌之间,设置由防水板与无纺布组成的防水层,以防止地下水渗漏进入衬砌内。由于地下水水量、流向等在隧道施工和营运期间可能有所变化,在施工期间无水或少水的隧道并不能保证在营运期间也无水或少水,故在施工期间无水或少水的隧道中,根据耐久性的要求,也应设置防水层。

从目前国内防水层的使用情况来看,隧道洞身防水层主要采用防水板卷材。防水板卷材的主要作用是隔水,防水板防水的薄弱环节在接缝,过去防水板的连接有采用粘接的情况,由于粘接方式受洞内作业环境的影响,接缝质量得不到保证,且无法进行检测,故要求采用“易于焊接的材料”。同时,从接缝处理的工艺和接缝强度要求出发,条文提出“接缝搭接长度不小于 100mm”。为保证防水板接缝焊接质量和抗冲刺能力,条文提出防水板“厚度不小于 1.0mm”。

**10.2.3** 二次衬砌既是隧道结构的重要组成部分,又是隧道防水的屏障。提高混凝土的密实性,既是二次衬砌本身耐久性的要求,也是增强二次衬砌自防水能力的保证。为此,规定二次衬砌混凝土应满足抗渗要求。

**10.2.4** 二次衬砌施工缝、伸缩缝、沉降缝等是防渗漏水的薄弱环节。为此,条文提出“应采取可靠的防水措施”。可靠的防水措施是指除按施工规范要求处理外,还应进行精心的设计,采用合适的防水材料和构造形式。二次衬砌施工缝、沉降缝的主要构造形式如图 10-2 所示。

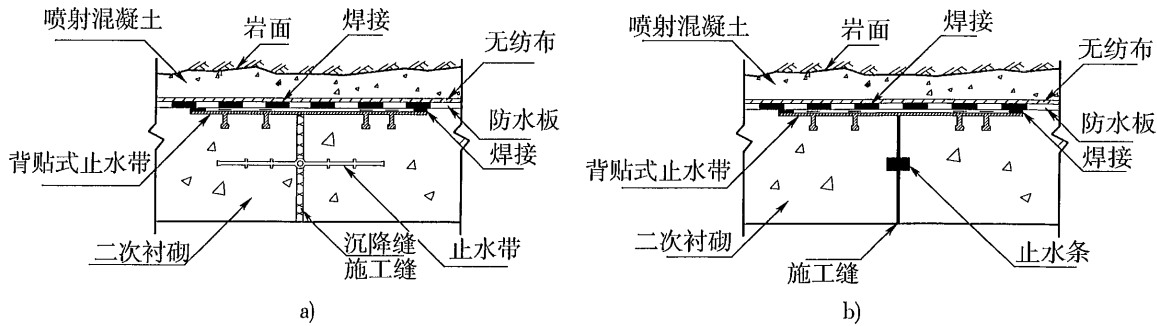


图 10-2 二次衬砌施工缝、沉降缝的主要构造形式

**10.2.5** 有侵蚀性地下水时,应针对不同的侵蚀类型采用不同的抗侵蚀混凝土和抗侵蚀性的防水卷材,防止混凝土结构遭侵蚀而影响结构强度,失去防水能力。对待侵蚀性的地下水要因地制宜,尽可能采用多道防线达到防侵蚀的目的。

**10.2.6** 围岩注浆是将不透水的凝胶物质(防水材料)通过钻孔注入、扩散到岩层裂隙中,把裂隙中的水挤走,堵住地下水的通路,减少或阻止涌水流入工作面,同时还起到固结破碎岩层的作用,从而为开挖、衬砌创造条件。国内外隧道施工采用围岩注浆防水取得成功的实例不少。

**10.2.7** 当隧道位于常水位以下,没有条件排泄或不宜排泄时,隧道衬砌要承受一定的静水压力,应采用抗水压衬砌。

### 10.3 排水

**10.3.1** 隧道建成后,围岩地下水一般情况下是洁净的,而营运过程中的清洗水和消防水是污水,为避免地下水被污染,分离排放有利于地下水的利用。为此,条文提出“洞内宜按地下水和营运清洗污水、消防污水分离排放的原则设置纵向排水系统”。

#### 10.3.2

1 路侧边沟主要引排营运中隧道内清洗污水、消防污水和其它污水,电缆沟内的集水也应引入路侧边沟。当隧道内没有设中心水管(沟)时,衬砌背后的地下水也可通过边沟排出,这时,路侧边沟底宜低于路面垫层,避免边沟水对路面结构产生不利影响。

2 《公路工程技术标准》(JTG B01)规定隧道纵坡一般应大于 0.3%,是为了排水的需

要。洞内纵向排水沟坡度与隧道路线坡度保持一致,是为了避免加深或减小边沟深度,保持正常过水断面不变。在隧道路线纵坡变坡的分坡范围内,由于处于流水起始点,水流量一般不大,且分坡范围的距离一般不长,减小坡顶水沟深度可作为保证排水最小坡度的处理措施。

3 路侧边沟常用开口式明沟和暗沟两种形式,见图 10-3、图 10-4。开口式明沟便于清洗,不易淤积,不需要设沉砂池,采用预制,施工速度快。缺点是预制块间的接缝不易保证不漏水。盖板式暗沟沟身可以现浇,也可以预制,边沟盖板有活动盖板和固定盖板两种。活动盖板施工简单,清洗方便,可以不设滤水篦,由盖板接缝滤水,宜设沉砂池,缺点是对行车不利;固定盖板对行车有利,但边沟淤积,不便疏通,为此应设沉砂池和滤水篦。

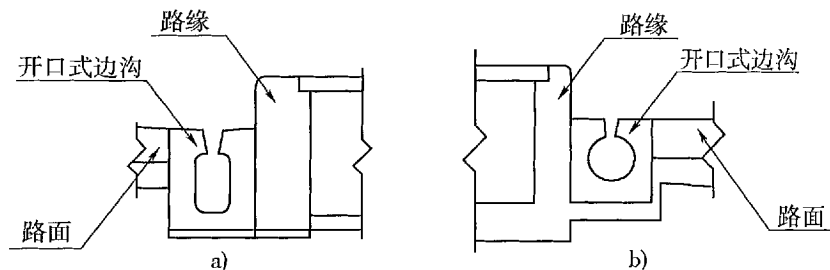


图 10-3 开口式明沟

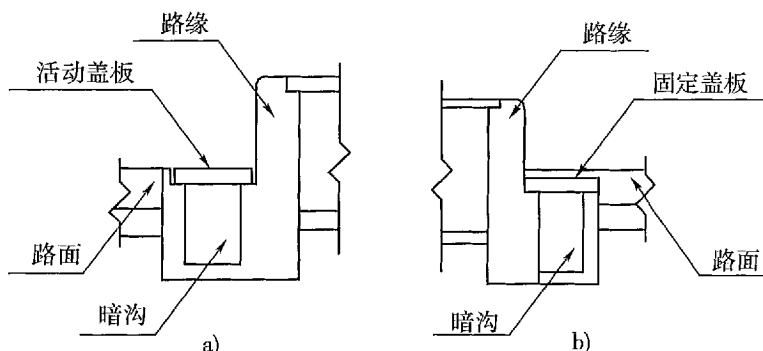


图 10-4 暗沟

4 检修道、人行道面宜设横坡  $0.5\% \sim 1.5\%$ ,以利表面排水;在墙脚侧设纵向凹槽,排水槽细部如图 10-5 所示。

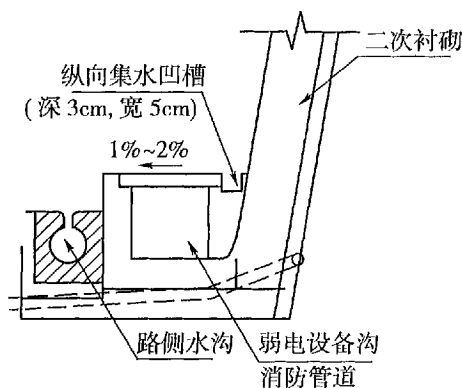


图 10-5 排水槽细部

### 10.3.3

1 国内外的工程实例表明,中心水沟对路面底积水疏导效果明显,且可避免因设置深埋侧沟引排地下水而导致衬砌边墙墙基加深、仰拱加深。衬砌背后的地下水经横向导水管通过中心水沟排出。因此,条文提出“路面结构下宜设纵向中心水沟(管),集中引排地下水”。地下水量不大的中、短隧道可不设中心水沟(管)。

2 中心水沟(管)断面尺寸应根据设计流量计算确定,以确保排水设施的排水能力。若采用圆形断面,其尺寸可由下式确定:

$$Q = \frac{1}{3n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A$$

式中:  $Q$ ——过水流量( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$n$ ——粗糙系数,可取 0.025;

$R$ ——水力半径,取圆管直径  $D$  的  $1/4(\text{m})$ ;

$I$ ——排水坡度;

$A$ ——满水时的过水断面面积( $\text{m}^2$ )。

过水流量根据地质调查确定,还应根据开挖时的涌水情况进行适当修正。中心水沟沟槽设置方式有梯形和矩形两种,如图 10-6)所示。

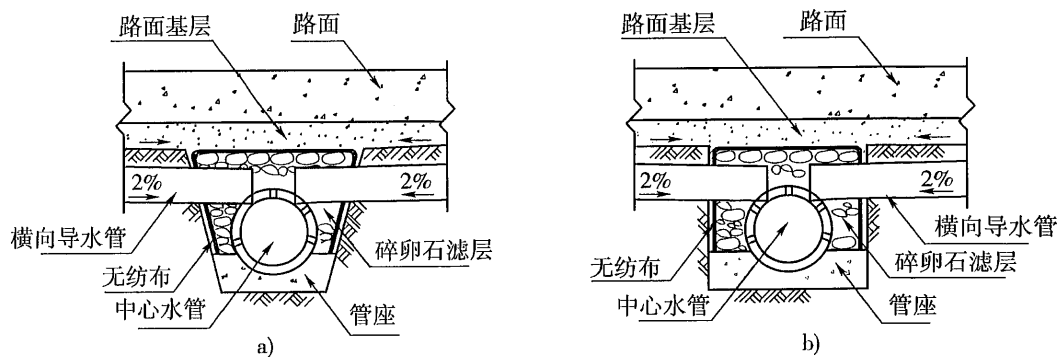


图 10-6 中心水沟图例

a) 梯形沟槽; b) 矩形沟槽

3 地下水可能夹带泥砂或沉积矿物质,中心水沟应设置沉砂池,间距 50m。检查井根据需要设置,间距不应小于 250m。

4 隧道底设横向导水管是为了将衬砌背后的纵向盲沟与中心水沟连接起来,将衬砌背后的地下水引入中心水沟(管);横向导水管的最小排水坡取 2%,是为了加快横向排水速度。纵向间距应根据地下水量确定,一般可按 30 ~ 50m 设置(图 10-7)。横向导水管的两端应采用三通连接。

5 路面底部横向设一定的排水坡度,有利于地下水迅速排入中心水沟,防止路面底积水,避免路面冒水,破坏路面。

6 寒冷和严寒地区排水设计是一个特殊的问题,要求纵向排水沟和出水口不冻结,保证隧道内水流畅通。由于影响隧道内温度的因素较多,目前主要根据工程类比,按当地最冷月份平均气温和当地冻结深度,隧道长度、跨度,确定防寒排水沟(管)的形式和长度。

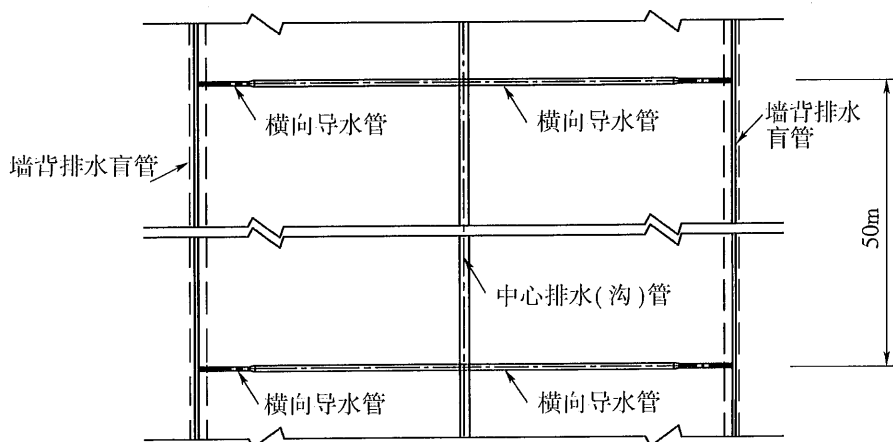


图 10-7 中心水沟(管)纵向间距例

寒冷地区,最冷月份平均气温在 $-15\sim-10^{\circ}\text{C}$ 之间,当地粘性土冻结深度在 $1\sim1.5\text{m}$ 范围内,采用深埋中心水沟,其埋深按当地粘性土最大冻结深度考虑。

严寒地区,最冷月份平均气温在  $-25 \sim -15^{\circ}\text{C}$  之间,当地粘性土冻结深度  $1.5 \sim 2.5\text{m}$  范围内,在洞口段采用深埋中心水沟,将水沟埋置于洞内相应的冻结深度以下,利用地温达到水沟内水流不冻结的目的。最好通过实测隧道内气温和冻结深度来确定中心沟的埋置深度。一般而言,短于  $1\text{km}$  的隧道,中心沟的埋置深度可按当地粘性土最大冻结深度考虑;长于  $1\text{km}$  的隧道,其洞口段  $400 \sim 500\text{m}$  范围内,中心沟埋置深度可按当地粘性土最大冻结深度考虑。

严寒地区,最冷月份平均气温低于 $-25^{\circ}\text{C}$ ,当地粘性土冻结深度大于 $2.5\text{m}$ 时,如采用明挖中心沟时,埋深过大,施工困难,且有可能影响边墙和隧道的稳定时,可在主隧道下设置防寒泄水隧洞。泄水隧洞设置位置应低于当地围岩最大冻结深度,并且不因隧洞施工影响主隧道隧底围岩及结构稳定。

凡采用防寒泄水的隧道,其配套排水设施应能防寒。配套排水设施系指衬砌背后的盲沟、中心水沟检查井、中心水沟出水口等。

**10.3.4** 目前国内隧道衬砌外排水通常的做法是,在衬砌外缘防水层与喷射混凝土层之间设纵向排水盲管、环向导水管。纵向排水盲管设在边墙底部,沿隧道两侧布置,全隧道贯通,环向导水管沿隧道衬砌外缘环向布设,并下伸到边墙脚与纵向排水盲管连通。在遇有地下水较大的地段或有集中渗水地段,应加设竖向导水管。衬砌背后的地下水通过环向、竖向导水管,汇集到纵向排水盲管以后,通过横向导水管,将衬砌背后的地下水引入纵向中心水管(沟)排出洞外。

1 衬砌背后边墙脚设全隧道贯通的纵向排水盲管(沟)是为了将衬砌背后的地下水汇集到衬砌最低位置,并可沿隧道纵向顺坡流动,排水坡度与隧道纵坡一致。

2 在衬砌背后应设置环向、竖向导水盲管(沟),使衬砌背后形成环向、竖向导水通道。环向导水管是沿拱墙背整环连续铺设;设置间距应根据出水量大小、出水面情况确

定,间距不应大于 20m。即使施工期间没有地下水也必须每 20m 设一道,这是因为隧道衬砌施工完成后,衬砌背后地下水可能发生改变。当地下水量较大、有集中出水点时,设置间距应加密。竖向导水管是从拱墙某一出水位置向下铺设到墙脚与纵向盲沟相连。环向导水管、竖向导水管管径应不小于 50mm。

3 排水管、导水管相互连通是衬砌背后地下水迅速排出的重要条件。盲管(沟)用无纺布包裹是为了防止岩土颗粒进入盲管(沟),起滤水作用。

当衬砌背后采用防水板时,在防水板背后应设无纺布,是利用无纺布良好的导水和滤水特性,是使地下水能迅速汇集到边墙脚纵向排水盲沟(管)的有效措施。衬砌背后导水管布设密度有限,通常采用透水型盲管,这样水既可以进去也能出来。无纺布沿拱墙衬砌背满铺,利用水的毛细作用,通过无纺布纤维将地下水导入纵向排水盲沟;同时,无纺布又可作为围岩和防水板的缓冲垫层,防止围岩棱角和尖锥刺破防水板,起保护防水板的作用。无纺布的单位面积质量不小于  $300\text{g}/\text{m}^2$ 。有实验表明,无纺布与防水板粘合成一体铺设,其滤水和导水性能大大降低,起不到应有的作用,所以无纺布不得与防水板粘合在一起。有时候为了施工方便,无纺布和防水板一次铺设,只能分点粘接,每平方米一个粘接点,每点粘接面积不大于  $25\text{cm}^2$ 。

**10.3.5** 在地下水水量很大时,仅靠盲沟和中心水沟不能排泄丰富的地下水,这时应根据实际情况设置或利用辅助通道与泄水洞等作为截、排水设施,降低地下水位。

**10.3.6** 当洞内地下水具有侵蚀性,如含盐、含碱、含硫、含硫酸根离子,以及隧道施工时排出的污泥浊水可能严重污染附近环境时,应采取以下措施,以防止隧道排水造成环境污染。

- 1)处理后排水;
- 2)排入地下,渗过滤;
- 3)污泥浊水沉淀后排放。

## 10.4 洞口与明洞防排水

**10.4.1** 为防止地表水冲刷洞口和洞口边、仰坡的水流入隧道,“隧道、辅助通道的洞口及明洞应设置截水沟和排水沟”。具体措施是在明洞回填层顶面洞门墙背设排水沟;明洞槽边、仰坡开挖线 3~5m 以外设截水沟。排水沟一般采用矩形断面,尺寸为  $50\text{cm} \times 50\text{cm}$ ;截水沟可采用矩形断面,也可采用梯形断面。洞口水沟应不渗漏才能起到截排水的作用,并将洞口边、仰坡地表水引至洞口以外。排水沟、截水沟迎水一侧沟壁不能高于坡面。正确的设置如图 10-8 所示,错误的设置如图 10-9 所示。

**10.4.2** 洞外的水不应流入隧道,避免将洞外泥砂和杂物带入洞内,堵塞洞内排水系统。当出口方向的路堑为上坡时,一般可沿路线方向反坡排水;当地形条件限制,反坡排



水有困难时,最好在隧道口设置有流水篦的横向路面截水沟,阻止洞外路面水流入隧道内。必须通过隧道排水时,水沟应保证有足够的过水断面和相应的措施。

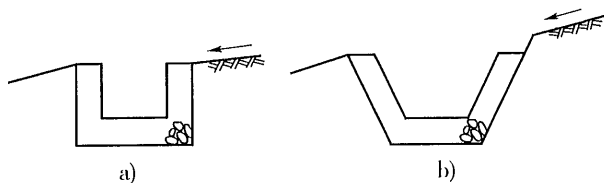


图 10-8 正确的排、截水沟形式

a)排水沟;b)截水沟

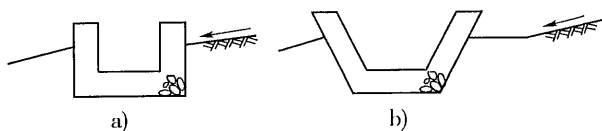


图 10-9 错误的排、截水沟形式

a)排水沟;b)截水沟

### 10.4.3

1 如不设截、拦、排等措施,地表水容易冲刷坡面,引起坡面坍塌;或流入回填土体内部,浸泡回填料,增加明洞荷载。为了保证明洞结构的安全,条文规定:“明洞顶部应设置必要的截、排水系统”。

2 为了防止地表汇水的渗透,“回填土表面宜铺设隔水层”,减少或隔断水流的通路。隔水层与边坡的搭接处往往是水流的良好通道,由于水流的渗透软化作用,易产生回填土体的滑移,故要求回填土“与边坡搭接良好”。

3 对衬砌背后的地下水,条文提出:“靠山侧边墙底或边墙后,宜设置纵向和竖向盲沟,将水引至边墙泄水孔排出”。

4 外贴式防水层防水效果显著,对明洞来说,更具有施工方便的特点,故要求“衬砌外缘应敷设外贴式防水层”。

5 明洞与隧道接头处往往是渗漏水薄弱环节,因此,“明洞与隧道接头处,应做好防水处理”。为此,明洞混凝土浇筑应严格按新旧混凝土施工规则要求施做,明洞防水层应往隧道延伸一定长度,并做好仰坡脚与明洞填土的搭接。

## 11 小净距及连拱隧道

### 11.1 小净距隧道

**11.1.1** 在第4章总体设计中对分离式独立双洞隧道的最小净距作了规定,由于工程的需要、设计与施工技术的进步,对压缩双洞最小净距的要求极为迫切,通过在京福高速公路福建段等隧道工程的实践与研究,已取得初步成果。为了规范小净距隧道的设计行为,本次修订增补了这一内容。过去对这类隧道名称不统一,有近接隧道、近间距隧道、小间距隧道和小净距隧道等。这类隧道主要指隧道间中间岩柱较薄,双洞净距较小,因此,采用小净距隧道较为确切。严格地说,双洞最小净距小于正常使用规定范围的隧道都统称小净距隧道。由于双洞净距小,施工相互影响大,对于长、特长的隧道不宜采用,但需要洞口局部压缩净距时,也是十分有效的一种技术手段。

