



JTG

中华人民共和国行业标准

JTG D30—2004

公路路基设计规范

Specifications for Design of Highway Subgrades

2004-09-04 发布

2005-01-01 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

公路路基设计规范

Specifications for Design of Highway Subgrades

JTG D30—2004

主编单位：中交第二公路勘察设计研究院

批准部门：中华人民共和国交通部

施行日期：2005年01月01日

前 言

20世纪90年代以来,我国公路建设进入快速发展时期。为满足新时期公路建设的需要,1996年交通部颁布了《公路路基设计规范》(JTJ 013—95)。该规范施行以来,对统一公路工程路基设计技术要求、提高公路路基设计水平、保证公路路基质量起到了重要的保证作用。近十年来,在公路路基设计中出现了一些新问题,交通部和各省、市、自治区交通主管部门对有关问题进行了专题研究;新理论、新技术、新材料、新工艺在高速公路建设中得到推广应用,取得了良好效果;同时积累了较多的山区公路设计施工经验,这些都为本规范的修订提供了强有力的技术支撑。

《公路路基设计规范》的修订是根据交通部交公路发[2000]722号“关于下达2000年度公路工程标准规范定额等编制和修订工作计划的通知”和交公路发[2002]288号“发布公路工程标准规范体系”的精神进行的。新修订的《公路路基设计规范》涵盖了《公路粉煤灰路堤设计与施工技术规范》(JTJ 016—93)、《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ 017—96)、《公路排水设计规范》(JTJ 018—96)、《公路土工合成材料应用技术规范》(JTJ 019—98)等规范的相关内容,并在原规范基础上,针对目前公路路基设计中反映比较突出的问题,如高填深挖的界限与设计原则、边坡防护、路基压实标准、特殊路基设计等作了重点修订,修订中突出了公路路基设计的系统化理念,以及水土保持、环境保护、景观协调的设计原则,注重地质、水文条件调查,强调地基处理、填料选择、路基强度与稳定性、边坡防护、排水系统、关键部位施工技术等方面的综合设计。本规范主要修订内容如下:

1. 补充完善了路基压实度和CBR强度要求,在第3章“一般路基”中增加了路堤与桥涵构造物连接处理、路基填挖交界处理、高边坡路堤与陡坡路堤、挖方高边坡、填石路堤和粉煤灰路基等设计技术规定;

2. 对高边坡、地基处理、路基病害整治等项目的设计,提出了有关施工监测与动态设计的内容和要求;

3. 完善了路基排水系统设计要求,补充了油水分离池、排水泵站、仰斜式排水孔、支撑渗沟等排水设施,强化路基排水与边坡防护的综合设计,取消了有关路面排水设计的内容;

4. 将第5章“路基防护”改为“路基防护与支挡”,新增加了挡土墙、边坡锚固、土钉支护和抗滑桩等支挡结构设计技术要求;

5. 新增加第6章“路基拓宽改建”,增加了原有路基状况评价方法与标准、高速公路路基拓宽改建、二级及二级以下公路路基拓宽改建的设计技术要求;

6. 将原规范第6章“特殊路基”改为第7章,在该章中新增加了软土地区路基、红粘土与高液限土地区路基、采空区路基、滨海路基、水库路基等特殊路基设计技术要求;完善了

滑坡、崩塌、泥石流、岩溶、多年冻土、黄土、膨胀土、盐渍土、风沙、雪害、涎流冰等特殊路基的处理技术要求。

本规范及其条文说明是根据近年来的科研成果、国内外的有关文献及工程实践经验完成修订编制的。请各有关单位将使用本规范过程中发现的问题或修改意见即时函告中交第二公路勘察设计研究院(地址:武汉市汉阳区鹦鹉大道 498 号,邮编:430052),以便下次修订时参考。

主 编 单 位 :中交第二公路勘察设计研究院

参 编 单 位 :中交第一公路勘察设计研究院

长安大学公路学院

重庆交通科研设计院

新疆交通科学研究院

江苏省交通规划设计院

主要起草人:吴万平 廖朝华 汪继泉 丁小军 张留俊 王秉纲 王选仓 胡长顺
邓卫东 唐树名 陈晓光 傅应华 王家强 袁光宇 张嘉翔 周相略
台电仓 胡 炜 李 萍 祝海燕 郑 治 席元伟 马 磊 刘 健
刘亚楼 李 浩

目 次

1	总则	1
2	术语	3
3	一般路基	6
3.1	一般规定	6
3.2	路床	6
3.3	填方路基	7
3.4	挖方路基	9
3.5	路基填挖交界处理	11
3.6	高边坡路堤与陡坡路堤	11
3.7	挖方高边坡	15
3.8	填石路堤	18
3.9	粉煤灰路堤	20
3.10	路基取土	21
3.11	路基弃土	21
4	路基排水	22
4.1	一般规定	22
4.2	地表排水	22
4.3	地下排水	24
5	路基防护与支挡	26
5.1	一般规定	26
5.2	坡面防护	26
5.3	沿河路基防护	29
5.4	挡土墙	31
5.5	边坡锚固	49
5.6	土钉支护	55
5.7	抗滑桩	56
6	路基拓宽改建	58
6.1	一般规定	58
6.2	原有路基状况调查评价	58
6.3	二级及二级以下公路路基拓宽改建	59

6.4	高速公路、一级公路原有路基的拓宽改建	60
7	特殊路基	62
7.1	一般规定	62
7.2	滑坡地段路基	62
7.3	崩塌与岩堆地段路基	65
7.4	泥石流地区路基	66
7.5	岩溶地区路基	68
7.6	软土地区路基	69
7.7	红粘土与高液限土地区路基	74
7.8	膨胀土地区路基	76
7.9	黄土地区路基	78
7.10	盐渍土地区路基	81
7.11	多年冻土地区路基	84
7.12	风沙地区路基	86
7.13	雪害地段路基	89
7.14	涎流冰地段路基	91
7.15	采空区路基	92
7.16	滨海路基	94
7.17	水库地区路基	95
附录 A	岩质边坡的岩体分类	97
附录 B	监测内容与项目	99
附录 C	多年冻土公路工程分类	100
附录 D	黄土分区图	101
附录 E	本规范用词说明	102
附 件	公路路基设计规范(JTG D30—2004)条文说明	103
1	总则	105
3	一般路基	107
4	路基排水	120
5	路基防护与支挡	124
6	路基拓宽改建	138
7	特殊路基	140

1 总则

1.0.1 为统一公路工程路基设计技术标准,使公路路基工程设计符合安全适用、技术经济合理的要求,制订本规范。

1.0.2 本规范适用于新建和改建各级公路的路基设计。

1.0.3 路基工程应具有足够的强度、稳定性和耐久性。

1.0.4 路基设计应符合环境保护的要求,避免引发地质灾害,减少对生态环境的影响。

1.0.5 路基设计应做好工程地质勘察工作,查明水文地质和工程地质条件,获取设计所需要的岩土物理力学参数。

1.0.6 路基设计应从地基处理、路基填料选择、路基强度与稳定性、防护工程、排水系统以及关键部位路基施工技术等方面进行综合设计。

1.0.7 路基设计宜避免高路堤与深路堑。当路基中心填方高度超过 20m、中心挖方深度超过 30m 时,宜结合路线方案与桥梁、隧道等构造物或分离式路基作方案比选。

1.0.8 受水浸淹路段的路基边缘标高,应不低于路基设计洪水频率的水位加壅水高、波浪侵袭高,以及 0.5m 的安全高度。各级公路路基设计洪水频率应符合表 1.0.8 规定。

表 1.0.8 路基设计洪水频率

公路等级	高速公路	一级公路	二级公路	三级公路	四级公路
路基设计洪水频率	1/100	1/100	1/50	1/25	按具体情况确定

1.0.9 水文及水文地质条件不良地段的路基设计最小填土高度不应小于路床处于中湿状态的临界高度;当路基设计标高受限制时,应对潮湿、过湿状态的路基进行处理,处理后的土基回弹模量不应小于路面设计规范规定的要求。

1.0.10 高速公路、一级公路高边坡路堤、陡坡路堤、挖方高边坡、滑坡、软土地区路基设计应采用动态设计法。动态设计必须以完整的施工设计图为基础,适用于路基施工阶段。应提出对施工方案的特殊要求和监测要求,应掌握施工现场的地质状况、施工情况和

变形、应力监测的反馈信息,必要时对原设计作校核、修改和补充。

1.0.11 路基工程设计提倡采用成熟的新技术、新结构、新材料和新工艺。

1.0.12 路基设计除应符合本规范规定外,尚应符合国家现行的有关标准、规范的规定。

2 术语

2.0.1 路基 Subgrade

按照路线位置和一定技术要求修筑的带状构造物,是路面的基础,承受由路面传来的行车荷载。

2.0.2 路床 Roadbed

指路面底面以下 0.80m 范围内的路基部分。在结构上分为上路床(0~0.30m)及下路床(0.30~0.80m)两层。

2.0.3 路堤 Embankment

高于原地面的填方路基。路堤在结构上分为上路堤和上路堤,上路堤是指路面底面以下 0.80~1.50m 范围内的填方部分;下路堤是指上路堤以下的填方部分。

2.0.4 路堑 Cutting

低于原地面的挖方路基。

2.0.5 填石路堤 Rockfill embankment

用粒径大于 40mm、含量超过 70% 的石料填筑的路堤。

2.0.6 CBR(加州承载比) California Bearing Ratio

表征路基土、粒料、稳定土强度的一种指标。即标准试件在贯入量为 2.5mm 时所施加的试验荷载与标准碎石材料在相同贯入量时所施加的荷载之比值,以百分率表示。

2.0.7 压实度 Degree of compaction

筑路材料压实后的干密度与标准最大干密度之比,以百分率表示。

2.0.8 路基设计标高 Height of design of subgrade

新建公路的路基设计标高为路基边缘标高,在设置超高、加宽地段,则为设置超高、加宽前的路基边缘标高;改建公路的路基设计标高可与新建公路相同,也可采用路中线标高。设有中央分隔带的高速公路、一级公路,其路基设计标高为中央分隔带的外侧边缘标高。

2.0.9 特殊路基 Special subgrade

位于特殊土(岩)地段、不良地质地段或受水、气候等自然因素影响强烈的路基。

2.0.10 湿陷性黄土 Collapsibility loess

在自重或一定压力下受水浸湿后,土体结构迅速破坏,并产生显著下沉现象的黄土。

2.0.11 红粘土 Laterite

碳酸盐类岩石在温湿气候条件下经风化后形成的褐红色粉土或粘性土。

2.0.12 高液限土 High liquid limit soil

液限(100g 锥试验)超过 50%的细粒土。

2.0.13 膨胀土 Expansive soil

含亲水性矿物并具有明显的吸水膨胀与失水收缩特性的高塑性粘土。

2.0.14 盐渍土 Saline soil

易溶盐含量大于规定值的土。

2.0.15 多年冻土 Perennially frozen soil

冻结状态连续多年的温度低于 0℃且含冰的土。

2.0.16 滑坡 Lands lide

斜坡上的岩体或土体在自然或人为因素的影响下沿带或面滑动的现象。

2.0.17 崩塌 Rock fall

高陡斜坡上岩体或土体在重力作用下倒塌、倾倒或坠落的现象。

2.0.18 泥石流 Debris flow

挟带大量泥沙、石块的间歇性洪流。

2.0.19 岩溶 Karst

可溶性岩层被水长期溶蚀而形成的各种地质现象和形态。

2.0.20 挡土墙 Retaining wall

承受土体侧压力的墙式构造物。

2.0.21 抗滑桩 Slide-resistant pile

抵抗土压力或滑坡下滑力的横向受力桩。

2.0.22 土钉 Soil nailing

在土质或破碎软弱岩质边坡中设置钢筋钉以维持边坡稳定的支护结构。

2.0.23 预应力锚杆(索) Prestressed anchor

由锚头、预应力筋、锚固体组成,通过对预应力筋施加张拉力以加固岩土体使其达到稳定状态的支护结构。

3 一般路基

3.1 一般规定

3.1.1 路基设计之前,应做好全面调查研究,充分收集沿线地质、水文、地形、地貌、气象、地震等设计资料。改建公路设计时,还应收集历年路况资料及当地路基的翻浆、崩塌、水毁、沉降变形等病害的防治经验。

3.1.2 路基设计应根据当地自然条件和工程地质条件,选择适当的路基横断面形式和边坡坡度。河谷地段不宜侵占河床,可视具体情况设置其他结构物和防护工程。

3.1.3 陡坡上的半填半挖路基,可根据地形、地质条件,采用护肩、砌石或挡土墙;当山坡高陡或稳定性差,不宜多挖时,可采用桥梁、悬出路台等构造物;三、四级公路的悬崖陡壁地段,当山体岩石整体性好时,可采用半山洞。

3.1.4 沿河路基边缘标高应满足本规范第 1.0.8 条的规定,并根据冲刷情况,设置必要的防护设施。沿河路基废方应妥善处理,以免造成河床堵塞、河流改道或冲毁沿线构造物、农田、房屋等不良后果。

3.2 路床

3.2.1 路床填料应均匀、密实,并符合表 3.2.1 的规定。

表 3.2.1 路床土最小强度和压实度要求

项目分类	路面底面以下深度(m)	填料最小强度(CBR)(%)			压实度(%)		
		高速公路、一级公路	二级公路	三、四级公路	高速公路、一级公路	二级公路	三、四级公路
填方路基	0~0.3	8	6	5	≥96	≥95	≥94
	0.3~0.8	5	4	3	≥96	≥95	≥94
零填及挖方路基	0~0.3	8	6	5	≥96	≥95	≥94
	0.3~0.8	5	4	3	≥96	≥95	/

注:①表列压实度系按《公路土工试验规程》(JTJ 051)中重型击实试验法求得的最大干密度的压实度;

②当三、四级公路铺筑沥青混凝土和水泥混凝土路面时,其压实度应采用二级公路的规定值。

3.2.2 路床填料最大粒径应小于 100mm,路床顶面横坡应与路拱横坡一致。

3.2.3 路床加固应根据土质、降水量、地下水类型及埋藏深度、加固材料来源等,经比选采用就地碾压、换土或土质改良、加强地下排水、设置土工合成材料等加固措施。

3.3 填方路基

3.3.1 填料选择

1 填方路基应优先选用级配较好的砾类土、砂类土等粗粒土作为填料,填料最大粒径应小于 150mm。

2 泥炭、淤泥、冻土、强膨胀土、有机质土及易溶盐超过允许含量的土等,不得直接用于填筑路基。冰冻地区的路床及浸水部分的路堤不应直接采用粉质土填筑。

3 当采用细粒土填筑时,路堤填料最小强度应符合表 3.3.1 的规定。

表 3.3.1 路堤填料最小强度要求

项目分类	路面底面以下深度(m)	填料最小强度(CBR)(%)		
		高速公路、一级公路	二级公路	三、四级公路
上路堤	0.8~1.5	4	3	3
下路堤	1.5以下	3	2	2

注:①当路基填料的 CBR 值达不到表列要求时,可掺石灰或其他稳定材料处理;

②当三、四级公路铺筑沥青混凝土和水泥混凝土路面时,应采用二级公路的规定。

4 液限大于 50%、塑性指数大于 26 的细粒土,不得直接作为路堤填料。

5 浸水路堤应选用渗水性良好的材料填筑。当采用细砂、粉砂作填料时,应考虑振动液化的影响。

6 桥涵台背和挡土墙背应优先选用渗水性良好的填料。在渗水材料缺乏的地区,采用细粒土填筑时,宜用石灰、水泥、粉煤灰等无机结合料进行处治。

3.3.2 压实度

路堤应分层铺筑,均匀压实,压实度应符合表 3.3.2 的规定。

表 3.3.2 路堤压实度

填挖类型	路面底面以下深度(m)	压实度(%)		
		高速公路、一级公路	二级公路	三、四级公路
上路堤	0.80~1.50	≥94	≥94	≥93
下路堤	1.50以下	≥93	≥92	≥90

注:①表列压实度系按《公路土工试验规程》(JTJ 051)中重型击实试验法求得的最大干密度的压实度;

②当三、四级公路铺筑沥青混凝土和水泥混凝土路面时,应采用二级公路的规定值;

③路堤采用特殊填料或处于特殊气候地区时,压实度标准可根据试验路的论证在保证路基强度要求的前提下适当降低。

3.3.3 细粒土作填料时,土的含水量应接近最佳含水量,当含水量过高时,应采取晾晒或掺入石灰、水泥、粉煤灰等材料进行处治。

3.3.4 路堤边坡形式和坡率应根据填料的物理力学性质、边坡高度和工程地质条件确定。

1 当地质条件良好,边坡高度不大于 20m 时,其边坡坡率不宜陡于表 3.3.4 的规定值。

表 3.3.4 路堤边坡坡率

填料类别	边坡坡率	
	上部高度 ($H \leq 8\text{m}$)	下部高度 ($H \leq 12\text{m}$)
细粒土	1:1.5	1:1.75
粗粒土	1:1.5	1:1.75
巨粒土	1:1.3	1:1.5

2 对边坡高度超过 20m 的路堤,边坡形式宜采用阶梯形,边坡坡率应按本规范第 3.6 节的规定由稳定性分析计算确定,并应进行个别设计。

3 浸水路堤在设计水位以下的边坡坡率不宜陡于 1:1.75。

3.3.5 地基表层处理

1 稳定斜坡上地基表层的处理,应符合下列要求:

1) 地面横坡缓于 1:5 时,在清除地表草皮、腐殖土后,可直接在天然地面上填筑路堤。

2) 地面横坡为 1:5 ~ 1:2.5 时,原地面应挖台阶,台阶宽度不应小于 2m。当基岩面上的覆盖层较薄时,宜先清除覆盖层再挖台阶;当覆盖层较厚且稳定时,可予保留。

2 地面横坡陡于 1:2.5 地段的陡坡路堤,必须检算路堤整体沿基底及基底下软弱层滑动的稳定性,抗滑稳定系数不得小于本规范表 3.6.8 的规定值,否则应采取改善基底条件或设置支挡结构物等防滑措施。

3 当地下水影响路堤稳定时,应采取拦截引排地下水或在路堤底部填筑渗水性好的材料等措施。

4 应将地基表层碾压密实。在一般土质地段,高速公路、一级公路和二级公路基底的压实度(重型)不应小于 90%;三、四级公路不应小于 85%。路基填土高度小于路面和路床总厚度时,应将地基表层土进行超挖并分层回填压实,其处理深度不应小于重型汽车荷载作用的工作区深度。

5 在稻田、湖塘等地段,应视具体情况采取排水、清淤、晾晒、换填、加筋、外掺无机结合料等处理措施。当为软土地基时,其处理措施应符合本规范第 7.6 节的规定。

3.3.6 高速公路、一级公路、二级公路路堤与桥台、横向构造物(涵洞、通道)连接处应

设置过渡段,路基压实度不应小于 96%,并注意填料强度、地基处理、台背防排水系统等综合设计。过渡段长度宜按 2~3 倍路基填土高度确定。

3.3.7 护肩路基

护肩高度不宜超过 2m,顶面宽度不应侵占硬路肩或行车道及路缘带的路面范围。

3.3.8 砌石路基

1 砌石应选用当地不易风化的片、块石砌筑,内侧填石;岩石风化严重或软质岩石路段不宜采用砌石路基。

2 砌石顶宽不小于 0.8m,基底面向内倾斜,砌石高度不宜超过 15m。砌石内、外坡率不宜陡于表 3.3.8 的规定值。

表 3.3.8 砌石边坡坡率

序号	砌石高度(m)	内坡坡率	外坡坡率
1	≤5	1:0.3	1:0.5
2	≤10	1:0.5	1:0.67
3	≤15	1:0.6	1:0.75

3.3.9 护脚路基

当填方路基受地形地物限制或路基稳定性不足时,可采用护脚路基。护脚高度不宜超过 5m,受水浸淹的路堤护脚,应予以防护或加固。

3.4 挖方路基

3.4.1 土质路堑

1 土质路堑边坡形式及坡率应根据工程地质与水文地质条件、边坡高度、排水措施、施工方法,并结合自然稳定山坡和人工边坡的调查及力学分析综合确定。

边坡高度不大于 20m 时,边坡坡率不宜陡于表 3.4.1 的规定值。

2 路堑边坡高度大于 20m 时,其边坡形式及坡率应按本规范第 3.7 节的规定确定。

表 3.4.1 土质路堑边坡坡率

土的类别		边坡坡率
粘土、粉质粘土、塑性指数大于 3 的粉土		1:1
中密以上的中砂、粗砂、砾砂		1:1.5
卵石土、碎石土、圆砾土、角砾土	胶结和密实	1:0.75
	中 密	1:1

注:黄土、红粘土、高液限土、膨胀土等特殊土质挖方边坡形式及坡度应按本规范第 7 章的有关规定确定。

3.4.2 岩质路堑

1 岩质路堑边坡形式及坡率应根据工程地质与水文地质条件、边坡高度、施工方法,结合自然稳定边坡和人工边坡的调查综合确定。必要时可采用稳定性分析方法予以检算。

边坡高度不大于 30m 时,无外倾软弱结构面的边坡按附录 A 确定岩体类型,边坡坡率可按表 3.4.2 确定。

表 3.4.2 岩质路堑边坡坡率

边坡岩体类型	风化程度	边坡坡率	
		$H < 15\text{m}$	$15\text{m} \leq H < 30\text{m}$
I 类	未风化、微风化	1:0.1 ~ 1:0.3	1:0.1 ~ 1:0.3
	弱风化	1:0.1 ~ 1:0.3	1:0.3 ~ 1:0.5
II 类	未风化、微风化	1:0.1 ~ 1:0.3	1:0.3 ~ 1:0.5
	弱风化	1:0.3 ~ 1:0.5	1:0.5 ~ 1:0.75
III 类	未风化、微风化	1:0.3 ~ 1:0.5	
	弱风化	1:0.5 ~ 1:0.75	
IV 类	弱风化	1:0.5 ~ 1:1	
	强风化	1:0.75 ~ 1:1	

注:①有可靠的资料和经验时,可不受本表限制;

②IV 类强风化包括各类风化程度的极软岩。

2 对于有外倾软弱结构面的岩质边坡、坡顶边缘附近有较大荷载的边坡、边坡高度超过表 3.4.2 规定范围的边坡,边坡坡率应按本规范第 3.7 节有关规定通过稳定性分析计算确定。

3 硬质岩石挖方路基宜采用光面、预裂爆破技术。

4 边坡高度大于 20m 的软弱松散岩质路堑,宜采用分层开挖、分层防护和坡脚预加固技术。

3.4.3 当挖方边坡较高时,可根据不同的土质、岩石性质和稳定要求开挖成折线式或台阶式边坡,边沟外侧应设置碎落台,其宽度不宜小于 1.0m;台阶式边坡中部应设置边坡平台,边坡平台的宽度不宜小于 2m。

3.4.4 边坡坡顶、坡面、坡脚和边坡中部平台应设置地表排水系统,各种地表排水设施的构造尺寸按本规范第 4.2 节的规定确定。

3.4.5 当边坡有积水湿地、地下水渗出或地下水露头时,应根据实际情况设置地下渗沟、边坡渗沟或仰斜式排水孔,或在上游沿垂直地下水流向设置拦截地下水的排水隧洞等排导设施。

3.4.6 根据边坡稳定情况和周围环境状况确定边坡坡面防护形式,边坡防护应采取工

程防护与植物防护相结合的综合措施,稳定性差的边坡应设置综合支挡工程。条件许可时,宜优先采用有利于生态环境保护的防护措施。

3.4.7 对于土质挖方边坡高度超过 20m、岩石挖方边坡高度超过 30m 和不良地质地段路堑边坡,应按本规范第 3.7 节的有关规定,进行路基高边坡个别处理设计。

3.5 路基填挖交界处理

3.5.1 半填半挖路基中填方区应符合本规范第 3.3 节、第 3.6 节的有关规定。必要时,可采用冲击碾压或强夯等进行增强补压,以消减路基填挖间的差异变形。

3.5.2 半填半挖路基中挖方区应符合本规范第 3.4 节、第 3.7 节的有关规定。

3.5.3 半填半挖路基的填料应综合设计,当挖方区为土质时,应优先采用渗水性好的材料填筑,同时对挖方区路床 0.80m 范围内土体进行超挖回填碾压,并在填挖交界处路床范围内铺设土工格栅;当挖方区为坚硬岩石时,宜采用填石路堤。

3.5.4 当地表斜坡陡于 1:2.5 时,应进行填挖间路基稳定性分析,其最小稳定安全系数不得小于本规范表 3.6.8 的规定值。当路基稳定性不够时,应根据地形地质条件,在路堤边坡下方设置支挡工程。

3.5.5 根据地下水出露情况和岩土性质,设置完善的地下排水系统,除在边沟下设置纵向渗沟外,还应在填挖之间设置横向或纵向渗沟。

3.5.6 纵向填挖交界处应设置过渡段,土质地段过渡段宜采用级配较好的砾类土、砂类土、碎石填筑,岩质地段过渡段可采用填石路堤。

3.6 高边坡路堤与陡坡路堤

3.6.1 高边坡路堤与陡坡路堤设计应贯彻综合设计和动态设计的原则。应在充分掌握场地水文地质条件、填料来源及其性质的基础上,综合进行路堤断面、排水设施、边坡防护、地基及堤身处治等的设计。当实际情况有变化时,应及时调整设计,保证路堤稳定。

3.6.2 对边坡高度超过 20m 的路堤或地面斜坡坡率陡于 1:2.5 的路堤,以及不良地质、特殊地段的路堤,应进行个别勘察设计,对重要的路堤应进行稳定性监控。

3.6.3 高边坡路堤与陡斜坡路堤的地基勘察,应查明地基土的土质类别、层位、厚度、分布特征和物理力学性质,确定地下水埋深和分布特征,确定地基土的承载能力,获取设计所需的物理力学指标。其工程地质勘察应满足《公路工程地质勘察规范》(JTJ 064)的要求。

3.6.4 路基填料应满足本规范第 3.2.1 条、第 3.3.1 条的规定,路堤压实度应满足本规范第 3.2.1 条、第 3.3.2 条的要求。必要时,可采用冲击碾压或强夯等进行增强补压,以消减高路堤的差异变形。

3.6.5 高路堤边坡形式和坡率应根据填料的物理力学性质、边坡高度、车辆荷载和工程地质条件等经稳定计算,并结合工程经验分析确定。高路堤断面形式宜采用台阶式,降水量较大的地区,平台上应加设截水沟。

3.6.6 高路堤稳定性分析的强度参数应根据填料场地情况,选择有代表性的土样进行室内试验,并结合现场情况确定。

1 路堤填土的强度参数 c 、 φ 值,采用直剪快剪或三轴不排水剪试验获得。试样的制备要求及稳定分析各阶段采用的试验方法详见表 3.6.6。当路堤填料为粗粒土或填石料时,应采用大型三轴试验仪进行试验。

表 3.6.6 路堤填土采用的强度指标

控制稳定的时期	强度计算方法	土类	试验方法	采用的强度指标	试样起始状态	备注
施工期	总应力法	渗透系数小于 10^{-7} cm/s	直剪快剪	c_u 、 φ_u	填筑含水量和填筑密度。当难以获得填筑含水量和填筑密度时,或进行初步稳定分析时,密度采用要求达到的密度,含水量按击实曲线上要求密度对应的较大含水量	
		任何渗透系数	三轴不排水剪			
运营期	总应力法	渗透系数小于 10^{-7} cm/s	直剪固结快剪	c_{cu} 、 φ_{cu}	同上	用于新建路堤的稳定性分析
		任何渗透系数	三轴固结不排水剪			
		渗透系数小于 10^{-7} cm/s	直剪快剪	c_u 、 φ_{cu}	同上,但要预先饱和	用于新建路堤边坡的浅层稳定性分析
		任何渗透系数	三轴不排水剪			
		渗透系数小于 10^{-7} cm/s	直剪快剪	c_u 、 φ_u	取路堤原状土	用于已建路堤的稳定性分析
		任何渗透系数	三轴不排水剪			

2 分析高路堤的稳定性时,地基的强度参数 c 、 φ 值,宜采用直剪固结快剪或三轴固结不排水剪试验获得。

3 分析路堤沿斜坡地基或软弱层带滑动的稳定性时,应结合场地条件,选择控制性

层面的土层试验获得强度参数 c 、 φ 值。可采用直剪快剪或三轴不固结不排水剪试验。当可能存在地下水时,应采用饱水试件进行试验。

3.6.7 路堤稳定性分析包括路堤堤身的稳定性、路堤和地基的整体稳定性、路堤沿斜坡地基或软弱层带滑动的稳定性等内容。

1 路堤的堤身稳定性、路堤和地基的整体稳定性宜采用简化 Bishop 法进行分析计算,稳定安全系数 F_s 按式(3.6.7-1)计算,计算图示见图 3.6.7-1。

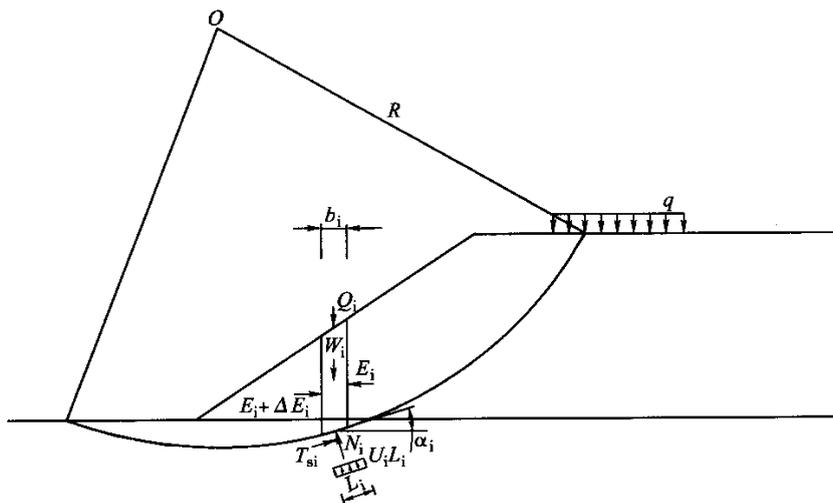


图 3.6.7-1 简化 Bishop 法计算图示

$$F_s = \frac{\sum K_i}{\sum (W_i + Q_i) \sin \alpha_i} \quad (3.6.7-1)$$

式中: W_i ——第 i 土条重力;

α_i ——第 i 土条底滑面的倾角;

Q_i ——第 i 土条垂直方向外力;

K_i ——系数,由土条滑弧所在位置分别按式(3.6.7-2)和式(3.6.7-3)计算。

当土条 i 滑弧位于地基中时

$$K_i = \frac{c_{di} b_i + W_{di} \tan \varphi_{di} + U (W_{ti} + Q_i) \tan \varphi_{di}}{m_{ai}} \quad (3.6.7-2)$$

式中: W_{di} ——第 i 土条地基部分的重力;

W_{ti} ——第 i 土条路堤部分的重力;

b_i ——第 i 土条宽度;

U ——地基平均固结度;

c_{di} 、 φ_{di} ——第 i 土条滑弧所在地基土层的粘结力和内摩擦角;

m_{ai} ——系数,由式(3.6.7-4)计算。

当土条 i 滑弧位于路堤中时

$$K_i = \frac{c_{ti} b_i + (W_{ti} + Q_i) \tan \varphi_{ti}}{m_{ai}} \quad (3.6.7-3)$$

式中： c_{ti} 、 φ_{ti} ——第 i 土条滑弧所在路堤土的粘结力和内摩擦角。

其余符号意义同前。

$$m_{ai} = \cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \varphi_i}{F_s} \quad (3.6.7-4)$$

式中： φ_i ——第 i 土条滑弧所在土层的内摩擦角，滑弧位于地基中时取地基土的内摩擦角，位于路堤中时取路堤土的内摩擦角；

其余符号意义同前。

2 路堤沿斜坡地基或软弱层带滑动的稳定性可采用不平衡推力法进行分析计算，稳定安全系数 F_s 利用式(3.6.7-5)和式(3.6.7-6)计算得到，计算图示见图 3.6.7-2。

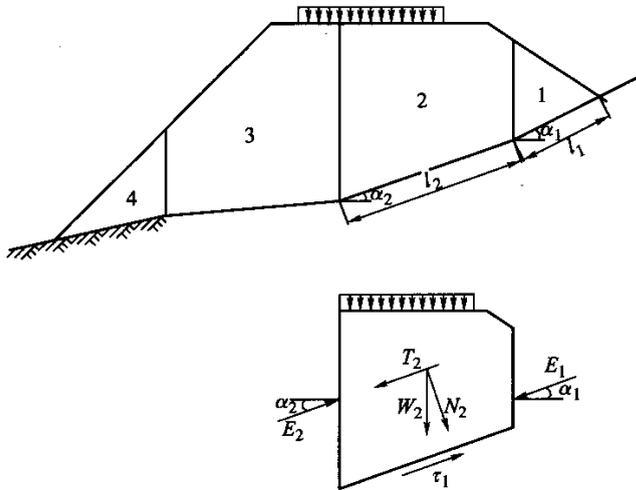


图 3.6.7-2 不平衡推力法计算图示

$$E_i = W_{Qi} \sin \alpha_i - \frac{1}{F_s} [c_i l_i + W_{Qi} \cos \alpha_i \tan \varphi_i] + E_{i-1} \Psi_{i-1} \quad (3.6.7-5)$$

$$\Psi_{i-1} = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \frac{\tan \varphi_i}{F_s} \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \quad (3.6.7-6)$$

式中： W_{Qi} ——第 i 土条的重力与外加竖向荷载之和；

α_{i-1} 、 α_i ——第 i 土条底滑面的倾角；

c_i 、 φ_i ——第 i 土条底的粘结力和内摩擦角；

l_i ——第 i 土条底滑面的长度；

E_{i-1} ——第 $i-1$ 土条传递给第 i 土条的下滑力。

用式(3.6.7-5)和式(3.6.7-6)逐条计算，直到第 n 条的剩余推力为零，由此确定稳定安全系数 F_s 。

3.6.8 路堤稳定性计算分析得到的稳定安全系数不得小于表 3.6.8 所列值。

表 3.6.8 路堤稳定安全系数

分析内容	计算方法	地基情况	计算采用的地基平均固结度及强度指标	稳定安全系数
路堤的堤身稳定性	简化 Bishop 法 (式 3.6.7-1)		按表 3.6.6 确定	1.35
路堤和地基的整体稳定性	简化 Bishop 法 (式 3.6.7-1)	地基土渗透性较差、排水条件不好	取 $U=0$, 地基土采用直剪固结快剪或三轴固结不排水剪指标, 路堤填土按表 3.6.6 确定	1.20
			按实际固结度, 采用直剪固结快剪或三轴固结不排水剪指标, 路堤填土按表 3.6.6 确定	1.40
		地基土渗透性较好、排水条件良好	取 $U=1$, 采用直剪固结快剪或三轴固结不排水剪指标, 路堤填土按表 3.6.6 确定	1.45
			取 $U=1$, 地基土采用快剪指标, 路堤填土按表 3.6.6 确定	1.35
路堤沿斜坡地基或软弱层滑动的稳定性	不平衡推力法 (式 3.6.7-5)		采用直剪快剪或三轴不排水剪指标, 路堤填土按表 3.6.6 确定	1.30

3.6.9 路堤基底处理应符合本规范第 3.3.5 条的规定,当地基中分布有软弱土层时,应按第 7.6 节的规定,做好地基加固设计。当路堤稳定安全系数小于表 3.6.8 中相应的稳定安全系数时,应采取改善基底条件或设置支挡结构物等措施。

3.6.10 路堤稳定性监测设计

1 路堤施工应注意观测路堤填筑过程中或以后的地基变形动态,对路堤施工实行动态监控,观测的项目参照附表 B-2 选定。

2 设计应明确观测的路堤段落、观测项目、观测点的数量及位置等,确定稳定性观测控制标准,说明施工中应注意的事项。

3.7 挖方高边坡

3.7.1 土质挖方边坡高度超过 20m、岩质挖方边坡高度超过 30m 以及不良地质、特殊岩土地段的挖方边坡,应进行个别勘察设计。

3.7.2 边坡工程勘探宜采用钻探、坑(井、槽)探与物探相结合的综合方法,必要时可辅以硃探。边坡工程地质勘察应满足《公路工程地质勘察规范》(JTJ 064)的要求,并应查明下列内容:

- 1 地形地貌特征;
- 2 岩土体类型、成因、性状、风化程度、完整程度、分层厚度;
- 3 岩土体天然和饱水状态下物理力学性能(如重度 γ 、强度参数 c 、 φ 等);
- 4 主要结构面(特别是软弱结构面)特征、组合关系、力学属性及其与临空面的关系;
- 5 气象、水文和水文地质条件;
- 6 不良地质现象的范围、性质和分布规律;

7 坡顶邻近建筑物的荷载、结构、基础形式、埋深及稳定状态。

3.7.3 边坡岩土体力学参数

1 岩体抗剪强度指标宜根据现场原位试验确定。试验应符合现行国家标准《工程岩体试验方法标准》(GB/T 50266)的规定。当无条件进行试验时,可采用《工程岩体分级标准》(GB 50218)及表 3.7.3-1 和反算分析等方法综合确定。

2 岩体结构面的结合程度可按表 3.7.3-2 确定。

3 边坡岩体性能指标标准值可按地区经验确定,对于重要边坡应通过试验确定。

4 岩体内摩擦角可由岩块内摩擦角标准值按岩体裂隙发育程度乘以表 3.7.3-3 所列的折减系数确定。

5 土体力学参数宜采用原位剪切试验、原状土样室内剪切试验及反算分析等方法综合确定。

6 土质边坡按水土合算原则计算时,地下水位以下的土宜采用三轴试验土的自重固结不排水抗剪强度指标;按水土分算原则计算时,地下水位以下的土宜采用土的有效抗剪强度指标。

表 3.7.3-1 结构面抗剪强度指标标准值

结构面类型		结构面结合程度	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	粘聚力 $c(\text{MPa})$
硬性结构面	1	结合好	> 35	> 0.13
	2	结合一般	35 ~ 27	0.13 ~ 0.09
	3	结合差	27 ~ 18	0.09 ~ 0.05
软弱结构面	4	结合很差	18 ~ 12	0.05 ~ 0.02
	5	结合极差(泥化层)	根据地区经验确定	

注:①表中数值已考虑结构面的时间效应。

②极软岩、软岩取表中低值;

③岩体结构面连通性差,取表中的高值;

④岩体结构面浸水时取表中的低值。

表 3.7.3-2 结构面的结合程度

结合程度	结构面特征
结合好	张开度小于 1mm,胶结良好,无充填;张开度 1 ~ 3mm,硅质或铁质胶结
结合一般	张开度 1 ~ 3mm,钙质胶结;张开度大于 3mm,表面粗糙,钙质胶结
结合差	张开度 1 ~ 3mm,表面平直,无胶结;张开度大于 3mm,岩屑充填或岩屑夹泥质充填
结合很差、 结合极差(泥化层)	表面平直光滑,无胶结;泥质充填或泥夹岩屑充填,充填物厚度大于起伏差;分布连续的泥化夹层;未胶结或强风化的小型断层破碎带

表 3.7.3-3 边坡岩体内摩擦角折减系数

边坡岩体特性	内摩擦角的折减系数	边坡岩体特性	内摩擦角的折减系数
裂隙不发育	0.90 ~ 0.95	裂隙发育	0.80 ~ 0.85
裂隙较发育	0.85 ~ 0.90	碎裂结构	0.75 ~ 0.80

3.7.4 边坡稳定性评价

1 边坡稳定性评价宜综合采用工程地质类比法、图解分析法、极限平衡法和数值分析法进行。

2 边坡稳定性计算应考虑边坡可能的破坏形式,可按下列方法确定:

1)规模较大的碎裂结构岩质边坡和土质边坡宜采用简化 Bishop 法计算;

2)对可能产生直线形破坏的边坡宜采用平面滑动面解析法进行计算;

3)对可能产生折线形破坏的边坡宜采用不平衡推力法计算;

4)对结构复杂的岩质边坡,可配合采用赤平投影法和实体比例投影法分析及楔形滑动面法进行计算;

5)当边坡破坏机制复杂时,宜结合数值分析方法进行分析。

3 边坡稳定性计算应分成以下三种工况:

1)正常工况:边坡处于天然状态下的工况;

2)非正常工况 I:边坡处于暴雨或连续降雨状态下的工况;

3)非正常工况 II:边坡处于地震等荷载作用状态下的工况。

4 边坡稳定性验算时,其稳定安全系数应满足表 3.7.4 规定的稳定安全系数要求,否则应对边坡进行支护。

表 3.7.4 路堑边坡稳定安全系数

公路等级	路堑边坡稳定安全系数		公路等级	路堑边坡稳定安全系数	
高速公路、一级公路	正常工况	1.20 ~ 1.30	二级及二级以下公路	正常工况	1.15 ~ 1.25
	非正常工况 I	1.10 ~ 1.20		非正常工况 I	1.05 ~ 1.15
	非正常工况 II	1.05 ~ 1.10		非正常工况 II	1.02 ~ 1.05

注:表中稳定安全系数取值应与计算方法对应。

3.7.5 根据不同的岩土性质和稳定要求,应将边坡开挖成折线式或台阶式边坡。台阶式边坡中部应设置边坡平台,边坡平台的宽度不宜小于 2m。坚硬岩石地段边坡可不设平台,其边坡坡率可调查附近已建工程的人工边坡及自然山坡情况,根据边坡稳定性分析综合确定。

3.7.6 边坡防护设计应根据边坡地质和环境条件、边坡高度及公路等级,采取工程防护与植物防护相结合的综合措施,稳定性差的边坡应设置综合支挡工程,并采用分层开挖、分层稳定和坡脚预加固技术。

3.7.7 应设置完善的边坡地表和地下排水系统,及时引排地表水和地下水。排水系统设计应符合本规范第 3.4 节的规定,各种排水设施构造尺寸按本规范第 4.2 节、第 4.3 节的规定确定。

3.7.8 高速公路、一级公路挖方高边坡及不良地质、特殊岩土地段的挖方边坡设计应采用施工监测、信息化动态设计方法。

1 应提出对施工方案的特殊要求和监测要求,应掌握施工现场的地质情况、施工情况和变形、应力监测的反馈信息,及时对原设计进行校核、修改和补充。

2 监测的内容包括:对边坡的不稳定范围、移动方向、移动速度以及地下水、爆破振动等取得定量数据,供设计分析;对锚固系统、挡土墙等加固措施的受力、变形等进行量测,验证其是否达到预期的作用,如未达到,应采取补救措施。

边坡工程监测项目应考虑公路等级、支挡结构特点和变形控制要求、地质条件,根据附表 B-1、附表 B-3 选定。

3 监测周期应根据公路等级、支挡结构特点、地质条件确定,对于高速公路重点高边坡,监测周期应为边坡开挖至公路建成营运后不少于一年。

3.8 填石路堤

3.8.1 一般规定

1 膨胀性岩石、易溶性岩石、崩解性岩石和盐化岩石等均不应用于路堤填筑。

2 用填石料修筑公路路堤,应采取相应的技术措施,做好断面设计、结构设计和排水设计,保证填石路堤有足够的强度和稳定性,并具有可供铺筑路面的坚实基础。

3 填石路堤应采用大功率推土机与重型压实机具施工。

4 填石路堤在施工前,应通过铺筑试验路段确定合适的填筑层厚、压实工艺以及质量控制标准。

5 采用强夯或冲击压路机进行施工的填石路堤,其压实层厚与质量控制标准可通过现场试验或参照相应的技术规范确定。

3.8.2 填石料的分类

根据石料饱和抗压强度指标,可按表 3.8.2 将填石料分为硬质岩石、中硬岩石、软质岩石。

表 3.8.2 岩石分类表

岩石类型	单轴饱和抗压强度 (MPa)	代表性岩石
硬质岩石	≥ 60	1. 花岗岩、闪长岩、玄武岩等岩浆岩类; 2. 硅质、铁质胶结的砾岩及砂岩、石灰岩、白云岩等沉积岩类; 3. 片麻岩、石英岩、大理岩、板岩、片岩等变质岩类
中硬岩石	30 ~ 60	
软质岩石	5 ~ 30	1. 凝灰岩等喷出岩类; 2. 泥砾岩、泥质砂岩、泥质页岩、泥岩等沉积岩类; 3. 云母片岩或千枚岩等变质岩类

3.8.3 不同强度的石料,应分别采用不同的填筑层厚和压实控制标准。填石路堤的压实质量标准宜用孔隙率作为控制指标,并符合表 3.8.3-1 ~ 表 3.8.3-3 的要求。

表 3.8.3-1 硬质石料压实质量控制标准

分区	路面底面以下深度(m)	摊铺层厚(mm)	最大粒径(mm)	压实干重度(kN/m ³)	孔隙率(%)
上路堤	0.80~1.50	≤400	小于层厚 2/3	由试验确定	≥23
下路堤	> 1.50	≤600	小于层厚 2/3	由试验确定	≥25

表 3.8.3-2 中硬石料压实质量控制标准

分区	路面底面以下深度(m)	摊铺层厚(mm)	最大粒径(mm)	压实干重度(kN/m ³)	孔隙率(%)
上路堤	0.80~1.50	≤400	小于层厚 2/3	由试验确定	≥22
下路堤	> 1.50	≤500	小于层厚 2/3	由试验确定	≥24

表 3.8.3-3 软质石料压实质量控制标准

分区	路面底面以下深度(m)	摊铺层厚(mm)	最大粒径(mm)	压实干重度(kN/m ³)	孔隙率(%)
上路堤	0.80~1.50	≤300	小于层厚	由试验确定	≥20
下路堤	> 1.50	≤400	小于层厚	由试验确定	≥22

3.8.4 填石路堤的质量控制

1 填石路堤的压实质量宜采用施工参数(压实功率、碾压速度、压实遍数、铺筑层厚等)与压实质量检测联合控制。

2 填石路堤压实质量可以采用压实沉降差或孔隙率进行检测,孔隙率的检测应采用水袋法进行。

3.8.5 在填石料表面填筑土、粉煤灰等其他材料时,填石料顶面应无明显孔隙、空洞。在其他填料填筑前,填石路堤最后一层的铺筑层厚应不大于 400mm,过渡层碎石料粒径应小于 150mm,其中小于 0.05mm 的细粒料含量不应小于 30%。在必要时,宜设置土工布作为隔离层。

3.8.6 填石路堤可采用与土质路堤相同的路堤断面型式,填石路堤的边坡坡率应根据填石料种类、边坡高度和基底的地质条件确定。易风化岩石与软质岩石用作填料时,应按土质路堤边坡设计。在路堤基底良好时,填石路堤边坡坡率不宜陡于表 3.8.6 的规定值。

表 3.8.6 填石路堤边坡坡率

填石料种类	边坡高度(m)			边坡坡率	
	全部高度	上部高度	下部高度	上部	下部
硬质岩石	20	8	12	1:1.1	1:1.3
中硬岩石	20	8	12	1:1.3	1:1.5
软质岩石	20	8	12	1:1.5	1:1.75

1 填方边坡较高时,可在边坡中部设边坡平台,平台宽度为 1~3m。

2 中硬和硬质石料及以上填石路堤应进行边坡码砌,边坡码砌应采用强度大于

30MPa 的不易风化的石料,码砌石块最小尺寸不应小于 300mm,石块应规则。

3 填高小于 5m 的填石路堤,边坡码砌厚度不小于 1m;填高 5~12m 的填石路堤,边坡码砌厚度不小于 1.5m;12m 以上填高的路堤边坡码砌厚度不小于 2m。

3.8.7 填石路堤稳定性验算与沉降计算

1 对于软弱地基上的填石路堤,其结构形式设计应与软土地基处治设计综合考虑,并应进行稳定验算和沉降计算。

2 填石路堤在采用风化岩石和软质岩石时,应考虑浸水后抗剪强度降低、压缩性增加等不利情况。

3.9 粉煤灰路堤

3.9.1 一般规定

1 粉煤灰路堤是指全部采用粉煤灰(纯灰)或部分采用粉煤灰(灰土间隔)填筑的公路路堤。

2 用粉煤灰修筑公路路堤,应采取相应的技术措施,做好断面设计、结构设计和排水设计,保证粉煤灰路堤有足够的强度和稳定性。

3 不能使用大型压路机碾压的部位,应采取换填或其他固化措施。

4 位于地震动峰值加速度系数大于等于 0.05g 地区的粉煤灰路堤,应按《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004)的有关规定进行设防。

3.9.2 粉煤灰

1 用于高速公路、一级公路路堤的粉煤灰,烧失量宜小于 20%,烧失量超过标准的粉煤灰应作对比试验,分析论证后采用。

2 设计粉煤灰路堤应预先调查料源并作好必要的室内试验,掌握粉煤灰材料的工程特性,试验方法按《公路土工试验规程》(JTJ 051)执行。

3.9.3 设计参数

1 粉煤灰使用前必须选择有代表性的试样进行击实试验,确定最大干密度和最佳含水量。

2 应通过试验测定粉煤灰的内摩擦角 φ 和粘结强度 c 。

3 粉煤灰的渗透系数、压缩系数、毛细水上升高度宜通过试验确定。

3.9.4 路堤横断面设计

1 粉煤灰路堤的边坡和路肩应采取土质护坡保护措施。

2 应根据施工季节和当地降雨量的大小,决定是否在土质护坡中设置排水渗沟,并应采取相应措施防止渗沟淤塞。

3 粉煤灰路堤上路床范围内应采用土质填筑,也可与路面结构层相结合,采用石灰土、二灰土等路面底基层材料作封顶层。

4 粉煤灰路堤底部应离开地下水位或地表长期积水位 500mm 以上,否则应设置隔离层。隔离层厚度不宜小于 300mm,隔离层横坡不宜小于 3%。

5 粉煤灰路堤的挡墙结构,应按本规范第 5.4 节的规定设计,并在墙体泄水孔进水口处设置反滤层。

3.9.5 对于高度在 5.0m 以上的路堤,应验算路堤自身的稳定性,其抗滑稳定安全系数应符合本规范表 3.6.8 的规定。

3.9.6 压实度标准应在本规范表 3.2.1、表 3.3.2 的基础上通过试验确定。

3.10 路基取土

3.10.1 路线外集中取土坑的设置,应根据各地段所需取土数量,并结合路基排水、地形、土质、施工方法,作出统一设计。

3.10.2 取土坑设置应符合下列规定:

- 1 取土坑至路基之间的距离不得影响路基边坡稳定。
- 2 桥头引道两侧不宜设置取土坑。
- 3 兼作排水的取土坑,应确保水流排泄通畅,其深度不宜超过该地区地下水水位,并与桥涵进口高程相衔接;其纵坡不应小于 0.2%,平坦地段亦不应小于 0.1%。

3.10.3 对取土坑应采取必要的排水、防护和绿化措施,避免水土流失。

3.11 路基弃土

3.11.1 路基弃土堆设计应与当地农田建设和自然环境相结合,并注意保护林木、农田、房屋及其他工程设施。

3.11.2 应合理设置弃土堆,不得影响路基稳定及斜坡稳定。

3.11.3 弃土堆应堆放规则,进行适当碾压,并应采取必要的排水、防护和绿化措施。

3.11.4 沿河弃土时,应防止加剧下游路基与河岸的冲刷,避免弃土阻塞、污染河道,必要时应设置防护支挡工程。桥头弃土不得挤压桥墩、阻塞桥孔。

4 路基排水

4.1 一般规定

4.1.1 公路路基排水设计应防、排、疏结合,并与路面排水、路基防护、地基处理以及特殊路基地区(段)的其他处治措施相互协调,形成完善的排水系统。

4.1.2 路基排水设计应遵循总体规划、合理布局、少占农田、环境保护的原则,并与当地排灌系统协调。

4.1.3 排水困难地段,可采取降低地下水位、设置隔离层等措施,使路基处于干燥、中湿状态。

4.1.4 施工场地的临时性排水设施,应尽可能与永久性排水设施相结合。各类排水设施的设计应满足使用功能要求,结构安全可靠,便于施工、检查和养护维修。

4.2 地表排水

4.2.1 路基地表排水设施设计中,对于降雨的重现期:高速公路、一级公路应采用15年,其他等级公路应采用10年。各类地表排水设施的断面尺寸应满足设计排水流量的要求,沟顶应高出沟内设计水面0.2m以上。

4.2.2 路基地表排水设施包括边沟、截水沟、排水沟、跌水与急流槽、蒸发池、油水分离池、排水泵站等,应结合地形和天然水系进行布设,并做好进出口的位置选择和处理,防止出现堵塞、溢流、渗漏、淤积、冲刷和冻结等现象。

4.2.3 地表排水沟管排放的水流不得直接排入饮用水水源、养殖池。

4.2.4 边沟

1 边沟断面形式及尺寸应根据地形地质条件、边坡高度及汇水面积等确定。

2 边沟沟底纵坡宜与路线纵坡一致,并不宜小于0.3%。困难情况下,可减小至0.1%。

- 3 路堑边沟的水流,不应流经隧道排出。
- 4 边沟有可能产生冲刷时,应进行防护。

4.2.5 截水沟

1 截水沟应根据地形条件及汇水面积等进行设置。挖方路基的堑顶截水沟应设置在坡口 5m 以外,并宜结合地形进行布设。填方路基上侧的路堤截水沟距填方坡脚的距离,应不小于 2m。在多雨地区,视实际情况可设一道或多道截水沟。

2 截水沟断面形式应结合设置位置、排水量、地形及边坡情况确定,一般情况下,沟底纵坡不宜小于 0.3%。

- 3 截水沟的水流应排至路界之外,不宜引入路堑边沟。
- 4 截水沟应进行防渗加固。

4.2.6 排水沟

1 将边沟、截水沟、取(弃)土场和路基附近低洼处汇集的水引向路基以外时,应设置排水沟。

2 排水沟断面形式应结合地形、地质条件确定,沟底纵坡不宜小于 0.3%,与其他排水设施的连接应顺畅。易受水流冲刷的排水沟应视实际情况采取防护、加固措施。

4.2.7 跌水与急流槽

1 水流通过坡度大于 10%、水头高差大于 1.0m 的陡坡地段或特殊陡坎地段时,宜设置跌水或急流槽。跌水和急流槽应采取加固措施。

2 急流槽底的纵坡应与地形相结合,进水口应予防护加固,出水口应采取消能措施,防止冲刷。

- 3 为防止基底滑动,急流槽底可设置防滑平台,或设置凸榫嵌入基底中。

4.2.8 蒸发池

1 气候干旱且排水困难地段,可利用沿线的取土坑或专门设置蒸发池汇集地表水。

2 蒸发池边缘距路基边沟外缘的距离应以保证路基的稳定和安全为原则,并不应小于 5m,湿陷性黄土地区不得小于湿陷半径。池中设计水位应低于排水沟的沟底。

3 蒸发池的容量应以一个月内路基汇流入池中的雨水能及时完成渗透与蒸发作为设计依据。每个蒸发池的容水量应根据蒸发池的纵向间距经水力、水文计算后确定。

4 蒸发池应根据具体情况采取适当的防护加固措施,蒸发池的设置不应使附近地面盐渍化或沼泽化。

4.2.9 油水分离池

1 路基排水沟出口位于水质特别敏感区,且所排污水水质不满足《污水综合排放标准》(GB 8978)中的规定时,可设置油水分离池。

- 2 油水分离宜采用沉淀法处理。污水进入油水分离池前,应先通过格栅和沉砂池。
- 3 油水分离池的大小应根据所在路段排水沟汇入水量确定,并保证流入分离池的油水能有足够的时间分离或过滤净化。

4.2.10 排水泵站

- 1 路基汇水无法自流排出时,可设置排水泵站。排水泵站包括集水池和泵房。
- 2 集水池的容积,应根据汇水量、水泵能力和水泵工作情况等因素确定。
- 3 水泵抽出的水,应排至路界之外。

4.3 地下排水

4.3.1 进行地下排水设计前,应进行野外工程地质和水文地质调查、勘探和测试,查明水文地质条件,获取有关水文地质参数。

4.3.2 路基地下排水设施包括暗沟(管)、渗沟、渗水隧洞、渗井、仰斜式排水孔、检查疏通井等。地下排水设施的类型、位置及尺寸应根据工程地质和水文地质条件确定,并与地表排水设施相协调。

4.3.3 暗沟(管)

- 1 暗沟(管)用于排除泉水或地下集中水流。
- 2 暗沟沟底的纵坡不宜小于1%,条件困难时亦不得小于0.5%,出水口处应加大纵坡,并应高出地表排水沟常水位0.2m以上。寒冷地区的暗沟,应作防冻保温处理或将暗沟设在冻结深度以下。

4.3.4 渗沟(井)

- 1 渗沟、渗水隧洞及渗井用于降低地下水位或拦截地下水。
当地下水埋藏较浅或无固定含水层时,宜采用渗沟;
当地下水埋藏较深或有固定含水层时,宜采用渗水隧洞、渗井。
- 2 渗沟的埋置深度按地下水位的高程、地下水位需下降的深度以及含水层介质的渗透系数等因素考虑确定。

渗沟的排水孔(管),应设在冻结深度以下不小于0.25m处。截水渗沟的基底宜埋入隔水层内不小于0.5m。边坡渗沟、支撑渗沟的基底,宜设置在含水层以下较坚实的土层上。

寒冷地区的渗沟出口,应采取防冻措施。

- 3 渗沟、渗水隧洞及渗井的断面尺寸,应根据构造类型、埋设位置、渗水量、施工和维修条件等确定。渗沟侧壁及顶部应设置反滤层,底部应设置封闭层。渗水隧洞衬砌结构尺寸由计算确定。

4 填石渗沟最小纵坡不宜小于 1%,无砂混凝土渗沟、管式及洞式渗沟最小纵坡不宜小于 0.5%。渗沟出口段宜加大纵坡,出口处宜设置栅板或端墙,出水口应高出地表排水沟槽常水位 0.2m 以上。

5 渗沟及渗水隧洞迎水侧可采用砂砾石、无砂混凝土、渗水土工织物作为反滤层。

6 边坡渗沟、支撑渗沟应垂直嵌入边坡坡体,其平面形状宜采用条带形布置;对于范围较大的潮湿坡体,可采用增设支沟的分岔形布置或拱形布置。

7 地下水位较高、水量较大的填挖交界路段和低填方路段应设置渗沟,保证路基处于干燥或中湿状态。

4.3.5 检查、疏通井

深而长的暗沟(管)、渗沟及渗水隧洞,在直线段每隔一定距离及平面转弯、纵坡变坡点等处,宜设置检查、疏通井。

检查井内应设检查梯,井口应设井盖,兼起渗井作用的检查井的井壁应设置反滤层。

4.3.6 仰斜式排水孔

1 仰斜式排水孔用于引排边坡内的地下水。

2 仰斜式排水孔的仰角不宜小于 6° ,长度应伸至地下水富集部位或潜在滑动面,并宜根据边坡渗水情况成群分布。

3 仰斜式排水孔排出的水宜引入路堑边沟排除。

5 路基防护与支挡

5.1 一般规定

5.1.1 各级公路应根据当地气候、水文、地形、地质条件及筑路材料分布情况,采取工程防护和植物防护相结合的综合措施,防治路基病害,保证路基稳定,并与周围环境景观相协调。

5.1.2 路基坡面防护工程应在稳定的边坡上设置,防护类型的选择应综合考虑工程地质、水文地质、边坡高度、环境条件、施工条件和工期等因素的影响,对于路基稳定性不足和存在不良地质因素的路段,应注意路基边坡防护与支挡加固的综合设计。

5.1.3 路基支挡结构设计应满足在各种设计荷载组合下支挡结构的稳定、坚固和耐久;结构类型选择及设置位置的确定应安全可靠、经济合理、便于施工养护;结构材料应符合耐久、耐腐蚀的要求。

5.1.4 在地下水较为发育路段,应注意路基边坡防护与地下排水措施的综合设计。在多雨地区,用砂类土、细粒土等填筑的路堤,应采取坡面防护与截排水的综合措施,防止边坡冲刷破坏。