#### 11.1.2

1 最小净距的确定对路线布置、施工难度、工期及造价均有较大影响,因此应综合分析。根据工程实际看,IV、V、VI级围岩与I、II、III级围岩在支护手段及工程造价上有较大差异,参照福建省高速公路建设指挥部与重庆交通科研设计院《京福高速公路福建段小净距隧道设计、施工关键技术研究》的成果,采用I、II、III级围岩比例进行控制,对确定合理间距十分重要。借鉴上述研究成果,当I、II、III级围岩占小净距隧道总长的80%以上时,双洞最小净距不宜小于 $0.3B$ ;当I、II、III级围岩占小净距隧道总长的50%~80%时,双洞最小净距不宜小于 $0.5B$ ;当I、II、III级围岩占小净距隧道总长的50%以下时,双洞最小净距不宜小于 $0.75B$ ;当双洞最小净距小于 $0.3B$ 时,宜与连拱隧道比选。这一指标主要是从施工中围岩的稳定和工程造价增加不宜太多等方面综合考虑的,可供设计参考。当工程需要并有足够技术保障时也可以有所突破。

2 优先采用复合式衬砌是从分部施工的特点和及时加固围岩的要求提出的。小净距隧道净距变化范围大,地质及施工等不确定因素的影响较大,较难给出通用的设计支护参数。表11-1列出的支护参数是福建京福高速公路一期工程小净距隧道的研究成果,在无类比资料时两车道小净距隧道可参照。其中水平对拉锚杆主要用于最小净距小于6m时,当大于6m时,则可用系统锚杆取代。采用水平对拉锚杆时可适当施加预应力,根据以往经验预应力的施加对改善中间岩柱的物理力学指标有一定作用,但具体数据宜试验确定,在京福路一期工程采用了30~100kN的建议值。必要时可对IV、V、VI级围岩中间岩柱进行注浆加固。I级围岩支护参数样本较少,参照II级围岩提出支护参数。VI级围

岩和三车道小净距隧道目前资料少,暂未涉及。

表 11-1 两车道小净距隧道复合式衬砌支护参数表

支护措施			围岩等级					
			I级围岩	II级围岩	III级围岩	IV级围岩	V级围岩	VI级围岩
初期支护	超前支护				小导管注浆或锚杆	小导管注浆	管棚或小导管注浆	通过试验确定
	锚杆	长(m)	需要时设	需要时设	2.5~3.0	3.0~3.5	4.0	
		间距(cm)	120×120	120×120	100×100	100×100	80×80	
	中间岩柱水平对拉锚杆或系统锚杆		120×120	120×120	100×100	100×100	80×80	
	钢架(cm)			需要时设	需要时设	80~100 (格栅)	50~80 (型钢)	
	喷射混凝土(cm)		5~8	8~10	10~15	15~20	20~25	
二次衬砌	拱、墙(cm)		30 □	30 □	35~40 □	40~45 •	45~50 •	
	仰拱(cm)				需要时设置	35~40 •	45~50 •	

注: □ -C25 素混凝土; • -C25 钢筋混凝土。

3 小净距隧道设计与施工步骤关系密切,直接影响设计意图能否实现,因此建议在设计中对各类施工方法提出明确要求。在京福高速公路一期工程中,重庆交通科研设计院等单位编制了《小净距隧道设计施工细则》,其中对 I、II、III 级围岩建议选用超前导坑预留光爆层的施工方法;IV 级围岩建议选用侧墙导坑法或台阶施工方法;V、VI 级围岩建议选用单或双侧壁导坑施工方法;施工时两主洞掌子面建议保持在 1~2 倍洞径的距离。

4 小净距隧道中间岩柱厚度小,对其保护、加固对小净距隧道极为重要,提出“少扰动、快加固、勤量测、早封闭”就是出于这一目的,施工方案制订也是从这一原则出发。

5 小净距隧道监控量测与分离式独立双洞隧道不同,因此应根据相应方法和围岩级别制订量测计划。特别强调中间岩柱稳定、地表沉降和爆破振动对相邻洞室的影响,正是小净距隧道与分离式独立双洞隧道的不同之处。

6 提出抗震强度和稳定性验算是强调在较高地震动峰值区域,小净距这类特殊隧道形式应对其结构安全性作必要评价,并参照《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004)双车道 V、VI 级围岩浅埋段的要求提出。

**11.1.3** 根据《爆破安全规程》规定,交通隧道最大临界震动速度为  $v \leq 15\text{cm/s}$ 。按照《京福高速公路福建段小净距隧道设计、施工关键技术研究》子课题施工爆破震动控制研

究的成果,应针对不同围岩与支护区别对待,并给出了建议指标,规范编写借鉴了这一成果。当先行隧道 V、VI 级围岩无支护时不大于 15cm/s,有支护时不大于 20cm/s;III、IV 级围岩无支护时不大于 30cm/s,有支护时不大于 35cm/s;I、II 级围岩有无支护时均不大于 40cm/s。在先行洞已作二次衬砌时,素混凝土不大于 25cm/s,钢筋混凝土不大于 45cm/s。但这些数据样本较少,受净距变化的影响较大,不能简单照搬,宜根据隧道具体位置试验确定,无资料时,建议按《爆破安全规程》从严掌握。

**11.1.4** 偏压时的小净距隧道支护参数、施工方法、施工顺序受偏压程度的影响较大,与无偏压的小净距隧道差异很大,故提出进行特殊设计。

## 11.2 连拱隧道

**11.2.1** 连拱隧道严格地说是隧道侧墙相连,这里选用了工程上的习惯叫法。从目前使用看,连拱隧道主要用在山区洞口地形较为狭窄或桥隧相连地段,其最大优点是双洞轴线间距可以较小,可减小占地,便于洞外接线。同时,连拱隧道较独立的双洞设计、施工更为复杂,工程造价更高、工期更长,从各地采用连拱隧道的经验看,主要用在 500m 以下的隧道居多,1 000m 以下的中隧道也偶有使用,如浙江温州尖牛山隧道长 700m,而长和特长隧道一般不采用这一结构形式,但在洞口狭窄地段也可采用从连拱隧道并最终过渡到小净距和独立双洞的隧道,如重庆菜袁路龙家湾隧道长 762m,就采用了从连拱到小净距和独立双洞的结合形式。但总体看连拱隧道主要适宜于中、短隧道。

**11.2.2** 连拱隧道发展大体经历了两个阶段,第一阶段主要采用整体式中墙的结构形式,一般结构如图 11-1 所示。它与单洞隧道主要区别在于中墙一次施作和排水系统不同,其中墙在中导洞贯通后即浇筑,它既是初期支护和二次衬砌的支撑点,又是防水层的支撑结构。洞室开挖后初期支护支撑于中墙,而防水层则绕过初期支护与中墙的结合部

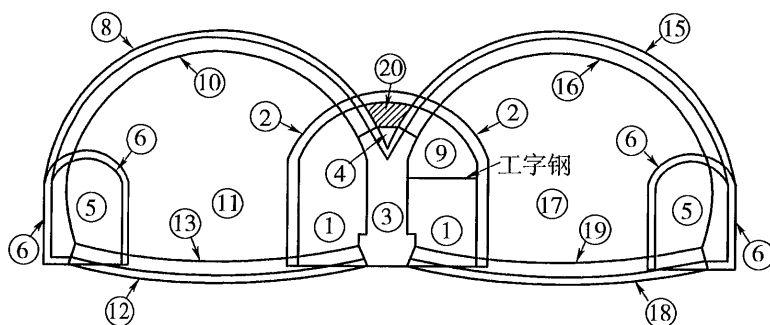


图 11-1 整体式中墙连拱隧道的施工步骤

越过中墙顶与洞室内其它防排水设施形成完整的防排水系统;中墙的中央纵向每隔一定间距埋设竖向排水管,以排除中墙顶凹部的积水。中墙与中导洞之间的空洞是待初期支护和中墙防水层施工完成后回填,其优点是双洞净距最小。它有三个较为明显的缺点:其

一,由于中墙与中导洞之间的空洞得不到及时的回填造成开挖时毛洞跨度增大, $B/H$  值较大(其中  $B$  为毛洞跨度, $H$  为毛洞高度),使洞周围岩处于较为不利的受力状态,从而影响施工安全和进度。在回填空洞时,由于受支护等因素干扰,往往没办法回填密实,这就给营运安全留下隐患。其二,由于部分围岩裂隙水经中墙顶凹部通过排水管排入排水沟,容易造成凹部积水,并且该部排防水系统施工难度大,质量难以控制,造成隧道中墙渗漏水,影响结构耐久性和营运安全。其三,由于行车单洞两侧不对称,结构不美观。因此,对这一结构形式一般不倡导。

第二阶段主要采用复合式中墙连拱隧道的结构形式,一般结构如图 11-2 所示。它与整体式中墙连拱隧道的主要区别在于中墙和中墙处的排防水处理。在中导洞贯通后随即修建中墙,要求中墙顶部与中导洞顶紧密接触,这就克服了中墙与围岩间存在着空洞的缺点,使主洞开挖时毛洞跨度相对减小,有利于洞周围岩的稳定,从而减少了施工时的辅助措施,加快了施工进度,节省了工程投资,并可大大提高结构的可靠性,使施工与营运安全得到进一步的保证。由于中墙分次施作两侧外轮廓与双洞隧道初期支护轮廓一致,有利于防水板的全断面铺设,从而使连拱隧道中间部分的排防水结构与独立的单洞隧道相同。其施工工艺相对较为简单,质量容易控制,隧道建成后排防水系统运行可靠,且较美观。从京福高速公路福建段一期工程的实践看,这一结构形式的连拱隧道效果较好,因此,建议在有条件加大中墙厚度的地段采用这一结构形式。

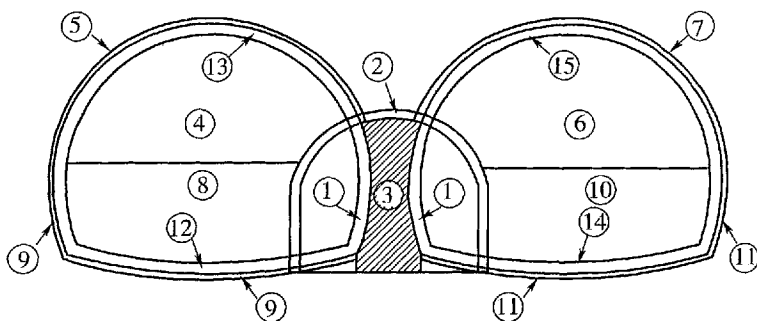


图 11-2 复合式中墙连拱隧道的施工步骤

**11.2.3** 由于连拱隧道受地形、地质和施工条件影响较大,且较普通双洞隧道技术更复杂,简单的工程类比不能解决其设计与施工安全问题,因此进行特殊设计是很必要的。

1 连拱隧道优先采用复合式衬砌,主要是基于这种隧道工序较多,分部施工的各部分必须进行及时的支护,而二次衬砌要求尽量用整体式模板台车一次完成,复合式衬砌最适合连拱隧道的工艺特点。连拱隧道受地形、地质和施工条件影响较大,必须进行特殊设计。本条列出的设计支护参数表 11-2、表 11-3 的取值,是根据浙江、福建、广东、重庆等地工程实践归纳得出的,有一定局限性,Ⅰ级围岩支护参数样本较少,分别参照Ⅱ级围岩提出支护参数。这些参数有一定参考价值,但应结合各地的地形、地质特征,进行专门的计算分析。Ⅵ级围岩支护参数样本缺乏,建议通过试验确定。

表 11-2 两车道连拱隧道复合式衬砌支护参数表

围岩等级 支护参数			I 级围岩	II 级围岩	III 级围岩	IV 级围岩	V 级围岩	VI 级围岩
初期支护	喷射混凝土(cm)		5~10	12	15	15~20	20~25	通过试验 确定
	锚杆	长(m)	2.5	2.5	3.0	3.5	3.5	
		间距(cm)	120×120	120×120	120×120	100×100	80×80	
	钢架(cm)			需要时设	需要时设	100~100 (格栅)	80(型钢)	
	超前支护				需要时设	小导管注浆	大管棚	
二次衬砌	拱顶(cm)		35/30 □	40/35 □	45/40 □	55/45 •	60/50 •	
	中墙(cm)		140~250 •	140~250 •	140~250 •	140~250 •	140~250 •	
	边墙(cm)		35/30 □	40/35 □	45/40 □	55/45 •	60/50 •	
	仰拱(cm)				45/40 □	55/45 •	60/50 •	

注:①斜线上为浅埋偏压隧道设计参数;斜线下为深埋隧道设计参数。

② □ -C25 素混凝土; • -C25 钢筋混凝土。

表 11-3 三车道连拱隧道复合式衬砌支护参数表

围岩等级 支护参数			I 级围岩	II 级围岩	III 级围岩	IV 级围岩	V 级围岩	VI 级围岩
初期支护	喷射混凝土(cm)		10	12	15	15~20	20~25	通过试验 确定
	锚杆	长(m)	2.5	3.0	3.5	3.5	3.5~4	
		间距(cm)	120×120	100×100	100×100	100×100	100×100	
	钢架(cm)			需要时设	需要时设	80~100 (型钢)	80(型钢)	
	钢筋网(cm×cm)		φ6.5, 20×20	φ6.5, 20×20	φ6.5, 20×20	φ6.5, 20×20		
	超前支护			需要时设	小导管注浆	小导管注浆	大管棚	
二次衬砌	拱顶(cm)		40/35 □	45/40 □	50/45 •	60/50 •	65/55 •	
	中墙(cm)		210~350 •	210~350 •	210~350 •	210~350 •	210~350 •	
	边墙(cm)		40/35 □	45/40 □	50/45 •	60/50 •	65/55 •	
	仰拱(cm)		需要时设	45/40 □	50/45 •	60/50 •	65/55 •	

注:①斜线上为浅埋偏压隧道设计参数;斜线下为深埋隧道设计参数。

② □ -C25 素混凝土; • -C25 钢筋混凝土。

2 中墙设计是连拱隧道的关键环节,往往受洞外接线影响较大,对结构如何兼顾设计与施工安全、防排水系统的可靠性等考虑不够,故特别强调三者的有机结合。

3 提出连拱隧道中墙最小厚度的依据是近年我国公路隧道工程实践的经验,中墙要承受施工过程中拱部施加的不对称推力,而要保持中墙稳定不开裂的构造厚度。对于复合式中墙连拱隧道考虑了两洞二次衬砌的构造厚度。

4 整体式中墙的连拱隧道,中墙的防排水施工难度较大,本款提出的几点要求,是根据这一结构形式的问题提出的。其设置方式可按图 11-3 进行。中墙顶设置纵向排水管,中墙顶纵向施工缝处设置止水条或止水带,中墙内埋设竖向排水管,将中墙顶纵向排水管中的水引入洞内边沟。

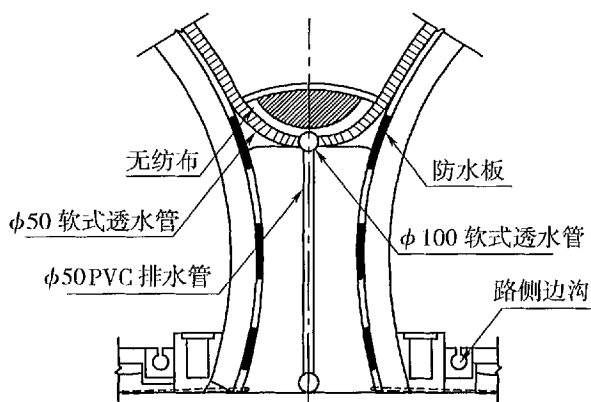


图 11-3 中墙顶部防排水

5 连拱隧道由于结构整体相连,其变形缝设置与独立隧道不同,要求双洞变形缝应同步设置,设置间距在广东五先岭连拱隧道提出 10m 的要求,本次提出按需要设置,旨在提醒规范使用者重视这一问题。

6 本款是根据浙江、福建、广东、重庆等地工程实践和浙江金丽温高速公路建设指挥部等关于《连拱公路隧道综合修建技术研究》的研究成果,经综合分析得出。隧道周边容许相对位移值是连拱隧道的重要稳定性判据,其拱顶下沉可取规定值的 70%,水平位移值可取规定值的 80%。

7 由于连拱隧道施工工艺较复杂,设计内容包括施工过程中结构的安全性,设计和施工密不可分,因此,强调设计中考虑将要采取的施工方法等,对于保证连拱隧道设计意图的实现特别重要。从已建成连拱隧道的情况看,两车道连拱隧道 V、VI 级围岩,宜采用配合超前支护的三导洞施工方法,I、II、III、IV 级围岩,多采用中导洞施工方法。三车道连拱隧道 IV、V、VI 级围岩,多采用配合超前支护的三导洞施工方法,I、II、III 级围岩,可采用中导洞施工方法。施工时两主洞宜保持 1~2 倍洞径以上的距离。

8 导洞最小开挖宽度,主要是根据施工中中墙施工必要的操作空间要求提出,也结合了各地导洞实际操作经验提出。连拱隧道往往采用导洞先行,这对超前探明围岩情况极为重要,以前这方面的资料反馈不够及时,这次专门提出这一要求,是想通过这一工作让设计和施工方案更加符合实际。

9 本款提出这一要求,是因为连拱隧道两拱与中墙很难同时施作,这时往往作用于中墙的推力是不对称的,主要可通过施工中加临时支撑或调整施工步骤加以解决,设计中应对这一问题加以重视。

10 提出抗震强度和稳定性验算是强调在较高地震烈度区,连拱隧道这类特殊结构形式应对其结构安全性作必要评价,并按《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004)双车道明洞和双车道 V、VI 级围岩浅埋段的要求提出。

**11.2.4** 根据《爆破安全规程》,隧道最大临界震动速度为  $v \leq 15\text{cm/s}$ 。

**11.2.5** 已建连拱隧道的经验已经证明偏压时支护参数、施工方法、施工顺序受偏压程度的影响较大,与无偏压的连拱隧道差异很大。同时在偏压状态下,不同的施工步骤,围岩扰动范围是不同的,以前在这方面重视不够,导致部分工程不顺利,因此提出进行特殊设计的要求。参照浙江金丽温高速公路建设指挥部等《连拱公路隧道综合修建技术研究》的研究成果,“先外后里”较“先里后外”其塑性区分布及初期支护内力等均更优,因此,一般宜采用外侧隧道先行的施工顺序。

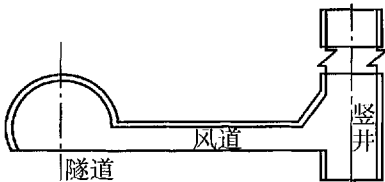
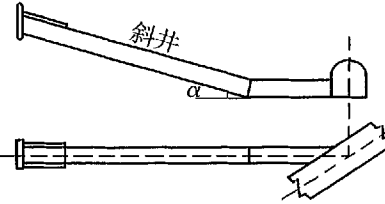
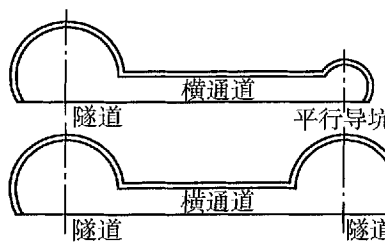
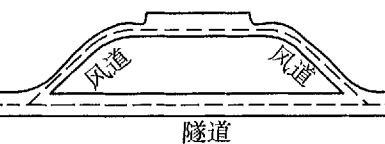


## 12 辅助通道

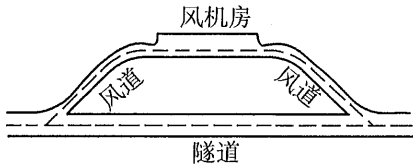
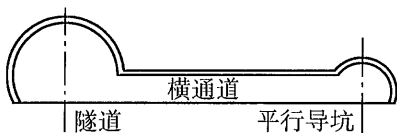
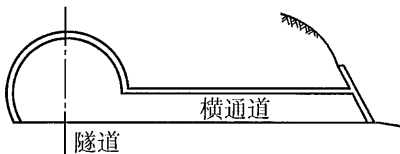
### 12.1 一般规定

**12.1.1** 辅助通道有两类:一是为满足公路隧道营运时通风、救援的需要而设的营运辅助通道,二是为增加开挖面加快施工进度而设的施工辅助通道。各种辅助通道的类型、主要用途及适用条件见表 12-1。

表 12-1 辅助通道类型、用途及适用条件

辅助通道类型		主要用途	适用条件
竖井		营运通风	特长隧道分段纵向式机械通风
		增加施工开挖面	长、特长隧道,地质条件较好; 无设置横洞、斜井的条件; 洞顶局部地段覆盖较薄
斜井		营运通风	特长隧道分段纵向式机械通风
		增加施工开挖面	长、特长隧道,地质条件较好; 埋置不深; 虽埋置深但隧道适宜位置处傍侧有低洼地形
横通道		营运避难、救援通道	中、长、特长隧道,分离式双洞单向行车或隧道与平行导坑之间的连接
		施工联络道,增加施工开挖面,便于施工通风、运输	平行导坑与隧道的联络; 分离式双洞的联络
风道		营运通风	设置竖井或斜井与隧道通风连接; 风机房与隧道连接