5.1.5 防护支挡结构应与桥台、隧道洞门、既有支挡结构物协调配合,衔接平顺。

5.1.6 路基施工过程中应注意边坡临时防护措施,边坡临时防护工程宜与永久防护工程相结合。

5.2 坡面防护

5.2.1 植物防护

1 植被防护

1)草种选用应根据防护目的、气候、土质、施工季节等确定,宜采用易成活、生长快、根系发达、叶茎矮或有匍匐茎的多年生草种。

2)种子的配合、播种量等的设计应根据选用植物的生长特点、防护地点及施工方法确定。

3)铺草皮适用于需要快速绿化,且坡率缓于 1:1 的土质边坡和严重风化的软质岩石边坡。草皮应选择根系发达、茎矮叶茂耐旱草种,不宜采用喜水草种,严禁采用生长在泥沼地的草皮。

4)植树适用于坡率缓于 1:1.5 的边坡,或在边坡以外的河岸及漫滩外。树种应选用能迅速生长且根深枝密的低矮灌木类。公路弯道内侧边坡严禁栽植高大树木。

2 三维植被网防护

三维植被网适用于沙性土、土夹石及风化岩石,且坡率缓于 1:0.75 的边坡防护;三维植被网中的回填土采用客土或土、肥料及含腐殖质土的混合物。

3 湿法喷播

湿法喷播适用于土质边坡、土夹石边坡、严重风化岩石且坡率缓于 1:0.5 的路堑和路堤边坡及中央分隔带、立交区、服务区及弃土堆绿化防护。

4 客土喷播

1)客土喷播适用于风化岩石、土壤较少的软质岩石、养分较少的土壤、硬质土壤、植物立地条件差的高大陡坡面和受侵蚀显著的坡面。

2)当坡率陡于 1:1 时,宜设置挂网或混凝土框架。

5.2.2 骨架植物防护

1 浆砌片石或水泥混凝土骨架植草护坡

1)适用于缓于 1:0.75 的土质和全风化岩石边坡。当坡面受雨水冲刷严重或潮湿时,坡度应缓于 1:1。

2)应视边坡坡率、土质和当地情况确定骨架形式,并与周围景观相协调。框架内应采用植物或其他辅助防护措施。

3)当降雨量较大且集中的地区,骨架宜做成截水沟型。截水沟断面尺寸由降雨强度计算确定。

2 多边形水泥混凝土空心块植物护坡

1)适用于坡度缓于 1:0.75 的土质边坡和全风化、强风化的岩石路堑边坡,并视需要设置浆砌片石或混凝土骨架。

2)多边形空心预制块的混凝土强度不应低于 C20,厚度不应小于 150mm。空心预制块内应填充种植土,喷播植草。

3 锚杆混凝土框架植物防护

1)适用于土质边坡和坡体中无不良结构面、风化破碎的岩石路堑边坡。

2)锚杆采用非预应力的全长粘结型锚杆,锚杆间距、长度应根据边坡地质情况确定。锚杆保护层厚度不应小于 20mm。

3)框架应采用钢筋混凝土,混凝土强度不应低于 C25,框架几何尺寸应根据边坡高度和地层情况等确定,框架内宜植草。

5.2.3 圪工防护

1 喷护

- 1)适用于坡率缓于1:0.5、易风化但未遭强风化的岩石边坡。
- 2)喷浆防护厚度不宜小于50mm,采用的砂浆强度不应低于M10。
- 3)喷射混凝土防护厚度不宜小于80mm,混凝土强度不应低于C15。
- 4)喷护坡面应设置泄水孔和伸缩缝。

2 锚杆挂网喷浆(混凝土)

- 1)适用于坡面为碎裂结构的硬质岩石或层状结构的不连续地层以及坡面岩石与基岩分开并有可能下滑的挖方边坡。
- 2)锚杆应嵌入稳固基岩内,锚固深度应根据岩体性质确定。
- 3)钢筋网喷射混凝土支护厚度不应小于100mm,亦不应大于250mm。钢筋保护层厚度不应小于20mm。

3 护坡

- 1)干砌片石护坡适用于坡度缓于1:1.25的土(石)质路堑边坡。干砌片石护坡厚度不宜小于250mm。
- 2)浆砌片(卵)石护坡适用于坡度缓于1:1的易风化岩石和土质路堑边坡。浆砌片(卵)石护坡的厚度不宜小于250mm,砂浆强度不应低于M5,护坡应设置伸缩缝和泄水孔。
- 3)水泥混凝土预制块护坡适用于石料缺乏地区的路基边坡防护。预制块的混凝土强度不应低于C15,在严寒地区不应低于C20。
- 4)铺砌层下应设置碎石或砂砾垫层,厚度不宜小于100mm。

4 护面墙

- 1)护面墙适用于防护易风化或风化严重的软质岩石或较破碎岩石的挖方边坡以及坡面易受侵蚀的土质边坡,边坡不宜陡于1:0.5。护面墙类型应根据边坡地质条件确定,窗孔式护面墙防护的边坡不应陡于1:0.75;拱式护面墙适用于边坡下部岩层较完整而上部需防护的路段,边坡应缓于1:0.5。
- 2)单级护面墙的高度不宜超过10m,并应设置伸缩缝和泄水孔。
- 3)护面墙基础应设置在稳定的地基上,埋置深度应根据地质条件确定;冰冻地区,应埋置在冰冻深度以下不小于250mm。护面墙前趾应低于边沟铺砌的底面。

5.2.4 封面、捶面

1 封面

- 1)封面适用于坡面较干燥、未经严重风化的各种易风化岩石边坡,但不适用于由煤系岩层及成岩作用很差的红色粘土岩组成的边坡。抹面防护使用年限为8~10年,高速公路路基边坡不宜采用抹面防护。

- 2)封面厚度不宜小于30mm,表层可涂软化点稍高于当地气温的沥青保护层。

2 捶面

1) 捶面适用于边坡坡率缓于 1:0.5、易受冲刷的土质边坡或易风化剥落的岩石边坡,使用年限为 10~15 年。高速公路路基边坡不宜采用捶面防护。

2) 捶面宜采用等厚截面,其厚度不宜小于 100mm。

5.3 沿河路基防护

5.3.1 一般规定

1 沿河地段路基当受水流冲刷时,应根据河流特性、水流性质、河道地貌、地质等因素,结合路基位置,选用适宜的防护工程、导流或改河工程。

2 冲刷防护工程顶面高程,应为设计水位加上波浪侵袭、壅水高度及安全高度。基底埋设在冲刷深度以下不小于 1m 或嵌入基岩内。当冲刷深度较深、水下施工困难时,可采用桩基、沉井基础或适宜的平面防护。

3 设置导流建筑物时,应根据河道地貌、地质、水流特性、河道演变规律和防护要求等设计导治线,并应避免农田、村庄、公路和下游路基的冲刷加剧。在山区河谷地段,不宜设置挑水导流建筑物。

5.3.2 植物防护

1 植物防护适用于允许流速小于 1.2~1.8m/s 的季节性水流冲刷,用于冲刷防护的植物防护应符合本规范第 5.2.1 条的有关规定。经常浸水或长期浸水的路堤边坡,不宜采用种草防护。

2 在沿河路基外的河滩上植造防护林带,树种应具有喜水性。

5.3.3 砌石或混凝土护坡

1 砌石或混凝土护坡适用于允许流速为 2~8m/s 的路堤边坡。用于冲刷防护的干(浆)砌片石(混凝土块)护坡应符合本规范第 5.2.3 条的有关规定。

2 浆砌片(卵)石护坡厚度应按流速和波浪的大小等因素确定,并应不小于 350mm。护坡底面应设厚度不小于 100mm 的反滤层。

5.3.4 护坦

护坦防护适用于沿河路基挡土墙或护坡的局部冲刷深度过大、深基础施工不便的路段。

5.3.5 抛石

1 抛石适用于经常浸水且水深较大的路基边坡或坡脚以及挡土墙、护坡的基础防护。抛石一般多用于抢修工程。

2 抛石边坡坡度和选用石料粒径应根据水深、流速和波浪情况确定,石料粒径应大于 300mm,坡度不应陡于所抛石料浸水后的天然休止角,厚度不应小于所用最小石料粒径

的两倍。

5.3.6 石笼

1 石笼防护适用于受水流冲刷和风浪侵袭,且防护工程基础不易处理或沿河挡土墙、护坡基础局部冲刷深度过大的沿河路堤坡脚或河岸。

2 石笼内所填石料,应采用重度大、浸水不崩解、坚硬且未风化石块,粒径应大于石笼的网孔。

5.3.7 浸水挡土墙

1 浸水挡土墙适用于允许流速为 $5\sim 8\text{m/s}$ 的峡谷急流和水流冲刷严重的河段。

2 浸水挡土墙设计应符合本规范第5.4节的有关规定,并注意浸水挡土墙和岸坡的衔接。

5.3.8 土工膜袋

1 土工织物软体沉排、土工膜袋适用于允许流速为 $2\sim 3\text{m/s}$ 的沿河路基冲刷防护。

2 土工膜袋可用于替代干砌块石、砂浆块石等修建堤坡、堤脚,构筑丁坝、堤坝主体,还可以用于堤坝崩塌、江河崩岸险情的抢护。

5.3.9 丁坝

1 丁坝适用于宽浅变迁性河段,用以挑流或减低流速,减轻水流对河岸或路基的冲刷。

2 丁坝长度应根据防护长度、丁坝与水流方向的交角、河段地形、水文条件及河床地质情况等确定,垂直于水流方向上的投影长度不宜超过稳定河床宽度的 $1/4$ 。

3 用于路基防护的丁坝宜采用漫水坝或潜坝,丁坝与水流方向的交角以小于或等于 90° 为宜。

4 当设置群坝时,坝间距离不应大于前坝的防护长度。丁坝间的河岸或路基边坡所能承受的允许流速小于水流靠岸回流流速时,应缩短坝距,或对河岸及路基边坡采取防护措施。

5 丁坝的横断面形式和尺寸应根据材料种类、河流的水文特性等确定,坝顶宽度根据稳定计算确定。

5.3.10 顺坝

1 顺坝适用于河床断面较窄、基础地质条件较差的河岸或沿河路基防护,用于调整流水曲度和改善流态。

2 顺坝与上、下游河岸的衔接,应使水流顺畅,起点应选择在水流匀顺的过渡段,坝根位置宜设在主流转向点的上方。

3 坝顶宽度应根据稳定计算确定,坝根应嵌入稳定河岸内不小于 3m 。漫溢式顺坝,

应在坝后设置格坝。

5.3.11 改移河道

1 沿河路基受水流冲刷严重,或防护工程艰巨,以及路线在短距离内多次跨越弯曲河道时可改移河道。主河槽改动频繁的变迁性河流或支流较多的河段不宜改河。

2 改河起点和终点的位置应与原河床顺接。为防止水流重归故道,宜在改河入口处加陡纵坡并设置拦河坝或顺坝。新河槽断面应按设计洪水频率的流量设计。

3 改河河段的防护设计应参照本规范第5章有关规定进行。

5.4 挡土墙

5.4.1 一般规定

1 挡土墙类型应综合考虑工程地质、水文地质、冲刷深度、荷载作用情况、环境条件、施工条件、工程造价等因素,按表5.4.1的规定选用。

表 5.4.1 各类挡土墙适用条件

挡土墙类型	适用条件
重力式挡土墙	适用于一般地区、浸水地区和地震地区的路肩、路堤和路堑等支挡工程。墙高不宜超过12m,干砌挡土墙的高度不宜超过6m。高速公路、一级公路不应采用干砌挡土墙
半重力式挡土墙	适用于不宜采用重力式挡土墙的地下水位较高或较软弱的地基上,墙高不宜超过8m
悬臂式挡土墙	宜在石料缺乏、地基承载力较低的填方路段采用,墙高不宜超过5m
扶壁式挡土墙	宜在石料缺乏、地基承载力较低的填方路段采用,墙高不宜超过15m
锚杆挡土墙	宜用于墙高较大的岩质路堑地段,可用作抗滑挡土墙,可采用肋柱式或板壁式单级墙或多级墙,每级墙高不宜大于8m,多级墙的上、下级墙体之间应设置宽度不小于2m的平台
锚定板挡土墙	宜使用在缺少石料地区的路肩墙或路堤式挡土墙,但不应建筑于滑坡、坍塌、软土及膨胀土地区。可采用肋柱式或板壁式,墙高不宜超过10m。肋柱式锚定板挡土墙可采用单级墙或双级墙,每级墙高不宜大于6m,上、下级墙体之间应设置宽度不小于2m的平台,上下两级墙的肋柱宜交错布置
加筋土挡土墙	用于一般地区的路肩式挡土墙、路堤式挡土墙,但不宜修建在滑坡、水流冲刷、崩塌等不良地质地段。高速公路、一级公路墙高不宜大于12m,二级及二级以下公路不宜大于20m。当采用多级墙时,每级墙高不宜大于10m,上、下级墙体之间应设置宽度不小于2m的平台
桩板式挡土墙	用于表土及强风化层较薄的均质岩石地基,挡土墙高度可较大,也可用于地震区的路堑或路堤支挡或滑坡等特殊地段的治理

2 在勘察设计阶段,应对挡土墙地基基础进行综合地质勘察,查明地基地质条件和地基承载能力。设计中应分析预测挡土墙对环境产生的影响,确定必要的环境保护方案和植物措施;在施工阶段应采用合理施工方法,尽量减少对环境和相邻路基段的不利影响。

3 挡土墙可采用锥坡与路堤连接,墙端应伸入路堤内不小于0.75m,锥坡坡率宜与

路堤边坡一致,并宜采用植草防护措施。挡土墙端部嵌入路堑原地层的深度,土质地层不应小于 1.5m;风化软质岩层不应小于 1.0m;微风化岩层不应小于 0.5m。

4 应根据挡土墙背渗水量合理布置排水构造物。具有整体式墙面的挡土墙应设置伸缩缝和沉降缝。

5 挡土墙背填料宜采用渗水性强的砂性土、砂砾、碎(砾)石、粉煤灰等材料,严禁采用淤泥、腐殖土、膨胀土,不宜采用粘土作为填料。在季节性冻土地区,不应采用冻胀性材料做填料。

6 路肩式挡土墙的顶面宽度不应占据硬路肩、行车道及路缘带的路基宽度范围,并应设置护栏。高速公路和一级公路的护栏设计应符合《高速公路交通安全设施设计及施工技术规范》(JTJ 074)的有关规定。

5.4.2 荷载

1 本规范采用以极限状态设计的分项系数法为主的设计方法。

2 挡土墙构件承载能力极限状态设计采用的一般表达式:

$$\gamma_0 S \leq R \quad (5.4.2-1)$$

$$R = R \left(\frac{R_k}{\gamma_f}, \alpha_d \right) \quad (5.4.2-2)$$

式中: γ_0 ——结构重要性系数,按表 5.4.2-1 的规定选用;

S ——作用(或荷载)效应的组合设计值;

R ——挡土墙结构抗力;

R_k ——抗力材料的强度标准值;

γ_f ——结构材料、岩土性能的分项系数;

α_d ——结构或结构构件几何参数的设计值,当无可靠数据时,可采用几何参数标准值。

表 5.4.2-1 结构重要性系数 γ_0

墙高	公路等级	
	高速公路、一级公路	二级及以下公路
$\leq 5.0\text{m}$	1.0	0.95
$> 5.0\text{m}$	1.05	1.0

3 施加于挡土墙的作用(或荷载),按性质分列于表 5.4.2-2。

4 荷载效应组合

作用在一般地区挡土墙上的力,可只计算永久作用(或荷载)和基本可变作用(或荷载),浸水地区、地震动峰值加速度值为 0.2g 及以上的地区、产生冻胀力的地区,尚应计算其他可变作用(或荷载)和偶然作用(或荷载),作用(或荷载)组合可按表 5.4.2-3 进行。

5 挡土墙上受地震力作用时,应符合现行《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004)的规定。

6 用于具有明显滑动面的抗滑挡土墙,荷载计算应符合本规范第 5.7 节、第 7.2 节的有关规定。泥石流地段的路基挡土墙,应符合本规范第 7.4 节的规定。

表 5.4.2-2 荷载分类

作用(或荷载)分类		作用(或荷载)名称
永久作用(或荷载)		挡土墙结构重力
		填土(包括基础襟边以上土)重力
		填土侧压力
		墙顶上的有效永久荷载
		墙顶与第二破裂面之间的有效荷载
		计算水位的浮力及静水压力
		预加力
		混凝土收缩及徐变
		基础变位影响力
可变作用(或荷载)	基本可变作用(或荷载)	车辆荷载引起的土侧压力
		人群荷载、人群荷载引起的土侧压力
	其他可变作用(或荷载)	水位退落时的动水压力
		流水压力
		波浪压力
		冻胀压力和冰压力
		温度影响力
施工荷载	与各类挡土墙施工有关的临时荷载	
偶然作用(或荷载)		地震作用力
		滑坡、泥石流作用力
		作用于墙顶护栏上的车辆碰撞力

表 5.4.2-3 常用作用(或荷载)组合

组合	作用(或荷载)名称
I	挡土墙结构重力、墙顶上的有效永久荷载、填土重力、填土侧压力及其他永久荷载组合
II	组合 I 与基本可变荷载相组合
III	组合 II 与其他可变荷载、偶然荷载相组合

注:①洪水与地震力不同时考虑;

②冻胀力、冰压力与流水压力或波浪压力不同时考虑;

③车辆荷载与地震力不同时考虑。

7 浸水挡土墙墙背为岩块和粗粒土(粉砂除外)时,可不计墙身两侧静水压力和墙背动水压力。

8 墙身所受浮力,应根据地基地层的浸水情况按下列原则确定:

1)砂类土、碎石类土和节理很发育的岩石地基,按计算水位的 100% 计算。

2)岩石地基按计算水位的 50% 计算。

9 作用在墙背上的主动土压力,可按库仑理论计算。应进行墙后填料的土质试验,

确定填料的物理力学指标。当缺乏可靠试验数据时,填料内摩擦角 φ 可参照表 5.4.2-4 选用。

表 5.4.2-4 填料内摩擦角或综合内摩擦角($^{\circ}$)

填料种类		综合内摩擦角 φ_0 ($^{\circ}$)	内摩擦角 φ ($^{\circ}$)	重度 (kN/m^3)
粘性土	墙高 $H \leq 6\text{m}$	35 ~ 40	—	17 ~ 18
	墙高 $H > 6\text{m}$	30 ~ 35	—	
碎石、不易风化的块石		—	45 ~ 50	18 ~ 19
大卵石、碎石类土、不易风化的岩石碎块		—	40 ~ 45	18 ~ 19
小卵石、砾石、粗砂、石屑		—	35 ~ 40	18 ~ 19
中砂、细砂、砂质土		—	30 ~ 35	17 ~ 18

注:填料重度可根据实测资料作适当修正,计算水位以下的填料重度采用浮重度。

10 挡土墙前的被动土压力可不计算,当基础埋置较深且地层稳定、不受水流冲刷和扰动破坏时,可计入被动土压力,但应按表 5.4.2-5 的规定计入作用分项系数。

表 5.4.2-5 承载能力极限状态作用(或荷载)分项系数

情况	荷载增大对挡土墙结构起有利作用时		荷载增大对挡土墙结构起不利作用时	
	I, II	III	I, II	III
组合				
垂直恒载 γ_G	0.90		1.20	
恒载或车辆荷载、人群荷载 的主动土压力 γ_{Q1}	1.00	0.95	1.40	1.30
被动土压力 γ_{Q2}	0.30		0.50	
水浮力 γ_{Q3}	0.95		1.10	
静水压力 γ_{Q4}	0.95		1.05	
动水压力 γ_{Q5}	0.95		1.20	

11 车辆荷载作用在挡土墙墙背填土上所引起的附加土体侧压力,可按式(5.4.2-3)换算成等代均布土层厚度计算:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \quad (5.4.2-3)$$

式中: h_0 ——换算土层厚度(m);

q ——车辆荷载附加荷载强度,墙高小于 2 m,取 $20\text{kN}/\text{m}^2$;墙高大于 10 m,取 $10\text{kN}/\text{m}^2$;墙高在 2 ~ 10m 之间时,附加荷载强度用直线内插法计算;作用于墙顶或墙后填土上的人群荷载强度规定为 $3\text{kN}/\text{m}^2$;作用于挡墙栏杆顶的水平推力采用 $0.75\text{kN}/\text{m}$,作用于栏杆扶手上的竖向力采用 $1\text{kN}/\text{m}$;

γ ——墙背填土的重度(kN/m^3)。

12 挡土墙按承载能力极限状态设计时,除另有规定外,常用作用(或荷载)分项系数可按表 5.4.2-5 的规定采用。

5.4.3 基础设计与稳定性计算

1 基底合力的偏心距 e_0 可按下式计算:

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d} \quad (5.4.3-1)$$

式中: N_d ——作用于基底上的垂直力组合设计值(kN/m);

M_d ——作用于基底形心的弯矩组合设计值(MPa)。

2 计算挡土墙地基时,各类作用(或荷载)组合下,作用效应组合设计值计算式中的作用分项系数,除被动土压力分项系数 $\gamma_{Q2} = 0.3$ 外,其余作用(或荷载)的分项系数规定均为 1。

3 基底压应力 σ 应按下列公式计算:

$$|e_0| \leq \frac{B}{6} \text{ 时, } \sigma_{1,2} = \frac{N_d}{A} \left(1 \pm \frac{6e_0}{B} \right) \quad (5.4.3-2)$$

位于岩石地基上的挡土墙

$$e_0 > \frac{B}{6} \text{ 时, } \sigma_1 = \frac{2N_d}{3\alpha_1}, \sigma_2 = 0 \quad (5.4.3-3)$$

$$\alpha_1 = \frac{B}{2} - e_0 \quad (5.4.3-4)$$

上述式中: σ_1 ——挡土墙趾部的压应力(kPa);

σ_2 ——挡土墙踵部的压应力(kPa);

B ——基底宽度(m),倾斜基底为其斜宽;

A ——基础底面每延米的面积,矩形基础为基础宽度 $B \times 1(\text{m}^2)$;

其余符合意义同前。

基底合力的偏心距 e_0 ,对于土质地基不应大于 $B/6$;对于岩石地基不应大于 $B/4$ 。基底压应力不应大于基底的容许承载力 $[\sigma_0]$;基底容许承载力值可按现行《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024)的规定采用,当为作用(或荷载)组合 III 及施工荷载,且 $[\sigma_0] > 150\text{kPa}$ 时,可提高 25%。

4 挡土墙宜采用明挖基础。基底建筑在大于 5% 纵向斜坡上的挡土墙,基底应设计为台阶式。基础位于横向斜坡地面上时,前趾埋入地面的深度和距地表的水平距离应满足表 5.4.3-1 的要求。

表 5.4.3-1 斜坡地面基础埋置条件

土层类别	最小埋入深度 $h(\text{m})$	距地表水平距离 $L(\text{m})$
较完整的硬质岩石	0.25	0.25 ~ 0.50
一般硬质岩石	0.60	0.60 ~ 1.50
软质岩石	1.00	1.00 ~ 2.00
土质	≥ 1.00	1.50 ~ 2.50

5 基础的埋置深度应符合下列要求:

1) 当冻结深度小于或等于 1m 时,基底应在冻结线以下不小于 0.25m,并应符合基础最小埋置深度不小于 1m 的要求。

2) 当冻结深度超过 1m 时,基底最小埋置深度不小于 1.25m,还应将基底至冻结线以

下 0.25m 深度范围的地基土换填为弱冻胀材料。

3) 受水流冲刷时,应按路基设计洪水频率计算冲刷深度,基底应置于局部冲刷线以下不小于 1m。

4) 路堑式挡土墙基础顶面应低于路堑边沟底面不小于 0.5m。

5) 在风化层不厚的硬质岩石地基上,基底一般应置于基岩表面风化层以下;在软质岩石地基上,基底最小埋置深度不小于 1m。

6 挡土墙的滑动稳定方程与抗滑稳定系数按下列公式计算:

1) 滑动稳定方程:

$$[1.1G + \gamma_{Q1}(E_y + E_x \tan \alpha_0) - \gamma_{Q2} E_p \tan \alpha_0] \mu + (1.1G + \gamma_{Q1} E_y) \tan \alpha_0 - \gamma_{Q1} E_x + \gamma_{Q2} E_p > 0 \quad (5.4.3-5)$$

式中: G ——作用于基底以上的重力(kN),浸水挡土墙的浸水部分应计入浮力;

E_y ——墙后主动土压力的竖向分量(kN);

E_x ——墙后主动土压力的水平分量(kN);

E_p ——墙前被动土压力的水平分量(kN),当为浸水挡土墙时, $E_p = 0$;

α_0 ——基底倾斜角($^\circ$),基底为水平时, $\alpha_0 = 0$;

γ_{Q1}, γ_{Q2} ——主动土压力分项系数、墙前被动土压力分项系数,可按表 5.4.2-5 的规定选用。

μ ——基底与地基间的摩擦系数,当缺乏可靠试验资料时,可按表 5.4.3-2 的规定选用。

表 5.4.3-2 基底与基底土间的摩擦系数 μ

地基土的分类	摩擦系数 μ	地基土的分类	摩擦系数 μ
软塑粘土	0.25	碎石类土	0.50
硬塑粘土	0.30	软质岩石	0.40~0.60
砂类土、粘砂土、半干硬的粘土	0.30~0.40	硬质岩石	0.60~0.70
砂类土	0.40		

2) 抗滑动稳定系数 K_c 按下式计算:

$$K_c = \frac{[N + (E_x - E_p') \tan \alpha_0] \mu + E_p'}{E_x - N \tan \alpha_0} \quad (5.4.3-6)$$

式中: N ——作用于基底上合力的竖向分力(kN),浸水挡土墙应计浸水部分的浮力;

E_p' ——墙前被动土压力水平分量的 0.3 倍(kN);

其余符号意义同前。

7 挡土墙的倾覆稳定方程与抗倾覆稳定系数按下列公式计算:

1) 倾覆稳定方程:

$$0.8GZ_G + \gamma_{Q1}(E_y Z_x - E_x Z_y) + \gamma_{Q2} E_p Z_p > 0 \quad (5.4.3-7)$$

式中: Z_G ——墙身重力、基础重力、基础上填土的重力及作用于墙顶的其他荷载的竖向力合力重心到墙趾的距离(m);

Z_x ——墙后主动土压力的竖向分量到墙趾的距离(m);

Z_y ——墙后主动土压力的水平分量到墙趾的距离(m);

Z_p ——墙前被动土压力的水平分量到墙趾的距离(m);

其余符合意义同前。

2)抗倾覆稳定系数 K_0 按下式计算:

$$K_0 = \frac{GZ_G + E_y Z_x + E'_p Z_p}{E_x Z_y} \quad (5.4.3-8)$$

式中:符号意义同前。

8 在本规范规定的墙高范围内,验算挡土墙的抗滑动和抗倾覆稳定时,稳定系数不宜小于表 5.4.3-3 的规定值。

表 5.4.3-3 抗滑动和抗倾覆的稳定系数

荷载情况	验算项目	稳定系数	
荷载组合 I、II	抗滑动	K_c	1.3
	抗倾覆	K_0	1.5
荷载组合 III	抗滑动	K_c	1.3
	抗倾覆	K_0	1.3
施工阶段验算	抗滑动	K_c	1.2
	抗倾覆	K_0	1.2

9 设置于不良土地基、表土下为倾斜基岩地基及斜坡上的挡土墙,应对挡土地基及填土的整体稳定性进行验算,其稳定系数不应小于 1.25。

5.4.4 重力、半重力式挡土墙设计计算

1 构造要求

1)墙顶宽度,当墙身为混凝土浇筑时,不应小于 0.4m;当墙身为浆砌时,不应小于 0.5m;当墙身为干砌圪工时,不应小于 0.6m。

2)应根据墙趾处地形情况及经济比较,合理选择重力式挡土墙墙背坡度。

3)衡重式路肩挡土墙的衡重台与上墙背相交处应采取适当的加强措施,提高该处墙身截面的抗剪能力。

4)半重力式挡土墙应按弯曲抗拉强度和刚度计算要求,确定立壁与底板之间的转折点数。端部厚度不应小于 0.4m,底板的前趾扩展长度不宜大于 1.5m。

2 设计计算

1)重力式、半重力式挡墙的作用(或荷载)计算,应符合本规范第 5.4.2 条的规定。

2)重力式、半重力式挡墙应满足本规范第 5.4.3 条有关基础设计与稳定性计算的规定。

3)重力式挡土墙、半重力式挡土墙的墙身材料强度可按现行《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》(JTJ 022)的规定采用,必要时应做墙身的剪应力检算。

4)重力式挡土墙按承载能力极限状态设计时,在某一类作用(或荷载)效应组合下,作用(或荷载)效应的组合设计值,可按公式(5.4.4-1)计算。圪工构件或材料的抗力分项系数 γ_r ,按表 5.4.4-1 采用。

$$S = \Psi_{ZL}(\gamma_G \sum S_{Gik} + \sum \gamma_{Qi} S_{Qik}) \quad (5.4.4-1)$$

式中: S ——作用(或荷载)效应的组合设计值;

γ_G 、 γ_{Qi} ——作用(或荷载)的分项系数,按本规范表 5.4.2-5 采用;

S_{Gik} ——第 i 个垂直恒载的标准值效应;

S_{Qik} ——土侧压力、水浮力、静水压力、其他可变作用(或荷载)的标准值效应。

Ψ_{ZL} ——荷载效应组合系数,按表 5.4.4-2 采用。

表 5.4.4-1 圬工构件或材料的抗力分项系数 γ_f

圬工种类	受力情况	
	受压	受弯、剪、拉
石料	1.85	2.31
片石砌体、片石混凝土砌体	2.31	2.31
块石、粗料石、混凝土预制块、砖砌体	1.92	2.31
混凝土	1.54	2.31

表 5.4.4-2 荷载效应组合系数 Ψ_{ZL} 值

荷载组合	Ψ_{ZL}	荷载组合	Ψ_{ZL}	荷载组合	Ψ_{ZL}
I、II	1.0	施工荷载	0.7	III	0.8

5)挡土墙构件轴心或偏心受压时,正截面强度和稳定按下列公式计算。

计算强度时:

$$\gamma_0 N_d \leq \frac{a_k AR_a}{\gamma_f} \quad (5.4.4-2)$$

计算稳定时:

$$\gamma_0 N_d \leq \frac{\Psi_k a_k AR_a}{\gamma_f} \quad (5.4.4-3)$$

式中: N_d ——验算截面上的轴向力组合设计值(kN);