续上表

辅助通道类型		主要用途	适用条件
地下风机房		放置风机及其机电设备	有设置地下风机需求的特长隧道； 地质条件较好
平行导坑		营运避难,救援通道	单洞双向行驶的长、特长隧道； 远期规划修建第二线隧道时
		增加施工开挖面	长、特长的深埋隧道； 不宜采用其它辅助通道时
		超前探测地质情况	地质情况复杂
		排泄通道	有大量地下水或瓦斯
横洞		增加施工开挖面	傍山、沿河； 桥隧相连施工干扰大或进出口场地狭窄； 地质不良,进洞困难

**12.1.2** 一般情况下,隧道长度是选设辅助通道的基本条件,当某公路一经决定施工,必然就有一个工期的要求,因此在全面安排施工组织计划后,隧道仅以两个开挖面掘进,施工进度不能满足工期要求时,就有考虑设置辅助通道的必要,以增辟开挖面,适应施工工期的要求。从当前的施工技术水平和机具设备来看,当隧道长度在 3km 及以上时,为满足工期要求,同时结合营运通风、救灾的要求需设置辅助通道。

设计时,必须对辅助通道的设置与否,采用何种类型等问题进行多方案技术经济比较,慎重采用,防止缺乏整体规划,不顾经济效益,仅从施工方便考虑,随意设置辅助通道,造成工程上的浪费。

**12.1.3** 设置辅助通道的目的,主要是增加开挖面加快施工进度,而影响进度的关键多在于出渣速度。因此在设计时,首先要根据运输要求确定采用单道或双道断面,地质条件则决定了断面的形状,如地质条件较好,可采用梯形断面,而地质条件较差时,则需采用拱形断面。按上述条件确定的同时,还需综合考虑设备、管路布置等要求,力求提高断面利用率,缩小断面积,以降低造价和加快施工进度。

1 作为营运通风道时,其断面积可按《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ 026.1)的有

关要求考虑。

2 营运辅助通道兼作施工通风道时,应根据施工通风所需的风量核算其净断面积,使风速控制在允许范围以内。计算公式如下:

$$v = Q/F \leq v_{\text{允许}} \quad (12-1)$$

式中:  $v$ ——通过坑道风流的速度(m/s);

$Q$ ——所需风量( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$F$ ——坑道的净断面积( $\text{m}^2$ );

$v_{\text{允许}}$ ——坑道允许通过的最高风速,  $v_{\text{允许}} = 6\text{m/s}$ 。

一般认为风道中风速采用  $10 \sim 15\text{m/s}$  为宜,以使选用的通风机的效率经济合理。

通过核算辅助通道断面积后,若不能满足营运通风要求时,则应修改断面,避免施工过后重新扩大断面,造成浪费。

3 斜井、平行导坑在一侧应留有宽度不小于  $0.75\text{m}$  的人行道,另一侧应设不小于  $0.25\text{m}$  的间隙宽度;运送车辆停车处,在一侧应留有宽度不小于  $1.0\text{m}$  的人行道;轨道运输时,两条轨道中心线之间的距离应大于  $0.2\text{m}$ ;有摘挂钩作业的车场,两列列车车体最突出部分之间的间隙不得小于  $0.7\text{m}$ 。

**12.1.5** 近年来修建的长隧道,很多都采用了辅助通道。竣工营运后除少数利用外,多数废弃,仅做了洞口的封闭工程,在营运中往往发生病害,以致危及行车安全。过去有用木支撑做支护的,竣工后还有少量木支撑因山体压力随时间增加不易拆除而留下,以致当支撑腐朽,山体压力继续增加造成洞壁坍塌,而在隧道开挖时,隧道四周一定范围内的围岩都受到扰动,应力状态发生变化,这一范围内辅助通道的稳定与否,直接影响到隧道衬砌的外荷状况,辅助通道一旦坍塌,必然导致主洞山体压力增大,同时会引起地下水流不畅,甚至堵塞,往往造成支护裂损,边墙渗漏水等病害。因此对辅助通道的支护,不能仅仅从施工阶段安全的角度出发,还应保证主洞营运安全。所以,要求设计时对不予利用而可能造成各种病害的辅助通道进行妥善处理。

**12.1.6** 隧道施工中的弃渣、废水、废气、噪声都会给环境造成不良影响,特别是弃渣堵塞水道、河道,造成水患和占用农田的事常有发生。以往隧道选位、洞门设计,考虑与自然景观相协调已然不足,而辅助通道洞(井)口位置的选择和设计,考虑与自然环境、自然景观相协调更为不足。条文中因而规定辅助通道洞(井)口选位和设计、施工场地布置及弃渣处理等应与环境保护、道路交通总体布置相协调。这是与国家现行的环境保护法规相协调一致的。

**12.1.7** 采用竖井和斜井作辅助通道时,地下水的排出直接影响到工程的进度、造价及施工安全,因此在勘测设计过程中应切实了解和掌握地下水的情况,并根据涌水量的大小和施工组织安排及有关规定,确定井下泵房、水仓等排水系统的设置。

## 12.2 竖井

### 12.2.1

1 在设置斜井、竖井时,应使井身通过地质较好的地段,这是因为竖井在工程地质、特别是水文地质差的情况下,施工难度大、进度慢、造价高且不安全。在选设井口位置时,其井口地形应有布置提升设备以及卸料和出渣所需的场地。设置竖井的目的在于增辟主洞开挖面,加快施工速度,满足工期要求。如果忽视这些要求,井身施工期长,且增加造价,将达不到设置竖井的预期效果。

在竖井和斜井的施工中,因斜井的施工设备和施工技术较简单,而竖井施工需要一套专门的设施,如吊盘、抓岩机、吊桶、稳车等。二者比较,竖井的施工进度慢,水的排出困难,造价高,安全性也差,同时竖井测量投点困难,向主洞延伸测量误差较大。

“井口位置的高程应高出洪水频率为 1/100 的水位至少 0.5m”。这是根据工程实践中的经验教训提出来的。隧道竣工后,一般竖井或斜井、通风井成为永久建筑的一部分。在洪水位高程难以确定,井口有可能被洪水淹没时,则应有确保安全的防洪措施。

2 竖井设在隧道中线上时,对主洞施工有干扰,不安全,而且竖井与隧道接头处拱顶衬砌结构处理较复杂,如竖井漏水将威胁主洞,处理也较困难,而设在中线一侧,则可避免上述缺陷,故平面位置以设在隧道中线的一侧为宜。

根据以往的实践,竖井平面位置宜设在与隧道净距不小于 15m 处,这在一般围岩下是可行的;当地质条件差时,应选用较大的距离。竖井与隧道的间距还应考虑井口地形和井底车场的布置,以利出渣、进料和便利施工。

3 安全梯主要是作为井下发生突发事故和停电时的安全设施,而在主洞未贯通前,它又是惟一的出口,平时也可利用安全梯检查井筒装备和处理卡罐等事故。

**12.2.2** 竖井井口多处在松软的表土层或风化破碎的岩层内,故条文规定:“竖井井口应设混凝土或钢筋混凝土井颈”。其井颈的形式、尺寸和材料可根据井口地质条件、井架和井口建筑物传给井颈的荷载及施工方法等因素确定。

因马头门是十字交叉点,结构特殊,受力情况复杂,还要承受井筒传来的力,故“马头门应作模筑混凝土衬砌”。

在竖井支护中,一般地质条件下均可采用无壁座支护;当地质条件差,衬砌与地层间粘结力小,地基承载力低,或需承受上方较大的荷载,而设置壁座可以扩散承受的负荷,减小单位地基承载力,故规定“井口段、地质条件较差的井身段及马头门的上方宜设壁座”。

**12.2.3** 竖井不论在建井还是在使用过程中,必须安全工作,在提升过程中会因断绳、脱钩产生溜车(掉罐)或过卷,以及在竖井中的碰撞事故。故本条提出:“竖井必须设有安全设施”。

## 12.3 斜井

### 12.3.1

2 近年来,斜井施工数量逐年增多,根据调查,大多倾角设在 $25^{\circ}$ 以下,一般认为斜井倾角小,对斜井本身的修建速度有所提高,工作人员上下方便、安全,并可提高斜井的提升能力,对隧道快速施工起到一定作用,当采用矿车提升,倾角超过一定的角度就会出现掉块,角度越大掉块现象越严重,同时还容易造成掉道。故规定:“串车提升时,不大于 $25^{\circ}$ ”。由于施工技术和施工机械化程度的不断提高,主洞施工进度加快,出渣量增大,除采用大容积提升容器外,采用箕斗提升亦可适当增大倾角,以缩短斜井长度,增大提升能力,加快斜井的提升速度。为此,在地形有利而另有通道进料时,可设专为出渣用的箕斗提升斜井,故规定:“箕斗提升时,不大于 $35^{\circ}$ ”。胶带运输机的斜井,在公路隧道中很少使用,缺乏经验,参照国内外有关资料,考虑到隧道弃渣与冶金部门提升的矿石、矸石的情况相接近,从安全出发,故规定:“胶带输送机提升时,不大于 $15^{\circ}$ ”。

4 “井身纵断面不宜变坡”,是由于井身变坡会给提升带来不利。如纵断面是凹形,钢丝绳与轨面之间呈现一弓弦状,极易撞击顶板,增加钢丝绳的磨损及造成车辆掉道;如纵断面是凸形,车辆行经变坡点,其重心落在后轮时,前轮跷起,不能保持稳定,易发生掉道,不安全。

“井口和井底变坡点应设置竖曲线”,是为了缓和变坡点坡度的急剧变化,使车辆能够平稳顺利地通过变坡点,不致发生掉道和脱钩。

5 “斜井必须设置宽度不小于 $0.75\text{m}$ 的人行道”,适用于串车、箕斗提升的斜井,也适用于采用胶带输送机提升的斜井,但前者是设在一侧,后者是设在胶带输送机与轨道之间。

**12.3.3** 斜井不论在施工还是在使用过程中,必须安全工作,在提升过程中会因断绳、脱钩产生溜车(掉罐)或过卷,以及在斜井中的掉道、翻车等事故。故本条提出:“斜井必须有相应的安全措施,并在适当位置设挡车设备,严防溜车”。“相应措施”除挡车设备外,斜井串车提升时井口应设阻车器,车辆上应设置抓钩,联接插销应有防止脱钩的装置;防止过卷、过速装置以及必要的检查管理制度等。“适当位置设挡车设备”是指在井口和井底应各设一道挡车设备,斜井井身则根据斜井长可设 $1\sim 2$ 道挡车设备。

“倾角在 $15^{\circ}$ 以上的斜井应有轨道防滑措施”。因为斜井轨道与水平轨道不同,斜井轨道由于重力作用,往往下滑,轨缝增大或缩小,轨道连接螺栓被剪断,局部线路或道岔变形,使维护困难,造成事故,危及人员和设备安全,影响正常的施工。故作此规定。

## 12.4 平行导坑与横洞

**12.4.1** 实践表明,平行导坑对解决施工通风、排水、运输和减少施工干扰,以及增加主

洞开挖面都能起一定的作用,对加快施工进度有利,并能起探明地质的作用。要通过平行导坑增辟开挖面,则要求平行导坑施工比主洞有较大的超前,这只有在平行导坑长度较长时才能实现。平行导坑成本较高,一般约占隧道造价的 30% 左右,而隧道竣工后,除少数平行导坑有营运排水作用外,一般为废弃工程。因此,条文规定:“长度在 3 000m 以上或确有特殊需要的隧道,可采用平行导坑”。

瓦斯隧道施工时,为防止瓦斯爆炸,加强通风是最主要的措施。由于需要的风量大,风管式通风往往不能满足需要,因此,应优先采用能形成全负压的巷道式通风的平行导坑。另外,《煤矿安全规程》规定:每个生产矿井必须至少有两个能行人的通地面的安全出口。公路瓦斯隧道与煤矿生产矿井虽有区别,但设置平行导坑后多一个通向洞外的出口,对于防止瓦斯灾害是有显著作用的。

条文提出平行导坑“坑底高程宜低于隧道底面高程 0.2 ~ 0.6m”,这可使横通道的纵坡向平行导坑布置为下坡,有利于主洞水流向平行导坑排出和重车出渣。为有利于排水,其坡度不应小于 0.3%。另外,瓦斯隧道设置平行导坑作为辅助通道用于排放瓦斯时,其底面高程应高于隧道底标高,如此则隧道不能用平行导坑排水和出渣。

在考虑兼顾营运隧道排水时,应加深平行导坑内水沟的深度。

**12.4.2** 平行导坑和主洞的排水关系可能出现多种形式,当隧道内为单向坡,平行导坑纵坡与隧道一致反向掘进时,地下水需依靠机械抽排;若两端平行导坑不贯通,到营运时,高洞口端平行导坑地下水只能流经隧道排出;隧道纵坡为人字坡或单向坡,而地下水量大,需流经平行导坑排出,但考虑不周或处理不当时,往往产生滞留、倒流、漫流等情况,因此设计时对平行导坑的水沟断面、坡度都应和主洞排水系统一并考虑,以免造成上述问题。

**12.4.3** 傍山、沿河隧道,当施工需要时,采用横洞施工,方便实用。其连接形式应根据地质、施工的主攻方向和进度要求及横洞的长短,确定采用单联或双联。

“应设向横洞外不小于 0.3% 的下坡”,这是根据一般的排水坡度要求而定的。

## **12.5 横通道、风道及地下机房**

**12.5.2、12.5.3** 主要内容来自《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ 026.1)中的 3.7.1 条、3.8.1 条。

## 13 辅助工程措施

### 13.1 一般规定

**13.1.1** 隧道通过浅埋地段、自稳性差的软弱破碎地层、严重偏压、岩溶流泥地段、砂土层、砂卵(砾)石层、断层破碎带以及大面积淋水或涌水地段时,常会发生开挖面围岩失稳,或由于初期支护的强度不能满足围岩稳定的要求以及由于大面积淋水、涌水导致洞体围岩丧失稳定而产生坍塌、冒顶等,这不仅使围岩条件更加恶化,给施工带来极大困难,而且影响施工安全,延误工期,影响工程质量和隧道使用年限。此时采用通常的锚杆、喷射混凝土层、钢支撑等初期支护难以稳定围岩,因此需要采用辅助工程措施(又称辅助工程方法,简称辅助工法)以加强围岩的稳定性。

辅助工程措施包括地层稳定措施和涌水处理措施。地层稳定措施又可以分为对地层预支护与预加固两大类,主要有管棚、超前导管、超前钻孔注浆、超前开挖面锚杆、上半部临时仰拱封闭法、拱脚导管锚固、地表砂浆锚杆与注浆加固、墙式遮挡法等;涌水处理措施主要有注浆止水法、超前钻孔排水法、超前导洞排水法、井点降水法和深井排水法等。

**13.1.2** 是否采用辅助工程措施,应根据隧道所处的工程地质和水文地质条件、隧道长度、埋置深度、施工机械、工期和经济等方面考虑决定。各辅助工程措施的适用条件如表 13-1。使用时,可结合隧道所处的围岩条件、施工方法、进度要求、配套机械、工期等进行比选,有时可采取几种方法综合处理。

表 13-1 辅助工程措施及其适用条件

辅助工程措施		适 用 条 件
地 层 稳 定 措 施	管棚法	V 级和 VI 级围岩,无自稳能力,或浅埋隧道及其地面有荷载
	超前导管法	V 级围岩,自稳能力低
	超前钻孔注浆法	V 级和 VI 级软弱围岩地段、断层破碎带地段、水下隧道或富水围岩地段、坍方或涌水事故处理地段以及其它不良地质地段
	超前锚杆法	IV ~ V 级围岩,开挖数小时内可能剥落或局部坍塌
	拱脚导管锚固法	V 级围岩,自稳能力低
	地表锚杆与注浆加固法	V 级围岩浅埋地段和埋深 $\leq 50\text{m}$ 的隧道
	墙式遮挡法	浅埋隧道,且隧道上方两侧(或一侧)地面有建筑物

续上表

辅助工程措施		适用条件
涌水处理措施	注浆止水法	地下水丰富且排水时挟带泥沙引起开挖面失稳,或排水后对其它用水影响较大的地段
	超前钻孔排水法	开挖面前方有高压地下水或有充分补给源的涌水,且排放地下水不会影响围岩稳定及隧道周围环境条件
	超前导洞排水法	同上
	井点降水法	渗透系数为 0.6~80m/d 的匀质砂土及亚粘土地段
	深井降水法	覆盖较浅的均质砂土及亚粘土地层

## 13.2 地层稳定措施

**13.2.1** 管棚是将钢管(导管)安插在已钻好的孔中,沿隧道开挖轮廓外排列形成钢管棚,管内注浆,并与强有力的型钢钢架组合成预支护系统(图 13-1),以支承和加固自稳能力极低的围岩,适用于极破碎的地层、塌方体、岩堆等地段,对防止软弱围岩的下沉、松弛和坍塌等有显著效果。其特点是支护能力强大,适用于含水的砂土质地层或破碎带,以及浅埋隧道或地面有重要建筑物地段。

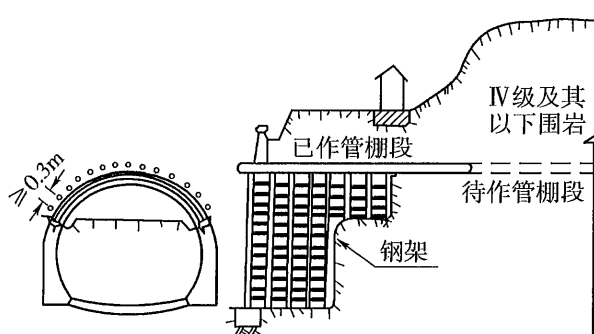


图 13-1 型钢钢架组合预支护系统

管棚的形状如图 13-2 所示,随隧道开挖面形状和导管的布置方式而异。

管棚钢管沿隧道开挖轮廓线纵向设置,其长度为 10~45m,应视地质情况选用。为保证开挖后管棚钢管仍有足够的超前长度,纵向两组管棚搭接长度应大于 3.0m。管棚钻孔环向间距应视管棚用途而定,如果考虑防塌与防水,一般为 30~50cm。

导管宜为热轧无缝钢管,并分段安装,两段之间用“V”型对焊或丝扣连接。导管上须钻注浆孔,呈梅花形布置(图 13-3)。导管尾部留有不钻孔的止浆段。

在进行管棚设计时,设计参数宜根据实际地质情况及施工条件参照本条规定的要求进行。



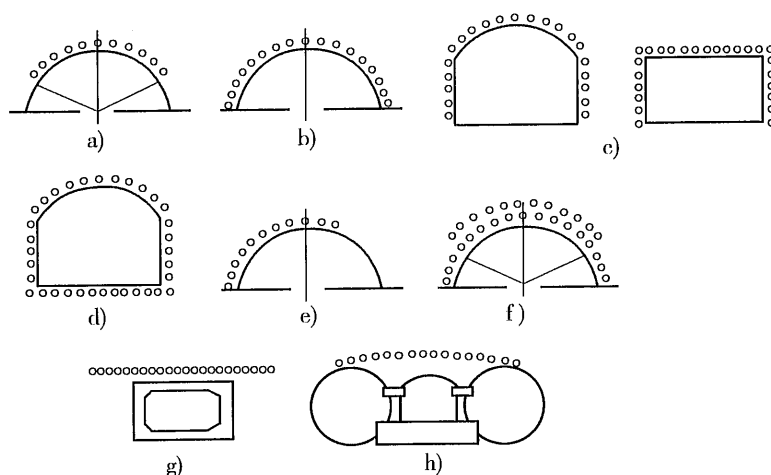


图 13-2 管棚形状

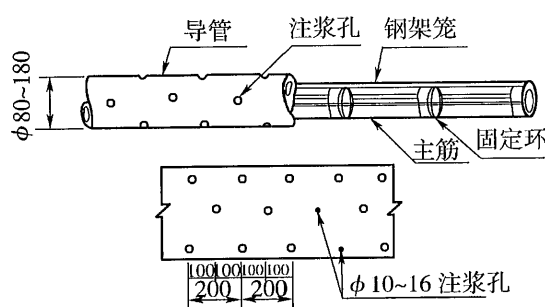


图 13-3 梅花形布置导管(mm)

**13.2.2 超前小导管**是沿隧道纵向在拱上部开挖轮廓线外一定范围内向前上方倾斜一定角度,或者沿隧道横向在拱脚附近向下方倾斜一定角度的密排注浆花管(图 13-4)。注浆花管的外露端通常支于开挖面后方的格栅钢架上,共同组成预支护系统。

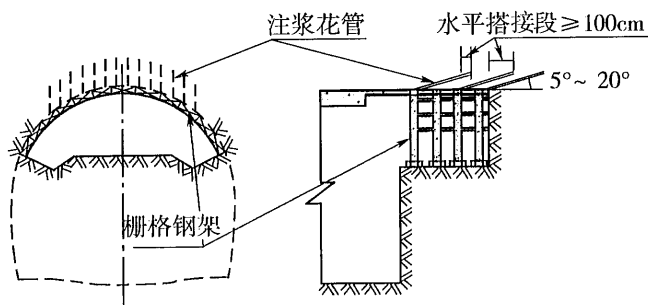


图 13-4 密排注浆花管

注浆小导管既能加固洞壁一定范围内的围岩,又能支托围岩,其支护刚度和预支护效果均大于超前锚杆,适用于自稳时间很短的砂土层、砂卵(砾)石层、断层破碎带、软弱围岩浅埋段等地段的隧道。

小导管前部钻有注浆孔,呈梅花形布置,前端成锥形,尾部长度不小于 30cm,作为不钻注浆孔的预留止浆段(图 13-5)。

压注水泥砂浆的水灰比一般为 0.5 ~ 1.0。当围岩破碎、岩体止浆效果不好时,亦可采用水泥-水玻璃双液注浆,将浆液凝结时间控制在数分钟之内。注浆压力宜为 0.5 ~ 1.0MPa,必要时在孔内设止浆塞。

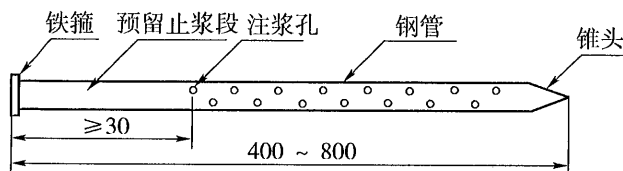


图 13-5 不钻注浆孔的预留止浆段(单位:cm)

浆液扩散半径  $R$  可根据导管排列密度确定,考虑注浆扩散范围相互重叠的情况,可按式计算:

$$R = (0.6 \sim 0.7) L \quad (13-1)$$

式中:  $L$ ——导管中心间距(m)。

单根导管注浆量  $Q$  按下式计算:

$$Q = \pi R^2 l n \quad (13-2)$$

式中:  $R$ ——浆液扩散半径(m);

$l$ ——导管长度(m);

$n$ ——围岩空隙率(%)。

导管注浆也可与格栅钢架组成预支护系统。格栅钢架又称格构梁,施工现场多称为花拱。常用  $\phi 22 \sim 30\text{mm}$  的主筋和  $\phi 12 \sim 16\text{mm}$  的构造筋,经冷弯焊接而成。其与注浆小导管组合成的预支护系统具有类似管棚的作用,也可称为短管棚。具有如下特点:

- 1) 比超前锚杆或小导管的支护能力强大;
- 2) 比管棚简单易行,灵活经济,但支护能力较弱;
- 3) 格栅钢架内空间被喷射混凝土充填、覆盖,具有较好的防水性能;
- 4) 充填的喷射混凝土与围岩和钢筋均紧密粘结,形成一个刚度较接近的共同变形体,受力条件合理。

**13.2.3 超前钻孔注浆预加固地层**是把具有充填和凝胶性能的浆液材料,通过配套的注浆机具设备压入所需加固的地层中,经过凝胶硬化作用后充填和堵塞地层中缝隙,减小注浆区地层渗水系数及隧道开挖时的渗漏水量,并能固结软弱和松散岩体,使围岩强度和自稳能力得到提高。

超前围岩预注浆又称长孔注浆,它是加固地层、封堵水源的一种方法。适用于软弱围岩及断层破碎带、自稳性差的含水地质地段。注浆孔深一般在 15 ~ 30m。注浆孔可在地表或开挖面正面分层布置,在纵向呈伞形辐射状。要求注浆孔底间距按各个注浆孔的扩散半径相互重叠的原则确定。

8 ~ 16m 的浅孔可采用钻孔台车钻注浆孔;当孔深超过 16m 时,则应采用重型风钻或钻机钻孔。

注浆孔径 75 ~ 110mm; 注浆孔间距按 1.5 ~ 1.6 倍浆液扩散半径决定, 一般为 2 ~ 3m。浆液扩散半径为 1 ~ 2m。注浆范围为开挖轮廓线以外 1 ~ 3m。

以提高软弱围岩强度为主要目的的注浆范围按下列不同情况计算确定:

1) 注浆区围岩可视为弹性体时, 注浆范围半径取 2 ~ 3 倍的隧道开挖平均半径较为合理。

2) 在断层破碎带注浆范围半径取 3 ~ 4 倍的隧道开挖平均半径较为恰当。

注浆段长应根据工程地质、水文地质和钻孔机械及注浆设备等条件确定。一般情况下, 设计段长可取 30 ~ 50m, 对于破碎岩层或涌水量大的地段, 可适当取短些, 每次在注浆段长度范围内保留 5 ~ 10m 左右不开挖, 作为下一段注浆的止水(浆)岩盘。止水(浆)岩盘的厚度, 可根据岩石的抗剪强度、注浆压力、开挖断面的平均直径等条件经计算确定, 计算厚度应满足下一段注浆时, 有设置止浆塞的条件和位置。

根据确定的注浆范围、注浆段长、浆液材料、扩散半径以及工程要求等条件布置注浆孔。布孔原则是使各注浆孔浆液扩散范围相互重叠, 以免出现“盲区”, 造成隧道开挖时涌水或坍方。

洞内工作面预注浆的注浆孔布置可由工作面向开挖方向呈伞形辐射状, 根据隧道施工开挖方式分全断面一次布孔和半断面多次布孔, 或从侧向导坑布置注浆孔等方式。钻孔布置成一圈或数圈, 内外圈按梅花形排列, 并采用长短孔相结合(图 13-6)。

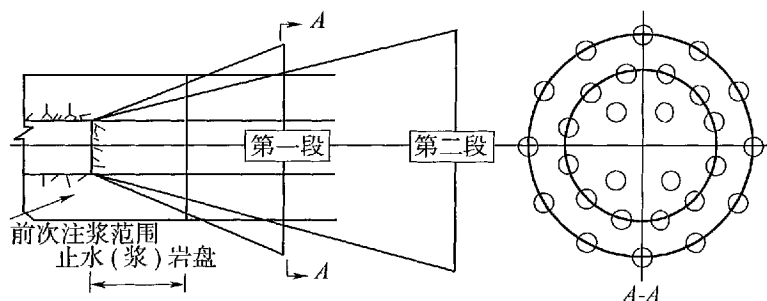


图 13-6 钻孔布置

注浆孔底间距按单孔注浆时浆液扩散半径来确定, 孔间距为 1.4 ~ 1.7 倍的扩散半径。

注浆钻孔深度和角度计算是根据注浆段长, 采用作图或计算求得。计算时是根据注浆孔的孔底和孔口坐标算出注浆钻孔的倾角、偏角和孔长。

隧道周边浅孔预注浆的注浆孔布置可根据地质条件、施工方法和机具设备确定。在地质条件特别差的地段, 可采用周边浅孔预注浆和管棚相结合的施工方法。由于钻管棚孔时引起围岩松动, 孔壁与管棚钢管之间存在一定的空隙, 加之地下水作用, 若不作处理, 在开挖时管棚孔间易产生流泥、流石, 严重时可能引起坍塌。可在打入管棚导管后, 再打周边孔预注浆(图 13-7), 封堵管棚四周裂缝和空隙, 使隧道衬砌外周形成一个加固封闭圈。周边浅孔预注浆可与开挖方法相配合, 当采用上下半断面开挖时, 周边注浆也可分上下半断面两次进行。周边注浆孔一般可采用钻孔台车施工, 注浆孔深度 8 ~ 12m, 注浆钻孔方向大致与管棚导管平行, 孔口位置在初期支护轮廓线内侧 0.3m 左右, 间距视地质条

件确定。

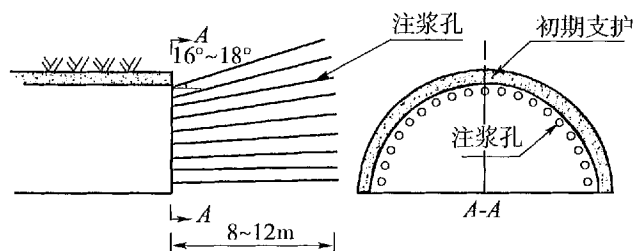


图 13-7 周边孔预注浆

注浆方式有前进式、后退式及全孔一次式等,可根据涌水量大小及注浆孔的深度选用。当钻孔遇有较大涌水时,应暂停钻孔,待再压浆后,重复钻孔、注浆,这种注浆方式称为前进式注浆。当钻孔中涌水量较小时,则钻孔可直钻到设计深度,然后从孔底向孔口进行分段注浆,这种注浆方式称为后退式注浆。当钻孔直至孔底,然后一次注浆完毕,这种注浆方式称为全孔一次注浆。一般在软弱地层中多采用分段前进式注浆。

注浆结束后应及时对注浆效果进行检查,检查方法通常有分析法、检查孔法、声波监测法等。

注浆材料的可灌性要好,易注入岩石裂缝中;要求早期强度高且后期强度下降不大,有一定的胶凝时间,其结石体透水性低,材料配合及操作简单,料源广,价格便宜,不会污染地下水,对操作人员无伤害等。详细内容参见《公路隧道施工技术规范》(JTJ 042)有关的说明部分。

**13.2.4 超前锚杆**又称斜锚杆,一般适用于浅埋松散破碎的地层,是沿隧道纵向在拱上部开挖轮廓线外一定范围内向前上方倾斜一定外插角,或者沿隧道横向在拱脚附近向下方倾斜一定外插角的密排砂浆锚杆。前者称拱部超前锚杆,后者称边墙超前锚杆(图 13-8)。

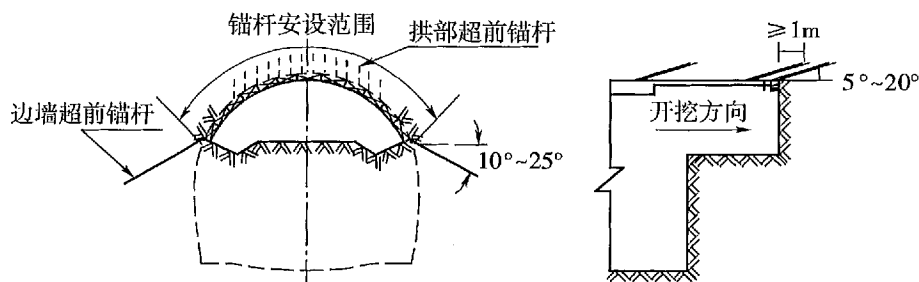


图 13-8 超前锚杆

拱部超前锚杆用以支托拱上部临空的围岩,起插板作用。边墙超前锚杆用在先拱后墙法开挖边墙的过程中,将起拱线附近岩体所承受的较大拱部荷载传递至深部围岩,从而提高施工中的围岩稳定性。

**13.2.5 地面砂浆锚杆**是对地层预加固的一种方法,它适用于浅埋、洞口地段和某些偏

压地段(图 13-9)。为使预加固有较好的效果,锚固砂浆在达到设计强度的 70% 以上时,才能进行下方隧道的开挖。

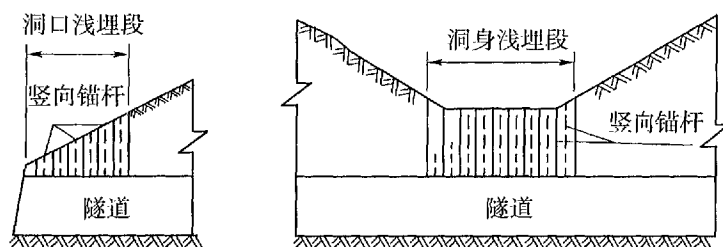


图 13-9 地面砂浆锚杆

锚杆长度一般为地面至隧道拱部外缘线之间的距离,如图 13-10。

地表锚杆加固宽度可按 1~2 倍隧道宽度考虑,亦可按下列方法确定:

#### 1 破裂面估算法

用破裂面法计算加固宽度,系假定在软弱围岩中开挖隧道后,边墙外侧岩体沿竖直面呈  $45^\circ - \varphi/2$  夹角的破裂面滑动。由该破裂面向上延伸与地面交线之间的距离,即为应加固的宽度  $B$ (图 13-11),其半宽度  $B/2$  为:

$$B/2 = \frac{b}{2} + (h + H) \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (13-1)$$

式中:  $b/2$ ——隧道开挖宽度之半(m);

$h$ ——隧道埋深(m);

$H$ ——隧道开挖高度(m);

$\varphi$ ——岩体内摩擦角( $^\circ$ )。

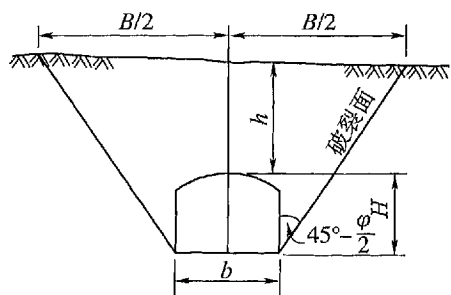


图 13-11 加固宽度  $B$

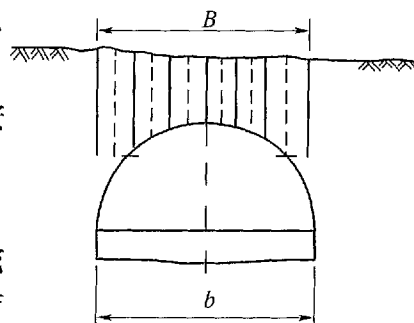


图 13-10 锚杆长度

#### 2 根据埋深选定加固长度

纵向加固长度一般采用浅埋段长度,亦可按埋深  $h \leq 2b$  ( $b$  为隧道开挖宽度)时的长度作为加固长度范围。

**13.2.6 地表注浆加固法** 对于隧道埋深小于 50m, 围岩稳定性较差, 开挖过程中可能引起塌方的不良地段, 它通过从地面向下钻孔注浆, 对围岩进行预先加固。与 13.2.4 条相比, 除了注浆孔的布置(图 13-12)不同外, 其余要求相同。

**13.2.7 墙式遮挡法** 一般用于浅埋隧道, 且隧道上方两侧(或一侧)地表有建筑物。此时可在隧道两侧(或一侧)从地表向下打入板桩, 形成遮挡壁, 以限制因隧道开挖造成围岩松弛的范围传到遮挡壁以外, 从而保证了地表建筑物的安全。这种方法常用的有混凝土连续壁法和钢管、H 型钢、钢板桩等遮挡法。

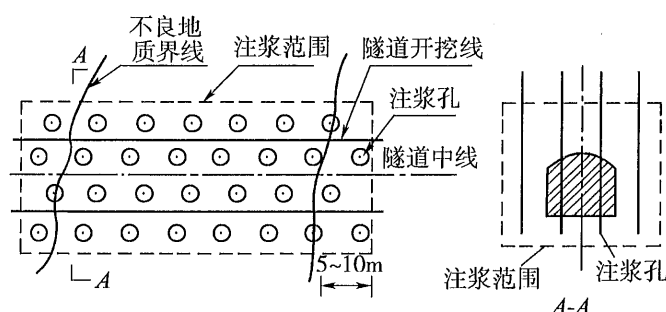


图 13-12 注浆孔布置

### 13.3 涌水处理措施

**13.3.1** 以提高堵水能力为目的的超前围岩注浆主要用于地下水丰富且排水时挟带泥沙引起开挖面失稳,或排水后对其它用水影响较大,或斜、竖井施工时排水费用较注浆堵水高的情况。注浆范围要求达到或超过围岩松动圈,才能够起到止水的作用,一般情况下为隧道开挖半径的 2~3 倍;当地下静水压力大于 2.5MPa 时,为开挖半径的 4~6 倍;对周边封闭预注浆时,则为隧道开挖轮廓线外 0~3m。

注浆量可根据浆液扩散半径、注浆段长度及地层孔隙确定。注浆压力应根据涌水压力、岩性、注浆目的等因素决定。

**13.3.2** 超前钻孔排水是为了防止承压水突然袭击而采取的措施。设计应对工程地质和水文地质进行详细调查分析,判明地下水流方向,估计可能发生的涌水量,然后布置钻孔位置、方向、数目和每次钻进深度。施工中应严格遵循《公路隧道施工技术规范》(JTJ 042)的有关规定。

**13.3.3** 超前钻孔导洞或辅助通道排水一般用于开挖面前方有高压地下水或有充分补给源的涌水,且排放地下水不会影响围岩稳定及隧道周围环境条件。

**13.3.4** 井点降水是在隧道内用来降低地下水的一种方法。一般适用于渗透系数为 0.6~80m/d 的均质砂土及亚粘土地段,井点的布置应根据地层的渗透系数、降水范围及降水深度而定。

**13.3.5** 深井降水主要用于覆盖较浅的均质砂土及亚粘土地层中的隧道。深井井点一般布置在地表面靠隧道两侧,它的特点是将水泵直接放入井管中,依靠水泵的扬程(可达 30~40m 以上)把地下水抽到地面。每井一泵,独立工作,在各井点之间不用集水管路联接。

## 14 特殊地质地段

### 14.1 一般规定

**14.1.1** 特殊地质地段是指膨胀性地层、软弱黄土地层、含水未固结围岩、溶洞、断层、岩爆、流沙等地段以及瓦斯溢出地层。由于这些岩层地质成因复杂,具有突发性,对隧道施工危害极大,仅靠常规方法是难以克服的,在这些围岩中修建隧道,都要采取特殊的设计和特殊的施工方法。因此,本条文提出除遵守一般技术要求外,还应遵守本章规定,采用辅助工程措施设计。

**14.1.2** 特殊地质地段的变异条件是非常复杂的。施工前根据设计文件提供的地质资料 and 施工调查制定的措施和对策,不可能自始至终符合实际情况,因此,在施工过程中应经常观察地层的变化,检查支护、衬砌的受力状态,及时排险,防止突然事故的发生。

现场围岩及结构变形量测以及对设计、施工的反馈,对于隧道结构物来说具有积极的意义,效果是显著的。特殊地质地段,围岩变形大,速度快,事故具有突发性,因此,积极采取现场围岩变形量测,及时了解变形量、变形时间及空间变化规律是非常有益的,这样,开挖与支护就有了科学依据,减少了施工中的人为主观因素。

### 14.2 膨胀性围岩

**14.2.1** 膨胀性围岩隧道除拱部承受很大围岩压力外,边墙和底部亦承受很大的膨胀压力,为适应膨胀压力情况,支护衬砌形状必须采用圆形或接近圆形的卵形或马蹄形断面。由于围岩变形大,为防止衬砌侵入建筑限界,故隧道设计断面要预留较大的变形量,该变形量应根据围岩膨胀变形量确定。

**14.2.2** 膨胀性围岩隧道采用先柔后刚、先让后顶、分层支护的方法,关键是如何确定二次衬砌最佳施作时间。如围岩变形不充分,过早施作二次衬砌,则可能被围岩膨胀压力破坏;施作过晚,则变形过大,围岩松弛,造成坍方,故宜通过现场试验、量测来确定二次衬砌施作时间。据有关资料,一般在围岩变形基本稳定,变形速率 $<0.2 \sim 0.5\text{mm/d}$ 后施作二次衬砌为宜。

**14.2.3** 根据《锚杆喷射混凝土支护技术规范》(GB 50086)第 4.1.11 条文说明:“一些

试验表明,在膨胀性岩体中,采用喷锚支护与其它支护形式相结合的复合支护是行之有效的,采用锚喷支护作为复合支护的初期支护是适宜的。”为此,本条规定膨胀性围岩隧道应采用复合式衬砌。

实际上,喷锚初期支护具有及时、柔性和密贴等优点。在开挖后能及时施作,迅速有效地支护封闭围岩,防止围岩变形过大而松弛、坍塌,阻止水汽侵入岩体,减少围岩风化、吸水软化和膨胀。初期支护刚度较小,最大厚度不超过 25cm,允许围岩有一定的变形,能发挥和利用围岩的自承作用,特别是长锚杆能加固围岩,随围岩变形而产生一定位移后,仍可起到加固围岩的作用。膨胀压力大时,为提高初期支护的强度,可采用钢纤维喷射混凝土,或在喷层中加钢筋、型钢、钢管等钢架。

二次衬砌主要承受后期继续增加的膨胀围岩压力,使隧道衬砌长期稳定。一般情况下,由初期支护传给二次衬砌的荷载分布比较均匀,故二次衬砌宜采用等厚、圆顺断面,一般衬砌厚度 < 50cm;若膨胀围岩压力大时,可采用钢筋混凝土衬砌。