γ_0 ——重要性系数,按本规范第 5.4.2 条选用;

γ_f ——圬工构件或材料的抗力分项系数,按表 5.4.4-1 取用;

R_a ——材料抗压极限强度(kN);

A ——挡土墙构件的计算截面面积(m^2);

a_k ——轴向力偏心影响系数,按公式(5.4.4-4)计算;

Ψ_k ——偏心受压构件在弯曲平面内的纵向弯曲系数,按公式(5.4.4-6)计算确定;轴心受压构件的纵向弯曲系数,可采用表 5.4.4-4 的规定。

$$a_k = \frac{1 - 256 \left(\frac{e_0}{B} \right)^8}{1 + 12 \left(\frac{e_0}{B} \right)^2} \quad (5.4.4-4)$$

式中： e_0 ——轴向力的偏心距(m)，由公式(5.4.4-5)计算确定；

B ——挡土墙计算截面宽度(m)。

挡土墙墙身或基础为圬工截面时，其轴向力的偏心距 e_0 应符合表 5.4.4-5 的规定。

$$e_0 = \left| \frac{M_0}{N_0} \right| \quad (5.4.4-5)$$

式中： M_0 ——在某一类作用(或荷载)组合下，作用(或荷载)对计算截面形心的总力矩(kN·m)；

N_0 ——某一类作用(或荷载)组合下，作用于计算截面上的轴向力的合力(kN)。

$$\Psi_k = \frac{1}{1 + a_s \beta_s (\beta_s - 3) \left[1 + 16 \left(\frac{e_0}{B} \right)^2 \right]} \quad (5.4.4-6)$$

$$\beta_s = \frac{2H}{B} \quad (5.4.4-7)$$

式中： H ——墙高(m)；

a_s ——与材料有关的系数，按表 5.4.4-3 采用；

其余符号意义同前。

表 5.4.4-3 a_s 取值

圬工名称	浆砌砌体采用以下砂浆强度等级			混凝土
	M10、M7.5、M5	M2.5	M1	
a_s 值	0.002	0.0025	0.004	0.002

表 5.4.4-4 轴心受压构件纵向弯曲系数 Ψ_k

$2H/B$	混凝土构件	砌体砂浆强度等级	
		M10、M7.5、M5	M2.5
≤3	1.00	1.00	1.00
4	0.99	0.99	0.99
6	0.96	0.96	0.96
8	0.93	0.93	0.91
10	0.88	0.88	0.85
12	0.82	0.82	0.79
14	0.76	0.76	0.72
16	0.71	0.71	0.66
18	0.65	0.65	0.60
20	0.60	0.60	0.54
22	0.54	0.54	0.49
24	0.50	0.50	0.44
26	0.46	0.46	0.40
28	0.42	0.42	0.36
30	0.38	0.38	0.33

偏心受压构件除验算弯曲平面内的纵向稳定外,还应按轴心受压构件验算非弯曲平面内的稳定。

6)重力式挡土墙轴向力的偏心距 e_0 应符合表 5.4.4-5 的规定。

表 5.4.4-5 圬工结构轴向力合力的容许偏心距 e_0

荷载组合	容许偏心距	荷载组合	容许偏心距
I、II	$0.25B$	施工荷载	$0.33B$
III	$0.3B$		

注: B 为沿力矩转动方向的矩形计算截面宽度。

7)混凝土截面在受拉一侧配有不小于截面面积 0.05% 的纵向钢筋时,表 5.4.4-5 中的容许规定值可增加 $0.05B$;当截面配筋率大于表 5.4.4-6 的规定时,按钢筋混凝土构件计算,偏心距不受限制。

表 5.4.4-6 按钢筋混凝土构件计算的受拉钢筋最小配筋率

钢筋牌号(种类)	钢筋最小配筋率(%)	
	截面一侧钢筋	全截面钢筋
Q235 钢筋(I级)	0.20	0.50
HRB335、HRB400 钢筋(II、III级)	0.20	0.50

注:钢筋最小配筋率按构件的全截面计算。

5.4.5 悬臂式、扶壁式挡土墙设计计算

1 悬臂式、扶壁式挡土墙钢筋混凝土构件的承载能力极限状态计算、正常使用极限状态验算及构造要求,除应按本规范的规定执行外,其他未列内容应按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)的相关规定执行。

2 构造要求

1)立壁的顶宽不得小于 0.2m,底板厚度不应小于 0.3m。

2)扶壁式挡土墙的混凝土强度等级不应低于 C20;配置于墙中的主筋,直径不宜小于 12mm。

3)扶壁式挡土墙分段长度不宜超过 20m。每一分段宜设三个或三个以上的扶壁。

3 设计计算

1)悬臂式、扶壁式挡土墙应满足本规范第 5.4.3 条中基础设计与稳定性计算的规定。

2)挡土墙作用(或荷载)的计算应满足本规范第 5.4.2 条的要求,计算挡土墙实际墙背和墙踵板的土压力时,可不计填料与板间的摩擦力。

3)计算挡土墙整体稳定和墙面板时,可不计墙前土的作用;计算墙趾板内力时,应计底板以上的填土重力。

4)悬臂式挡土墙各部分均应按悬臂梁计算,作用(或荷载)分项系数应按本规范第 5.4.2 条的规定取用,基底应力作为竖向荷载时,可采用竖向恒载的分项系数。

5)扶壁式挡土墙的前趾板可按悬臂梁计算,后踵板可按支承在扶壁上的连续板计算,不计立壁对底板的约束作用;扶壁可按悬臂的 T 形梁计算;顺路线方向立壁的弯矩,可按

以扶壁为支点的连续梁计算。

6) 作用于扶壁式挡土墙立壁上的作用(或荷载),可按沿墙高呈梯形分布(见图 5.4.5a);立壁竖向弯矩,沿墙高分布(见图 5.4.5b);竖向弯矩沿线路方向呈台阶形分布(见图 5.4.5c)。面板沿线路方向的弯矩,可按以扶壁为支点的连续梁计算。

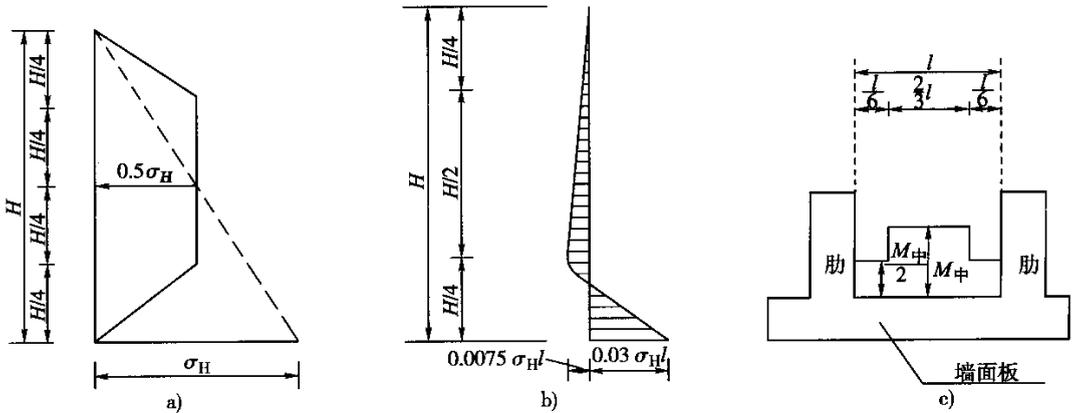


图 5.4.5 荷载及弯矩分布

$M_{中}$ -板跨中弯矩; H -墙面板的高度; σ_H -墙面板底端内填料引起的法向土压力; l -扶壁之间的净距

5.4.6 锚杆挡土墙设计计算

1 锚杆挡土墙钢筋混凝土构件的承载能力极限状态计算、正常使用极限状态验算及构造要求等,除应按本规范的规定执行外,其他未列内容应按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)的相关规定执行。锚杆应符合本规范第 5.5 节的规定,锚固所采用的紧固件,应符合国家标准的规定。

2 构造要求

1) 肋柱和墙面板采用的混凝土强度等级不应低于 C20。

2) 肋柱式锚杆挡土墙的肋柱间距,宜为 2.0~3.0m。肋柱宜垂直布置或向填土一侧仰斜,但仰斜度不应大于 1:0.05。

3) 每级肋柱上的锚杆层数,可设计为双层或多层。锚杆可按弯矩相等或支点反力相等的原则布置,向下倾斜。每层锚杆与水平面的夹角宜控制在 15°~20°之间,锚杆层间距不小于 2.0m。

4) 肋柱受力方向的前后侧面内应配置通长受力钢筋,钢筋直径不应小于 12mm。

5) 多级肋柱式锚杆挡土墙的平台,宜用厚度不小于 0.15m 的 C15 混凝土封闭,并设置向墙外倾斜 2% 的横坡度。

6) 墙面板宜采用等厚度板,板厚不得小于 0.3m。预制墙面板应预留锚杆的锚定孔。

3 设计计算

1) 作用于锚杆式挡土墙上的作用(或荷载),应符合本规范第 5.4.2 条的规定。

2) 当为多级墙时,可按延长墙背法分别计算各级墙后的主动土压力。

3) 肋柱设计计算应符合下列规定:

(1)作用于肋柱上的作用(或荷载),应取相邻两跨面板跨中至跨中长度上的作用(或荷载)。

(2)视肋柱基底地质构造、地基承载力大小和埋置深度,肋柱与基底连接可设计为自由端或铰支端,肋柱应按简支梁或连续梁计算其内力值及锚杆处的支承反力值。

(3)肋柱截面强度验算和配置钢筋时应采用内力组合设计值,其作用(或荷载)分项系数应符合本规范第 5.4.2 条的规定。

(4)采用预制肋柱时,还应作运输、吊装及施工过程中锚杆不均匀受力等荷载下肋柱截面强度验算。

4)装配式挡土板可按以肋柱为支点的简支板计算,计算跨径为肋柱间的净距加板两端的搭接长度。

5)现浇板壁式锚杆挡土墙,其墙面板的内力计算,可分别沿竖直方向和水平方向取单位宽度,按连续梁计算。竖直单宽梁的计算荷载为作用于墙面板上的土压力;水平单宽梁的计算荷载为该段墙面板所在位置土压力的最大值。

5.4.7 锚定板挡土墙设计计算

1 锚定板挡土墙钢筋混凝土构件的承载能力极限状态计算、正常使用极限状态验算及构造要求,除应按本规范的规定执行外,其他未列内容应按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)的相关规定执行。钢拉杆锚固所用的紧固件,应符合现行国家标准的规定。

2 构造要求

1)肋柱、挡土板、墙面板、锚定板、肋柱分离式垫块基础及肋柱杯座式基础、板壁式锚定板挡土墙帽石的混凝土强度等级不应低于 C20。肋柱条形基础的混凝土强度等级不应低于 C15。

2)肋柱式锚定板挡土墙的肋柱间距,宜为 1.5~2.5m,每级肋柱高度宜采用 3~5m。肋柱应采用垂直或向填土侧后仰布置,仰斜度宜为 1:0.05,严禁肋柱前倾布置。肋柱须预留圆形或椭圆形拉杆孔道,孔道直径或短轴长度应大于拉杆直径。

3)肋柱下端应设置混凝土条形基础、分离式垫块基础或杯座式基础,基础厚度不宜小于 0.5m,襟边宽度不宜小于 0.1m。

4)肋柱受力方向的前后侧面内应配置通长受力钢筋,钢筋直径不应小于 12mm。

5)多级肋柱式锚定板挡土墙的平台,宜用厚度不小于 0.15m 的 C15 混凝土封闭,并设置向墙外倾斜的 2% 的横坡度。采用细粒土作填料时,路基顶面也宜设置封闭层。

6)壁式挡土墙的每块墙面板至少连接一根拉杆,拉杆直径宜为 22~32mm。

7)锚定板宜采用钢筋混凝土板,肋柱式锚定板面积不应小于 0.5m^2 ,无肋柱式锚定板面积不应小于 0.2m^2 。锚定板需双向配筋。

8)拉杆、拉杆与肋柱及拉杆与锚定板连处,必须做好防锈处理。

3 设计计算

1)锚定板挡土墙的钢筋混凝土构件设计计算时,作用(或荷载)效应组合中,应按照本

规范第 5.4.2 条的规定计入结构重要性系数 γ_0 。

2) 作用于锚定板挡土墙挡土板或墙面板上的恒载土压力按图 5.4.7 分布, 其水平土压应力按公式(5.4.7-1)计算。

$$\sigma_H = \frac{1.33 E_x \beta}{H} \quad (5.4.7-1)$$

式中: σ_H ——恒载作用下墙底的水平土压应力(kPa);

E_x ——按库伦理论计算的单位墙长上墙后主动土压力的水平分力(kN/m);

H ——墙高, 当为两级墙时, 为上、下级墙高之和(m);

β ——土压力增大系数, 采用 1.2 ~ 1.4, 车辆荷载产生的土压力不计增大系数。

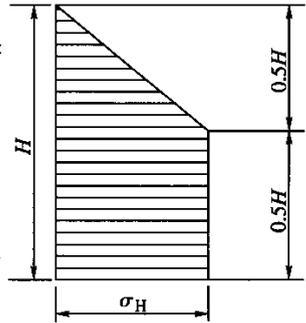


图 5.4.7 恒载土压力分布图

3) 锚定板挡土墙整体滑动稳定性验算可采用“折线滑面分析法”或“整体土墙法”计算, 滑动稳定系数不应小于 1.8。稳定计算时, 应按墙顶有、无附加荷载, 土压力计入或不计入增大系数的最不利组合, 作为计算采用值。

4) 肋柱设计应符合下列规定:

(1) 作用于肋柱上的作用(或荷载), 应取两侧挡土板跨中至跨中长度上的作用(或荷载);

(2) 肋柱承受由挡土板传递的土压力, 根据肋柱上拉杆的层数及肋柱与肋柱基础的连接方式, 可按简支梁或连续梁计算。

5) 拉杆设计计算应符合下列规定:

(1) 最上一排拉杆至填料顶面的距离不得小于 1m。当锚定板埋置深度不足时, 可采用向下倾斜的拉杆, 其水平倾角 β 宜为 $10^\circ \sim 15^\circ$ 。

(2) 拉杆长度应满足挡土墙整体滑动稳定性的要求, 且最下一层拉杆在主动土压力计算破裂面之后的长度, 不得小于锚定板高度的 3.5 倍; 最上一层拉杆长度不应小于 5m。

(3) 未计锈蚀留量的单根钢拉杆计算直径按式(5.4.7-2)计算。

$$d \geq 20 \sqrt{\frac{10 \gamma_0 \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_f \cdot N_p}{\pi R_g}} \quad (5.4.7-2)$$

式中: d ——单根钢拉杆的直径(mm);

N_p ——拉杆的轴向拉力(kN);

R_g ——钢筋的设计强度(MPa), 可按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)的规定采用;

γ_0 ——结构重要性系数, 应符合本规范表 5.4.2-1 的规定;

γ_{Q1} ——主动土压力荷载分项系数, 应符合本规范表 5.4.2-5 的规定;

γ_f ——材料的分项系数, $\gamma_f = 1.4$ 。

6) 锚定板面积应根据拉杆设计拉力及锚定板容许抗拔力, 按式(5.4.7-3)计算:

$$A = \frac{N_p}{[p]} \quad (5.4.7-3)$$

式中: A ——锚定板的设计面积(m^2);

$[p]$ ——锚定板单位面积的容许抗拔力(kPa),应根据现场拉拔试验确定,当无条件进行现场拉拔试验时,可根据工点具体条件,参照经验数据确定。

其余符号意义同前。

7)挡土板的设计计算可按照本规范第 5.4.6 条中挡土板的设计执行。

8)墙面板按支承在拉杆上的受弯构件计算,如一块墙面板上连接一根拉杆时可按单支点双向悬臂板计算及配置钢筋。

5.4.8 加筋土挡土墙设计计算

1 构造要求

1)加筋土挡土墙的钢筋混凝土、混凝土面板宜采用预制件,其强度等级不宜低于 C20,厚度不应小于 80mm。

2)筋带与面板的连接必须坚固可靠,应与筋带有相同的耐腐蚀性能。

3)加筋土墙面的平面线形可采用直线、折线和曲线。相邻墙面间的内夹角不宜小于 70° 。

4)加筋体的墙面若不是砌筑在石砌圬工、混凝土构件上或地基为基岩时,均应设置宽度不小于 0.40m,厚度不小于 0.20m 的混凝土基础。基础埋置深度,对于土质地基不应小于 0.60m。

5)对可能危害加筋土工程的地表水和地下水,应采取适当的排水或防水措施。设计水位以下宜做成石砌或混凝土实体墙。季节性冰冻地区的加筋体应采取防冻胀措施。

6)斜坡上的加筋体应设宽度不小于 1m 的护脚,加筋体面板基础埋置深度从护脚顶面算起。

7)非浸水加筋土挡土墙,当基础埋深小于 1.25m 时,宜在墙面地表处设置宽度为 1.0m,厚度大于 0.25m 的混凝土预制块或浆砌片石防护层,其表面宜做成向外倾斜 $3\% \sim 5\%$ 的排水横坡。

8)加筋土挡土墙的基底不宜设置纵坡,可做成水平或结合地形做成台阶形。

9)多级加筋土挡土墙的平台顶部应设不小于 2% 的排水横坡,并用厚度不小于 0.15m 的 C15 混凝土板防护;当采用细粒填料时,上级墙的面板基础下应设置宽度不小于 1.0m,厚度不小于 0.50m 的砂砾或灰土垫层(见图 5.4.8-1)。

10)在满足抗拔稳定的前提下,采用的拉筋长度应符合下列规定:

(1)墙高大于 3.0m 时,拉筋最小长度宜大于 0.8 倍墙高,且不小于 5m;当采用不等长

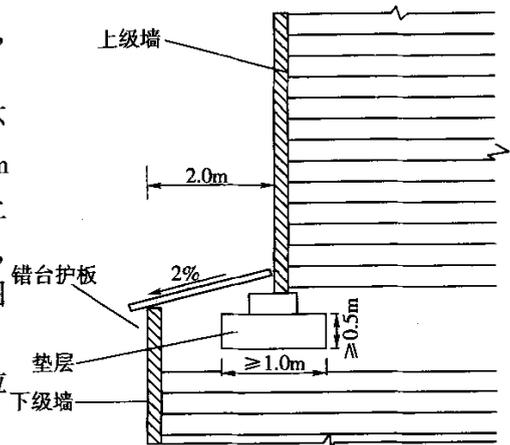


图 5.4.8-1 平台与垫层横断面图

的拉筋时,同等长度拉筋的墙段高度,应大于 3.0m;相邻不等长拉筋的长度差不宜小于 1.0m;

(2)墙高小于 3.0m 时,拉筋长度不应小于 3.0m,且应采用等长拉筋;

(3)采用预制钢筋混凝土带时,每节长度不宜大于 2.0m;

11)双面加筋土挡土墙的筋带相互插入时,应错开铺设,避免重叠。

12)加筋土挡土墙顶面宜设置混凝土或钢筋混凝土帽石。

2 设计计算

1)加筋土挡土墙的设计应进行内部稳定计算和外部稳定计算。外部稳定验算应符合本规范第 5.4.3 条的规定。建于软土地基上的加筋体应作地基沉降计算。地基下可能存在深层滑动时,应作加筋体与地基整体滑动稳定验算。

2)浸水加筋土挡土墙设计应按下列规定考虑水的浮力:

(1)拉筋断面设计采用低水位浮力;

(2)地基应力验算采用低水位浮力或不考虑浮力;加筋体的滑动稳定验算、倾覆稳定验算采用设计水位浮力;

(3)其他情况采用最不利水位浮力。

3)筋带截面计算时,应考虑车辆、人群附加荷载引起的拉力。筋带锚固长度计算时,不计附加荷载引起的抗拔力。

4)加筋体内部稳定验算时,土压力系数按下式计算:

$$\text{当 } z_i \leq 6\text{m 时} \quad K_i = K_j \left(1 - \frac{z_i}{6} \right) + K_a \frac{z_i}{6} \quad (5.4.8-1)$$

$$\text{当 } z_i > 6\text{m 时} \quad K_i = K_a \quad (5.4.8-2)$$

$$K_j = 1 - \sin \varphi \quad (5.4.8-3)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.4.8-4)$$

式中: K_i ——加筋体内深度 z_i 处土压力系数;

K_j ——静止土压力系数;

K_a ——主动土压力系数;

z_i ——第 i 单元筋带结点至加筋体顶面的垂直距离(m);

其余符号意义同前。

5)作用于墙面板上的水平土压应力 $\sum \sigma_{Ei}$ 按下式计算:

$$\sum \sigma_{Ei} = \sigma_{zi} + \sigma_{ai} + \sigma_{bi} \quad (5.4.8-5)$$

式中: σ_{zi} ——加筋土填料作用于深度 z_i 处墙面板上的水平土压应力(kPa);

σ_{ai} ——车辆(或人群)附加荷载作用于深度 z_i 处墙面板上的水平土压应力(kPa);

σ_{bi} ——加筋体顶面以上填土重力换算均布土厚所引起的深度 z_i 处墙面板上的水平土压应力(kPa)。

6)加筋体活动区与稳定区的分界面可采用简化破裂面,简化破裂面的垂直部分与墙面板背面的距离 b_H 为 $0.3H$, 倾斜部分与水平面的夹角 $\beta = 45^\circ + \varphi/2$, 见图 5.4.8-2。

7)附加荷载作用下,可按沿深度以 1:0.5 的扩散坡率计算扩散宽度。加筋体深度 z_i 处的附加竖直压应力 σ_{fi} (kPa), 当扩散线的内边缘点未进入活动区时, $\sigma_{fi} = 0$; 当扩散线的内边缘点进入活动区时, 按式(5.4.8-6)计算。

$$\sigma_{fi} = \gamma h_0 \frac{L_c}{L_{ci}} \quad (5.4.8-6)$$

式中: h_0 ——车辆或人群附加荷载换算等代均布土层厚度(m);

L_c ——加筋体计算时采用的荷载布置宽度(m), 取路基全宽;

L_{ci} ——加筋体深度 z_i 处的荷载扩散宽度(m);

γ ——加筋体的重度(kN/m³), 当为浸水挡土墙时, 应按最不利水位上下的不同而分别计入。

8)永久荷载重力作用下, 拉筋所在位置的竖直压力按式(5.4.8-7)计算。

$$\sigma_i = \gamma z_i + \gamma h_1 \quad (5.4.8-7)$$

式中: σ_i ——在 z_i 层深度处, 作用于筋带上的竖直压应力(kPa);

h_1 ——加筋体上坡面填土换算等代均布土厚度(m);

其余符号意义同前。

9)单个筋带结点的抗拔稳定性按公式(5.4.8-8)验算。

$$\left. \begin{aligned} \gamma_0 T_{i0} &\leq \frac{T_{pi}}{\gamma_{R1}} \\ T_{i0} &= \gamma_{Q1} T_i \\ T_{pi} &= 2f'\sigma_i b_i L_{ai} \\ T_i &= (\sum \sigma_{Ei}) s_x s_y \end{aligned} \right\} \quad (5.4.8-8)$$

计算筋带抗拔力时, 不计基本可变荷载的作用效应。

上述式中: γ_0 ——结构重要性系数, 按本规范表 5.4.2-1 取用;

T_{i0} —— z_i 层深度处的筋带所承受的水平拉力设计值(kN);

T_i —— z_i 层深度处的筋带所承受的水平拉力;

$\sum \sigma_{Ei}$ ——在 z_i 层深度处, 面板上的水平土压应力(kPa);

γ_{Q1} ——加筋体及墙顶填土主动土压力或附加荷载土压力的分项系数, 按本规范表 5.4.2-5 采用;

T_{pi} ——永久荷载重力作用下, z_i 层深度处, 筋带有效长度所提供的抗拔力(kN);

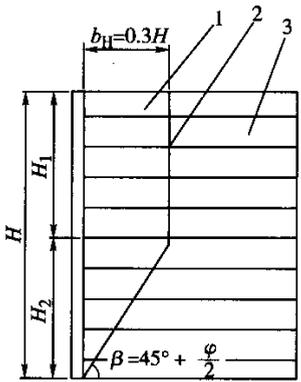


图 5.4.8-2 简化破裂面图
1-活动区;2-简化破裂面;3-稳定区

- γ_{R1} ——筋带抗拔力计算调节系数,按表 5.4.8-1 取用;
- s_x ——筋带结点水平间距(m);
- s_y ——筋带结点垂直间距(m);
- f' ——填料与筋带间的似摩擦系数,由试验确定,无可靠试验资料时,可参照表 5.4.8-2 取用;
- b_i ——结点上的筋带总宽度(m);
- L_{ai} ——筋带在稳定区的有效锚固长度(m);
- 其余符号意义同前。

表 5.4.8-1 筋带抗拔力计算调节系数 γ_{R1}

荷载组合	I、II	III	施工荷载
γ_{R1}	1.4	1.3	1.2

表 5.4.8-2 填料与筋带之间的似摩擦系数 f'

填料类型	粘性土	砂类土	砾碎石类土
似摩擦系数	0.25 ~ 0.40	0.35 ~ 0.45	0.40 ~ 0.50

注:①有肋钢带的似摩擦系数可提高 0.1;

②墙高大于 12m 的高挡土墙,似摩擦系数取低值。

10)筋带截面的抗拉强度验算应符合式(5.4.8-9)的规定:

$$\gamma_0 T_{i0} \leq \frac{A f_k}{1000 \gamma_f \gamma_{R2}} \quad (5.4.8-9)$$

式中: A ——筋带截面的有效净截面积(mm^2);

f_k ——筋带材料强度标准值(MPa),按表 5.4.8-3 取用;

γ_f ——筋带材料抗拉性能的分项系数,各类筋带均取 1.25;

γ_{R2} ——拉筋材料抗拉计算调节系数,可按表 5.4.8-3 取用;

其余符号意义同前。

表 5.4.8-3 筋带材料强度标准值 f_k 及抗拉计算调节系数 γ_{R2}

材料类型	f_k (MPa)	γ_{R2}
Q235 扁钢带	240	1.0
I 级钢筋混凝土板带	240	1.05
钢塑复合带	试验断裂拉力	1.55 ~ 2.0
土工格栅	试验断裂拉力	1.8 ~ 2.5
聚丙烯土工带	试验断裂拉力	2.7 ~ 3.4

注:①土工合成材料筋带的 γ_{R2} ,在施工条件差、材料蠕变大时,取大值;在材料蠕变小或施工荷载验算时,可取较小值;

②当为钢筋混凝土带时,受拉钢筋的含筋率应小于 2.0%;

③试验断裂拉力相应延伸率不得大于 10%。

11)筋带有效净截面面积 A 的规定:

(1)扁钢带。设计厚度为扣除预留腐蚀厚度并扣除螺栓孔后的计算净截面积。

(2)钢筋混凝土带。不计混凝土的抗拉强度,钢筋有效净面积为扣除钢筋直径预留腐蚀量后的主钢筋截面积的总和;

(3)钢塑复合带、土工格栅、聚丙烯土工带。由供货厂家提供尺寸,经严格检验延伸率和断裂应力后,按统计原理确定其设计截面积和极限强度,保证率为98%。

12)墙面板应按下列规定设计计算:

(1)作用于单板上的土压力视为均匀分布;

(2)面板作为两端外伸的简支板,沿竖直方向和水平方向分别计算内力;

(3)墙面板与筋带的联结部分宜适当加强。

13)全墙抗拔稳定性验算应符合式(5.4.8-10)的规定。

$$K_b = \frac{\sum T_{pi}}{\sum T_i} \geq 2 \quad (5.4.8-10)$$

式中: K_b ——全墙抗拔稳定系数;

$\sum T_{pi}$ ——各层拉筋所产生的摩擦力总和;

$\sum T_i$ ——各层拉筋承担的水平拉力总和。

本计算公式中的分项系数均取1.0。

5.4.9 桩板式挡土墙

1 桩板式挡土墙钢筋混凝土构件的承载能力极限状态计算、正常使用极限状态验算及构造要求等,除应按本规范的规定执行外,其他未列内容应按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)、《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024)的相关规定执行。

2 构造要求

1)桩板式挡土墙的锚固桩必须锚固在稳定的地基中,桩的悬臂长度不宜大于15m,锚固桩和挡土板的混凝土强度等级不应低于C20。

2)桩的构造可根据本规范第5.7节的相关规定执行。

3)挡土板与桩搭接,搭接长度每端不得小于1倍板厚。若为圆形桩,则应在桩后设置搭接用的凸形平台。平台宽度应比搭接长度宽20~30mm。

4)挡土板外侧墙面的钢筋保护层厚度应大于35mm,板内侧墙面保护层厚度应大于50mm;桩的受力钢筋应沿桩长方向通长布置,直径不应小于12mm。桩的钢筋保护层净距不小于50mm。

5)当采用拱形挡土板时,不宜用混凝土灌筑,而应当沿径向和环向配置一定数量的构造钢筋,钢筋直径不宜小于100mm。

6)加锚杆的锚固桩应保证桩与锚杆的变形协调。

3 设计计算

1)桩板式挡土墙的钢筋混凝土构件设计计算时,在荷载效应组合中,应按照本规范第5.4.2条的规定计入结构重要性系数 γ_0 。

2) 滑坡路基上的桩板式挡土墙按滑坡推力和土压力的最不利者作为计算荷载, 桩的重力可不计入。

3) 作用在桩上的荷载宽度可按其左右两相邻桩之间距离的一半计算, 作用在挡土板上的荷载宽度可按板的计算跨度计算。

4) 桩的内力应按本规范第 5.7.3 条的规定, 采用地基系数法计算。

5) 桩前地基岩层结构面的产状为向坡外倾斜时, 应按顺层滑坡验算地基的稳定性及整体稳定性。

6) 预制钢筋混凝土挡土板可按支承在桩上的简支板计算, 其计算跨径 L 为:

$$\text{圆形桩 } L = L_c - 1.5t \quad (5.4.9-1)$$

$$\text{矩形桩 } L = L_0 + 1.5t \quad (5.4.9-2)$$

式中: L_c ——圆形桩的桩中心距离(m);