为加强支护衬砌的整体刚度,阻止围岩过大的变形,膨胀性围岩隧道支护衬砌均应设置仰拱。

**14.2.4** 在膨胀压力引起大变形的情况下,喷射混凝土层会出现剥落、掉块和破坏,或钢架扭曲、锚杆拉断等现象。为适应大变形的要求,初期支护可采用预留纵向变形缝的喷混凝土支护,变形缝宽 10 ~ 30cm;采用可缩式钢架,每榀钢架可设 2 ~ 5 个可缩接头,每个接头可缩 10 ~ 20cm;同时加密高强度锚杆,以抵御膨胀压力。如奥地利陶息公路隧道直径约 11m,马蹄形衬砌断面,在膨胀围岩段,初期支护采用 15cm 厚喷层,4.0m 长锚杆(间距 0.75m),25kg/m 的轻型钢架,产生 < 25cm 的位移,经补强后保持围岩稳定,但在 80cm 的大变形段,喷层严重破坏,钢架扭曲,为适应 80cm 变形要求,沿喷层每隔 2 ~ 3m 布置一条宽 15cm 的纵向变形缝,当变形值达 80cm 时,纵向缝闭合,未引起喷层明显破坏。

**14.2.5** 隧道未作底部支护时,隧底便成为围岩应力释放的集中部位,如果底部经常积水,使围岩浸泡软化,吸水膨胀,将可能产生底鼓现象。如不及时加以控制,便会产生墙脚内移,边墙剪断,拱圈破损、坍塌而导致整个支护衬砌破坏(图 14-1)。

初期支护的仰拱不宜过厚,允许围岩有一定变形,以便发挥围岩的自承作用。仰拱的曲率应尽量大些,并要求与边墙连接圆顺,防止应力集中。在大的膨胀压力作用下,为适应膨胀围岩压力,应适当加强仰拱的强度和刚度,仰拱宜做成钢筋混凝土结构,以承受较大的拉应力。

底鼓现象严重的层状岩层,宜采用长锚杆加固底部围岩,尤其在应力集中、塑性区大的墙脚附近,可提高节理裂隙面上的抗剪强度和岩体的整体刚度,在松散破碎围岩段可采用注浆加固地层,以增加岩体的强度和整体性,减小膨胀压力和底鼓。

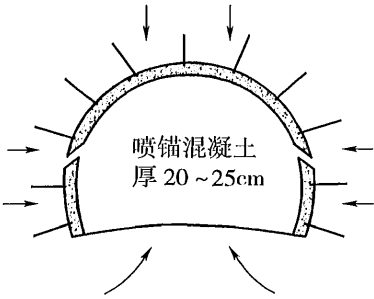


图 14-1 未封闭的喷锚支护隧道变形破坏图



**14.2.6** 水是膨胀性围岩隧道工程产生病害的主要根源,对膨胀性围岩强度和体积有较大影响。围岩含水量的变化直接使其强度和体积发生变化,所以,应及时施作喷锚闭合支护,封闭暴露围岩,防止施工用水和水汽侵入岩体。此外,还应重视地表防水、排水工程,防止地表水沿裂缝、层面流入隧道,地下水可通过衬砌背后的引水管或盲沟引入洞内水沟排出,防止地下水渗流到隧道底部,造成底鼓。

### 14.3 溶洞与采空区

**14.3.1** 岩溶发育的条件是岩石的可溶性与裂隙性,以及水的侵蚀性及其流通条件。可溶性岩层的成分可分为碳酸盐类岩(石灰岩、白云岩、泥灰岩)、硫酸盐类岩层(石膏、芒硝)、卤盐类岩层(岩盐)三类。可溶性岩层的裂隙是地下水流的通道,是岩溶发育的基本条件。可溶性岩层的裂隙泛指岩层的节理、裂隙、断层、褶皱等岩体构造变形。一般岩溶均沿层间裂隙和构造裂隙而发育,并为其所控制。水的存在和水的流通循环是促使岩溶发生发展的重要因素。地下水的流动对可溶岩产生溶蚀作用,溶解力随  $\text{CO}_2$ 、 $\text{SO}_4^{2-}$  等含量的增加而增强。除上述岩溶发育的主要条件外,地形、降水量、覆盖表土等因素对岩溶发育亦有密切的关系和影响。

岩溶对隧道工程的影响主要是:空穴、地下水、洞穴充填物及坍塌、洞顶地表塌陷四个方面。当隧道穿越岩溶地段时,设计上处理比较复杂,应根据溶洞的实际情况和隧道在其中所处的位置灵活确定,溶洞情况包括空穴大小,围岩壁稳定与否,水量大小和充填状况等等。一般情况下可按岩溶对隧道的影响情况及施工条件,采取跨越、加固洞穴、引排截流岩溶水、清除充填物或注浆对软弱土地基进行加固、回填夯实、封闭地表塌陷、疏排地表水等工程综合治理设计方案。

**14.3.2** 当溶洞较大较深,不宜采用堵填封闭的方法,或充填物松软不能承载隧道结构时,可采用梁、拱跨越。跨越的梁端或拱座应置于稳固可靠的岩层上,必要时灌注混凝土进行加固。遇特大溶洞时,可采取明洞结构形式。

当溶洞很大,地质情况复杂时,隧道衬砌可采用拉杆拱、边墙梁结构;有条件时,可采用锚索对溶洞与隧道连接处进行加固,锚索应为全长未胶结的自由受力锚索。

**14.3.3** 对于已经停止发育的干溶洞来讲,在处理时可采用混凝土、浆砌片石或干砌片石堵塞、充填。

**14.3.6** 洞穴充填物的特点是松软、下沉量大、强度低、稳定性差。当隧道必须穿越溶洞充填物地段时,可按不同情况采取相应的措施。如为防止洞穴岩壁或顶板坍塌,在清除松动岩石困难的情况下,可采用锚杆或大钢管、钢轨加固岩体,也可采用注浆加固岩体的处理措施。

当隧道底部岩溶充填物承载力低,不能满足道路承载力要求时,可通过换填混凝土或浆砌片块石来提高地基承载力。

**14.3.7** 从岩溶水供水角度来看,可将岩溶蓄水构造分为裂隙岩溶蓄水构造、断层岩溶蓄水构造、地下河及管道蓄水构造、层间岩溶蓄水构造、侵入体岩溶蓄水构造、覆盖岩溶蓄水构造和隐伏岩溶蓄水构造。

对于管道蓄水构造,它是岩层的层面和破碎带在地下水的溶蚀和侵蚀作用下,经过漫长的地质年代可以形成规模巨大的岩溶管道网络构造,岩溶管道中的水量大、流速快,采用堵截的方法往往难以达到治水的效果。

裂隙岩溶水是地下水沿可溶岩层面裂隙和节理裂隙流动,其特点是在岩层中分布比较均匀,岩层中没有大的岩溶管道和溶洞,但对于不同的地质情况,水量变化较大,此时应根据实际情况确定处理方法。

对岩溶水的整治,以采取截、堵、排、防综合措施为宜。设计中应对邻近隧道的水利设施予以保护,并对由于施工可能引起水资源漏失的程度作出评价,同时应对当地生产、生活用水采取适当的保护措施。

**14.3.8** 采空区可分为老采空区、现采空区和未来采空区。穿越采空区的隧道设计应根据采空区的范围、埋藏深度、空间大小、顶板岩层厚度、地质构造及其对隧道的危害确定防治措施。原则上可采用与岩溶类似的处理方法,但对未来采空区,应根据采空区的工程地质条件、基本特征、变形发展规律提出开采应采取的保护措施,防止开采对隧道造成危害。

## 14.4 流沙

**14.4.1** 流沙是砂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,所到之处,围岩失稳坍塌,支护结构变形,甚至倒塌破坏。

要治理流沙,应根据地质构成、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、地下水压力和渗透系数等因素综合确定设计方案。

**14.4.2** 通常情况下,当遇到流沙时,除尽快设法排除外,要尽早封闭流沙通道,尤其是开挖面附近更要采取强有力措施,否则,可能由于流沙作用不得不封洞停止施工。由于流沙的破坏,导致隧洞淤死或影响日后营运安全的隧道,在国内外不乏其例。

流沙地层隧道的衬砌,其拱部、边墙及仰拱应形成封闭环。三者的灌筑时间应尽可能靠近,这样,即使围岩中出现流沙也不会对洞身衬砌造成破坏。

## 14.5 瓦斯地层

**14.5.1 ~ 14.5.6** 通过瓦斯地层的隧道,衬砌及防瓦斯层的一个特殊任务是防止围岩的瓦

斯逸入隧道内。因此隧道衬砌,应根据瓦斯地层含瓦斯的情况,采取隔离、封闭等措施。

通过瓦斯地层的隧道,衬砌设计时,为防止瓦斯浓度积存而危及行车安全事故的发生,保证公路正常营运,应根据地层瓦斯含量的大小,瓦斯逸出量和压力的大小,采取下列相应措施:

1)宜采用有仰拱的封闭式衬砌或复合式衬砌,以及混凝土整体模筑衬砌,并提高混凝土的密实性和抗渗性,以防瓦斯逸出。

2)向衬砌背后压注水泥砂浆、沥青及其它化学浆液,使在衬砌背后形成一个帷幕,以隔绝瓦斯的通路,也是常用的封闭堵塞措施之一。

如采用上述措施,还可能有渗逸情况时,可采用较大压力的深孔压浆,填塞堵死岩缝、节理裂隙,减少瓦斯的出路。此外,在衬砌表面和断缝处敷内贴式、外贴式防瓦斯层,实践表明也具有良好的封闭效果。内、外贴防瓦斯层一般有沥青玻璃布、聚氯乙烯防瓦斯层、油毛毡防瓦斯层、环氧沥青防瓦斯层及喷抹防瓦斯层等。但外贴式防瓦斯层往往由于衬砌与地层间空隙狭窄,施工困难,且操作人员易中毒,铺设质量不易保证,受到一定的局限。内贴式防瓦斯层也存在一定缺点,如有良好的敷设条件,可以采用。

隧道在掘进过程中,预防瓦斯燃烧与爆炸的主要措施是加强通风以降低瓦斯浓度,使其在允许值之下,应采取以下相应措施:

1)排放瓦斯。瓦斯含量不大时,使其自然排放,亦可用风筒将瓦斯引至回风流或距工作面 20m 以外的坑道中,以保证工作面开挖放炮的安全。当瓦斯量大,喷出强度大,持续时间长时,则可插管排放;当开挖面瓦斯含量较大,而且裂隙多、分布广时,可暂停开挖,封闭坑道抽放瓦斯。

2)在裂隙小、瓦斯含量小时,可用粘土、水泥浆或其它材料堵塞裂隙,防止瓦斯喷出。

3)在开挖工作面前方接近煤层 2m 左右,向煤层打若干 75 ~ 300mm 的超前钻孔排放瓦斯,钻孔周围形成卸压带,使集中应力移向煤体深部,达到防止突出的目的。

4)水力冲孔。在进行开挖之前,使用高压水射流,在突出危险煤层中,冲出若干直径较大的孔洞,使瓦斯解吸和排放,降低煤层瓦斯含量和瓦斯压力。

5)震动性放炮诱导突出。在工作面布置较多的炮眼并装较多的炸药,撤出人员后远距离起爆,利用爆破时强大的震动力一次揭开具有突出危险性的煤层。

6)深孔松动爆破。在开挖工作面向煤体深部的应力集中带内布置几个长炮眼进行爆破,其目的在于利用炸药的能量破坏煤体前方的应力集中带,在工作面前方造成较长的卸压带,从而预防突出的发生。

7)煤层注水。通过钻孔将压力水注入煤层,使煤体湿润以改变煤的物理机械性质,减小或消除突出的危险性。

## 14.6 黄土

### 14.6.1 黄土隧道围岩包括老黄土和新黄土,新、老黄土物理力学性能和围岩稳定性有

很大的差异,施工方法的不同也直接影响黄土的扰动情况、稳定性、荷载大小和荷载图式,故应按其土壤分类及物理力学性能确定衬砌结构。设计隧道衬砌时,应尽可能进行多种最不利荷载计算,使设计的衬砌能够适应施工期间和使用期间可能出现的各种荷载情况。

**14.6.2** 黄土隧道衬砌背后回填措施中不宜压浆,以免水对黄土围岩面和黄土裂隙中黄土的侵蚀、软化,影响围岩面的稳定和围岩的压力,并影响其与衬砌的密贴性。

根据黄土隧道衬砌现场试验研究和量测资料,说明垂直压力是不均匀的,大致呈马鞍形分布,侧压力比较大,其侧压力系数约为 0.5,故规定黄土隧道应采用曲墙衬砌。实践证明,带仰拱、边墙曲率较大的复合式衬砌,能促使围岩较快地稳定,为了避免或减少土体应力集中,隧道开挖轮廓宜圆顺。

**14.6.3** 黄土隧道应根据黄土物理力学指标和隧道断面大小分别采用喷射混凝土、锚杆、挂网、钢架等作为初期支护。施工过程中应进行地面水准测量和洞体收敛变形量测,以便及时掌握洞顶地表和开挖断面的变形情况,从而确定是否需要调整初期支护的强度和施作二次衬砌的时间。施工中应随隧道开挖,分段、分层取样化验,对设计资料进行核对。黄土隧道施工一次开挖进尺不能过大,且支护工序必须紧跟,并注意现场监控量测,及时施作二次衬砌及仰拱,尽早形成封闭结构。混凝土应采用喷雾养生。洞口段施工应尽量保持山体稳定,切勿大削乱挖。做好洞口段衬砌后,及时修筑洞门端墙与翼墙。

新黄土隧道可采用超前锚杆或加固围岩后再分部扩大开挖,初期支护采用钢架并配合喷射混凝土、锚杆、挂网。

**14.6.4** 由于黄土的多孔性、湿陷性,遇水软化、坍塌,黄土的抗剪强度和抗压强度随含水量的增加而显著降低,因此,水对黄土地层的危害性极大,对黄土围岩的稳定性、围岩压力有直接影响,且反应灵敏。对位于隧道附近地表冲沟、陷穴、裂隙,应予以回填、铺砌,并做好地表水的引排设施,将水引至隧道范围以外,以免下渗影响结构安全。当地下水量大时,应在洞内采用井点降水法降低地下水位,或在洞外设深井降水。

**14.6.5** 黄土围岩隧道,由于构造节理切割,将降低围岩的稳定性,此时应通过调查黄土中构造节理的产状与分布状况,对因构造节理切割而形成的不稳定部位进行加强支护。如果隧道覆盖层浅、地表有下沉可能时,应采用相应辅助工程措施以防止地表下沉。

**14.6.6** 非湿陷性黄土地基上的隧道洞门设计及施工与其它地区基本相同,惟须注意地表水的堵截和宣泄。洞口边、仰坡坡脚以及可能被冲刷之处均需铺砌防护,洞口至翼墙外 1~2m 范围内的路基面、两侧平台及侧沟亦应加以铺砌。边、仰坡交界处应采用圆角法开挖,以减少雨水冲刷。翼墙泄水孔的下方应夯填厚度不小于 30cm 的粘土隔水层,以防渗入基底。端、翼墙基底须用自重力不小于 500kN 的重锤夯实。

湿陷性黄土地基上的隧道洞门,除前述有关要求外,尚应根据黄土物理力学性质对

端、翼墙地基采取相应的措施,一般可采用灰土在深度 1 ~ 1.5m 范围内进行换填夯实。

黄土隧道洞门墙背上的压力按库仑理论计算,与一般地区的不同点在于应加计土壤粘聚力的作用。

## 14.7 岩爆

**14.7.1** 根据国内外岩爆防治的经验,岩爆地段采用钻爆法施工时,应短进尺掘进,减小药量和减少爆破频率,控制光爆效果,以减少围岩表层应力集中现象。轻微岩爆(I级)、中等岩爆(II级)区:一般进尺控制在2~2.5m,尽可能全断面开挖,一次成形,以减少围岩应力平衡状态的破坏;在掌子面和洞壁经常喷撒水,必要时采用超前钻孔应力解除方法,形成局部应力释放区,从而减少(弱)岩爆。强烈岩爆(III级)、剧烈岩爆(IV级)区:一般进尺控制在2m以内,必要时下部可以预留1/3分两部开挖,以降低岩爆破坏程度;可采取超前钻孔应力解除、松动爆破或震动爆破等方法,降低岩体应力,使能量在开挖前提前释放,必要时可均匀、反复地向掌子面内岩体高压注水,以降低岩体的强度。

**14.7.2** 岩爆地段开挖后,应及时进行挂网喷锚支护,以达到“以柔克刚”的目的;从另一角度来讲,当挂网喷锚支护作业完成后,即使再产生岩爆,它们也构成了“第一道防线”,不会因此而危及到施工人员和设备的安全。初期支护可采用喷射混凝土、系统锚杆和钢筋网,形成喷、锚、网的一体组合支护;当岩爆烈度级别较高时,可辅以超前锚杆、增设仰拱或格栅钢架支撑。岩爆地段的初期支护可按表 14-1 取值。

表 14-1 岩爆地段的初期支护

初期支护 岩爆程度	锚 杆	喷射混凝土	钢筋网	钢 支 撑
轻微岩爆(I级)	$\phi 22\text{mm}$ 砂浆锚杆,加垫板,长2m,间距120cm,梅花形布置	C20,厚10cm	$\phi 6\text{mm}$ ,间距20cm $\times$ 20cm	
中等岩爆(II级)	$\phi 22\text{mm}$ 砂浆锚杆,加垫板,长2~2.5m,间距100cm,梅花形布置	C20,厚10~12cm	$\phi 8\text{mm}$ ,间距20cm $\times$ 20cm	必要时,增设格栅钢架支撑
强烈岩爆(III级)	$\phi 22\text{mm}$ 砂浆锚杆,加垫板,长2.5~3m,间距50~100cm,梅花形布置; 掌子面可采用 $\phi 40\text{mm}$ 超前缝管式锚杆加固,长3.5m,间距1.5~2m	C20,厚12cm	$\phi 8\text{mm}$ ,间距20cm $\times$ 20cm	设置格栅钢架支撑

续上表

初期支护 岩爆程度	锚 杆	喷射混凝土	钢筋网	钢 支 撑
剧烈岩爆(IV级)	$\phi 22\text{mm}$ 砂浆锚杆, 加垫板, 长 3.5m, 间距 50cm, 梅花形布置; 掌子面可采用 $\phi 40\text{mm}$ 超前缝管式锚杆加固, 长 3.5m, 间距 1 ~ 2m	必要时喷厚 15cm 的 C20 混凝土封闭掌子面, 分三个循环作业	$\phi 8\text{mm}$ , 间距 F20cm $\times$ 20cm	设置格栅钢架支撑

## 15 隧道内路基与路面

在原《公路隧道设计规范》(JTJ 026—90)第6章第5节“行车道路面”基础上作较大篇幅的修编,形成本章内容。

### 15.1 一般规定

**15.1.1、15.1.2** 隧道内的路基与路面是承受车辆长期行驶的基本载体,是公路隧道最重要的部位之一。稳定、密实、匀质的路基可为路面提供均匀的支承;满足车辆荷载作用应有的强度、抗滑性、平整、耐磨性的路面是保证行车安全、舒适的基本条件;路面要长期承受高速车辆荷载的冲击与摩擦,保证其耐久性更为重要。

隧道内路基路面与洞外路堑段相比存在如下的特殊性:

- 1)隧道在地层中穿越,其埋置条件、地应力条件与洞外路堑段有较大的受力特征的不同。
- 2)隧道路基(底板)处于山体中,地下水对隧道路基路面的影响比洞外更大。
- 3)隧道为管状构造物,空间狭小,存在汽车排放废气、积聚等现象,这些废气、油烟、粉尘在路面表面的粘附比洞外路段大。油渍的污染、粉尘的粘聚使路面抗滑性能变差,且得不到天然降雨的冲洗,长期影响路面的抗滑性能。
- 4)洞内发生火灾时,其温度对路面的影响比洞外严重。
- 5)洞内行车条件总体上光线差,视觉环境差,对行车不利。
- 6)洞内路基路面受场地条件影响,施工条件差,维护难度大。
- 7)行车安全受气候环境影响大。在雨天时,多使洞口段冷热空气变换,产生水珠,路面积雾,降低路面抗滑性能。

因此,隧道内路基与路面设计时,必须依据上述的特殊性提出经济合理、安全可靠,能满足长期营运要求的方案。

刚性路面系统包括面层为水泥混凝土路面(含钢纤维混凝土路面、连续配筋混凝土路面)、沥青混合料上面层与水泥混凝土路面(含钢纤维混凝土路面、连续配筋混凝土路面)下面层组成的复合路面两大类型。隧道路面设计应符合《公路水泥混凝土路面设计规范》(JTJ D40)的有关规定。

我国隧道内路面系统采用半刚性和柔性路面系统较少,故本规范不推荐使用。但经论证亦可采用半刚性和柔性路面系统。采用半刚性和柔性路面系统时,应符合《公路沥青路面设计规范》(JTJ 014)的有关规定。

15.2 路基

15.2.1 本条文规定了隧道内路基的两种类型:带仰拱隧道的仰拱填充隧道路基和不带仰拱的天然石质地基作为隧道路基。

带仰拱隧道衬砌为封闭结构时,地下水的危害影响小,只要严格按仰拱填充材料和填充要求施工,就可达到较好的路基的稳定性、密实性、匀质性。

不设仰拱的天然石质地基作隧道路基,受地下水影响大,故除其它物理力学性能要求外还对地基的水稳性、软化程度提出高的要求,因此要求地基为完整性较好的、无显著软化的中硬或硬岩以上岩石作天然地基,故作规定“不设仰拱的隧道,其路基应置于稳定的石质地基上”。