L_0 ——矩形桩间的净距(m);

t ——挡土板的板厚(m)。

7) 路堤中的锚杆桩板式挡土墙, 应避免填料下沉所产生的锚杆次应力。锚杆的设计应符合本规范第 5.5 节的规定。

5.5 边坡锚固

5.5.1 一般规定

1 边坡锚固设计时, 应根据边坡稳定性分析资料, 鉴别边坡的破坏模式, 确定边坡不稳定程度及范围, 对锚固方案的合理性、安全性进行技术经济论证。锚固的形式应根据边坡岩土体类型、工程特征、锚承载力大小、锚材料和长度、施工工艺等条件确定。

2 边坡锚固设计应具备如下资料:

- 1) 与锚固工程有关的地形、地貌及边坡总体布置设计;
- 2) 岩土体类别、主要构造的产状、各种结构面的组合关系及地下水发育程度;
- 3) 锚固工程所涉及部位岩土体的抗压强度、岩土体的 c 、 φ 值, 以及可能失稳的结构面的 c 、 φ 值和胶结材料与被锚固介质的粘结强度。

3 锚杆材料可根据锚固工程性质、锚固部位、工程规模选择高强度低松弛的钢绞线、精轧螺纹钢或普通预应力钢筋。有条件时, 宜优先采用无粘结钢绞线。

4 锚固边坡排水设计应符合本规范第 3.7.7 条的规定。

5.5.2 锚固边坡稳定性评价

1 锚固边坡稳定性评价应符合本规范第 3.7.4 条的规定。

2 边坡锚固前后的稳定性计算方法应相对应。

3 对锚固边坡进行稳定性计算时, 锚作用力可简化为作用于坡面上的一个集中力, 也可简化为作用于滑面上的一个集中力(见图 5.5.2), 并取二者计算的锚固边坡稳定安全系数的小值作为锚固边坡的稳定安全系数。

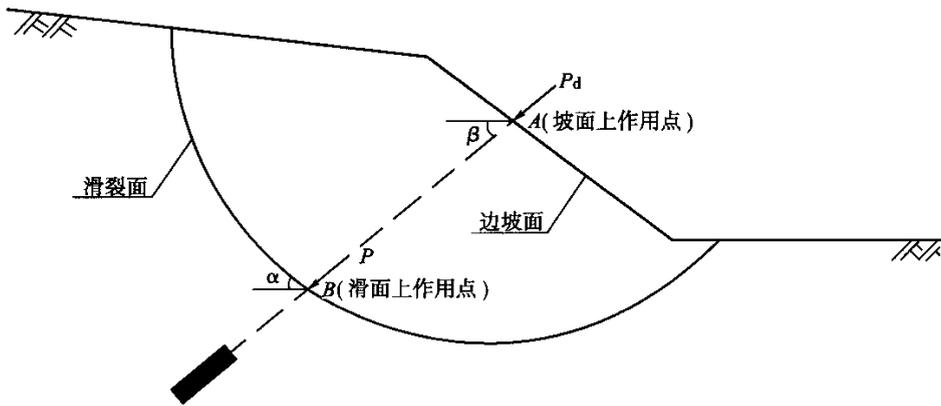


图 5.5.2 锚作用力的简化

5.5.3 设计锚固力应根据边坡不稳定力(下滑力)确定,按式(5.5.3)计算。

$$P_d = \frac{E}{\sin(\alpha + \beta) \tan \varphi + \cos(\alpha + \beta)} \quad (5.5.3)$$

式中: P_d ——设计锚固力(kN);

E ——下滑力(kN);

φ ——滑动面内摩擦角($^{\circ}$);

α ——锚杆与滑动面相交处的滑动面的倾角($^{\circ}$);

β ——锚杆与水平面的夹角($^{\circ}$)。

5.5.4 预应力锚杆设计应遵守下列规定:

- 1 预应力锚杆可用于土质、岩质边坡加固,其锚固段应置于稳定地层中。
- 2 硬质岩锚固宜采用拉力型锚杆,土质及软质岩锚固宜采用分散型锚杆。
- 3 锚杆体截面积应按式(5.5.4-1)计算。

$$A = \frac{K \cdot P_d}{F_{ptk}} \quad (5.5.4-1)$$

式中: A ——锚杆体截面积(m^2);

K ——安全系数,按表 5.5.4-4 选取;

F_{ptk} ——锚杆体材料抗拉强度标准值(kPa);

其余符号意义同前。

4 锚固体的承载能力由注浆体与锚孔壁的粘结强度、锚杆与注浆体的粘结强度及锚杆强度等三部分控制,设计时取其小值。

1) 预应力锚杆宜采用粘结型锚固体,地层与注浆体间粘结长度应按式(5.5.4-2)计算。

$$L_r = \frac{K \cdot P_d}{\zeta \pi \cdot d \cdot f_{rb}} \quad (5.5.4-2)$$

式中： L_r ——地层与注浆体间粘结长度(m)；

K ——安全系数，按表 5.5.4-4 选取；

P_d ——锚杆设计锚固力(kN)；

ζ ——锚固体与地层粘结工作条件系数，对永久性锚杆(锚杆服务年限大于 2 年)取 1.00，对临时性锚杆(锚杆服务年限小于等于 2 年)取 1.33；

d ——锚固段钻孔直径(m)；

f_{tb} ——地层与注浆体间粘结强度(kPa)。

粘结强度应通过试验确定，当不具备试验条件时可参考表 5.5.4-1、表 5.5.4-2 选用。

表 5.5.4-1 岩体与注浆体界面粘结强度特征值

岩体类型	粘结强度 f_b (kPa)	岩体类型	粘结强度 f_b (kPa)
极软岩	135 ~ 180	较硬岩	550 ~ 900
软岩	180 ~ 380	坚硬岩	900 ~ 1300
较软岩	380 ~ 550		

注：①表中数据适用于注浆强度等级为 M30 的情况；

②表中数据仅适用于初步设计，施工时应通过试验检验；

③岩体结构面发育时，取表中下限值；

④表中岩体类型根据天然单轴抗压强度 f_r 划分： $f_r < 5\text{MPa}$ 为极软岩， $5\text{MPa} \leq f_r < 15\text{MPa}$ 为软岩， $15\text{MPa} \leq f_r < 30\text{MPa}$ 为较软岩， $30\text{MPa} \leq f_r < 60\text{MPa}$ 为较硬岩， $f_r \geq 60\text{MPa}$ 为硬岩。

表 5.5.4-2 土体与锚固体粘结强度特征值

土体类型	土的状态	粘结强度 f_b (kPa)
粘性土	坚硬	32 ~ 40
	硬塑	25 ~ 32
	软塑	15 ~ 20
砂土	松散	30 ~ 50
	稍密	50 ~ 70
	中密	70 ~ 105
	密实	105 ~ 140
碎石土	稍密	60 ~ 90
	中密	80 ~ 110
	密实	110 ~ 150

注：①表中数据适用于注浆强度等级为 M30；

②表中数据仅适用于初步设计，施工时应通过试验检验。

2) 注浆体与锚杆体间粘结长度应满足式(5.5.4-3)的要求。

$$L_g = \frac{K \cdot P_d}{\zeta \cdot n \cdot \pi \cdot d_g \cdot f_b} \quad (5.5.4-3)$$

式中： L_g ——注浆体与锚杆体间粘结长度(m)；

K ——安全系数，按表 5.5.4-4 选取；

ζ ——锚杆体与砂浆粘结工作条件系数，对永久性锚杆(锚杆服务年限 > 2 年)取

0.60,对临时性锚杆(锚杆服务年限 ≤ 2 年)取0.72;

d_g ——锚杆体材料直径(m);

f_b ——注浆体与锚杆体间粘结强度(kPa);

n ——锚杆体根数(根);

其余符号意义同前。

粘结强度应通过试验确定,当不具备试验条件时可参考表5.5.4-3选用。

表 5.5.4-3 钢筋、钢绞线与砂浆之间的粘结强度设计值 f_b (MPa)

锚 类 型	水泥浆或水泥砂浆强度等级		
	M25	M30	M35
水泥砂浆与螺旋钢筋间	2.10	2.40	2.70
水泥砂浆与钢绞线、高强度钢丝间	2.75	2.95	3.40

注:①当采用二根钢筋点焊成束的作法时,粘结强度应乘折减系数0.85;

②当采用三根钢筋点焊成束的作法时,粘结强度应乘折减系数0.7。

5 锚杆总长度由锚固段长度、自由段长度及外露段长度组成,各部分长度确定应满足下列要求:

1)在确定锚杆锚固段长度时,应分别对锚杆粘结长度 L_r 和 L_g 进行计算,实际锚固段长度应取 L_r 和 L_g 中的大值,且不应小于3m,也不宜大于10m;

2)锚杆自由段长度受稳定地层界面控制,在设计中应考虑自由段伸入滑动面或潜在滑动面的长度不小于1m,且自由段长度不得小于5m。

6 锚杆设计时安全系数的取值应符合表5.5.4-4的规定。

表 5.5.4-4 预应力锚杆锚固体设计安全系数

锚杆破坏后危害程度	安全系数	
	锚杆服务年限 ≤ 2 年(临时性锚杆)	锚杆服务年限 > 2 年(永久性锚杆)
危害轻微,不会构成公共安全问题	1.4~1.6	1.6~1.8
危害较大,但公共安全无问题	1.6~1.8	1.8~2.0
危害大,会出现公共安全问题	1.8~2.0	2.0~2.2

注:如果在土体或全风化岩中,应取表中较高值。

5.5.5 预应力锚杆构造应符合下列要求

1 预应力锚杆由锚固段、自由段和锚头构成,锚头由垫墩、钢垫板和锚具组成。

2 锚固段内的预应力筋每隔1.5~2.0m应设置隔离架。预应力筋的保护层厚度不应小于20mm,临时性锚杆预应力筋的保护层厚度不应小于10mm。

5.5.6 防腐应符合下列要求

1)应根据对锚杆腐蚀环境的调查试验,选择适当的防腐方法;

2)永久性锚杆宜进行双层防腐;

3)不处在腐蚀环境中的永久性锚杆和临时性锚杆可采用简单的防腐方法;

4) 锚固段、自由段及锚头的防腐方法应考虑在锚杆施工及使用期都不会损伤其防腐功能。

5.5.7 全长粘结型锚杆设计应遵守下列规定:

1 锚杆应按轴心受拉构件设计,其所需锚筋面积,应按式(5.5.7-1)计算:

$$A_s = K \frac{N_t}{f_y} \quad (5.5.7-1)$$

式中: A_s ——普通钢筋的截面面积(m^2);

K ——荷载安全系数,可采用 2.0;

N_t ——锚杆轴向拉力设计值(kN);

f_y ——普通钢筋的抗拉设计强度(kPa)。

2 锚杆长度包括非锚固长度和有效锚固长度。非锚固长度应根据边坡滑裂面的实际距离确定。有效锚固长度应根据锚杆的拉力,按公式(5.5.7-2)计算,对采用粘结料的粘结型锚杆,还应按公式(5.5.7-3)验算锚杆与粘结料间的容许粘结力。有效锚固长度不宜小于 2.0m,也不宜大于 10.0m。

$$L = \frac{K \cdot N_t}{\pi \cdot d \cdot f_{db}} \quad (5.5.7-2)$$

式中: L ——锚杆有效锚固长度(m);

N_t ——锚杆轴向拉力设计值(kN);

d ——锚孔直径(m);

f_{db} ——地层与注浆体间粘结强度(kPa);

K ——安全系数,可采用 2.5。

$$L = \frac{K \cdot N_t}{n \cdot \pi \cdot d_s \cdot \beta \cdot f_b} \quad (5.5.7-3)$$

式中: n ——锚杆钢筋根数;

d_s ——锚杆钢筋直径(m);

f_b ——注浆体与锚杆间粘结强度(kPa);

β ——考虑成束钢筋系数,对单根钢筋 $\beta = 1.0$,两根一束 $\beta = 0.85$,三根一束 $\beta = 0.7$ 。

其余符号意义同前。

3 杆体材料宜采用 II、III 级钢筋,杆体钢筋直径宜为 16 ~ 32mm。

4 钻孔直径不宜小于 42mm,也不宜大于 100mm。

5 杆体钢筋保护层厚度,采用水泥砂浆时不应小于 8mm,采用树脂时不应小于 4mm。

6 长度大于 4m 或杆体直径大于 32mm 的锚杆,应采取杆体居中的构造措施。

5.5.8 锚固边坡坡面结构设计

1 锚固边坡坡面结构形式应根据边坡工程地质水文地质条件、岩土性质、边坡高度、

施工方法,并结合岩体结构、结构面产状、风化程度和地貌形态以及自然稳定边坡和人工边坡的调查综合确定;坡面结构形式及其适用条件宜按表 5.5.8 的规定选用。

2 格子(框架)梁设计应遵守下列规定:

1)梁截面可采用矩形或 T 形,截面宽度不得小于 0.30m。

2)梁单元形状可采用矩形或菱形。当采用矩形时,梁单元尺寸不宜小于 $3\text{m} \times 3\text{m}$;当采用菱形时,梁单元尺寸不宜小于 $5\text{m} \times 3\text{m}$ 。

表 5.5.8 坡面结构常用类型及适用条件

结构形式	适用条件	备注
格子(框架)梁	风化较严重、地下水丰富、软质岩、土质边坡	多雨地区,梁宜作成截流沟式
地梁	软硬岩体相间、土质边坡	
单锚墩	硬质岩、块状或整体性好的岩体	

3)梁的设计宜分单元进行;梁内弯矩、剪力按框架梁或连续梁计算。梁结构应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010)计算,结构重要性系数为 1.0,永久荷载的分项系数为 1.35。

4)梁内主筋应分单元配置通长钢筋。

5)梁底嵌入坡面岩体内深度不宜小于 0.20m;水泥混凝土强度等级不宜低于 C20。

3 地梁与单锚墩设计应遵守下列规定:

1)作用于地梁与单锚墩的荷载,应按两地梁或两单锚墩中至中的距离计算。

2)地梁与单锚墩截面可采用矩形或 T 形,截面厚度不得小于 0.30m。

3)地梁弯矩、剪力应根据梁上锚的根数,按简支梁或连续梁计算。地梁结构应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010)计算,结构重要性系数为 1.0,永久荷载的分项系数为 1.35;

4)单锚墩设计应根据锚力大小,满足岩体承载要求,并配置适量的构造钢筋。

5)地梁与单锚墩水泥混凝土强度等级不得低于 C20。地梁宜嵌入坡面岩体内不小于 0.20m。

5.5.9 锚杆试验与监测设计

1 在锚固工程施工初期,应进行预应力锚杆锚固试验。锚杆试验包括基本试验和验收试验。锚杆验收试验的数量可按工作锚杆的 5%控制,当有特殊要求时,可适当增加。

2 锚杆试验内容及要求应符合《锚杆喷射混凝土支护技术规范》(GB 50086)的规定。

3 预应力锚固工程应根据对于边坡工程和滑坡整治工程的重要性和实际条件,对预应力锚杆的工作状况和锚固效果进行施工期和永久运行期的原位监测。

1)施工期监测,以保证施工安全和施工质量为目的。可按附录 B 附表 B—3 选择监测项目,施工期监测的断面,应设置在锚固区的关键部位;有条件时,宜同永久监测相结合。

2)长期监测应以锚固区域的整体稳定和锚杆预应力保持为目的。可按附录 B 附表 B—3 选择监测项目,长期监测至少应设一个观测断面,一个观测断面上至少应设置三个观测部位,长期监测宜从锚杆施工期开始。

5.6 土钉支护

5.6.1 一般规定

1 土钉支护适用于硬塑或坚硬的粘性土、胶结或弱胶结的粉土、砂土、砾石、软岩和风化岩层等挖方边坡的临时支护和永久支护。但在下列土体中,不宜设置永久土钉支护:

- 1) 标贯击数 $N < 9$ 、相对密度 $D_r < 0.3$ 的松散砂土;
- 2) 液性指数大于 0.5 的软塑、流塑粘性土;
- 3) 含有大量有机物或工业废料的低强度回填土、新填土以及强腐蚀性土;

4) 在塑性指数大于 20 和液限大于 50% 且无侧限抗压强度小于 50kPa 的粘性土中修建土钉支护工程时,应通过现场的土钉抗拔试验,检验土体的蠕变性能。

2 土钉支护的设计应特别重视水的作用与影响,必须在地表和支护内部设置完善的排水系统以疏导地表径流和地下水。对于永久性土钉支护的设计,应考虑长期使用过程中土体含水量的变化对土体抗剪强度的不利影响。边坡地下水较发育的挖方边坡不宜设置永久土钉支护。

3 土钉支护设计前,应对土钉支护边坡进行综合工程地质勘察实验,查明边坡地层、构造、岩土物理力学性质、水文地质条件及其潜在腐蚀性。

4 土钉支护工程应进行土钉的基本抗拔力试验,试验数为工作土钉总数的 1%,且不少于 3 根。

5 塑性指数 $I_p \geq 20$ 和液限 $w_L \geq 50\%$ 的粘土中的永久土钉支护应进行蠕变试验,试验数不少于 3 根。

6 应根据边坡工程的重要性和实际条件,对土钉的工作状况和支护效果进行施工期和永久运行期的原位监测,监测项目可按附录 B 选定。土钉支护边坡的水平位移不得超过 $0.3\% H$ (边坡高度)。

5.6.2 结构构造

1 土钉支护宜用于高度不大于 18m 的边坡防护,当土钉支护与预应力锚杆联合使用时,边坡高度可增加。边坡较高时宜设多级土钉支护。多级边坡的上下级之间应设置平台,平台宽度不宜小于 2.0m,每级坡高不宜大于 10m。

2 土钉长度包括非锚固长度和有效锚固长度,非锚固长度应根据墙面与土钉潜在破裂面的实际距离确定。有效锚固长度由土钉内部稳定检算确定。土钉间距宜为 0.75 ~ 2m,与水平面夹角宜为 $5^\circ \sim 25^\circ$ 。

3 土钉钉材宜采用 II、III 级钢筋,钢筋直径宜为 18 ~ 32mm,钻孔直径宜为 70 ~ 100mm。土钉钢筋应设定位支架。

4 喷射混凝土面层厚度:临时支护不宜小于 60mm,永久支护不宜小于 80mm;喷射混凝土强度等级不宜低于 C20。

5 喷射混凝土面层应配置钢筋网,钢筋直径不应小于 6 mm,间距宜为 150 ~ 250mm。

6 钻孔注浆材料宜采用水泥浆或水泥砂浆,其强度不宜低于 20 MPa。注浆采用孔底返浆法,注浆压力宜为 0.4 ~ 1.0 MPa。

7 土钉必须与面层有效连接,可采用外端设钢板或加强钢筋,通过螺丝端杆锚具连接或焊接。

8 面层应设泄水孔,泄水孔后应设无砂混凝土反滤层。边坡渗水严重时宜设置仰斜式排水孔,角度宜仰斜 5° ~ 10° ,长度比土钉略长。混凝土面层在长度方向应设伸缩缝。

9 永久支护的面层底端应插入地表以下 200 ~ 400mm。如面层由预制混凝土构件筑,则需设置专门的基础。

10 当土钉被用于腐蚀性土质、雨水较多地区的边坡支护,或土钉不可避免地要深入到地下水位以下时,应对土钉进行防腐处理。可根据情况选用聚乙烯、聚丙烯塑料波纹管或环氧涂层钢筋。

5.6.3 设计计算

1 土钉支护的结构计算包括支护的内部整体稳定性验算、外部整体稳定性验算和支护面层以及面层与土钉的连接计算。

2 土钉支护外部整体稳定性验算可按本规范第 3.7.4 条的方法计算,对于土钉挡土结构,可按本规范第 5.4.3 条的要求,进行土钉加固土体的整体滑动、倾覆和基底土承载力的验算。

3 土钉内部整体稳定性验算可采用圆弧法,假定破坏面上所有的土钉只承受拉力且均分别达到最大设计拉力值。内部整体稳定性验算的安全系数可取 1.25 ~ 1.30,考虑地震作用,安全系数可折减 0.1。

4 混凝土面层可按以土钉为点支承的连续板进行验算;土钉钉头与混凝土面层的连接,应按钉头作为面层的支点,将侧向土压力作用下产生的支点反力作为钉头应能承受的拉力。面层与钉头的连接处尚应验算混凝土的局部承压能力。

5.7 抗滑桩

5.7.1 一般规定

1 抗滑桩设计之前,应对边坡进行详细的工程地质勘察,确定主滑方向、滑面位置、边界条件、岩土性质及水文地质条件。

2 抗滑桩的设置必须保证滑坡体不越过桩顶或从桩间滑动,不产生新的滑坡。

3 抗滑桩宜设置在滑坡厚度较薄、推力较小、锚固段地基强度较高的地段,确定桩的平面布置、桩间距、桩长和截面尺寸时,应综合考虑,以达到经济合理,并与周围景观相协调。

4 可采用预应力锚索抗滑桩,或抗滑桩与明洞、排桩等组合使用。

5.7.2 结构构造

1 抗滑桩截面形状宜采用矩形,桩的截面尺寸应根据滑坡推力大小、桩间距、锚固段地基横向容许强度等因素确定,桩最小边宽度不应小于 1.25m。在主滑方向不确定的情况下,可采用圆形截面。

2 桩身混凝土的强度等级不应低于 C20。当地下水有侵蚀性时,水泥应按有关规定选用。

3 抗滑桩井口应设置锁口,桩井位于土和风化破碎的岩层时宜设置护壁,锁口和护壁混凝土强度等级不应低于 C15。

4 抗滑桩纵向受力钢筋直径不应小于 16mm。净距不宜小于 120mm,困难情况下可适当减少,但不得小于 80mm。当用束筋时,每束不宜多于 3 根。当配置单排钢筋有困难时,可设置 2 排或 3 排。受力钢筋混凝土保护层厚度不应小于 60mm。

5 纵向受力钢筋的截断点应按国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010)计算。

6 抗滑桩内不宜设置斜筋,可采用调整箍筋的直径、间距和桩身截面尺寸等措施,满足斜截面的抗剪强度。

7 箍筋宜采用封闭式,直径不宜小于 14mm,间距不应大于 500mm。

8 抗滑桩的两侧和受压边,应适当配置纵向构造钢筋,其间距宜为 400 ~ 500mm,直径不宜小于 12mm。桩的受压边两侧,应配置架立钢筋,其直径不宜小于 16mm。当桩身较长时,纵向构造钢筋和架立筋的直径应加粗。

5.7.3 设计计算

1 作用于抗滑桩的外力有滑坡推力、桩前滑体抗力和锚固段地层的抗力。桩侧摩阻力和粘聚力以及桩身重力和桩底反力可不计算。滑坡推力按本规范第 7.2 节的规定采用传递系数法计算确定。

2 桩前抗力可按桩前滑体处于极限平衡时的滑坡推力或桩前被动土压力确定,取小值。

3 抗滑桩上滑坡推力可采用矩形分布或梯形分布,当滑体为极松散的土体时,可采用三角形分布。

4 桩底支承选用自由端,嵌入岩石较深可选用自由端或铰支。

5 抗滑桩的锚固段长度应满足桩侧最大压应力不大于地基的横向容许承载力的要求。

6 滑动面以上的桩身内力,应根据滑坡推力和桩前滑体抗力计算。滑动面以下的桩身变位和内力,应根据滑动面处的弯矩和剪力,采用地基系数法进行计算,根据岩土条件可选用“K 法”或“m 法”。地基系数 K 、 m 可根据试验资料和地区经验、工程类比综合确定。

7 抗滑桩的混凝土结构应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010)进行计算,其结构重要性系数 1.0,永久荷载的分项系数为 1.35。抗滑桩桩身按受弯构件设计,当无特殊要求时,可不作变形、抗裂、挠度等项验算。

6 路基拓宽改建

6.1 一般规定

6.1.1 公路路基拓宽改建设计,应根据原有公路沿线的地形、地貌、地质构造、水文地质、地基土的性质、不良地质的发育情况,采取合理的工程措施,保证拓宽改建公路路基的强度和稳定性。

6.1.2 公路路基拓宽改建设计前,应搜集原有公路路基勘察设计、竣工图和养护等方面的资料,调查拟拓宽改建公路目前路基的稳定情况,并对原有路基和拓宽场地进行工程地质和水文地质调查、勘探和测试,查明原有路基的填料性质、含水量、密度、压实度、强度和稠度状态,查明原有路堑边坡地质情况、现有防护排水措施及边坡稳定状态,查明拟拓宽场地的水文地质、工程地质条件,分析评价新拼接路基或增建路基对原有路基沉降变形和边坡稳定的影响程度。

6.1.3 公路路基改建设计,应注意路基路面综合设计。拓宽的路基与原有公路路基之间保持良好的衔接,并采取必要的工程措施减小拓宽路基与原有公路路基之间的差异沉降,防止产生纵向裂缝。

6.2 原有路基状况调查评价

6.2.1 原有公路路基调查应采取资料收集、现场调查和勘探试验相结合的综合方法。

1 在搜集原有公路路基勘察设计、竣工图和养护等资料的基础上,进行原有路基现场调查测量,根据原有公路的路况进行分段,并应选择代表性断面,对路面各结构层、上路床、下路床、上路堤、下路堤及地基土进行勘探试验,钻孔深度和取样试验应符合《公路工程地质勘察规范》(JTJ 064)的有关规定。

2 按照新建路基的要求,进行拓宽改建路基范围的地基勘察。拓宽改建路基的勘探孔宜与原有路基的勘探孔布设在同一路基横断面上。

3 调查原有路基支挡工程地基地质条件、基础形式和使用状况,必要时,应对支挡工程地基进行勘探试验。

6.2.2 原有路基填料试验项目

1 原有填方路堤和挖方路段路床土应进行下列试验:

物理性质试验:天然含水量、天然密度、土粒相对密度、粒径组成、液限、塑限等;

力学性质试验:重型击实、CBR、固结试验、直接快剪等。

2 原有路堤和挖方路段路床土应在上述试验基础上,计算出下列指标:干密度、最佳含水量、最大干密度、压实度、平均稠度、压缩系数、压缩模量、 c 、 φ 等;

6.2.3 原有路基现场测试

根据原有公路的路况,选择有代表性的路段,进行老路路基路面几何尺寸、弯沉、承载板测试,确定其回弹模量。各项测试均应符合《公路路基路面现场测试规程》(JTJ 059)的有关规定。

6.2.4 原有路基分析评价

1 根据调查、测量、试验和水文分析资料,确定原有路基高程能否满足本规范第1.0.8条路基设计洪水频率的规定。

2 确定原有路基填料能否满足本规范第3.2.1条、第3.3.1条、第3.3.2条中路基压实度和路基填料最小强度的要求。

3 确定路基土的平均稠度及路基所处的水文状态,分析评价路基最小高度能否满足路床处于干燥、中湿状态下的临界高度。

4 分析评价路基边坡的稳定状态、各种防护排水设施的有效性及其改进措施。

5 分析评价原有路基病害的类型、分布范围、规模、成因,以及原有路基病害整治工程设施的效果,并提出路基病害整治措施。

6.2.5 软土地区原有路堤分析评价

1 分析评价原有路基的各种地基处理路段的软土地基固结度、固结系数、压缩变形发展规律和抗剪强度增长规律,确定原有路基的各种地基处理路段的软土地基固结度和剩余沉降值(包括主固结和次固结)。

2 分析评价原有软土地基处理方法的效果及其改进措施。

3 分析评价拓宽改建路基与原有路基之间的稳定性和差异沉降、拓宽改建路基对原有路基稳定和沉降影响程度,确定新拼接或增建路基软土地基处理措施。

6.3 二级及二级以下公路路基拓宽改建

6.3.1 公路路基的拓宽改建应根据公路等级、技术标准,结合当地地形、地质、水文、填挖情况选择适宜的路基横断面形式。

6.3.2 拓宽改建公路路基高程应满足本规范第1.0.8条的要求,路基最小填土高度应

满足本规范第1.0.9条的要求。

6.3.3 拓宽路基的地基处理、路基基底处理、路基填料的最小强度和压实度等应满足改建后相应等级公路的技术要求。二级公路改建时,可根据需要采用冲击碾压或强夯等进行增强补压,以消减新老路基拼接拓宽的差异变形。

6.3.4 路基拓宽改建应符合下列要求:

1 拓宽改建路堤的填料,宜选用与原有路堤相同且符合要求的填料或较原有路堤渗水性强的填料。当采用细粒土填筑时,应注意新老路基之间的排水设计,必要时,可设置横向排水盲沟,以排除路基内部积水。

2 拓宽原有路堤时,应在原有路基坡面开挖台阶,台阶宽度不应小于1.0m,当加宽拼接宽度小于0.75m时,可采取超宽填筑或翻挖原有路基等工程措施。

3 拓宽路堤边坡形式和坡度应按本规范第3.3节的规定选用。

6.3.5 挖方路基拓宽时,挖方边坡形式与坡度可按本规范第3.4节的规定或参照原有挖方路基稳定边坡确定。

6.3.6 原有挖方边坡病害经多年整治已趋稳定的路段,改建时应减少拆除工程,不宜触动原边坡。

6.3.7 病害路基改建应根据病害的类型、特征、成因及危害程度,结合当地气象、水文地质、工程地质等因素,采取相应的整治措施。

6.3.8 软土地基上路基拓宽设计应符合本规范第6.4.3条、第7.6节的有关规定。

6.3.9 因抬高或降低路基、改移中线而引起既有构造物改动的地段,当既有支挡建筑物使用良好时,宜保留。

6.3.10 经查明既有建筑物无明显损害,且强度及稳定性满足改建要求时,应全部利用;若部分损坏或不满足改建要求时,可加固利用、改建或拆除重建。

6.3.11 加固利用的既有建筑物,新、旧混凝土或砌体应紧密连接,形成整体。

6.4 高速公路、一级公路原有路基的拓宽改建

6.4.1 路基拓宽改建设计应符合本规范第6.3节的有关规定,注意地基处理、路基填料、边坡稳定、防护排水设施的综合设计,并与交通工程、路面排水系统设计相协调。

6.4.2 拓宽路基压实度应符合本规范第 3.2.1 条、第 3.3.2 条的规定,必要时,可采用冲击碾压或强夯等进行增强补压,以消减新老路基拼接拓宽的差异变形。新老路基的拼接处理设计,除符合本规范第 6.3.4 条的规定外,当路堤高度超过 3m 时,可在新老路基间横向铺设土工格栅,以提高路基的整体性。

6.4.3 软土地基上原有路基拓宽设计应符合本规范第 7.6 节的有关规定,并满足下列要求;

1 路基拼接时,应控制新老路基之间的差异沉降,原有路基与拓宽路基的路拱横坡度的工后增大值不应大于 0.5%。

2 当原软土地基采用排水固结法处理时,拓宽路基不得降低原有路基的地下水位。对于鱼(水)塘、河流、水库等路段,需要排水清淤时,必须采取防渗和隔水措施后方可降水。

3 与桥梁、涵洞、通道等构造物相邻拓宽路段或原有路基已基本完成地基沉降的路段,路基拓宽范围的软土地基处理宜采用复合地基,不宜采用排水固结法的处理措施。

4 新老路基分离设置,且距离较近(小于 20m)时,可采用设置隔离措施或对新建路基地基予以处理,减小新建路基对原有路基的沉降影响。

6.4.4 水文不良地段的原有路基,应结合路基路面拓宽改建设计,增设排水垫层或地下排水渗沟等。

6.4.5 利用二级及二级以下公路拓宽改建为高速公路、一级公路时,若原有路基土的强度和压实度不能满足要求,应对原有路基进行土质改良或者挖除原有路基路面后重新填筑。

6.4.6 高速公路、一级公路路基拓宽改建设计应考虑维持施工期临时行车的过渡措施,若高速公路拓宽施工期不能封闭交通时,设计应考虑行车与施工安全性。岩石挖方路段,应采取光面爆破或预裂爆破方法,并采取相关防护措施。

7 特殊路基

7.1 一般规定

7.1.1 特殊路基包括特殊土(岩)路基、不良地质路基和特殊条件下路基。路线通过特殊路段,应进行综合地质勘察,查明特殊地质体的性质、成因类型、规模、稳定状况及发展趋势;特殊路基设计所需要的物理力学参数,宜采用原位测试的数据,并结合室内试验资料综合分析确定。

7.1.2 特殊路基设计应考虑地质和环境等因素对路基的影响,以及这些因素的发展变化规律,路基病害整治应遵循以防为主、防治结合、力求根治的原则,通过综合技术经济比较,因地制宜,采取合理的整治方案和有效的工程措施。如果分期整治,应保证在各种因素的变化过程中不降低路基的安全度。

7.1.3 存在多种特殊土(岩)或特殊地质条件路基的工点应进行综合设计。

7.2 滑坡地段路基

7.2.1 一般规定

1 滑坡地段路基设计,应查明滑坡性质及滑坡体附近的地形地貌、水文地质和工程地质条件,以及滑坡的成因类型、滑坡规模与特征等,分析评价滑坡稳定状况、发展趋势和对公路工程的危害程度,及时采取有效措施,保证路基施工和运营安全。

2 对规模大、性质复杂、变形缓慢以及短期内难以查明其性质的滑坡,可采取全面规划、分期整治的方案。

3 滑坡防治应根据滑坡类型、规模、稳定性,并结合滑坡区工程地质条件、公路的重要程度、施工条件及其他要求,采取排水、减载、反压与支挡工程的综合治理措施。

4 高边坡、特殊岩土和存在不利结构面的边坡,应采取必要的预防措施,避免产生工程滑坡。

7.2.2 滑坡稳定性分析

1 滑坡稳定性评价

滑坡稳定性应采用工程地质类比法和力学计算进行综合评价。验算时,高速公路、一

级公路安全系数应采用 1.20~1.30;二级及二级以下公路安全系数应采用 1.15~1.20;考虑地震力、多年暴雨的附加作用影响时,安全系数可适当折减 0.05~0.1。

2 滑坡稳定性计算方法

1)计算滑坡推力时应考虑的荷载:滑体重力、滑坡体上建筑物产生的附加荷载、地下水产生的荷载(包括静水压力和动水压力)、动荷载(如汽车荷载)等永久荷载,以及地震水平作用力、作用在滑体上的施工临时荷载。

2)滑坡剩余下滑力可采用传递系数法,按式(7.2.2-1)计算,条块作用力系如图 7.2.2 所示。

$$T_i = F_s W_i \sin \alpha_i + \Psi_i T_{i-1} - W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i - c_i L_i \quad (7.2.2-1)$$

$$\Psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi_i \quad (7.2.2-2)$$

当 $T_i < 0$ 时,应取 $T_i = 0$ 。

式中: T_i, T_{i-1} ——第 i 和 $i-1$ 滑块剩余下滑力(kN/m);

F_s ——稳定系数;

W_i ——第 i 滑块的自重力(kN/m);

α_i, α_{i-1} ——第 i 和第 $i-1$ 滑块对应滑面的倾角(°);

φ_i ——第 i 滑块滑面内摩擦角(°);

c_i ——第 i 滑块滑面岩土粘聚力(kN/m);

L_i ——第 i 滑块滑面长度(m);

Ψ_i ——传递系数。

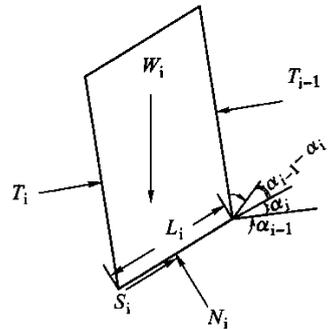


图 7.2.2 剩余下滑力计算图示
 S_i —抗滑反力; N_i —法向反力

3)当滑坡体最后一个条块的剩余下滑力小于或等于 0 时,滑坡稳定;大于 0 时,滑坡不稳定。此 T_i 值可作为设计支挡工程结构所承受的推力。滑坡稳定性分析所得的稳定系数不得小于本条第 1 款的抗滑稳定安全系数的规定。

3 参数取值

滑面岩土抗剪强度取值,可根据滑面岩土室内试验资料、极限平衡反算值、工程地质类比经验数据,结合滑坡可能出现的最不利情况进行分析确定。必要时可由现场试验资料进行确定。

7.2.3 防治措施

1 排水工程

1)排水工程设计应在滑坡防治总体方案的基础上,结合工程地质、地下水及降雨条件,制定排水方案。

2)地表排水工程应在滑坡后缘的稳定地层上设置环形截水沟,滑坡范围较大时,应在滑坡体范围内设置树枝状排水沟。排水沟通过裂缝处应采取防裂措施,对有明显开裂变形的坡体应及时用粘土或水泥浆填实裂缝,整平积水坑、洼地,使地表的雨水能迅速向排水沟汇集排泄。

3)地下排水工程应视滑动面状况、滑坡所在山坡流域水文地质条件及地下水动态特征,选用渗沟、仰斜式排水孔或者隧洞等排水方案。

4)渗沟

(1)适用于排除或疏干滑坡体内浅层地下水。必要时,可与抗滑支挡结构结合设置。

(2)渗沟的设计应符合本规范第4.3.4条的规定。

(3)截水渗沟平面布置应垂直地下水流的方向,并修建在滑坡范围5m以外的稳定土体上。渗沟的迎水面应设反滤层,背水面应设隔渗层。

5)暗沟适用于排除滑坡体内外的封闭积水或地下出露泉水。暗沟设计应符合本规范第4.3.3条的规定。

6)仰斜式排水孔适用于疏干、排泄滑坡体内赋存的深层地下水。仰斜式排水孔的设置位置和数量应视地下水分布情况和地质条件而定,并符合本规范第4.3.6条的规定。

7)排水隧洞

(1)排水隧洞适用于引排深层地下水。

(2)排水隧洞四周应设置若干渗井或渗管,将水引入洞内。隧洞的埋深取决于主要含水层的埋藏深度,并应埋入稳定地层内,顶部应在滑动面(带)以下不小于0.5m。洞底排水纵坡不应小于1%。

(3)隧洞断面应根据地下水涌水量计算确定,结构设计应符合《公路隧道设计规范》(JTG D70)的规定。

2 减载与反压措施

1)适用条件

(1)推移式滑坡或由错落转化的滑坡,宜采用滑坡后缘减重、前缘反压措施。

(2)滑床具有上陡下缓形状,滑坡后缘及两侧的地层相当稳定,不致因减重开挖而引起滑坡向后缘和两侧发展时,宜采用减重措施。

(3)滑坡前缘有较长的抗滑段,宜利用减重弃方反压;路基位于滑坡前缘时,应采用路堤通过。在滑体或滑带土具有卸载膨胀开裂的情况下,不应采用减重措施。

2)减载时,必须考虑清方后滑坡后部和两侧山体的稳定性,防止后缘产生新的滑动。

3)采取填土反压措施应防止堵塞滑坡前缘地下水渗出通道,并且要考虑基底的稳定性,必要时应进行地基处理。

3 抗滑支挡工程

1)抗滑挡土墙

(1)抗滑挡土墙宜设置在滑坡前缘。必要时,可与排水、减重、锚固等措施联合使用。

(2)抗滑挡土墙应根据滑坡剩余下滑力和库仑土压力两者之中的大值设计,其高度和基础埋深应防止滑体从墙顶滑出或从基底以下土层滑移的可能。

(3)抗滑挡土墙结构设计应符合本规范第5.4节的有关规定。

(4)抗滑挡土墙基础埋深较大、土体稳定性较差时,应采取临时支挡措施,其施工必须分段进行,保证滑坡在施工期间的稳定和施工安全。

2)抗滑桩[含锚杆(索)抗滑桩]

(1)抗滑桩宜布置在滑坡体厚度较薄、推力较小,且嵌岩段地基强度较高地段。必须防止滑体从桩顶滑出或从桩底产生新的深层滑动的可能。

(2)抗滑桩宜以单排布置为主,当滑坡推力较大时,可对滑坡进行分段阻滑。若弯矩过大,应采用预应力锚杆(索)抗滑桩。

(3)抗滑桩桩长宜小于 35m。对于滑带埋深大于 25m 的滑坡,应充分论证抗滑桩阻滑的可行性。

(4)抗滑桩结构设计应符合本规范第 5.7 节的有关规定。

3) 预应力锚固

(1)预应力锚杆(索)锚固段必须置于滑面以下的稳定地层中;

(2)预应力锚杆(索)承压结构应根据滑坡体岩土性质和承载力确定,宜采用钢筋混凝土框架或地梁,其坡面应采取防止表土被雨水冲刷、局部溜塌的措施。

(3)预应力锚杆(索)设计应符合本规范第 5.5 节的有关规定。

4)可采取高压旋喷桩或注浆改良滑动带岩土的措施,提高滑动带岩土抗剪强度,增强滑坡稳定性。

5)滑坡体前缘受河水冲刷时,应采取防护措施。

7.2.4 施工监测与动态设计

1 高速公路、一级公路的滑坡防治应进行滑坡监测与动态设计。滑坡防治监测包括施工安全监测、防治效果监测和营运期监测,应以施工安全监测和防治效果监测为主。在施工期间,监测结果应作为判断滑坡稳定状态、指导施工、反馈设计和防治效果检验的重要依据。

2 滑坡监测项目可按附录 B 中的附表 B-1、附表 B-3 选定。

3 监测点应布置在滑坡体稳定性差或工程扰动大的部位,力求形成完整的剖面,采用多种手段互相验证和补充。

4 防治效果监测应结合施工安全和营运期监测进行,防治效果监测时间应在整治工程完工且公路营运后不少于一年,施工期监测数据采集时间宜为每天一次,营运期监测数据采集时间间隔宜为 7~15 天,在外界扰动较大时,如暴雨期间,应加密观测次数。

5 应及时分析滑坡监测资料,预测滑坡位移、变形的发展趋势和整治工程的效果,适时调整滑坡整治工程设计和施工方案,保证工程施工安全和路基稳定。

7.3 崩塌与岩堆地段路基

7.3.1 一般规定

1 崩塌与岩堆地段路基设计,应调查该地段的地形、地貌、地质、水文、气象等资料,查明已经发生的崩塌与岩堆的类型、范围、成因及对公路的危害程度,作出公路建成后崩塌与岩堆的发生或发展预测与稳定评价,并考虑综合防治措施。

2 路基设计应避免高填、深挖并远离崩塌物堆积区。对于中、小型崩塌地段,采取遮

蔽、拦截、清除、加固等工程措施进行综合治理。

3 在岩堆地段,应根据路基类型、岩堆规模和物质组成、下伏岩土的性质和坡度、地下水以及地表水的情况等,对岩堆的稳定性进行分析。

4 岩堆地段路基应采用低路堤或浅路堑,并采取稳定加固措施。

7.3.2 崩塌防治措施

1 边坡或自然坡面比较平整、岩石表面风化易形成小块岩石呈零星坠落时,宜进行坡面防护,以阻止风化发展,防止零星坠落。

2 山坡或边坡坡面崩塌岩块的体积及数量不大,岩石的破碎程度不严重,可采用全部清除并放缓边坡。

3 岩体严重破碎,经常发生落石路段,宜采用柔性防护系统或拦石墙与落石槽等拦截构造物。拦石墙与落石槽宜配合使用,设置位置可根据地形合理布置。落石槽的槽深和底宽通过现场调查或试验确定。拦石墙墙背应设缓冲层,并按公路挡土墙设计,墙背压力应考虑崩塌冲击荷载的影响。

4 对在边坡上局部悬空的岩石,但岩体仍较完整,有可能成为危岩石,可视具体情况采用钢筋混凝土立柱、浆砌片石支顶或柔性防护系统。

5 易引起崩塌的高边坡,宜采用边坡锚固。

6 当崩塌体较大、发生频繁且距离路线较近而设拦截构造物有困难时,可采用明洞、棚洞等遮挡构造物处理。遮挡构造物应有足够的长度,洞顶应有缓冲层,并应考虑堆积石块荷载和冲击荷载的影响。

7.3.3 岩堆防治措施

1 处于发展中的岩堆地段路基,应尽量减少开挖,采取挡土墙、坡面封闭等防护措施。也可采用拦石墙与落石槽或修建明洞、棚洞等遮挡构造物。

2 岩堆地段路基,应采取下列处治措施。

1)位于岩堆上部时,宜采用台口式路基,并放缓边坡或沿基岩面清除路基上方的岩堆堆积物。

2)位于岩堆中部时,挖方边坡应设置挡土墙。

3)位于岩堆下部时,宜采用填方路基通过岩堆。

3 对活跃的岩堆补给区,应根据其面积、岩体类型和规模,采取拦截或加固工程措施。

4 岩堆地段路基稳定性不足时,宜设置抗滑挡土墙或抗滑桩。

7.4 泥石流地区路基

7.4.1 一般规定

1 泥石流地区路基设计,应查明泥石流的成因类型、规模、特征、活动规律、发展趋势

及危害程度。

2 泥石流治理应全面考虑排导、拦截以及水土保持等各项措施,做好总体规划,进行综合治理。

7.4.2 泥石流的防治措施

1 跨越措施

1)桥梁适用于跨越流通区的泥石流沟或者洪积扇区的稳定自然沟槽。设计时应结合地形、地质、沟床冲淤情况、河槽宽度,泥石流的泛滥边界、泥浪高度、流量、发展趋势等,采用合理的跨度及形式。

2)隧道适用于路线穿过规模大、危害严重的大型或多条泥石流沟。隧道方案应与其他方案作技术、经济比较后确定。

3)泥石流地区不宜采用涵洞,在活跃的泥石流洪积扇上禁止使用涵洞。对于三、四级公路,当泥石流规模不大、固体物质含量低、不含较大石块,并有顺直的沟槽时,方可采用涵洞。

4)过水路面适用于穿过小型坡面泥石流沟的三、四级公路。过水路面的路基横断面应为全封闭式,可与桥梁、涵洞等联合使用。路基坡脚设抑水墙以防止冲刷。

2 排导措施

1)排导沟

排导沟适用于有排沙地形条件的路段。出口应与主河道衔接,出口标高应高出主河道20年一遇的洪水水位。排导沟纵坡宜与地面坡一致。排导沟的横断面应根据流量计算确定,排导沟应进行防护。

2)渡槽

渡槽适用于排泄流量小于 $30\text{m}^3/\text{s}$ 的泥石流,且地形条件应能满足渡槽设计纵坡及行车净空要求,路基下方有停淤场地。

渡槽应与原沟顺直平滑衔接,纵坡不小于原沟纵坡,出口应满足排泄泥石流的需要。渡槽设计荷载按泥石流满载计算,并考虑冲击力,冲击系数可取1.3。

3)导流堤

当在堆积扇的某一区间内,需要控制泥石流的走向或限制其影响范围时,可设置导流堤以防止泥石流直接冲击路堤或壅塞桥涵。

导流堤的高度应为设计使用年限内的淤积厚度与泥石流的沟深之和;在泥石流可能受阻的地方或弯道处,还应加上冲起高度和弯道高度。

3 拦截措施

1)拦挡坝

拦挡坝适用于沟谷的中上游或下游没有排沙或停淤的地形条件且必须控制上游产沙的河道,以及流域来沙量大,沟内崩塌、滑坡较多的河段。

拦挡坝坝体位置应根据设坝目的,结合沟谷地形及基础的地质条件综合考虑确定,并注意坝的两端与岸坡的衔接和基础埋置深度。坝体的最大高度不宜超过5m,坝顶宜采用

平顶式。当两端岸坡有冲刷可能时,宜采用凹形。

2) 格栅坝

格栅坝适用于拦截流量较小、大石块含量少的小型泥石流。

格栅坝的格栅间隔按拦截大石块、排除细颗粒的要求布置,其过水断面应满足下游安全泄洪的要求。坝的宽度应与沟槽相同。坝基应设在坚实的地基上。

7.5 岩溶地区路基

7.5.1 一般规定

1 岩溶地区路基设计,应采用遥感、物探、钻探及其他有效方法进行勘察,取得岩溶地貌、岩溶发育程度、发展规律、溶洞围岩性质以及地面水、地下水活动规律等方面的资料。

2 位于岩溶地段路基,应结合工程实际判别岩溶对路基工程的危害程度,选择合理的方法进行处治。

7.5.2 防治措施

1 路基上方的岩溶泉和冒水洞,宜采用排水沟将水截流至路基外。对于路基基底的岩溶泉和冒水洞,宜设置集水明沟或渗沟,将水排出路基。

2 对于稳定路堑边坡上的干溶洞,洞内宜采用干砌片石填塞。

3 位于路基基底的开口干溶洞,当洞的体积不大、深度较浅时,宜予以回填夯实;当洞的体积较大或深度较深时,宜采用构造物跨越。对于有顶板但顶板强度不足的干溶洞,可炸除顶板后进行回填,或设构造物跨越。

4 通过溶洞围岩分级或计算判断下伏溶洞有坍塌可能时,宜采用下列方法进行加固:

1) 洞径大、洞内施工条件好的无充填溶洞,宜采用浆砌片石或钢筋混凝土的支撑墙、支撑柱进行加固。

2) 深而小的溶洞不便于洞内加固时,宜采用石盖板或钢筋混凝土盖板跨越可能的破坏区。

3) 对于顶板较薄的溶洞,当采用地表构造物跨越有困难或不经济时,可炸除顶板,按明洞的方式进行处理。

4) 对于有充填物的溶洞,宜优先采用注浆法、旋喷法进行加固,不能满足设计要求时宜采用构造物跨越。

5) 如需保持洞内流水通畅时,应设置排水通道。

5 对于路基范围内的土洞应先判明土洞是否仍在发展。对于已停止发展的土洞可按一般地基进行评价,需加固时宜采用注浆、复合地基等方法进行处理;对于还在发展中的土洞,宜采用构造物跨越。

7.5.3 溶洞顶板的安全厚度

当溶洞顶板岩层未被节理裂隙切割或虽被切割但胶结良好时,其溶洞顶板的安全厚度可按厚跨比法确定。当顶板的厚度与路基跨越溶洞的长度之比大于 0.8 时,溶洞的顶板岩层可不作处理。

7.5.4 溶洞距路基的安全距离

当岩溶地貌位于路基两侧时,应判定岩溶对路基的影响。对于开口的岩溶地貌可参照自然边坡来判别其稳定性及其对路基的影响;对于地下溶洞可按坍塌时的扩散角(见图 7.5.4)、式(7.5.4-1)计算其影响范围。

$$L = H \cot \beta \quad (7.5.4-1)$$

$$\beta = \frac{45^\circ + \frac{\varphi}{2}}{K} \quad (7.5.4-2)$$

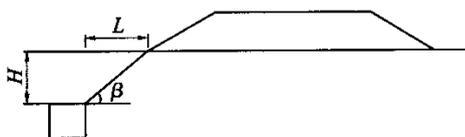


图 7.5.4 溶洞安全距离计算示意图

式中: H ——溶洞顶板厚度(m);

β ——坍塌扩散角($^\circ$);

K ——安全系数,取 1.10 ~ 1.25 (高速公路、一级公路应取大值);

φ ——岩石内摩擦角。

如在顶板岩层上有覆盖土层,则自土层底部用 45° 角向上绘斜线,求出与地面的交点,路基坡脚应在交点范围以外。

路基坡脚处于溶洞坍塌扩散的影响范围之外,该溶洞可不作处理。

7.6 软土地区路基

7.6.1 一般规定

1 应调查收集沿线的地形、地貌、工程地质、水文地质、气象等资料,按照《公路工程地质勘察规范》(JTJ 064)的有关规定,采用适宜的勘探方法进行综合勘探试验和现场原位测试,并进行统计与分析,为设计提供可靠的软土物理力学性质指标。

2 软土地基上公路路基的设计包括沉降计算、稳定验算及其相应的处治方法的设计;施工中的沉降与侧向位移(稳定)观测的技术要求应作为设计内容。

3 软土的鉴别依据见表 7.6.1。

表 7.6.1 软土鉴别指标

土 类	天然含水量 (%)		天然孔隙比	直剪内摩擦角 ($^\circ$)	十字板剪切强度 (kPa)	压缩系数 $a_{0.1-0.2}$ (MPa^{-1})
粘质土、有机质土	≥ 35	\geq 液限	≥ 1.0	宜小于 5	< 35	宜大于 0.5
粉质土	≥ 30		≥ 0.90	宜小于 8		宜大于 0.3

7.6.2 地基沉降计算

- 1 主固结沉降 S_c 采用分层总合法计算。
- 2 总沉降宜采用沉降系数 m_s 与主固结沉降计算：

$$S = m_s S_c \quad (7.6.2-1)$$

沉降系数 m_s 为经验系数,与地基条件、荷载强度、加荷速率等因素有关,其范围值为 1.1 ~ 1.7,应根据现场沉降观测资料确定,也可采用下面的经验公式估算:

$$m_s = 0.123\gamma^{0.7}(\theta H^{0.2} + VH) + Y \quad (7.6.2-2)$$

式中: θ ——地基处理类型系数,地基用塑料排水板处理时取 0.95 ~ 1.1,用粉体搅拌桩处理时取 0.85,一般预压时取 0.90;

H ——路基中心高度(m);

γ ——填料重度(kN/m³);

V ——填土速率修正系数,填土速率在 0.02 ~ 0.07m/d 之间时,取 0.025;

Y ——地质因素修正系数,满足软土层不排水抗剪强度小于 25 kPa、软土层的厚度大于 5m、硬壳层厚度小于 2.5m 三个条件时, $Y = 0$,其他情况下可取 $Y = -0.1$ 。

- 3 总沉降还可以由瞬时沉降 S_d 、主固结沉降 S_c 及次固结沉降 S_s 之和计算,即

$$S = S_d + S_c + S_s \quad (7.6.2-3)$$

- 4 任意时刻地基的沉降量,考虑主固结随时间的变化过程,按下式计算:

$$S_t = (m_s - 1 + U_t) S_c \quad (7.6.2-4)$$

$$\text{或} \quad S_t = S_d + S_c U_t + S_s \quad (7.6.2-5)$$

上式中地基平均固结度 U_t 采用太沙基一维固结理论解计算,对于砂井、塑料排水板等竖向排水体处理的地基,固结度按巴隆给出的太沙基—伦杜立克固结理论轴对称条件固结方程在等应变条件下的解计算。

7.6.3 稳定验算

软土地基路堤的稳定验算一般采用瑞典圆弧滑动法中的固结有效应力法、改进总强度法,有条件时也可采用简化 Bishop 法、Janbu 普遍条分法。验算时按施工期和运营期的荷载分别计算稳定安全系数。施工期的荷载只考虑路堤自重,运营期的荷载包括路堤自重、路面的增重及行车荷载。

7.6.4 地基稳定性与工后沉降控制标准

软土地基处治设计包括稳定处治设计和沉降处治设计,当计算的稳定安全系数小于表 7.6.4-1 的规定值时,应针对稳定性进行处治设计;当路面设计使用年限(沥青路面 15 年、水泥混凝土路面 30 年)内的残余沉降(简称工后沉降)不满足表 7.6.4-2 的要求时,应针对沉降进行处治设计。

表 7.6.4-1 稳定安全系数

安全系数 指标	方法	固结有效应力法		改进总强度法		简化 Bishop 法、Janbu 法
		不考虑固结	考虑固结	不考虑固结	考虑固结	
直接快剪		1.1	1.2			
静力触探、十字板剪				1.2	1.3	
三轴有效剪切指标						1.4

注:当需要考虑地震力时,稳定安全系数减少 0.1。

表 7.6.4-2 容许工后沉降

道路等级	工程位置	桥台与路堤相邻处	涵洞、通道处	一般路段
高速公路、一级公路		≤0.10m	≤0.20m	≤0.30m
二级公路		≤0.20m	≤0.30m	≤0.50m

7.6.5 地基加固措施

1 软土地基上修筑的路堤底部均宜设置透水性水平垫层,厚度以 0.50m 为宜。对于缺少砂砾的地区,可以将土工合成材料和砂砾垫层配合使用,以减小砂砾垫层的厚度。

2 轻质路堤可采用粉煤灰、泡沫聚苯乙烯(EPS)块等轻质材料填筑。采用粉煤灰填筑路堤时,有关技术要求按本规范第 3.9 节的规定执行。采用 EPS 路堤时,应计算路堤的压缩变形和抗浮稳定性。

3 路堤加筋应采用强度高、变形小、耐老化的土工合成材料作为路堤的加筋材料。

4 反压护道可在路堤的一侧或两侧设置,其高度不宜超过路堤高度的 1/2,其宽度应通过稳定计算确定。

5 排水固结法

1)应根据软土厚度与性质、路堤高度、路基稳定与工后沉降控制标准、施工工期等,综合分析并确定软土地基采用砂垫层预压或袋装砂井(塑料排水板预压)或真空联合堆载预压的处理方案。

2)应根据软土性质、筑路材料及施工工艺选定袋装砂井或塑料排水板或其他材料作为竖向排水体。竖向排水体宜按等边三角形布置,其长度由路基对地基的稳定性和变形要求确定,对于较薄的软土层,宜贯穿软土层。预压期不宜小于 6 个月。

3)根据预压期和营运期作用在地基上荷载的大小,预压分为欠载预压、等载预压和超载预压。预压高度应根据软土性质、路堤设计高度、填料情况及施工工期等确定,并应考虑路面结构层材料重度与填料重度不同的因素。超载预压高度应能满足施工工期路堤稳定性的要求。

4)预压期应根据要求的工后沉降量或要求的地基固结度确定。在预压期内地基应完成的沉降量不能小于路面设计使用年限末的沉降量与容许工后沉降之差,必要时,预压期末地基的固结度还应满足路堤稳定性的要求。

5)真空联合堆载预压适用于高填方路段和桥头路段的软土地基处理,采用真空联合

堆载预压法应在地基中设置砂井或塑料排水板等竖向排水体,真空预压的密封膜下的真空度不宜小于 70kPa。当表层存在良好的透气层以及在处理范围内存在水源补给充足的透水层等情况下,应采取切断透气层和透水层的措施。

6 粒料桩

1) 振冲粒料桩适用于十字板抗剪强度大于 15kPa 的地基土;沉管粒料桩适用于十字板抗剪强度大于 10kPa 的地基土。

2) 粒料桩的直径及设置深度、间距应经稳定、沉降验算后确定,相邻桩净距不应大于 4 倍桩径。

3) 计算设有粒料桩的复合地基的路堤整体抗剪稳定安全系数时,复合地基内滑动面上的抗剪强度采用复合地基抗剪强度 τ_{ps} ,该强度按式(7.6.5-1)计算。

$$\tau_{ps} = \eta\tau_p + (1 - \eta)\tau_s \quad (7.6.5-1)$$

$$\tau_p = \sigma \cos\alpha \tan\varphi_c \quad (7.6.5-2)$$

$$\eta = 0.907\left(\frac{D}{B}\right)^2 \quad (7.6.5-3)$$

$$\eta = 0.785\left(\frac{D}{B}\right)^2 \quad (7.6.5-4)$$

式中: σ ——滑动面处桩体的竖向应力;

φ_c ——粒料桩的内摩擦角,桩料为碎石时可取 38°,桩料为砂砾时可取 35°;

η ——桩对土的置换率,桩在平面上按等边三角形布置时,按式(7.6.5-3)计算确定;桩在平面上按正方形布置时,按式(7.6.5-4)计算确定;

τ_p ——粒料桩抗剪强度(kPa);

τ_s ——地基土抗剪强度(kPa);

α ——滑动面倾角(°);

D 、 B ——分别为桩的直径和桩间距。

4) 粒料桩桩长深度内地基的沉降 S_z 按式(7.6.5-5)折减计算:

$$S_z = \mu_s S \quad (7.6.5-5)$$

$$\mu_s = \frac{1}{1 + (n - 1)} \quad (7.6.5-6)$$

式中: μ_s ——桩间土应力折减系数;

n ——桩土应力比,宜经试验工程确定,无资料时, n 可取 2~5,当桩底土质好、桩间土质差时取高值,否则取低值;