15.2.2 隧道路基的地下水一般来说是整个隧道水压最高的部位。不完整的排水系统,或排水不畅,是造成隧道路面病害最主要的原因之一。几十年的工程实践表明,隧道路面病害的主要形态是,轻者水泥路面接缝冒水,重者路面翻浆冒泥,路面断裂破坏。这种病害在雨季表现更为严重。如浙江省 20 世纪 80 年代初期在 104 国道上用传统的矿山法修建的杨梅岭隧道、长石岭隧道、黄土岭隧道等,隧道路基均未设仰拱,路基为天然石基,没有设置路基中心排水盲沟,路面采用 20cm 厚水泥混凝土面板,基层或路面层经过 10 多年营运,路面病害严重,表现在翻浆冒泥,面板破裂翘起,洞口段甚为严重。在 1996~1999 年重新改建中,按现代隧道的设计理念增设完整的防排水系统,即路基中央排水系统,使原病害得以彻底改善。因此本规范规定隧道路基应设完整的中央管(沟)排水系统,使排水合理、通畅,并便于养护修检。具体可见第 10 章。

本条文规定不设仰拱的隧道石质地基中,中央排水沟的最高地下水位不宜高于路基顶面以下 300mm,主要是减少地下水的毛细管作用使整平层、基层混凝土潮湿。对设仰拱的隧道其中央排水沟设在仰拱下,或设在仰拱填充中间。一般情况下,不设仰拱时见图 15-1,设仰拱时见图 15-2。

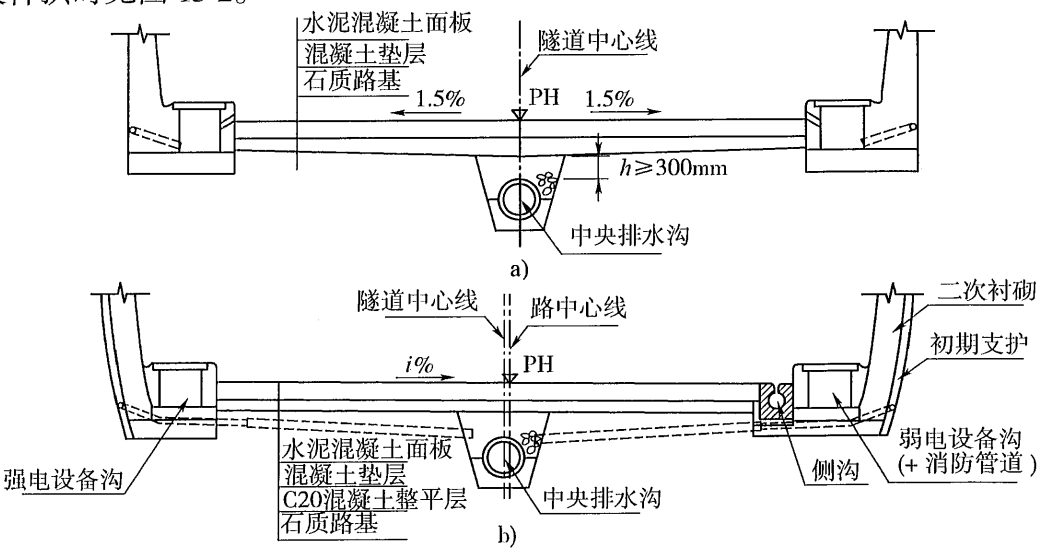


图 15-1 不设仰拱的情况



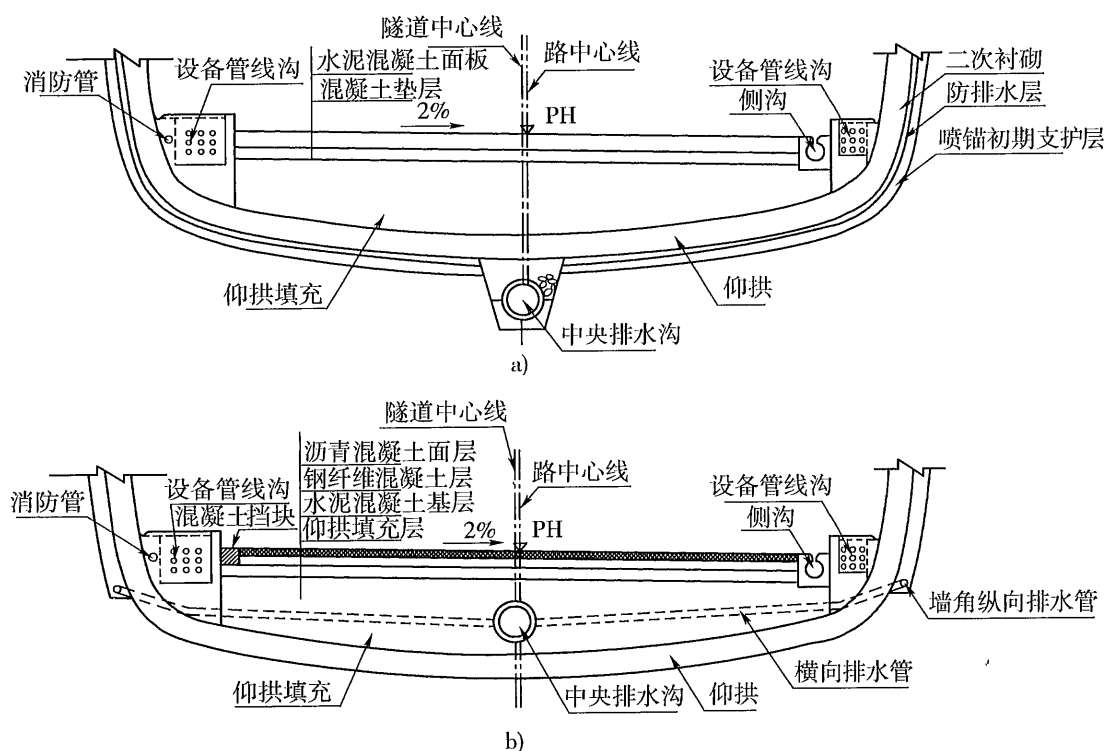


图 15-2 设仰拱的情况

当隧道全长设仰拱时,中央排水沟宜设在仰拱下,否则一般可设在仰拱填充中间,此时,中央排水沟高程宜与不设仰拱段相一致。

对季节性冰冻地区地下排水系统的设置与洞外路堑段要求相同,防冻深度应满足《公路路基设计规范》(JTJ 013)的规定。

### 15.3 路面

**15.3.1** 关于隧道路面,在欧洲几乎所有的隧道都采用沥青路面,而在日本隧道中则采用水泥混凝土路面。

我国目前已建成的绝大部分二、三、四级公路隧道及大部分一级公路、高速公路隧道多采用水泥混凝土路面。近年来少数高速公路隧道采用了铺设沥青上面层的复合路面。

1 根据我国各地的工程实践,总体上讲普通公路隧道采用水泥混凝土路面效果是良好的,不仅施工方便,造价低,耐久性好,而且浅色路面有利于照明。全国各地调查表明,自从 20 世纪 90 年代《公路隧道设计规范》(JTJ 026—90)颁布实施后,各地设计中对隧道路基排水设施普遍重视,地下水对路面结构的危害有所减轻。各地普遍反映,由于隧道路基条件比洞外好(石质路基或仰拱填充路基),洞内采用水泥混凝土路面,基层多采用素混凝土结构,路面结构比洞外强一些,故洞内水泥混凝土的破坏率比洞外路堑要低,即寿命长。

从隧道路面营运交通事故发生率讲,因普通公路隧道均为单洞双向行车隧道,设计速度及行车速度一般在 60km/h 以下,且多数隧道被限速在 20~40km/h,故隧道水泥混凝土

路面并没有因此而使事故发生率比洞外高。故从实践看,二、三、四级公路隧道宜采用水泥混凝土路面。

2 对于高速公路隧道而言,一些地区(如浙江)调查研究表明,高速公路隧道的交通事故率远大于洞外路段,如 2001 年调查全省通车高速公路里程 707.9km,隧道共 31 座,长约 32.857km,隧道占总里程的 4.6%,其中水泥混凝土路面的隧道 24 座,沥青路面的隧道 7 座。全省隧道交通事故率占全省高速公路交通事故率的 13.7%。每公里的发生率达到 13.18 起,远远高于其它路段的 4.14 起/km。2001 年全省高速公路隧道共发生事故 433 起。现对浙江省高速公路交警支队有关交通事故调查研究报告简要介绍如下:

#### 1)事故发生特点

①2001 年调查的所有隧道交通事故均发生在水泥混凝土路面中,沥青路面几乎无事故发生。而目前开通的 7 座沥青混凝土路面隧道也无因侧滑引起的交通事故。

②交通事故均发生在入口 200 ~ 400m 路段,占总事故的 78.8% (341 起),并有 70.4% (共 305 起)发生在白天。

③雨天事故高发,占 84.7% (367 起),而洞外其它路段雨天事故率为 34.2%;事故多发生在下雨 6 ~ 10h 之内,下雨 16h 后一般不再发生。

④事故集中在长隧道中,长度在 1 000m 以上隧道占总事故的 83.1% (共 360 起)。

⑤事故多以车辆侧滑撞墙(占 42.3%)和侧滑撞车(38.7%)为主,占总事故的 81%。

⑥事故多发生在超速行驶的小客车和小型货车上,占 82.1%。

#### 2)事故发生的原因

①调查研究分析其事故发生原因,除超速行驶及隧道营运排风照明设施开启不足等原因外,主要原因为洞内水泥混凝土路面摩擦系数过低。

洞外采用沥青路面与洞内采用水泥混凝土路面在干、湿两种状态下的实测路面摩擦系数见表 15-1。

表 15-1 水泥混凝土路面在干、湿两种状态下路面摩擦系数

测 区	隧道外路段 (沥青路面)	洞内 150 ~ 250m		隧 道 中 段	
状态	干	干	湿	干	湿
纵向附着系数	0.74	0.58	0.37	0.53	0.36
横向附着系数比	100	75	50	70	48

洞外为沥青路面时,纵(横)向附着系数无明显差异,而洞内为水泥混凝土路面时,纵(横)向附着系数有明显差异,且在湿态下下降一半。

②水泥混凝土路面附着系数下降原因分析及其对交通事故的影响如下:

a. 由于过往车辆尾气中的微小颗粒在隧道路面中的沉积,加上车辆行驶中滴漏的燃油、机油等物质,会在隧道路面上形成滑腻性薄膜层,从而使隧道路面的附着系数

下降。

b. 中、短隧道由于自然通风好, 此类物质不易在路面上积聚, 受影响不大, 而长隧道受此影响严重。

c. 当路面干燥时, 此类物质对路面附着系数尚不构成明显影响, 而当路面处于潮湿状态下时, 此物质形成一层“滑膜”, 使路面附着系数明显下降。

d. 无论是干燥或潮湿状态, 此物质仅对水泥混凝土路面的附着系数构成影响, 而对沥青路面不构成影响。

e. 路面附着系数下降后, 对交通安全有一定影响, 但不是主要的。造成隧道内事故高发的最直接的原因是隧道入口处两种路面工况(洞外为沥青路面, 洞内为水泥混凝土路面)附着系数的巨大差异。车辆在从高速公路进入隧道的时候, 由于路面附着系数瞬间发生差异, 对行车的适应性带来巨大影响, 从而造成车辆侧滑发生事故。

上述调查研究表明, 总体上, 高速公路隧道使用水泥混凝土路面存在事故率高的缺点, 中短隧道次之。洞口段洞外与洞内的路面类型不同, 造成附着系数的差别, 这是造成事故高发的另一个主要原因。

3 浙江省多座沥青路面隧道, 路面结构均为沥青上面层和水泥混凝土下面层的复合路面结构, 其路面结构见表 15-2。

表 15-2 路 面 结 构

序 号	隧 道 名 称	隧道长度	路 面 结 构
1	甬台温高速公路燕居岭隧道	2 × 2300m (曲线隧道)	4cm SMA 面层 + 4cm 中粒式沥青混凝土 + 22cm 钢纤维水泥混凝土面板(配钢筋混凝土板) + 12 ~ 18cm 素混凝土基层
2	金丽温高速公路黄家垄隧道	2 × 460m	4cm 厚 AK—13 抗滑表面 + 4cm 中粒式沥青混凝土 + 22cm 钢纤维水泥混凝土面板 + 12 ~ 18cm 素混凝土基层
3	金丽温高速公路黄家坞隧道	2 × 510m	
4	金丽温高速公路水坑隧道	2 × 220m	
5	金丽温高速公路甬坑隧道	2 × 420m	
6	金丽温高速公路阳山隧道	2 × 298m	
7	甬台温高速公路岩下徐隧道	198m + 160m	

从其使用情况看:

- 1) 造价比水泥混凝土路面造价平均约提高 100 元/m<sup>2</sup>, 提高不大。
- 2) 路面的破损率比洞外路段低。
- 3) 在照明方面, 由于路面与标线反差大, 视觉明显, 行驶者普遍反映良好, 事故率降低。

4 根据浙江省对现有水泥混凝土路面进行改造的经验, 有以下几点分析:

1) 对隧道内路面进行纵向刻槽, 对侧向防滑有利, 交通事故明显下降(如黄土岭隧道、猫狸岭隧道等), 但其长效性有待研究。

2) 对路面人工凿毛制造糙面, 从几座隧道试验看(如上三线盘龙岭隧道), 路面人工

打毛,效果较为理想,洞内事故率明显下降(从 17.7 起/km 下降到 6.4 起/km),但其长效性有待进一步验证。

3)混凝土面层沥青微表处理,在金丽温金华段二期工程共 21 座连拱隧道、2 座分离隧道、7 座棚洞中,通车一年后再原水泥混凝土路面层上加铺 1cm 厚含玄武岩集料的沥青混凝土层,从使用效果看洞内事故率明显下降,但其沥青微表处理层的耐久性有待进一步验证。

综上所述,从浙江的实际工程经验看,一级公路、高速公路隧道路面,从技术性、适用性等角度,建议推广下面层为水泥混凝土而上面层为沥青的复合式路面。但鉴于国内地域辽阔,地区差异大,发展不平衡,交通量和运输状况就同等级的公路在东部沿海与西部等存在明显的差异,要求也不同,本次规范修订考虑这些因素,故规定“各级公路隧道可采用水泥混凝土路面。有条件时,可采用沥青混合料上面层与水泥混凝土下面层组成的复合式路面”。

水泥混凝土路面结构见图 15-3,复合式路面结构见图 15-4。

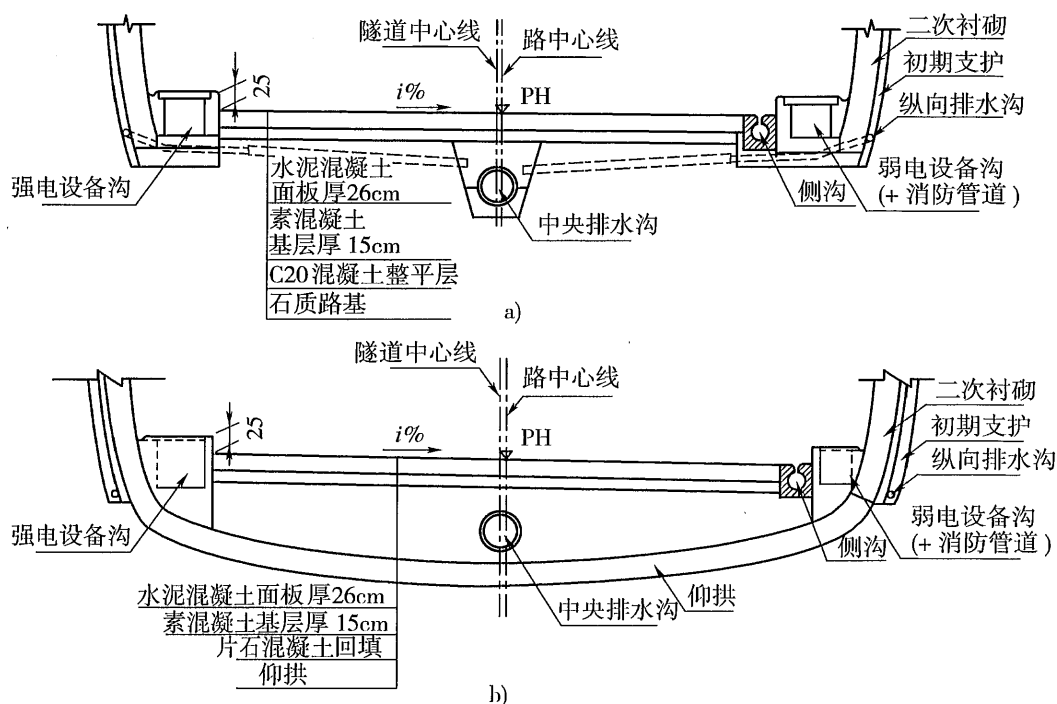


图 15-3 水泥混凝土路面结构  
a) 不设仰拱的情况; b) 设仰拱的情况

**15.3.2** 岩石路基因存在超挖与欠挖现象,故应设置整平层。而设置仰拱的隧道,其仰拱填充已充当了整平层的功能,故仅设基层与面层。

**15.3.3** 不论是水泥混凝土路面还是沥青混凝土上面层与水泥混凝土下面层组成的复合式路面,其结构设计均按《公路水泥混凝土路面设计规范》(JTG D40)的规定执行,并应

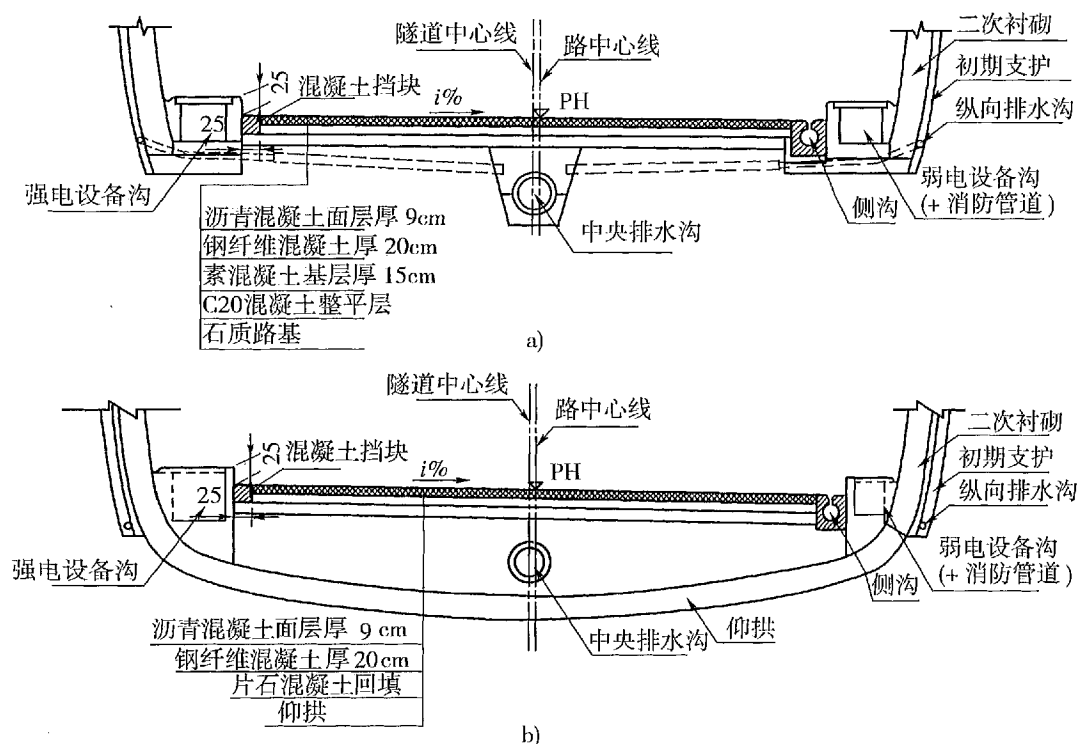


图 15-4 复合式路面结构

a) 不设仰拱的情况; b) 设仰拱的情况

针对隧道洞内使用环境特点注意以下几方面:

1 考虑洞内施工维修困难,洞内水泥混凝土面板厚度宜与洞外略高一级,至少同厚。

2 在结构设计时,按可靠度设计标准设计,其材料性能和结构尺寸参数的变异系数  $C_V$ ,因隧道内施工条件较差等原因,宜在变异水平中~高级范围内取值。

**15.3.4** 本条文规定岩石路基开挖过程中超挖或欠挖部分应采用素混凝土进行整平,整平前应按《公路隧道施工技术规范》(JTJ 042)规定清除泥渣。整平层厚度 10~15cm 是按隧道底板允许平均超挖深度而确定的。

**15.3.5** 隧道路面基层与整平层对地下水的抗冲刷及抗软化能力应提出比洞外更高的要求。地下水对隧道基层的破坏会影响路面的寿命,故宜采用强度高、稳定性好的素混凝土材料。抗压强度不宜低于 C20 或弯拉强度不宜低于 1.8MPa。虽洞内温差较小,但当混凝土基层弯拉强度大于 1.8MPa 时,一般亦需要设置横向缩缝,横向缩缝可比洞外长一些。当一次性摊铺宽度大于 7.5m 时,亦应设纵向缩缝。

### 15.3.6

#### 1 关于水泥混凝土面层类型

1)根据一些省份多年的工程实践表明,二、三、四级公路隧道目前普遍采用设接缝的普通水泥混凝土面层,总体上使用情况良好。《公路隧道设计规范》(JTJ 026—90)颁布实施以来,公路隧道中绝大多数均采用设接缝的水泥混凝土路面,水泥混凝土面层厚度一般三、四级公路隧道在 20~22cm,混凝土强度等级为 C35~C40,抗折强度 4.0~4.5MPa;二级公路隧道厚度一般采用 22~24cm,混凝土强度等级一般为 C40,抗折强度在 4.0~4.5MPa;一级公路隧道一般采用 24cm,强度等级一般为 C40~C45,抗折强度在 4.0~4.5MPa。

2)在本次规范修订的调查中,一级公路和高速公路隧道的路面面层,各地普遍采用设接缝的普通水泥混凝土面层,厚度一般在 24~26cm,混凝土强度等级取 C40~C50,抗折强度一般要求 4.5~5.0MPa。从使用情况调查看,路面面层的破损率不大。但主要存在问题是面层的抗滑能力不足,交通事故率高,如第 15.3.1 所述。

《公路水泥混凝土路面设计规范》(JTG D40)在高速公路推荐使用连续配筋混凝土和沥青上面层与连续配筋混凝土或横向传力杆的普通混凝土下面层的复合式路面,对高程受限路段、桥面铺装层可用钢纤维混凝土面层。本规范考虑行业标准的统一,规定“高速公路隧道路面宜采用连续配筋混凝土面层或钢纤维混凝土面层”。

3)水泥混凝土面层板厚度、接缝构造、布设间距、钢纤维混凝土的钢纤维掺量、连续配筋混凝土的配筋率、面层特殊部位的配筋,均应符合《公路水泥混凝土路面设计规范》(JTG D40)的有关规定。但在设计过程中应考虑到洞内温差小,面板施工缝、胀缝的设置间距可比洞外长一些;在洞口段应设胀缝;衬砌结构变化处应结合衬砌变形缝情况统一设置路面横向接缝。

2 条文中水泥混凝土表面构造的规定,部分参照了《公路水泥混凝土路面设计规范》(JTG D40)。近年来,公路隧道水泥混凝土路面反映的主要问题是表面抗滑能力不足,表面附着系数(摩擦系数)低,由于侧滑造成的交通事故率高。过去水泥混凝土面层表面构造多采用拉毛、压槽方法制作,近几年来多数隧道施工均采用刻槽方法制作。

国内多数高速公路隧道常采用横向刻槽这种构造,从通车后调查资料来看,抗滑能力不足。故在浙江,多数隧道路面改用了纵向刻槽或在旧水泥混凝土路面横向刻槽基础上再进行纵向刻槽的方法提高抗滑能力。

表 15.3.6 规定了各级水泥混凝土路面面层的表面构造深度要求。依照《公路水泥混凝土路面设计规范》(JTG D40)对路面“特殊路段”的要求制定。

### 15.3.7 复合式路面沥青上面层

1 隧道复合式路面沥青表面层的铺装与水泥混凝土桥面沥青面层铺装相近,但存在不同点,其有利方面:隧道路基及水泥混凝土面板刚度大、变形小,不存在桥面梁的变形挠度问题,故对于混凝土粘合方面有利;其次,隧道内无雨水,路面水下渗情况比桥面小,对沥青面层亦有利;第三,隧道内温差小。不利的一面是隧道石质路基存在地下水位问题,故应解决好路基排水及控制地下水位问题,以防止对沥青路面寿命造成不良影响。沥青面层一般应具有面层与混凝土面板粘结牢固、防渗水、抗滑耐磨、低温抗开裂、高温抗车

辙、抗剥离的良好性能。对隧道沥青面层特殊的要求是应具有良好的阻燃性和有利于光电照明的反光特性。从欧洲几座隧道火灾调查发现,沥青混凝土路面发生火灾后,在火灾区出现路面熔化,但未燃烧。我国尚无这种事故发生。对隧道路面高反光特性的要求是从照明方面提出的。国际照明委员会(CIE)提出了基于照明的路面分类有  $R_1$ 、 $R_2$ 、 $R_3$ 、 $R_4$ 、 $R_5$ ,其中  $R_1$  为最高级路面,反射率最高, $R_5$  为最次,反射率最低。建议采用  $R_1 \sim R_2$  路面,CIE 分类见表 15-3(见《Calculation and measurement of luminance and illuminance in road lighting (道路照明中照度与亮度、计算与测量)》,CIE 30-2 第二版(1982),ISBN 9290340304)。

表 15-3 基于照明的 CIE 路面分类

$R_1$	<ol style="list-style-type: none"> <li>1 沥青混凝土路面面层:含至少 15% 的人造反光材料,如 Grenette, Luxovite, Synopal 牌及类似产品,或含至少 30% 反光很好的钙长石(anorthosites),如 Arcdyte, Labradorite 牌闪光拉长石、宫拉玄武岩;</li> <li>2 碎石路面:80% 以上路面用碎石铺盖且碎石中含有大量人造反光材料,或 100% 都是反光很好的钙长石(anorthosites);</li> <li>3 混凝土路面</li> </ol>
$R_2$	<ol style="list-style-type: none"> <li>1 质地粗糙且含标准集料的面层;</li> <li>2 含 10% ~ 15% 人造反光材料的沥青路面;</li> <li>3 粗糙沥青混凝土路面,含 60% 以上集料且集料尺寸大于 10mm;</li> <li>4 新加铺的胶粘沥青面层(Gussasphalt)</li> </ol>
$R_3$	<ol style="list-style-type: none"> <li>1 沥青混凝土(冷沥青、胶结沥青)含尺寸不小于 10mm 的集料,且质地有一定粗糙度(如砂纸);</li> <li>2 粗质地但经磨光的铺装层</li> </ol>
$R_4$	<ol style="list-style-type: none"> <li>1 经过几个月使用后的胶粘沥青(Gussasphalt)路面;</li> <li>2 质地颇光或磨光的路面</li> </ol>
$R_5$	主要指表面光滑且磨光的沥青路面,集料含量低且尺寸小,过量粘胶剂,尚在流淌的沥青路面

在欧洲国家,隧道大多采用  $R_1$  标准的沥青面层。我国目前还没有这方面的经验,建议有条件的地方可做试验。故规范提出“必要时,可采用阻燃性良好的有利于光电照明、反光特性良好的沥青路面”。

国内已进行的一种面层试验方案为:其沥青面层表面撒布嵌入耐磨碎石,粒径 2 ~ 6mm,石料磨光值  $\geq 50$ ,颜色为白色,表面构造深度  $\geq 1.2\text{mm}$ 。其使用效果需待进一步验证。

2 本文提出面层铺装结构应由粘结层和沥青面层组成,因与水泥混凝土面板组成复合式路面,要保证粘结牢固,应设置粘结层与防水层。

复合式路面沥青面层总厚度取 8 ~ 10cm,从几座隧道工程使用看效果良好,《公路沥青路面设计规范》(JTJ 014)对水泥混凝土桥面铺装中规定“沥青桥面铺装厚度应为 6 ~ 8cm,特殊情况可增至 10cm”,但近年高速公路桥面铺装多数取 8 ~ 10cm 厚,故规定采用此值。

因隧道属特殊路段,路面抗滑要求比洞外更高,故规定采用抗滑表面层,厚度一般为

4cm,为便于与洞外一起铺装,表面层厚度与洞外一致。下面层可采用4~6cm厚的中粒式沥青混凝土。

国内隧道沥青面层铺装技术总体上还处于探索阶段,需要在工程中总结和改进。

3 关于粘结层、防水层的具体要求按《公路沥青路面设计规范》(JTJ 014)。

**15.3.8** 洞内外路面面层类型不一致时,面层抗滑性能不一致,易危及行车安全。洞口又是行车最易发生交通事故的路段,尤其当洞内采用水泥混凝土路面而洞外采用沥青路面时,事故最严重。故这次修订增加了本条规定。

浙江省高速公路隧道水泥混凝土路面交通事故调查结果如下:

①交通事故均发生在入口200~400m路段,占总事故的78.8%(341件),并有70.4%(共305起)发生在白天。

②造成隧道内事故高发最直接的原因是隧道入口处两种路面工况(洞外为沥青路面,洞内为水泥混凝土路面)附着系数的巨大差异,车辆从隧道外驶入隧道内的时候,由于路面附着系数瞬间发生差异,对行车的适应性带来巨大影响,从而造成车辆侧滑发生事故。

③事故集中在长隧道中,长度在1000m以上隧道发生事故率占总事故的83.1%。

1 对于高速公路和一级公路的长、特长隧道规定,洞内一段路面宜与洞外路段保持一致,其长度不小于《公路隧道通风照明设计规范》(TJT 026.1)对隧道照明引入段、适应段和过渡段长度的规定且不小于300m,这比《公路工程技术标准》(JTG B01)对隧道两端平纵线形规定要求高。

当隧道内采用水泥混凝土面层时,可在隧道进口300m内铺设薄层反应性树脂抗滑层,厚度5~10mm,构造深度 $\geq 1.2\text{mm}$ ,粘结碎石粒径2~6mm,石料磨光值 $\geq 50$ ,宜为浅色,该抗滑层与水泥混凝土路面结合力 $\geq 2.0\text{MPa}$ (或大于水泥混凝土的强度)。

2 普通公路隧道及高速公路、一级公路的中、短隧道规定,与洞口相接的洞外一段路面宜与隧道内保持一致,其长度不小于3s的设计速度行程距离且不小于50m。这与《公路工程技术标准》(JTG B01)对隧道两端平纵线形规定相一致。



## 16 机电及其它设施

### 16.1 通风

本节主要摘录了《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ 026.1)通风的主要要求和标准,没作大的调整和修改。

**16.1.1** 本条列举了公路隧道通风设计中一般应考虑的一些主要因素。

**16.1.2** 单向交通隧道设计风速借鉴挪威《公路隧道设计准则》(1990版)取值,比日本等国的限制风速小,主要是从行车安全出发,特殊情况可放宽至 $12\text{m/s}$ ,但必须进行技术、经济综合分析和论证。双向交通和人车混合通行的隧道设计风速借鉴日本《公路隧道通风技术基准》(1985版)和PIARC(1995)取值。

人车混合通行的隧道是指设有专用人行道的隧道。

**16.1.3** 隧道的通风是一项环境保护工程,包括隧道内环境的保护和隧道外环境的保护,但公路隧道一般地处野外,故以隧道内环境的保护为重点。通风的主要对象限于CO、烟雾和空气中的异味。故在本规范中,氮氧化物不作考虑对象。这点与PIARC(1983)报告和日本现行规范《公路隧道通风技术基准》(1985版)是一致的。

对CO进行稀释的目的是保证卫生条件;对烟雾进行稀释的目的是保证行车安全;对异味进行稀释的目的是提高隧道内行车的舒适性。

#### 16.1.4 CO设计浓度

本条各款均以较简便的方式,尽量反映May氏实验所得结论:CO浓度-经历时间-活动状态三者密切相关。

1 本款以隧道长度反映经历时间,比较简便、合理。本条表16.1.4-1所列各值均与瑞士规范一致,没有脱离“卫生标准”太远。

1994~1996年间,我国有关单位组织了大量的人力、物力,在按照我国现行《公路隧道设计规范》(JTJ 026—90)设计的中梁山隧道和缙云山隧道中进行了大量的现场实测。实测时,专门组成了交通量与车型组合完全符合原设计条件的车队,以设计车速通过该两隧道,进行通风实效的检验。结果在中梁山左线上坡隧道,所测风机全部运行时,CO浓度平均值仅为 $42\text{ppm}$ (单向交通)与 $68\text{ppm}$ (双向交通),为设计规定值 $150\text{ppm}$ 的28%与45%。

大量现场实测数据充分说明设计所依据的原规范规定(CO 设计浓度为 150ppm),离开真正的“卫生标准”相当远。由于本规范对 CO 设计浓度只作保证卫生条件的目的要求,故以工程实践和实测数据为依据,参照瑞士规范作了修正。

在纵向通风系统中,CO 浓度呈三角形分布,通过隧道的人员只在经过隧道出口或其它排风口的很短时间内,才经受最大的 CO“点浓度”。因此设计时不必按全隧道的平均浓度而按“点浓度”或最大 CO 计算浓度来计算需风量。这在 PIARC 十五届大会(1975)报告、PIARC 十六届大会(1979)报告、PIARC 二十二届大会(2003)报告、挪威《公路隧道设计准则》(1990 版)和日本《公路隧道通风技术基准》(1985 版)中均有指出。

2 交通阻滞时的平均车速采用 PIARC 建议的 10km/h。在日本,由于小客车含率较高,当车速降至平均 17~18km/h 时,即视作交通阻滞。我国各公路的交通组成中,货车含率较高,故采用了 PIARC 的建议。

在公路隧道中,长度在 1km 以上的通常均有交通监控设施;且在野外公路隧道中发生 1km 以上的交通阻滞概率较低(这与城市隧道不同)。因此通风设计应考虑交通监控系统功能,不必考虑 1km 以上的交通阻滞,否则过量的通风设施必定长期(甚至永远)闲置,显然是浪费。PIARC(1995、2003)报告中亦指出了这点。

3 人车混合通行的隧道,在高等级公路中应予禁止。除非人行道(包括检修道)高出车道路面 80cm 以上,否则对人、车都易产生车祸伤害(在欧洲低人行道是严禁的,在日本则采用高出地面 1m 的做法)。我国在低等级公路隧道中,人车混行比较多,故根据 CO 浓度-经历时间-活动状态三者间关系提出本款的规定。

16.1.5 烟雾设计浓度

烟雾设计浓度不但与车速(要求视距)有关,而且与亮度(或照度)、光源有关,见表 16-1。

表 16-1 车速-路面亮度-烟雾浓度之关系

计算行车速度(km/h)	100	80	60	40
路面平均亮度(cd/m <sup>2</sup> )	9.0	4.5	2.5	1.5
K(m <sup>-1</sup> )	0.006 9	0.007 0	0.007 5	0.009 0

本条各款均是按钠灯光源考虑。如采用荧光灯光源,则烟雾浓度要求需提高一级。  
本条各款所用的烟雾浓度 K 与透过率  $\tau$  (100m)之换算关系见表 16-2,也可按式(16-1)计算。

表 16-2 K 与  $\tau$  之关系

K(m <sup>-1</sup> )	$\tau$ (%)	K(m <sup>-1</sup> )	$\tau$ (%)
0.0050	60	0.0090	40
0.0070	50	0.0120	30
0.0075	47.5		

$$K = -\frac{1}{100} \ln \tau \quad (16-1)$$

#### 16.1.6 稀释异味

本条所用换气频度与 PIARC 二十届大会(1995)报告所介绍的一致。PIARC 二十二届大会(2003)提出换气频度为不低于每小时 3 次,换气风速不低于 1.5m/s,考虑到标准的配套性,本次未作修订。

**16.1.7 火灾排烟设计**应结合避难设施和通风控制统一考虑。本文借鉴日本通风设计指南提出 1500m 的长度。隧道排烟风速 2~3m/s 是按一般隧道火灾产生 20MW 的热量控制的排烟风速取值;对油罐车相撞产生 300MW 以上的热量,排烟风速要求 5m/s 以上,如以此设计很不经济,建议特殊车辆通过隧道可定时并由引导车开道。

**16.1.8** 本条对射流风机和轴流风机的耐热要求作了合并。

### 16.2 照明

本节摘录《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ 026.1)照明的主要要求和标准,未作调整和修改。

**16.2.2** 本条列举了公路隧道照明设计一般应考虑的一些主要因素。

**16.2.3 路面亮度总均匀度  $U_0$ 、纵向均匀度  $U_1$** 与隧道的设计交通量有密切关系,该款参照 EURO STD(欧盟隧道照明标准,1997 版)取值,较 CIE TC4—08《隧道与地下通道照明指南》规定有所调低。这次把该部分内容提前,是为了对各段提出统一明确要求。

#### 16.2.4 中间段亮度

1 该款内容主要借鉴 EURO STD(欧盟隧道照明标准,1997 版)和《日本隧道照明指针》(1990 版)中的有关规定,较 CIE TC4—08《隧道与地下通道照明指南》(1990 版)标准低。

2 长隧道有充分的适应(过渡)时间,故亮度可适当降低。

4 所提出的照明亮度是以墙面 2m 高范围内铺反射率  $\rho \geq 0.7$  的装修材料为前提的。

6 本条将中线布置改为单光带布置是借鉴了重庆交通科研设计院等单位在隧道照明研究中的最新成果,即为了节能和养护的需要,单光带不必一定布置在中线,有时偏一侧布置也有较好效果。

7 紧急停车带上有车辆停靠或维修,为提高行车的安全性,故宜采用显色指数高的

荧光灯光源且亮度应提高。

8 连接通道亮度规定也是从使用者的安全考虑的。

**16.2.5** 自 20 世纪 60 年代开始,隧道照明工学上的两大学派,即欧洲的 D. A. Schreuder 学派和日本的成定康平学派,长期以来围绕  $k$  的合理取值进行了针锋相对的争论,两大学派理论上的分歧集中反映在  $k$  值两者差达 5 倍之多。两派的立说依据都是相同的模拟测试方法,但在基本参数的选用上差别较大。

从表 16-3 可见, Schreuder 在障碍物标准尺寸和亮度对比度上所采用的是照明工学上国际通用常规值。而成定康平所采用的是以“注视点”学说为依托的修正值,比较有利于障碍物的视认。

表 16-3 两大学派的基本参数差异

参数类型	障碍物标准尺寸(cm)	亮度对比度	模型显示时间(s)
Schreuder	20×20	0.2	0.1
成定康平	25×25	0.25	0.5

可是成定康平已于 1984 年宣布放弃自己的“注视点”学说,并认为他所主张的  $k$  值应提高一倍左右。

表 16-4 所示为各国际学术团体及不同国家最近采用的  $k$  值。本条文采用的  $k$  值是两大学派荐用值的中间值。

表 16-4 国际学术团体及不同国家采用的  $k$  值

	交 通 量		车速 $v$ (km/h)	$D_s$ (m)	$k$
	AADT(辆/d)	$N$ (辆/h)			
		单向交通			
PIARC (1987)				100	0.06
				60	0.05
CIE TC4—08 (1990)				100	0.06
				60	0.05
NDG Road Tunnels (挪威公路隧道设计准则) (1990)	> 20 000				0.05
	8 000 ~ 20 000		80		0.05
			50		0.025
	4 000 ~ 8 000		80		0.03
			50		0.015
	BS 5489/7 (1992)			80	
50 ~ 70					0.05
CNBE (1997)				100	0.06
				60	0.05

续上表

	交 通 量		车速 $v$ (km/h)	$D_s$ (m)	$k$	
	AADT(辆/d)	$N$ (辆/h)				
		单向交通				双向交通
EURO STD (1997)		$\geq 2\ 400$	$\geq 1\ 300$		100	0.05
					60	0.035
		$\leq 700$	$\leq 360$		100	0.025
					60	0.015
日本隧道照明 指针(1990)				80		0.02
				60		0.015

### 16.2.6 过渡段照明

#### 1 过渡段亮度

本规范采用 CIE 适应曲线  $L_{tr} = L_{th}(1.9 + t) - 1.4$  作为过渡段亮度与长度划分的依据。 $TR_1$ 、 $TR_2$ 、 $TR_3$  三个过渡照明段的亮度比例按 3:1 划分。

#### 2 过渡段长度

各过渡段的长度(表 16-5)基本上沿着 CIE 适应曲线分割。

过渡段  $TR_1$  的长度为:  $D_{tr1} = \frac{D_{th}}{3} + \frac{v}{1.8}$ ;

过渡段  $TR_2$  的长度为:  $D_{tr2} = \frac{2v}{1.8}$ , 相当于 4s 内的行驶距离;

过渡段  $TR_3$  的长度为:  $D_{tr3} = \frac{3v}{1.8}$ , 相当于 6s 内的行驶距离。

式中:  $v/1.8$ ——2s 内的行驶距离。

表 16-5 过渡段长度  $D_{tr}$  计算表

计算行车速度 $v_t$ (km/h)	$D_{tr1}$ (m)			$D_{tr2}$ (m)	$D_{tr3}$ (m)
	$H$ (m)				
	6	7	8		
100	108	106	103	111	167
80	74	72	70	89	133
60	46	44	42	67	100
40	26	26	26	44	67

### 16.2.7 出口段照明

在隧道出口附近,前车背后的小型车辆常难以发现、视认,容易发生车祸。设置出口加强照明后,可消除这类视觉困难。

**16.2.8** 隧道照明灯具的防护等级参照 CIE TC4—08《隧道与地下通道照明指南》(1990 版)的要求取值,IP65 的含义是:防尘达到 6 级,无尘埃进入;防水达到 5 级,任何方向喷水无有害影响。

### 16.3 交通工程

公路隧道交通工程设计内容较多,为使本规范较为系统、完整,本节摘录了《公路隧道交通工程设计规范》(JTJ 026.2)的部分设计内容,使设计者有个基本概念,具体设计尚应参照《公路隧道交通工程设计规范》(JTJ 026.2)进行。