S ——粒料桩桩长深度内原地基的沉降。

7 加固土桩

1) 采用深层拌和法加固软土地基的十字板抗剪强度不宜小于 10kPa。采用粉喷桩法加固软土地基时,深度不应超过 15m。

2) 加固土桩的直径及设置深度、间距应经稳定验算确定并应满足工后沉降的要求。相邻桩的净距不应大于 4 倍桩径。

3)计算加固土桩复合地基的路堤整体抗剪稳定安全系数时,复合地基内滑动面上的抗剪强度采用复合地基抗剪强度 τ_{ps} ,该强度按式(7.6.5-7)计算。

$$\tau_{ps} = \eta\tau_p + (1 - \eta)\tau_s \quad (7.6.5-7)$$

式中符号意义同前。

4)加固土桩的抗剪强度以 90d 龄期的强度为标准强度,可按钻取试验路段的原状试件测无侧限抗压强度 q_u 的一半计算;也可按设计配合比由室内制备的加固土试件测得的无侧限抗压强度乘以 0.3 的折减系数求得,即: $\tau_p = 0.3q_u$ 。

5)加固土桩复合地基的沉降量按复合地基加固区的沉降量 s_1 和加固区下卧层的沉降量 s_2 两部分来计算。加固区的沉降量 s_1 采用复合压缩模量法计算;下卧层的沉降量 s_2 采用压缩模量法计算。

6)复合压缩模量(E_{ps})按式(7.6.5-8)计算。

$$E_{ps} = \eta E_p + (1 - \eta)E_s \quad (7.6.5-8)$$

式中: E_p ——桩体压缩模量(MPa);

E_s ——土体压缩模量(MPa);

其余符号意义同前。

8 强夯

1)饱和软粘土地基中夹有多层粉砂或采用在夯坑中回填块石、碎砾石、卵石等粒料进行强夯置换时可以采用强夯法处理。

2)强夯施工前,必须在施工现场选择有代表性的路段进行试夯,以指导大面积施工。

3)强夯的有效加固深度 d 可按式(7.6.5-9)估算。

$$d = \alpha \sqrt{mh} \quad (7.6.5-9)$$

式中: m ——夯锤质量(t);

h ——夯锤落距(m);

α ——修正系数,与土质条件、地下水位、夯击能大小、夯锤底面积等因素有关,其范围为 0.34 ~ 0.80,应根据现场试夯结果确定。

4)夯点的夯击数(最佳夯击能)应根据现场试夯确定,应满足下列条件:以夯坑的压缩量最大,夯坑周围地面隆起最小为原则,且最后两击或三击的平均夯沉量不大于 50 ~ 100mm。

5)夯点可采用正方形或等边三角形布置,间距以 5 ~ 7m 为宜。

6)夯击遍数通过试夯确定。

7.6.6 路堤断面设计

1)路堤加宽

软土地基上填筑路堤的底面宜予以加宽,其一侧的加宽量 Δd 为:

$$\Delta d = mS_f \quad (7.6.6-1)$$

式中: m ——软基路堤的设计边坡值(坡率的倒数);

S_f ——路堤坡脚处预压期末的沉降量。

2)路堤的边坡

预压路堤的边坡 n 按下式计算:

$$n = \left(1 - \frac{S_i}{H + S_f} \right) m \quad (7.6.6-2)$$

式中: S_i ——路肩处预压期末的沉降量;

H ——路基中心高度(m);

其余符号意义同前。

7.6.7 沉降与稳定观测设计

1 软土地基上的高填方路堤和桥头路堤应进行沉降与稳定观测设计,其设计内容包括:沉降观测与侧向位移(稳定)测点位置、观测仪选型与布设、观测方法、观测频率。必要时,应进行软土地基深部位移观测。

2 路堤填土速率应满足下列要求:

1)填筑时间不小于地基抗剪强度增长需要的固结时间。

2)路堤中心沉降量每昼夜不得大于 10~15mm,边桩位移量每昼夜不得大于 5mm。

7.6.8 软土地基上路堤宜结合工程实际,选择代表有性地段提前填筑试验路堤。

7.6.9 路面铺筑时间的确定

路面铺筑应在沉降稳定后进行,采用双标准控制:即要求推算的工后沉降量小于设计容许值,同时要求连续 2 个月观测的沉降量每月不超过 5mm,方可卸载开挖路槽并开始路面铺筑。

7.7 红粘土与高液限土地区路基

7.7.1 一般规定

1 路线通过红粘土或高液限土地区,应查明红粘土或高液限土分布范围、成因类型、土体的结构层次特征、湿度状态及其垂直分带、土体中裂隙分布特征、地下水分布规律、物理力学性质及胀缩性等资料。

2 红粘土分类

1)红粘土的结构可根据其裂隙发育特征按表 7.7.1-1 分类:

表 7.7.1-1 红粘土的结构分类

土体结构	裂隙发育特征	S_t
致密状结构	偶见裂隙(<1条/m)	>1.2
巨块状结构	较多裂隙(1~2条/m)	0.8~1.2
碎块状结构	富裂隙(>5条/m)	<0.8

注: S_t 为红粘土的天然状态与保湿扰动状态土样的无侧限抗压强度之比。

2)红粘土的复浸水特性可按表 7.7.1-2 分类;

表 7.7.1-2 红粘土的复浸水特性分类

类别	I_r 与 I_r' 关系	复浸水特性
I	$I_r \geq I_r'$	收缩后复浸水膨胀,能恢复到原位
II	$I_r < I_r'$	收缩后复浸水膨胀,不能恢复到原位

注: $I_r = w_L / w_p$, $I_r' = 1.4 + 0.0066w_L$; w_L ——液限; w_p ——塑限。

3 红粘土和高液限土具有膨胀性时,应按膨胀土路基进行设计。

4 路基设计应避免高路堤及深路堑,如不能避免,应与桥隧方案进行综合比选后确定。

5 路基设计应注意边坡排水与支挡工程的综合设计,并与路面结构设计相协调,减少路基过大变形或不均匀沉降而引起路面结构性破坏。

7.7.2 填方路基

1 红粘土作为路基填料时,其最小强度应满足本规范表 3.2.1、表 3.3.1 的规定。当不能满足时,应进行处治。压缩系数大于 0.5MPa^{-1} 的红粘土不得用于填筑路堤。

2 未经改性处理的红粘土填筑路堤高度不宜大于 10m。

3 高液限土不能直接作为路堤填料。当利用挖方路段高液限土填筑路堤时,应进行处治。

4 在确定路堤填筑的最佳含水量和最大干密度时,宜采用湿土法重型击实试验。

5 边坡高度不大于 10m 的路堤边坡坡率宜为 1:1.5 ~ 1:1.75,当边坡高度大于 6m 时,宜设置边坡平台,其宽度不宜小于 2m。当边坡高度超过 10m 时,应按本规范第 3.6 节的有关规定,通过路基稳定性分析计算确定路堤横断面形式、边坡坡度及路基防护加固措施。

6 路堤基底应设置排水隔离垫层,厚度 0.3 ~ 0.5m,采用渗水性良好的砂砾或碎石填筑,其顶面应设置反滤层。

7 路堤边坡的防护,经改性处理或用非红粘土(高液限土)外包封闭的可按一般路基防护处理。

7.7.3 挖方路基

1 挖方路基设计应注意复浸水 I 类红粘土的开挖面土体干缩导致裂隙发展及复浸水使土质产生变化的不利影响。边坡稳定性分析计算宜采用饱水剪切试验和重复慢剪试验等强度指标,对于裂隙发育的土应采用三轴剪切试验或无侧限抗压强度试验指标;必要时,可进行收缩试验和复浸水试验。

2 挖方边坡高度不宜超过 20m,路堑边坡设计应遵循“缓坡率、宽平台、固坡脚”的原则。边坡坡率及平台宽度可按表 7.7.3 确定,当边坡高度超过 6m 时,挖方路基宜采用台阶式断面,若地形允许,宜放缓边坡。

3 应根据红粘土或高液限土的工程性质、公路等级,对路堑路床 0.8m 范围内的红粘土或高液限土进行超挖,并换填渗水性良好的砂砾、碎石土或外掺石灰等材料处治。

表 7.7.3 路堑边坡坡率

边坡高度(m)	边坡坡率	边坡平台宽度(m)
<6	1:1.25~1:1.5	—
6~10	1:1.25~1:1.5	2.0
10~20	1:1.5~1:1.75	≥2.0

4 应注意路基排水系统的综合设计,及时引排地面水和地下水。根据地下水发育情况,因地制宜地在堑坡上设置仰斜式排水孔、支撑渗沟,在边沟下设置渗沟。

5 应注意路堑边坡坡面防护与支挡加固的综合设计,坡面防护宜采用骨架植物防护,当边坡稳定性不足时应增设支挡工程。对于全封闭的圬工防护,应在墙背设置厚度为0.15~0.30m的排水垫层。

7.8 膨胀土地区路基

7.8.1 一般规定

1 膨胀土地区路基设计,应查明膨胀土分布范围、成因类型、土体的结构层次、地下水分布及埋藏条件和膨胀土的矿物成分、物理、力学性质及膨胀特性等资料。

2 路基设计应综合考虑膨胀土类型、土体结构与工程特性、环境地质条件与风化深度等因素,保证路基稳定,满足路用要求。

3 路基设计应避免大填、大挖,以浅路堑、低路堤通过为宜。当路基填挖大、工程艰巨及稳定性差时,应与桥隧方案比选确定。以路基通过时,必须有保证路基稳定的措施。

4 公路通过膨胀土地段时,路基设计应以防水、保湿、防风化为主,结合坡面防护,降低边坡高度,连续施工,及时封闭路床和坡面。

5 边坡防护加固应遵循下列规定:

- 1) 可能发生浅层破坏时,宜采取半封闭的相对保湿防渗措施;
- 2) 可能发生深层破坏时,应先解决整体边坡的长期稳定,并采取防止浅层破坏的措施;
- 3) 膨胀土强度指标应采用低于峰值强度值,可采用反算和经验指标;
- 4) 支挡结构基础埋深应大于气候影响层深度,反滤层应适当加厚。

7.8.2 填方路基

1 高速公路及一、二级公路路基填土高度小于路面与路床的总厚度,基底为膨胀土时,宜挖除地表0.30~0.60m的膨胀土,并将路床换填非膨胀土或掺灰处理。若为强膨胀土,挖除深度应达到大气影响深度。

2 强膨胀土不应作为路堤填料。

3 高速公路及一、二级公路采用中等膨胀土作为路堤填料时应经改性处理后方可填筑。弱膨胀土作为路堤填料时,若胀缩总率不超过0.7%,可直接填筑,并采取防水、保

温、封闭、坡面防护等措施；否则，应按公路等级、气候、水文特点、填土层位等具体情况，结合实践经验进行处治。

膨胀土改性处理的掺灰最佳配比，以其掺灰后胀缩总率不超过 0.7% 为宜。

4 路床应采用符合本规范表 3.2.1 规定的材料填筑。若采用弱膨胀土及中等膨胀土作为路床填料，应经改性处理后方可填筑，改性后的胀缩总率不得超过 0.7%。

5 采用弱膨胀土及中膨胀土填筑路堤，其边坡坡率应根据路堤边坡的高度、填料重塑后的性质、区域气候特点，并参照既有路基的成熟经验综合确定。边坡高度不大于 10m 的路堤边坡坡率和边坡平台的设置，可按表 7.8.2-1 确定。

表 7.8.2-1 膨胀土路堤边坡坡率及平台宽度

膨胀性 边坡 高度(m)	边坡坡率		边坡平台宽度(m)	
	弱膨胀	中等膨胀	弱膨胀	中等膨胀
<6	1:1.5	1:1.5~1:1.75	可不设	
6~10	1:1.75	1:1.75~1:2.0	2.0	≥2.0

6 膨胀土填筑的路基，应及时碾压密实，路基压实度应符合本规范表 3.2.1、表 3.3.2 的规定。在确定路堤填筑的最佳含水量和最大干密度时，宜采用湿土法重型击实试验。

7 路堤边坡的防护根据填土的工程地质条件及高度并按表 7.8.2-2 确定。

表 7.8.2-2 膨胀土路堤边坡防护措施

边坡高度 (m)	弱膨胀土	中膨胀土
≤6	植物	骨架植物
>6	植被防护，骨架植物	支撑渗沟加拱形骨架植物

8 取土坑开挖深度宜控制在当地大气影响深度之内。大气影响深度可参照国家标准《膨胀土地区建筑技术规范》(GBJ 112) 的规定办理。

7.8.3 挖方路基

1 膨胀土路堑边坡坡率应根据土质的性质、软弱层和裂隙的组合关系、气候特点、水文地质条件，以及自然山坡、人工边坡的稳定坡度等综合确定。

2 边坡设计应遵循“缓坡率、宽平台、固坡脚”的原则。边坡坡率及平台宽度可按表 7.8.3-1 设计。边坡高度大于 10m 时应进行个别设计，必要时应与隧道方案进行比选。

表 7.8.3-1 膨胀土边坡坡率和平台宽度

膨胀土类别	边坡高度(m)	边坡坡率	边坡平台宽度(m)	碎落台宽度(m)
弱膨胀土	<6	1:1.5	—	1.0
	6~10	1:1.5~1:2.0	1.5~2.0	1.5~2.0
中等膨胀土	<6	1:1.5~1:1.75	—	1.0~2.0
	6~10	1:1.75~1:2.0	2.0	2.0
强膨胀土	<6	1:1.75~1:2.0	—	2.0
	6~10	1:2.0~1:2.5	≥2.0	≥2.0

3 应对路堑、路床 0.80m 范围内的膨胀土进行超挖,换填为符合本规范表 3.2.1 规定的填料,或者进行土质改良或采取其他适宜的加固措施。对强膨胀土、地下水发育、运营中处理困难的路堑、路床的换填深度应加深至 1.0~1.5m,并应采取地下排水措施。

4 边坡应设置完善排水系统,及时引排地面水(包括坡面积水)和地下水。根据地下水发育情况,可采用仰斜式排水孔、支撑渗沟和纵向渗沟排水。

5 路堑边坡的防护和加固类型依据工程地质条件、环境因素和边坡高度可按表 7.8.3-2 及表 7.8.3-3 确定,边坡开挖后应及时防护封闭。边坡植物防护时,不应采用阔叶树种。圪工防护时,墙背应设置缓冲层。

表 7.8.3-2 膨胀土路堑边坡防护措施

边坡高度(m)	弱膨胀土	中等膨胀土
≤6	植物	骨架植物
>6	骨架植物、植物防护、浆砌片石护坡	拱形骨架植物、支撑渗沟加拱形骨架植物

表 7.8.3-3 膨胀土路堑边坡支挡措施

边坡高度(m)	弱膨胀土	中等膨胀土	强膨胀土
≤6	不设	坡脚墙	护墙、挡土墙
>6	护墙、挡土墙	挡土墙、抗滑桩	桩基承台挡土墙、抗滑桩、边坡锚固

7.9 黄土地区路基

7.9.1 一般规定

1 黄土地区路基设计,应查明黄土分布范围、厚度及其变化规律;沿线黄土的成因类型和地层特征;路线所处的地貌单元及地表水、地下水等情况,各种不同地层黄土的物理、力学性质、湿陷性类型和湿陷等级。

2 黄土塬梁地区,路基应避免开有滑坡、崩塌、陷穴群、冲沟发育、地下水出露的塬梁边缘和斜坡地段。如必须通过,应有充分依据和切实可行的工程措施。

3 位于冲沟沟头和陷穴附近的路基,应分析评价其发展趋势及对路基的危害程度,并在设计中考虑冲沟和陷穴对路基稳定性的影响。

4 位于湿陷性黄土地段的路基,宜设在湿陷等级轻微、湿陷土层较薄、排水条件较好的地段。

5 黄土地区路基设计应特别注意加强排水,采取拦截、分散的处理原则,设置防冲刷、防渗漏和有利于水土保持的综合排水设施及防护工程,并妥善处理农田水利设施与路基的相互干扰。

7.9.2 填方路基

1 在黄土地区修筑填方路基时,填料的强度、基底的压实和处理应符合本规范第

3.2节、第3.3节的规定。高路堤的地基允许承载力低于车辆动力荷载和路堤自重压力时,还应按承载力要求对地基进行处理。

2 当路堤地基情况良好或经过处理、边坡高度不大于30m时,路堤的断面形式及边坡坡率可按表7.9.2选用。阶梯形断面适用于年平均降水量大于500mm的地区,在边坡高20m处设宽为2.0~2.5m的边坡平台,边坡平台宜设截水沟,并作防渗加固处理。

表 7.9.2 路堤断面形式及边坡坡率

断面形式	路基以下边坡分段坡率		
	$0 < H \leq 10\text{m}$	$10 < H \leq 20\text{m}$	$20 < H \leq 30\text{m}$
折线形	1:1.5	1:1.75	1:2
阶梯形	1:1.5	1:1.75	1:1.75

3 当路堤边坡高度大于30m时,宜与桥梁方案相比较,并按照本规范第3.6节规定进行个别设计。路堤边坡形式及边坡坡度应根据路堤本体及地基土的性质、边坡高度、公路等级,采用力学分析法经稳定性验算确定,并结合所处地形、地层及水文等不同条件论证采用。

4 边坡稳定检算宜采用圆弧法,其稳定系数不得小于本规范表3.6.8的规定值。填土的抗剪强度指标值应按设计填筑压实度的要求,采用压实后快剪试验测定。

5 对高度大于20m的路堤,应按工后沉降量预留路基顶面加宽值;工后沉降量可按路堤高度的0.7%~1.5%估算。

7.9.3 挖方路基

1 黄土路堑边坡形式,应根据黄土类别及其均匀性、边坡高度按表7.9.3-1确定。高速公路、一级公路黄土路堑边坡宜采用台阶形。边坡小平台宽度为2.0~2.5m,边坡大平台宽度应根据稳定计算确定,宜为4~6m。年平均降水量大于250mm的地区,平台上应设截水沟,并应予以防护。

表 7.9.3-1 路堑边坡形式及适用条件

边坡形式		适用条件
直线形(一坡到顶)		1)均质土层, Q_4 、 Q_3 黄土边坡高度 $H \leq 15\text{m}$; Q_2 、 Q_1 黄土边坡高度 $H \leq 20\text{m}$; 2)非均质土层,边坡高度 $H \leq 10\text{m}$;
折线形(上缓下陡)		非均质土层,边坡高度 $H \leq 15\text{m}$
台阶形	小平台	1)均质土层, Q_4 、 Q_3 黄土边坡高度 $15\text{m} < H \leq 30\text{m}$; Q_2 、 Q_1 黄土边坡高度 $20\text{m} < H \leq 30\text{m}$ 2)非均质土层,边坡高度 $15\text{m} < H \leq 30\text{m}$
	宽平台	边坡高度 $H > 30\text{m}$

2 挖方边坡高度不超过30m时,边坡坡率应根据黄土的地貌单元、时代成因、构造节理、地下水分布、降雨量、边坡高度、施工方法,并结合自然或人工稳定边坡坡率按表7.9.3-2确定。

表 7.9.3-2 黄土地区路堑边坡坡率

分区	分类		边坡高度(m)			
			≤6	6~12	12~20	20~30
I 东南区	新黄土 Q ₃ Q ₄	坡积	1:0.5	1:0.5~1:0.75	1:0.75~1:1.0	—
		洪积	1:0.2~1:0.3	1:0.3~1:0.5	1:0.5~1:0.75	1:0.75~1:1.0
	新黄土 Q ₃		1:0.3~1:0.5	1:0.4~1:0.6	1:0.6~1:0.75	1:0.75~1:1.0
	老黄土 Q ₂		1:0.1~1:0.3	1:0.2~1:0.4	1:0.3~1:0.5	1:0.5~1:0.75
II 中部区	新黄土 Q ₃ Q ₄	坡积	1:0.5	1:0.5~1:0.75	1:0.75~1:1.0	—
		洪积、冲积	1:0.2~1:0.3	1:0.3~1:0.5	1:0.5~1:0.75	1:0.75~1:1.0
	新黄土 Q ₃		1:0.3~1:0.4	1:0.4~1:0.5	1:0.5~1:0.75	1:0.75~1:1.0
	老黄土 Q ₂		1:0.1~1:0.3	1:0.2~1:0.4	1:0.3~1:0.5	1:0.5~1:0.75
	红色黄土 Q ₁		1:0.1~1:0.2	1:0.2~1:0.3	1:0.3~1:0.4	1:0.4~1:0.6
III 西部区	新黄土 Q ₃ Q ₄	坡积	1:0.5~1:0.75	1:0.75~1:1.0	1:1.0~1:1.25	—
		洪积、冲积	1:0.2~1:0.4	1:0.4~1:0.6	1:0.6~1:0.75	1:0.75~1:1.0
	新黄土 Q ₃		1:0.4~1:0.5	1:0.5~1:0.75	1:0.75~1:1.0	1:1.0~1:1.25
	老黄土 Q ₂		1:0.1~1:0.3	1:0.2~1:0.4	1:0.3~1:0.5	1:0.5~1:0.75
IV 北部区	新黄土 Q ₃ Q ₄	坡积	1:0.5~1:0.75	1:0.75~1:1.0	1:1.0~1:1.25	—
		洪积、冲积	1:0.2~1:0.4	1:0.4~1:0.6	1:0.6~1:0.75	1:0.75~1:1.0
	新黄土 Q ₃		1:0.3~1:0.5	1:0.5~1:0.6	1:0.6~1:0.75	1:0.75~1:1.0
	老黄土 Q ₂		1:0.1~1:0.3	1:0.2~1:0.4	1:0.3~1:0.5	1:0.5~1:0.75
	红色黄土 Q ₁		1:0.1~1:0.2	1:0.2~1:0.3	1:0.3~1:0.4	1:0.4~1:0.6

注:表内边坡值为设平台后的平均值。

3 土路堑边坡高度超过 30m 时,应与隧道方案进行比选。路堑高边坡应按照本规范第 3.7 节的规定进行个别设计,路堑边坡形式及边坡坡度应根据土的物理力学性质、自然坡面的稳定情况及附近已建工程的边坡稳定性进行分析,采用力学分析法经稳定性验算确定。当采用圆弧滑动法计算时,其稳定系数不小于本规范表 3.7.4 的规定。

4 设有大平台的深路堑,除必须对全高边坡作稳定检算外,还应对大平台毗邻的上下分段边坡作局部稳定检算。

5 边坡防护类型应根据土质、降雨量、气候条件、边坡高度及坡度、防护材料来源等,按本规范第 5 章的规定选用。

6 在有地下水活动的挖方路段,应采取截、排地下水及防止地面水渗漏等措施,设必要的防护工程。

7.9.4 湿陷性黄土处理

1 黄土地区场地的湿陷类型按实测自重湿陷量或室内压缩试验累计的计算自重湿陷量判定。当实测或计算自重湿陷量不超过 70mm 时,应定为非自重湿陷性黄土场地;当实测或计算自重湿陷量超过 70mm 时,应定为自重湿陷性黄土场地。

2 湿陷性黄土地基的湿陷等级,应根据基底下各层累计的总湿陷量和计算自重湿陷量的大小等因素按表 7.9.4-1 判定。

表 7.9.4-1 湿陷性黄土地基的湿陷等级

湿陷类型		非自重湿陷性场地	自重湿陷性场地	
计算自重湿陷量 Δ_{zs} (mm)		$\Delta_{zs} < 70$	$70 < \Delta_{zs} \leq 350$	$\Delta_{zs} > 350$
总湿陷量 Δ_s (mm)	$\Delta_s < 300$	I(轻微)	II(中等)	—
	$300 < \Delta_s \leq 600$	II(中等)	II(中等)或 III(严重)	III(严重)
	$\Delta_s > 600$	—	III(严重)	IV(很严重)

注:当 $300\text{mm} < \Delta_s < 500\text{mm}$, $70\text{mm} < \Delta_{zs} < 300\text{mm}$ 时,定为 II 级;当 $500\text{mm} \leq \Delta_s \leq 600\text{mm}$, $300\text{mm} \leq \Delta_{zs} \leq 350\text{mm}$ 时,定为 III 级。

3 高速公路和一级公路通过湿陷性黄土和压缩性较高的黄土地段时,可根据路堤填高、受水湿浸的可能性及湿陷后的危害程度和修复的难易程度,按表 7.9.4-2 确定湿陷性黄土地基的处理深度。

表 7.9.4-2 湿陷性黄土地基处理深度

湿陷等级 与特征 路堤高度	经常流水 (或浸湿可能性大)				季节性流水 (或浸湿可能性小)			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV
高路堤(>4m)	2~3	3~5	4~6	6	0.8~1	1~2	2~3	5
低路堤($\leq 4\text{m}$)	0.8~1.2	1~1.5	1.5~2	3	0.5~1.0	0.8~1.2	1.2~2.0	2

注:与桥台相邻路基、高挡土墙路基(墙高大于 6m),应消除地基的全部湿陷量或穿透全部湿陷性土层。

4 湿陷性黄土地基的处理应根据公路等级、黄土湿陷等级、处理深度要求、施工条件及材料来源,并经技术经济比较后确定。对于湿陷等级为 I~II 级非自重湿陷性黄土和 I 级自重湿陷性黄土,可采用重锤夯实或冲击碾压;II 级以上自重湿陷性黄土,可采取强夯、挤密桩(石灰桩、灰土桩、碎石桩)或孔内深层强夯等方法进行压密、加固处理。农田灌溉可能造成黄土地基湿陷时,可对路堤两侧坡脚外 5~10m 范围内作表层加固防渗处理或设侧向防渗墙。

5 对危害路基稳定的黄土陷穴应进行处理。黄土陷穴的处理方法应根据陷穴埋藏深度及大小确定,可采用开挖回填夯实及灌砂、灌浆等方法处理,处理宽度视公路等级而定。对流向陷穴的地面水,应采取拦截引排措施;对堑顶的裂缝和积水洼地,应填平夯实。

7.10 盐渍土地区路基

7.10.1 一般规定

1 盐渍土地区的公路,应查明沿线不同类型盐渍土的分布范围、含盐特征及地下水与地表水等情况,根据盐渍土类型及盐渍化过程,研究和分析可能产生的路基病害(溶蚀、盐胀、冻胀、翻浆),合理确定设计方案,满足路基强度和稳定性要求。

2 路基应以填方路堤通过,其高度应结合当地气候特征、水文地质、土质盐渍化程度、地下水毛细作用高度、盐胀深度、冻胀深度以及公路等级等因素综合确定。

7.10.2 盐渍土分类

1 盐渍土根据含盐性质按表 7.10.2-1 进行分类。

表 7.10.2-1 盐渍土按含盐性质分类

盐渍土名称	离子含量比值	
	$\text{Cl}^-/\text{SO}_4^{2-}$	$\text{CO}_3^{2-} + \text{HCO}_3^- / \text{Cl}^- + \text{SO}_4^{2-}$
氯盐渍土	> 2	—
亚氯盐渍土	1 ~ 2	—
亚硫酸盐渍土	0.3 ~ 1.0	—
硫酸盐渍土	< 0.3	—
碳酸盐渍土	—	> 0.3

注:离子含量以 1kg 土中离子的毫摩尔数计(mmol/kg)。

2 盐渍土的盐渍化程度按表 7.10.2-2 进行分类。

表 7.10.2-2 盐渍土按盐渍化程度分类

盐渍土名称	细 粒 土 土层的平均含盐量(以质量百分数计)		粗 粒 土 通过 1mm 筛孔土的平均含盐量(以质量百分数计)	
	氯盐渍土及 亚氯盐渍土	硫酸盐渍土及 亚硫酸盐渍土	氯盐渍土及 亚氯盐渍土	硫酸盐渍土及 亚硫酸盐渍土
弱盐渍土	0.3 ~ < 1.0	0.3 ~ < 0.5	2.0 ~ < 5.0	0.5 ~ < 1.5
中盐渍土	1.0 ~ < 5.0	0.5 ~ < 2.0	5.0 ~ < 8.0	1.5 ~ < 3.0
强盐渍土	5.0 ~ 8.0	2.0 ~ 5.0	8.0 ~ 10.0	3.0 ~ 6.0
过盐渍土	> 8.0	> 5.0	> 10.0	> 6.0

注:离子含量以 100g 干土内的含盐总量计。

7.10.3 填方路基

1 盐渍土地区路基边缘,高出地面或地下水位或地表长期积水位的最小高度,不应低于表 7.10.3-1 的规定。

表 7.10.3-1 盐渍土地区路基最小高度

土质类别	高出地面(m)		高出地下水位或地表长期积水位(m)	
	弱、中盐渍土	强、过盐渍土	弱、中盐渍土	强、过盐渍土
砾类土	0.4	0.6	1.0	1.1
砂类土	0.6	1.0	1.3	1.4
粘性土	1.0	1.3	1.8	2.0
粉性土	1.3	1.5	2.1	2.3

注:一级公路、高速公路按 2 倍计;二级公路按 1.2~1.5 倍计。

2 盐渍土填筑路堤的填料可用性,应视不同公路等级和路堤填筑部位以及当地气候特征、水文地质条件,按表 7.10.3-2 确定。

表 7.10.3-2 盐渍土用作路基填料的可用性

公路等级 填土层次 土类及 盐渍化程度		高速公路、一级公路			二级公路			三、四级公路	
		0~ 0.80m	0.80~ 1.50m	1.50m 以下	0~ 0.80m	0.80~ 1.50m	1.50m 以下	0~ 0.80m	0.80~ 1.50m
粗 粒 土	弱盐渍土	×	○	○	△ ¹	○	○	○	○
	中盐渍土	×	×	○	△ ¹	○	○	△ ³	○
	强盐渍土	×	×	△ ¹	×	△ ²	△ ³	×	△ ¹
	过盐渍土	×	×	×	×	×	△ ²	×	△ ²
细 粒 土	弱盐渍土	×	△ ¹	○	△ ¹	○	○	△ ¹	○
	中盐渍土	×	×	△ ¹	×	△ ¹	○	×	△ ⁴
	强盐渍土	×	×	×	×	×	△ ²	×	△ ²
	过盐渍土	×	×	×	×	×	△ ²	×	×

注:①表中○——可用;△——部分可用;×——不可用。

②△¹:氯盐渍土及亚氯盐渍土可用; △²:强烈干旱地区的氯盐渍土及亚氯盐渍土经过论证可用;