**16.3.1** 公路隧道交通工程设计内容主要包括营运管理和安全等系统。

**16.3.2** 公路隧道按长度划分为短隧道、中隧道、长隧道和特长隧道四类。隧道交通工程是隧道安全营运保障的重要部分,国际上对隧道分级的划分除考虑长度因素外,主要还考虑到交通量因素。少数国家的标准规范将其分为五级,大部分国家则分为四级。因此本规范拟根据隧道长度和交通量将隧道划分为 A、B、C、D 四级。隧道交通工程主要是为了隧道交通安全,特别是在隧道内发生交通事故或火灾等紧急事件时提高救助效率,因此隧道交通工程分级的划分准则是隧道内的年事故概率。概率越大,分级越高;概率越小,分级越低。事故概率对应隧道分级的划分范围见表 16-6。

表 16-6 事故概率对应隧道分级的划分范围

日本隧道分级		本规范分级	
概率 $\geq 66\%$	AA 级		
$20\% \leq \text{概率} < 66\%$	A 级	概率 $> 55\%$	A 级
$7\% \leq \text{概率} < 20\%$	B 级	$8\% \leq \text{概率} \leq 55\%$	B 级
$3\% \leq \text{概率} < 7\%$	C 级	$5\% < \text{概率} < 18\%$	C 级
概率 $< 3\%$	D 级	概率 $\leq 5\%$	D 级

事故概率的计算方式反映了隧道长度和交通量两个因素。计算法和图解法对隧道进行分级的准则中暗含了两个参数的标定。

事故概率可按式(16-2)计算。

$$P = \alpha Lq \times 365 \times 10^{-9} \quad (16-2)$$

式中:  $P$ ——隧道内年事故概率估计值(当  $P$  的计算值  $> 1$  时,取值为 1);

$L$ ——隧道长度(m);

$q$ ——隧道单洞年平均日交通量(辆/d);

$\alpha$ ——事故率(事故数/百万车公里)。

隧道百万车公里事故率  $\alpha$  的取值:资料表明日本隧道事故率取值为百万车公里

0.045,而欧美国家多以火灾事故率为主,取值 0.10、0.02、0.05、0.09、0.014、0.059 不等。我国部分高速公路近期统计的百万车公里事故率为 3.5、2.1、3.85、2.47、2.58、2.89、1.85、2.21、2.97、2.17、4.64 等;火灾事故率为 0.04。参考国外标准和我国国情,本规范中  $\alpha$  拟取值 0.1。

考虑到长度小于 100m 的隧道和日交通量小于 1 000 辆的隧道实际上已没有必要进行交通工程的特殊设计,因此不再对长度和交通量属于这一区域的隧道进行分级。

**16.3.3** 根据我国目前公路隧道交通工程设施的建设状况和使用情况,长度在 1km 以下的隧道一般不设置交通监控、通风与照明控制、火灾报警和中央控制管理等设施,长度 1km 以上的公路隧道随着交通量的增长,需设置交通监控、通风与照明控制、火灾报警和中央控制管理等设施,并据此一次性征用土地和实施基础工程、地下管线及预留预埋工程等。

公路隧道交通工程设施大多为电子技术产品,随着计算机和通信技术的发展,设施配置应具有可扩展性和可替换性。

## 16.4 其它设施

**16.4.1** 公路隧道内壁装饰以前做得少,近几年通过隧道内壁装饰的实践也取得了较好的经验。总体看,在近城市或位置较重要的隧道对美观要求较高,可考虑内壁装饰,一般情况可不考虑。内壁装饰往往可提高行车舒适性,但会增加建设与养护成本,不宜盲目采用。

公路隧道内壁装饰材料目前主要有瓷砖、涂料和装饰板材。对这些材料虽未给出具体指标,但提出的几个定性指标对材料选择具有重要参考价值。提出符合室外建筑材料相关规范的要求,是由于隧道环境与室外环境具有相似性。内壁装饰高度应不低于路面以上 2m 的要求,是根据《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ 026.1)要求,将隧道侧墙 2m 以下作为亮度均匀度计算范围确定的。

## 附录 A 围岩分级有关规定

### A.0.1

1 由于声波测试设备及工作条件的不同,岩体弹性纵波速度( $v_{pm}$ )的测试方法在国内各部门间不尽相同,主要有跨孔测试法、单孔测井法、锤击法等。不同测试方法结果略有差异,由它们计算得到的  $K_v$  值彼此相差约为  $\pm 10\%$ ,但仍可用来定量地评价岩体的完整程度。所以本附录未明确规定  $v_{pm}$  的测试以何种方法为主。今后通过深入的分析研究,可以确立由不同方法获得的  $K_v$  值之间的关系。为此,各工程的勘察试验报告中应当说明测试方法。

跨孔测试方法所得的  $v_{pm}$  值能较好地反映岩体的不完整性,在可能的条件下,宜首先考虑采用此测试方法。若在洞室内进行测试,应注意避开爆破影响。

本条规定,测定岩石纵波速度( $v_{pr}$ )的试件应取自进行现场  $v_{pm}$  测试同一地段的同类岩组中,目的是确保  $K_v$  值的可靠性和可信度。

2 岩体体积节理数  $J_v$  值的统计,宜选择在具有三维空间的岩体露头上或工程开挖壁面上进行。测线布置应垂直于被测的一组结构面走向,测线长度不得小于 5m。结构面稀少时,测线宜适当加长。先统计与每一条测线正交的结构面条数,或每一组节理的平均间距,然后按式(A.0.1-2)计算  $J_v$  值。

由于被硅质、铁质、钙质充填再胶结的结构面已不再成为分割岩体的界面,因此,在确定  $J_v$  时不予统计。对伸长度大于 1m 的非成组分散的结构面予以统计,即需加上分散节理的条数  $S_k$ (条/ $m^3$ ),目的在于使计算的  $J_v$  值更符合实际。

**A.0.2** 规定了对地下水等三项修正因素的修正方法和修正系数的取值原则,并给出了相应的修正系数值。

1 地下水是影响岩体稳定的重要因素。水的作用主要表现为溶蚀岩石和结构面中易溶胶结物,潜蚀充填物的细小颗粒,使岩石软化、疏松,充填物泥化,强度降低,增加动、静水压力等。这些作用对岩体质量的影响,有的可在基本质量中反映出来,如对岩石的软化作用,采用了单轴饱和抗压强度。水的其它作用在基本质量中得不到反映,需采用修正措施来反映它们对岩体质量的影响。

目前国内外在围岩分级中,考虑水的影响时主要有四种方法:修正法、降级法、限制法、不考虑。本规范采用修正法,并给出定量的修正系数,这一方法不仅考虑了出水状态,还考虑了岩体基本质量级别。这是由于对岩体质量的影响,不仅与水的赋存状态有关,还与岩石性质和岩体完整程度有关。岩石愈致密,强度愈高,完整性愈好,则水的影响愈小。反之,水的不利影响愈大。基本质量为 I、II 级的岩体,且含水不多,无水压时,认为



水对岩体质量无不利影响,取修正系数  $K_1 = 0$ ;基本质量为 V 级的岩体,呈涌水状出水,水压力较大时,不利影响最大,取  $K_1 = 1.0$ (即降一级)。对其它中间情况,考虑了在同一出水状态下,基本质量愈差的岩体,对其影响程度愈大,修正系数也随之加大。

修正系数的确定,除考虑上述原则外,还考虑了国内近几年的有关研究成果,如表 A-1 所示。

表 A-1 地下水影响修正系数汇总表

出水状态	资 料 来 源	岩体基本质量级别				
		I	II	III	IV	V
渗 水 滴 水	大型水电站地下洞室围岩分类(水电部昆明勘测设计院)	0	0	0~0.1 (软岩)	0.2~0.4 (硬岩~软岩)	0.4~0.5 (硬岩~软岩)
	隧道工程岩体(围岩)分级(铁道科研院西南研究所)	0	0.1 (硬岩)	0.1~0.25 (硬岩~软岩)	0.1~0.25 (硬岩~软岩)	0.1~0.25 (硬岩~软岩)
	国防工程锚喷支护技术暂行规定(总参, 1984 提)	0	0	0.1	0.25	0.5
	本规范	0	0	0.1	0.2~0.3	0.4~0.6
淋 雨 状 或 线 流 状 出 水	大型水电站地下洞室围岩分类(水电部昆明勘测设计院)	0	0~0.1 (硬岩)	0.1~0.25 (硬岩~软岩)	0.3~0.6 (硬岩~软岩)	0.6~0.9 (硬岩~软岩)
	隧道工程岩体(围岩)分级(铁道科研院西南研究所)	0	0.1 (硬岩)	0.1~0.5 (硬岩~软岩)	0.1~0.5 (硬岩~软岩)	0.1~0.5 (硬岩~软岩)
	国防工程锚喷支护技术暂行规定(总参, 1984 提)	0	0.1	0.25	0.5	0.75
	本规范	0	0.1	0.2~0.3	0.4~0.6	0.7~0.9
涌 水	大型水电站地下洞室围岩分类(水电部昆明勘测设计院)	0	0~0.2 (硬岩)	0.2~0.5 (软岩)	0.4~0.8 (硬岩~软岩)	0.8~1.0 (硬岩~软岩)
	隧道工程岩体(围岩)分级(铁道科研院西南研究所)	0	0.25 (硬岩)	0.25~0.75 (硬岩~软岩)	0.25~0.75 (硬岩~软岩)	0.25~0.75 (硬岩~软岩)
	国防工程锚喷支护技术暂行规定(总参, 1984 提)	0	0.25	0.5	0.75	1.0
	本规范	0	0.20	0.4~0.6	0.7~0.9	1.0

注:昆明院和西南所都是用评分法确定岩体质量指标,水的影响采用评分对岩体质量进行修正。表中所列系数是按负分值和级差换算的。

2 软弱结构面是影响地下工程岩体稳定的一个重要因素,在引入这一因素时,应注意对稳定影响大,起着控制作用的软弱结构面。所谓起控制作用的软弱结构面,是指成层岩体的泥化层面,一组很发育的裂隙,次生泥化夹层,含断层泥、糜棱岩的小断层等。

由于结构面产状不同,与隧洞轴线的组合关系不同,对地下工程岩体稳定的影响程度亦不同。如成层岩体,层面性状较大,为陡倾角且走向与洞轴线夹角很大时,对岩体稳定性无不利影响;反之,倾角较缓且走向与洞轴线夹角很小时,就容易发生沿层面的过大变

形,甚至发生拱顶坍塌或侧壁滑移。再如一条小断层,当其倾角很陡,且与洞轴线夹角很大时,洞室稳定,基本无影响;反之则有很大的影响。这种不利影响在岩体基本质量及其指标中反映不出来。

为了反映这种组合关系对稳定性的影响,本附录仍采用对基本质量进行修正的方法,其修正系数  $K_2$  是根据试验并参考表 A-2 制定的。表 A.0.2-2 中的“其它组合”是指结构面倾角  $< 30^\circ$ , 夹角为任意值;倾角为任意值,夹角为  $30^\circ \sim 60^\circ$ ;倾角  $< 75^\circ$ , 夹角  $> 60^\circ$ ;倾角  $< 30^\circ$  或  $> 75^\circ$ , 夹角  $< 30^\circ$  四种情况。

表 A-2 国内对结构面影响的修正情况

代表性分级	修正系数幅度	代表性分级	修正系数幅度
水利水电工程地质勘察规范	0~0.6	铁路隧道工程岩体(围岩)分级建议	0~0.6
水工隧洞设计规范	限制法	节理化岩体地质力学分类	0~0.6
国防工程锚喷支护技术暂行规定	0~0.5	岩体结构评价	0~0.6
坑道工程围岩分类	0~0.5	本规范	0~0.6
大型水电站地下洞室围岩分类	0~0.6		

需指出,这是指存在一组起控制作用结构面的情况,若有两组或两组以上起控制作用的结构面,组合情况就复杂得多,不能用修正岩体基本质量的方法,而需通过稳定分析解决。

3 岩体初始应力对地下工程岩体稳定性的影响是众所周知的,特别是高初始应力的存在。岩石强度与初始应力之比( $R_c/\sigma_{\max}$ )大于一定值时,可以认为对洞室岩体稳定不起控制作用,当这个比值小于一定值时,再加上洞周边应力集中的结果,对岩体稳定性或变形破坏的影响就表现得显著;尤其岩石强度接近初始应力值时,这种现象就更为突出。采用降低基本质量指标( $BQ$ ),从而限制岩体级别的办法来处理,引入修正系数  $K_3$ 。这里降低  $BQ$  值,而不是直接规定降到某一级。

在极高应力地区,基本质量为 III、IV 级的岩体,将会发生不同程度的塑性挤压,流动变形,基本上没有自稳能力,采取较大幅度地限制岩体的级别。为此,进行了如下处理,如:当  $BQ = 351 \sim 450$  和  $BQ = 251 \sim 350$  时,均取  $K_3 = 1.0 \sim 1.5$ ,  $BQ$  值较小时取较大的修正系数( $K_3$ ),反之取较小的修正系数。基本质量为 I、II 级的岩体,在极高应力区岩体未丧失自稳能力,但明显地影响了自稳性。在高应力地区,初始应力对岩体稳定性的影响大为减少,但仍影响岩体稳定性,故取较小的修正系数( $K_3$ ),适当限制其级别。

对初始应力这一修正因素,采用降低岩体  $BQ$  指标的处理办法,可用于经验方法确定支护参数的设计。若用计算分析方法进行设计时,就不需作上述处理。

按照上述办法进行修正,修正前后可能仍属同一级,似无意义,其实经修正后可能由原来靠近某级上限而变为处于该级中部或接近下限。不仅如此,若单修正水的影响,由某级的上限修正到该级的中部,如果再加上另一影响因素的修正,就可能降低一级了。这些对于评价地下工程岩体稳定性和选用支护等参数是有意义的,因为有关规范中的支护等参数表,每级都有一定的范围值。对  $BQ < 250$  时也作修正,就是据此考虑的。

**A.0.3** 岩体初始应力或称地应力,是在天然状态下存在于岩体内部的应力,是客观存在的确定的物理量,是岩石工程的基本外荷载之一。岩体初始应力是三维应力状态,一般为压应力。初始应力场受多种因素的影响,一般来讲其主要影响因素依次为埋深、构造运动、地形地貌、地壳剥蚀程度等。

1 准确地获得岩体初始应力的最有效方法,是进行现场测试。对特长、长隧道等重要工程,宜现场实测岩体初始应力,以取得其定量数据;对一般工程,有岩体初始应力实测数据者,应采用实测值,无实测资料时,可根据地质勘探资料,对初始应力场进行评估。

1)在其它因素的影响不显著的情况下,初始应力为自重应力场。上覆岩体的重力是垂直向主应力,沿深度按直线分布增加。

2)历次发生的地质构造运动,常影响并改变自重应力场。国内外大量实测资料表明,垂直应力值( $\sigma_v$ )往往大于岩体自重。若用  $\lambda_0 = \sigma_v / \gamma H$  表示这个比例系数,我国实测资料  $\lambda_0 < 0.8$  者约占有 3%,  $\lambda_0 = 0.8 \sim 1.2$  者约占 17%,  $\lambda_0 > 1.2$  者占 65% 以上。这些资料大多是在 200m 深度内测得的,最深达 500m。据前苏联资料,  $\lambda_0 < 0.8$  者占 4%,  $\lambda_0 = 0.8 \sim 1.2$  者占 23%,  $\lambda_0 > 1.2$  者占 73%。

国内外的实测水平应力普遍大于泊松效应产生的  $\gamma H \cdot \nu / (1 - \nu)$  ( $H$  为工程埋深, m), 且大于或接近实测垂直应力。用最大水平应力( $\sigma_{H1}$ )与  $\sigma_v$  之比表示侧压系数( $\lambda_1 = \sigma_{H1} / \sigma_v$ ), 一般  $\lambda_1$  为 0.5~5.5, 大部分在 0.8~2.0 之间,  $\lambda_1$  最大达 30。若用两个水平应力的平均值( $\sigma_{H. av}$ )与  $\sigma_v$  之比表示侧压系数( $\lambda_{av} = \sigma_{H. av} / \sigma_v$ ), 一般  $\lambda_{av}$  为 0.5~5.0, 大多数为 0.8~1.5。我国实测资料  $\lambda_{av}$  在 0.8~3.0 之间,  $\lambda_{av} < 0.8$  者约占 30%,  $\lambda_{av} = 0.8 \sim 1.2$  者约占 40%,  $\lambda_{av} > 1.2$  者约占 30%。

3)实测资料还表明,水平应力并不总是占优势的,到达一定深度以后,水平应力逐渐趋向等于或略小于垂直应力,即趋向静水压力场。这个转变点的深度即临界深度,经实测资料统计,大约在 1 000~1 500 之间。也有人提出,这个临界深度在各国不尽相同,如南非为 1 200m, 美国为 1 000m, 日本为 500m, 冰岛最浅,为 200m, 我国为 1 000 余米。

在目前测试技术和现有实测成果的基础上,本附录规定深度在 1 000~1 500m 为过渡段,1 500m 为临界深度是比较合适的。就岩石工程而言,绝大部分工程的埋深远小于 1 500m。

2 高初始应力区的存在,已为工程实践所证实。岩爆和岩芯饼化产生的共同条件是高初始应力。一般情况下,岩爆发生在岩性坚硬完整或较完整的地区,岩芯饼化发生在中等强度以下的岩体。

一定的初始应力值对不同岩性的岩体影响其稳定性的程度是不一样的。为此,用岩石单轴饱和抗压强度( $R_c$ )与最大主应力( $\sigma_1$ )的比值,作为评价岩爆和岩芯饼化发生的条件,进而评价初始应力对工程岩体稳定性的指标。实测资料表明,一般当  $R_c / \sigma_1 = 3 \sim 6$  时就会发生岩爆和岩芯饼化,小于 3 可能发生严重岩爆。实际上,洞室周边应力集中系数最小为 2,这样高的初始应力值( $\sigma_1$ )引起隧洞周边应力集中,从而使得部分洞壁岩体接近或超过强度极限。

考虑到空间最大主应力( $\sigma_1$ )与隧道轴线夹角的不同,对工程岩体稳定的影响程度也不同,只有垂直工程轴线方向的最大初始应力( $\sigma_{\max}$ )对工程岩体稳定的影响最大,且荷载作用明确。所以表 A.0.3 采用  $R_c/\sigma_{\max}$  作为评价“应力情况”的定量指标。

由于高初始应力对围岩稳定性的影响程度尚缺乏成熟的资料,目前还不能给出更详细的规定,表 A.0.3 将应力情况定为两种是适宜的。

初始应力各向异性的大小,最大主应力方向与工程主要特征尺寸、方位(如洞线)的关系不同,对围岩体稳定性的影响也不同。由于目前在这方面缺乏足够的依据,暂无法在分级标准中作出规定。

#### A.0.4

1 岩体的物理力学参数反映了岩体的稳定性和质量的高低,它们与决定岩体基本质量的岩石坚硬程度和岩体完整程度密切相关。一般情况下可根据围岩的级别由表 A.0.4-1 选取岩体的物理力学参数值,该表中给出的物理力学参数均是设计采用参考值。

2 岩体结构面抗剪断峰值强度取决于两侧岩体的坚硬程度和结构面本身的结合程度。由于结构面是岩体的弱面,人们在评价和核算工程岩体稳定性时,常对结构面强度给予极大地关注。

表 A.0.4-2 是综合国内有关标准、规范有关数据提出的结构面抗剪断峰值强度,设计采用时可适当调整。

**A.0.5** 表 A.0.5 引自《工程岩体分级标准》中的表 E.0.1(地下工程岩体自稳能力)。

围岩级别与洞室的自稳能力之间有很好的对应关系,据对 48 项地下工程、416 个区段、总长度 12 000m 洞室的工程岩体质量指标  $[BQ]$  值和塌方破坏关系的统计,  $[BQ] > 550$  的 52 段无一处塌方,其中最大跨度为 18~22m 无支护,至今已稳定近 20 年。其它情况见表 A-3。值得注意的是,表中所列  $[BQ] < 351$  的地段,所发生的塌方多数是没有按要求及时支护,若长期不支护,可能有 100% 的地段发生塌方。经工程实际统计分析,给出地下工程岩体自稳能力表 A.0.5。

表 A-3 塌方情况统计表

项 目	工程岩体级别				
	I	II	III	IV	V
段数	52	80	81	108	95
发生塌方段数	0	10	14	39	59
塌方段占总段数比	0	12.5%	17.3%	36.1%	62.1%
最大塌方高度(m)	0	2	3	10	65(通天)

表 A.0.5 所描述的稳定性(自稳能力)包括变形和破坏两方面,是指长期作用的结果。开挖后短时间不破坏并不能说明岩体是稳定的,需通过变形观测和较长时间作用的检验。