△³:粉土质(砂)、粘土质(砂)的不可用; △⁴:水文地质条件差时的硫酸盐渍土及亚硫酸盐渍土不可用。

3 盐渍土地区路堤基底,应视地表不同情况分别进行处理。表层的植被、盐壳、腐殖质土必须清除后再压实;过湿地段应排除积水,挖除表层湿土后换填,换填厚度不应小于0.30m。在风积沙或河沙比较近便的路段,应优先利用风积沙或河沙换填。受地面水或地下毛细水影响的路基,可考虑设置隔断层。软弱地基应作特殊处理设计。

4 盐渍土地区路堤边坡坡率,应根据填筑材料的土质和盐渍化程度,按照表7.10.3-3确定。

表 7.10.3-3 盐渍土地区路堤边坡坡率

土质类别	填料盐渍化程度	
	弱、中盐渍土	强盐渍土
砾类土	1:1.5	1:1.5
砂类土	1:1.5	1:1.5 ~ 1:1.75
粉质土	1:1.5 ~ 1:1.75	1:1.75 ~ 1:2.00
粘质土	1:1.5 ~ 1:1.75	1:1.75 ~ 1:2.00

7.10.4 防治措施

1 路基处理应针对土基含盐性质、盐渍化程度、当地工程地质、水文地质、地形和筑路材料等条件,因地制宜地采用提高路基、路基换填、设置隔断层、改善排水条件等有效措施,保证路床处于干燥或中湿类型的稳定状态,不受盐分、水分的影响。

2 路基提高的高度,应与防治措施及排水设计综合考虑;排水不良的过湿地带,路基最小高度不应小于本规范表 7.10.3-1 的规定;二级以上公路路基高出地面 2m 时,应加设宽 1~2m 的护坡道,护坡道顶面应高出长期积水位 0.5m 以上。

3 路基换填材料宜选用砾类土或砂。高速公路、一级公路换填厚度不应小于 1.0m,二、三级公路换填厚度不应小于 0.80m,并宜结合隔断层措施综合治理。

4 隔断层设置层位应高出地面和地表长期积水位,以隔断水分和盐分进入路基上层或路面基层。

5 用风积沙或河沙作为路基填料或隔断层时,应适当放缓边坡或用砾(砂)类土包边,以防止边坡蚀塌。

6 盐渍土地区路基必须设置完善的排水设施,并结合当地农田排、灌系统综合考虑。

7 地表排水困难、地下水位较高或公路旁有农田排、灌水渠的路段,应在路基一侧或两侧设排(截)水沟,以降低地下水位或截阻农田排灌水,排(截)水沟距路基坡脚应不小于2m,沟深应低于地表1.0m以下。

8 在排水困难、占地容许的路段,可设置蒸发池。蒸发池设计应符合本规范第4.2.8条的规定。

9 当原有路基填料换填受到限制时,可在原填料中掺入加固剂处治。加固剂的类型、成份和掺入剂量可根据填料土质通过试验确定。

7.10.5 干涸盐湖地段路基

1 干涸盐湖地段路基设计应查明岩盐的种类、工程性质、溶蚀情况及地下水位、含盐特征情况。

2 干涸盐湖地段填筑路堤,可利用岩盐作为填料。

3 干涸盐湖地段的高速公路、一级公路应分期修建。其他等级公路,可采用低路堤的路基横断面形式,路堤高度不宜小于0.3m,路堤边坡坡率可采用1:1.5。

4 当盐湖地表下有饱和盐水时,宜采用设有排水沟及护坡道的路基横断面。护坡道宽度应大于2m。

5 当地表有溶蚀、溶沟、溶塘时,应用填料填补,并洒饱和盐水,分层夯实。

7.11 多年冻土地区路基

7.11.1 一般规定

1 多年冻土地区路基设计,应查明沿线多年冻土的分布、类型、冻土层上限及水文地质等情况。在冻土沼泽、冰丘、冰锥、热融湖(塘)地段修筑路基,应详细调查其范围、规模、发生原因及发展趋势。

2 冻土沼泽(沼泽化湿地)、热融湖(塘)地段,应以路堤通过,路堤高度应高出沼泽暖季积水水位加毛细水上升高度加有害冻胀高度再加0.5m,且满足保温厚度的要求,通过较大的热融湖(塘),还需考虑波浪雍水的影响。

3 路基填料设计应考虑冻结层上水的发育情况及填料的冻胀敏感性,有条件时应优先采用卵石土或碎石土作填料。严禁使用塑性指数大于12、液限大于32%的细粒土和富含腐殖质的土及冻土。保温护道填料,应就地取材,可采用泥炭、草皮、塔头草或细粒土。

4 按工程环境特点和工程建设不同阶段采用区段设计和场地设计相结合的原则。根据冻土的类型及年平均地温采用保护、一般保护和一般路基的设计原则。

5 路基位于少冰冻土、多冰冻土地段,可按一般路基设计;位于富冰冻土、饱冰冻土、含土冰层地段,以及冰丘、冰锥、多年冻土沼泽、热融湖(塘)、地下水路堑地段,应进行特殊设计。

6 路基设计应与路面结构设计综合考虑,减少路基过大变形或不均匀沉降引起路面结构性破坏。

7.11.2 高含冰量冻土地段路基

1 路堤的设计应计算地基的融化沉降量和压缩沉降量,并按竣工后的沉降量确定路基预留加宽与加高值。

2 按保护或一般保护多年冻土的原则设计时,路堤最小填土高度不仅要满足防止冻胀翻浆的要求,而且必须保证冻土上限不下降。路堤也不宜过高,以防止路堤纵裂等次生病害。

3 路堤较高时,可采用土工格栅或土工格室等加强措施。

4 路堤高度不能满足保护冻土上限不变的最小高度时,可设置工业保温材料层。

5 填挖过渡段、低填方地段应进行基础换填,换填厚度经热工计算确定,换填基底与挖方地段换填基底应顺接。采用卵砾石作为换填材料时,应在地面上设置复合土工膜防渗层,防止地表水渗入,防渗层顶面横坡不应小于4%。

6 路堑边坡、基底根据冻土层的分布、坡面朝向、地温情况及填料的来源采用全部或部分换填处理,换填厚度应通过计算确定,边坡坡率不宜陡于1:1.75。

路堑顶应采用包角式断面形式,堑顶包角标高一般高出原地面0.8m,宽度为1.0m,外侧边坡坡率为1:1.75,内侧边坡坡率与路堑边坡一致。

7 当填方基底为饱冰细粒土或含土冰层,且地下冰层较厚时,可在边坡坡脚设置保温护道及护脚,并在填方基底设置保温层。保温设施可利用当地苔藓、草皮、塔头草、泥炭或粘质土等材料。

8 不稳定多年冻土区的路基应根据冻土的分布、填料、路基填挖及地温的情况采用冷却地基、设置保温层等措施综合处理,保温层设置应根据热工计算确定。

高含冰量冻土厚度较小、埋藏较浅的地段,经技术经济比较后,也可采用清除高含冰量冻土的措施。以上措施仍不能保证路基稳定时,宜采用桥梁代替填土路基。

9 不稳定多年冻土地段高含冰量冻土路基,宜采用土工合成材料加筋结构。

7.11.3 不良冻土工程地质路段路基

1 位于冰锥、冻胀丘下方地段的路堤,在其上方设排水沟,以截排冰锥、冻胀丘附近涌出的水流。属常年性融区,并有较大的地下水流,应设保温渗沟,将地下水引到路堤以外,必要时设桥通过。

2 位于冰锥、冻胀丘上方地段的路线通过方案应慎重采用。必须通过时,应在路堤上方坡脚外不小于20m处,设较深的排水沟和冻结沟。若存在冻结层下水,应设保温渗沟将地下水引排至路基以外。若积冰量很大,或有大量地下水横穿路基,且截排有困难

时,宜设桥通过。

3 路基通过融穿性湖塘,当湖塘面积不大时,可抽干积水,换填砂砾或抛石挤淤;若湖塘面积较大,可设围堰抽干水,挖除基底松软土层,换填透水性材料。路堤宽度与高度应考虑预留沉落量,沉落量除考虑路基本体填土压实影响外,还需考虑基底土层压密沉降的影响。

路基通过高含冰量冻土地段的湖(塘),应根据路基基底地层含冰情况,按第 7.11.2 条的要求办理。

4 沼泽地段的路堤,应根据沼泽特点、积水深度、多年冻土类型,按照保护多年冻土的原则,并应采取加强排水、预留沉降、消除冻害的综合措施。

7.11.4 路基排水

1 高含冰量冻土地段应避免修建排水沟、截水沟,宜修建挡水埝。挡水埝断面尺寸应通过计算确定,并采取防渗和保温措施,必要时应采取加固措施。

2 在高含冰量冻土地段设计排水沟、截水沟时,应充分考虑冻土及冰层的埋藏深度,采用宽浅的断面形式,断面尺寸按计算确定。富冰冻土、饱冰冻土地段,排水沟、截水沟、挡水埝内侧边缘,至保温护道坡脚或埝顶或路堤坡脚(无保温护道)的距离不得小于 5m;含土冰层地段不得小于 10m。

3 应根据地下水类型、水量、积水和地层情况,采用冻结沟、积冰坑、挡冰堤、挡冰墙或渗沟等措施,排除对路基有危害的地下水。

采用渗沟排除地下水时,渗沟及检查井均应采取保温措施。出水口的位置应选在地势开阔、高差较大、纵坡较陡、向阳、避风处,并采用掩埋式椎体或其他形式的保温措施。

路堑边坡有地下水出露时,必须将水引排,并应在边坡上采取保温措施。

7.11.5 取土坑和弃土堆

1 取土坑(场)应符合多年冻土地区环境保护要求,适当远离路线,分段集中取土。取土坑(场)的设置应考虑减少取土后取土坑对周围地层的热平衡影响,避免造成天然上限下降,引起热融沉陷与滑坍等新的不良地质病害,影响路基稳定。

2 取土坑(场)应选择的路堤上侧植被稀疏的少冰、多冰冻土山坡或融区、河滩谷地。饱冰、富冰冻土及含土冰层地段不得取土。

3 路堑挖方为高含冰冻土时,不得作为路基或保温护道填料。

7.12 风沙地区路基

7.12.1 一般规定

1 风沙地区路基设计,应调查收集当地气象、地形地貌、工程地质和水文地质、筑路材料、生态环境等方面的资料,确定当地沙漠类型。

2 在风沙地区筑路,应调查当地治沙经验,结合不同的沙漠类型和公路工程的特点,

确定有利于风沙流顺畅通过的路线线位和路基横断面形式及防止路基被风沙吹蚀和积沙掩埋的工程或生物防护措施。

3 风沙地区应根据不同区域沙漠地貌类型设防,在风沙流比较严重的过干沙漠地区,应按照就地取材、因地制宜、综合治理的原则,除对路基采取防护措施外,还应在路基两侧建立完善的综合防沙体系;对于干旱沙漠地区宜采用工程和生物相结合的防护措施;对于微湿和半干旱沙地地区宜采用生物防治或生态恢复措施。

4 沙漠地区路基在重点做好综合防沙设计的同时,也应注意路基填料、整体强度和稳定性问题,同时还应考虑今后养护维修和管理方便等问题。

5 干旱流动沙漠地区路基可不设置边沟等排水设施,但对于有浇灌要求的路段也应考虑排水设计,宜设置宽浅形边沟和大孔径桥涵。

6 沙漠公路修筑不得随意破坏当地脆弱的生态,取弃土不得随意堆放,在防治形成沙害的同时,应注重环境保护。保护路基两侧地表原有植被和地表硬壳。

7.12.2 填方路基

1 风沙地区路基应以低路堤为主,填土高度应根据路堤上的风向、风速变化等情况确定,一般路堤高度宜比路基两侧 50m 范围内沙丘的平均高度高出 0.3~2m。当路线通过高大复合型沙垄或复合型沙丘链地段,路基高度以填方略大于挖方或接近平衡为宜。

2 风沙地区填方路基应采用缓边坡或流线形横断面,高速公路、一级公路可采用分离式缓边坡路基形式,不宜采用凸型中央分隔带。路肩与边坡相交处宜设成圆弧形。

3 风沙地区一般路堤边坡坡度应根据填料、填土高度、风向、路侧地形及防护情况确定;对于微湿和半干旱沙地地区的高速公路和一级公路,路堤边坡坡度宜采用 1:3。

4 风沙地区路基填料应满足本规范表 3.2.1 和表 3.3.1 的要求。纯风积沙可采用土工布等材料进行加固修筑路基,水源缺乏地区的沙基可采用振动干压实技术。

5 路基取土宜取自挖方断面,或取自上风侧阻风沙丘,以减少沙害。当纵向调运较远,采用路侧取土时,取土坑应设在背风侧坡脚 5m 以外,并设计成弧形的浅槽。必要时,对取土坑应采取防护措施。平沙地路段不宜取土,应加以保护。

6 应根据公路等级、材料来源、风力、风向等对路肩及边坡进行防护。在气候条件容许的情况下,宜采用生物防护。各种工程防护设施应坚固可靠。

7.12.3 挖方路基

1 风沙地区路基应避免采用长度大于 30m 和深度大于 6m 的路堑。无法避免时,应敞开路基,增加积沙台宽度。

2 风沙地区路堑宜采用敞开式、缓边坡路基横断面,挖方边坡坡率应根据挖方深度、风力、风向、路侧地形及防护措施确定;深路堑边坡坡脚应设置积沙平台,以便于养护;对于微湿和半干旱沙地地区的高速公路和一级公路,路堑边坡坡率宜缓于 1:3。

3 路线与主导风向正交时,应使路堑顶宽与路堑深度的比值接近 20~30,二级及二级以下公路可适当降低,但不得低于 12。

4 挖方弃土宜用于填方路基,多余弃土应置于背风一侧的低洼处,距离路堑坡顶不应小于 10m,必要时,应采取防护措施。

5 路堑应根据公路等级及筑路材料,在路肩、边坡坡面和坡顶外 20~30m 范围内进行防护。

6 半填半挖路基应将挖方侧路基适当加宽,上下两侧宜采用缓边坡,边坡变坡点处宜设成圆弧形,同时对上下边坡进行加固。

7.12.4 路侧防沙工程

1 防沙工程应根据公路等级采取固、阻、输、导等工程或生物措施,总体布置形成完善的综合防护系统。其设置范围和部位应根据风沙活动特征、风况、输沙量、地形、防护材料性质、当地气象、土壤地质、自然生态环境及公路使用要求等确定。

2 在适宜植物生长的微湿和半干旱沙地地区,应优先选用灌、草等植物固沙。在干旱沙漠地区宜采用工程和植物相结合,先工程后植物的固沙方法。固沙植物应选用根系发达、耐旱、固沙能力强,适应当地生长条件的植物品种,固沙带宽度可参照工程固沙宽度适当减小。在无条件栽种植物的过干沙漠地区,可利用当地材料、土工格室等材料固沙。

3 在路基迎风侧,可利用柴草类材料在路基迎风侧设置立式沙障固沙,有条件时可采用乔、灌结合的植物沙障。低立式沙障距离路基应大于 20m,高立式沙障距离路基应大于 50m。

4 在沙源极为丰富的风沙地区,应在路基迎风侧 100m 以外设置墙式、堤式、栅式、带式或植物等类型的阻沙障,以拦截风沙和限制积沙移动。

5 在平坦的流动沙地和风沙流地区以及路线与主导风向交角为 45° ~ 90° 的流动沙丘地段,可采取必要的输沙措施,如设置浅槽、聚风板等,以使流沙顺利越过路基而不产生堆积。

6 路线与主导风向交角为 25° ~ 30° 时,可采取改变风沙流或沙丘运动方向的导流方法,宜在路基迎风侧 50~100m 以外设置导沙墙、导沙板等措施。有条件时可种植乔灌结合的植物,形成导沙屏障。

7 在流沙危害严重的路段,路基两侧 20~30m 范围内的地面应保持平顺,地上的突起物均应铲除,并予以整平,形成平整带。

8 综合植物防护系统的设置应与当地治沙规划相结合。当采用防护林带时宜采用种草、灌木和乔木相结合、先期树种和后期树种相结合以及乡土树种和引进树种相结合的原则进行栽植。设置宽度应根据沙源、风沙流活动强度和沙丘移动特征等因素确定。迎风侧不宜小于 200m;背风侧如为单向风时,可不设。如有反向风时,则应设置宽度不小于 50m 的防护带。

9 有条件时应在两侧防护林带之外,根据风沙严重程度设置植被保护带。植被保护带宽度一般在路基的迎风侧不应小于 300m,在路基的背风侧不应小于 100m。

10 采用植物防沙措施时,应结合当地植物立地条件,选择适宜的植物种类,确定合适的植物结构和种植方式,同时建立完善的灌溉措施和管理组织。

11 在缺乏筑路或固沙材料的干旱沙漠地区,可在试验验证可行的前提下采用化学加固沙漠公路路基或进行防护。

7.13 雪害地段路基

7.13.1 一般规定

1 雪害地区路基设计,应调查收集当地自然地理、气象要素、灾害程度、积雪状况、风况、地质等资料,分析雪害成因,确定雪害类型,提出正确的处治方案和措施。

2 雪崩调查应查清公路沿线地形地貌、雪崩类型和分布、数量和范围、雪崩的汇雪面积、雪崩的裂点位置、山体坡度、发生频率、危害程度。必要时测绘汇雪面积地形图和雪崩运动路径的纵断面图。

在工程和水文地质调查中,应调查覆盖层的岩土性质、厚度、地质构造、地下水的分布情况以及植被情况。

3 风吹雪路段应对汇雪面积和风雪流行程中的地形、地物、植被等情况进行调查,测定风雪流的移雪数量、冬季风力与风向及其频率和持续时间、年总降雪量、最大及平均积雪深度、冬季气温及冻融时间、风雪流的主导风向、风吹雪的类型及其危害程度等。

在修筑高路堤、开挖储雪场及整修山坡的地段,还应查明场地工程地质及水文地质情况。

4 在路线必须通过可能发生雪崩的路段时,可按照稳定山坡积雪、改变雪崩运动方向、减缓雪崩运动和清除积雪等原则,采用水平台阶、导雪堤(墙)、土丘、挡雪墙、防雪林带等设施;在雪崩较严重路段,高速公路、一级公路及有特殊要求的公路,也可采用防雪走廊、明洞、隧道等遮挡构造物。

5 在风吹雪地段,应根据当地风雪情况及地形条件,合理设计路基横断面形式,并宜采用填方,避免或少设路堑。必要时,在工程量增加不大的情况下,可适当加宽路基。

6 在平坦开阔和稳定的风吹雪路段,路基应采用流线形或缓边坡路堤形式,尽量避免挖方和采用路堑断面形式,路堤高度应比当地最大稳定积雪深度高出 0.3~0.5m,在风吹雪严重地段应高出 0.5~1.0m。

7 在草原、农牧区低填方风吹雪路段宜采用 1:3 的路堤边坡,在浅挖方、荒原戈壁低填方处应采用 1:4 的路堤边坡,有条件可放缓边坡或做成流线形边坡。单向风强烈时,路堤迎风面的边坡应尽量放缓,沿主导风向的边坡坡度等于或缓于 1:4。

8 对风吹雪路段路基两侧距路基边坡坡脚各 20m 范围内的障碍及构造物应清除,否则,应设置防雪设施。根据需要,在有条件的情况下,填方路堤的取土坑也可用作储雪场。

9 风吹雪路段必须采用挖方时,应避免深路堑,宜敞开路基或以半填半挖的横断面形式通过,当挖方路基外侧剩余台地工程量不大时,宜全部挖除。雪害严重地段宜适当加宽路基,并设积雪平台。

10 山区风吹雪挖方边坡宜缓于 1:4,并设置积雪平台,其横坡同路拱坡度,对无条件放缓边坡的路段,应加大积雪平台宽度。必要时,可在挖方路堑内采用路堤断面形式或

设置储雪场。

11 风吹雪路段高速公路、一级公路的中央分隔带应与路面齐平,路肩、坡脚、坡顶等有棱角部位宜设成圆弧形,以利于风雪流顺滑通过。

7.13.2 防治原则

防治雪害应以防为主,防治结合,遵循“因地制宜、就地取材、有效、易行、经济、持久”的原则,优先采用生物防治,工程治理应注意保护生态环境,防止水土流失,为生物防治创造条件。

7.13.3 防雪措施

1 综合防治

雪害防治应采用工程治理与生物防治相结合的综合治理方案。雪害严重路段可结合公路的重要程度设防,采用多种工程和生物措施组合的稳、阻、导、排等措施,因地布设,互相配合。

2 雪崩防治措施

1)水平台阶

地面横坡小于 45° 、土层较厚且透水性较好、不易产生滑坡或泥石流的山坡上,为防止小型雪崩,可沿等高线开挖水平台阶。台阶间距应视山坡坡度而定,台阶宽度则依最大积雪厚度与山坡坡度而定。

2)稳雪栅栏

坡度较陡、土层较薄、透水性差、不宜开挖水平台阶的山坡,可沿等高线设置栅栏以稳定山坡上的积雪。稳雪栅栏宜设置多排,最高一排栅栏应尽可能在雪崩裂点附近及雪檐下方。

3)防雪林

从雪崩源头开始到雪崩运动区,从上到下分期种植合适树种,防治雪崩发生,防雪林初期可配合工程措施。

4)土丘及楔

土层较厚,坡度小于 30° 的雪崩沟内,可设置土丘,以减低雪崩速度;楔还有分割雪体的作用,设置地点宜选在雪崩路径的坡折处,布设一个或多个。土丘及楔的高度应大于最大雪崩锋面高度。

5)导雪堤

在宽的雪崩槽中,可以设置导雪堤。导雪堤应自沟槽一侧向下斜伸至沟中,与雪崩流的交角不应大于 30° 。导雪堤的高度,应大于雪崩最大锋面高度。

6)防雪走廊

雪崩严重的路段,可修筑防雪走廊。防雪走廊顶部应满足雪崩冲击力的要求,净空应满足隧道净空的技术标准的规定。

3 风吹雪防治措施

1) 防雪林

当条件适宜时,可在路基的一侧或两侧种植防雪林带,防雪林带的宽度不宜小于50m。宜采用多条林带,各林带间距为20~50m,单条林带宽为20m。

选择防雪林的类型、树种,应根据当地积雪深度、土质及气候条件等确定,宜采用乔、灌木混合林型,选用能早期和长期起到防护作用的树种。防雪林到路基坡脚的净距可按防护林高度的10倍设置,但不应小于25m。

2) 防雪栅

风雪量较小但持续时间较长、风向变化不大的路段,可采用固定式防雪栅。固定式防雪栅的高度应根据风力及雪量大小确定,但不宜小于3m。从路基边缘到防雪栅的距离,应根据栅后积雪堤的长度确定,宜为30~50m。

风向多变、风力大、雪量多的路段,可采用移动式防雪栅,移动式防雪栅的高度宜为1~2m。防雪栅的初设位置,距离路基边缘为20~50m。

防雪栅应布置在迎风一侧,并与冬季主导风向垂直,当地形开阔、积雪量过大时,可设置两排防雪栅,间距宜为50~80m。

3) 导风板

下导风板适用于路线与主导风向的交角大于 30° 及迎风山体坡度小于 40° 的路段。否则,宜采用侧导风板。

导风板的位置应根据当地主导风向、路基横断面形式及地形等条件确定,下导风板宜设在迎风侧的路肩附近,侧导风板宜设在迎风侧路基边缘以外不小于15m处。

4) 防雪堤(墙)

积雪较少,且不宜设置防雪栅的路段,可在迎风侧设置挡雪墙或防雪堤。防雪堤(墙)高度可根据降雪量的大小确定。防雪堤(墙)距路基边缘应有一定的距离。

7.14 涎流冰地段路基

7.14.1 一般规定

1 涎流冰地段路基设计中,应对当地地形、地质、气象、涎流冰的水源、类型及规模、危害情况及当地防治经验等进行调查,并经技术经济论证,确定合理的处治措施。

所需资料可经有关部门实地观测或由涎流冰形成期间实地调查获得,其主要内容应包括:地形及水源类型、流量;土质类型及厚度;冻融周期和深度;涎流冰类型、规模大小及与可选路线方案的关系。对河谷涎流冰还应调查汇水面积、水位、流量等资料。

2 在冰冻或高寒的涎流冰地区,路基应尽量设在干燥的阳坡上,并以路堤或浅挖方形式通过为宜。

3 涎流冰地段的路基设计,应以预防为主,防治结合。

4 山坡涎流冰除将山坡水引离路基外,还可采用加宽、加深上边坡边沟、设置挡冰墙、聚冰坑或挡冰堤、聚冰沟等设施。当山坡地下水量较大时,可设置渗沟、暗沟等地下水排水设施。聚冰沟或聚冰坑处应设净空较高的涵洞排除融冰水。

5 对于河谷涎流冰,应提高路基,并采用跨径较大的桥涵跨越,以避免涎流冰溢上路面。

6 路基工程应避免干扰原有的自然排水状况,不宜切割含水层,当采取排、挡、截等防治措施进行处理时,应保留自然形成的疏水系统的畅通。

7.14.2 防治措施

涎流冰的防治应因地制宜,统筹考虑,可采用下列措施:

1 提高路基

聚冰量不太大的涎流冰,可采用提高路基的方式进行防治。路基高度应高于涎流冰最大壅冰高度加 0.5m,同时筑路材料应选用水稳性比较好的碎砾石土等材料。

2 采用桥涵跨越涎流冰,桥涵净空应满足历年最高涎流冰冰位加壅冰高度,再加 0.5m的安全高度。

3 设置聚冰沟和挡冰堤

对于冲积扇或缓山坡上的涎流冰,可在路基上边坡外设置聚冰沟。聚冰沟可设置多道。第一道聚冰沟应从水源起顺山坡或沟谷布设,将水导入附近的河沟或桥涵。

聚冰沟横断面应根据地形、地质、水量、聚冰量确定,并做好排水设施的顺接。

挡冰堤宜设置在聚冰沟的下方,其高度及宽度的确定应考虑淤冰的影响。

4 设置挡冰墙和聚冰坑

挡冰墙应设在边沟外侧,并采用浆砌片石、块石砌筑;当为干砌时,应采用大块石砌筑。挡冰墙高度由聚冰量确定。

当聚冰量大时,可在挡冰墙外侧设置聚冰坑,并利用天然山坳或由超挖边坡筑成。聚冰坑的大小由聚冰量确定。

土质地段的聚冰坑,可根据坡面渗水和土质情况,在边坡坡脚设置干砌片石矮墙。边沟应采用浆砌片石防护。

5 地下排水措施

当有地下水出露时,可采用渗沟、暗沟等地下排水设施,将地下水引离路基。

地下排水设施应设在冻结深度以下,并做好反滤层、隔水层以及出水口的保温。

7.15 采空区路基

7.15.1 一般规定

1 公路采空区的路基设计中应调查收集沿线自然环境、矿产资源分布与开采、地基变形与移动等资料。通过调查、测绘、综合勘探、实验与现场测试等综合手段,查明采空区的分布、规模、变化特点和各有关地层岩土体物理、力学性质。

2 采空区的路基设计应结合当地环境特点、工程地质条件、材料分布与供应、资源规划与工期要求等因素,进行多方案比较。

3 公路保护煤柱的留设

1) 保护煤柱的留设条件

在尚未开采的煤层分布区,属下列情况之一者应设保护煤柱:

- (1)高速公路及一级公路;
- (2)隧道;
- (3)特大桥、大桥和中型桥;
- (4)地下开采会有严重滑坡危险而又难以处理的路段。

2)保护煤柱的围护带宽度

路堤部分以公路两侧路堤坡脚外 1m 为界;路堑部分以两侧堑顶边缘为界,两侧界线以内的范围为受保护对象。沿两侧界线向外留设围护带,高速公路围护带宽为 20m,一级公路围护带宽度为 15m。

3)保护煤柱边界的确定

倾斜煤层保护煤柱的边界根据上山方向移动角、下山方向移动角及松散层移动角,用垂直剖面法确定。

7.15.2 采空区处治

1 处治范围

开挖回填处理的浅采空区,其处治长度为公路轴向采空区实际分布长度,处治宽度为路基底面宽度或构造物的宽度,处治深度为底板风化岩位置。其余采空区治理范围按下述规定执行。

1)处治长度

处治长度为公路轴向采空区实际分布长度。当采空区的厚度较大,地表变形破坏严重时,处治长度应增加覆岩移动角的影响宽度。

2)处治宽度

处治宽度由路基底面宽度、围护带宽度、采空区覆岩影响宽度三部分组成,具体数值按公式 7.15.2-1 和 7.15.2-2 计算。

倾斜岩层且路线与岩层走向平行或斜交:

$$L = D + 2d + \left(2h \cot \varphi + \frac{H}{\cot \beta} + \frac{H}{\cot \gamma} \right) \quad (7.15.2-1)$$

水平岩层:

$$L = D + 2d + 2(h \cot \varphi + H \cot \delta) \quad (7.15.2-2)$$

倾斜岩层且路线与岩层走向垂直,路线上每点的宽度按水平岩层计算。

以上式中: L ——垂直公路轴线的水平方向宽度(m);

D ——公路路基底面宽度(m);

d ——路基围护带一侧的宽度(m)(一般取 10m);

H ——采空区上覆基岩厚度(m);

h ——松散层厚度(m);

φ ——松散层移动角($^{\circ}$);

δ ——走向方向采空区上覆基岩移动角($^{\circ}$);

β ——上山方向采空区上覆基岩移动角($^{\circ}$);

γ ——下山方向采空区上覆基岩移动角(°)。

3) 处治深度

处治深度为地面至采空区(或煤层)底板以下不应小于 3m。

2 处治措施

公路采空区设计应根据采空区的形成时间、埋深、采空厚度、采煤方法、顶板岩性及其力学性质、水文地质、工程地质条件等选择治理方案。治理方案主要有开挖回填、充填、桥跨和注浆等四种。在实际工程中,应针对采空区的具体情况,将这几种方案联合使用。

1) 开挖回填

对于路基挖方边坡上的采空区宜采用开挖回填方案。

2) 充填

对于煤层开采后顶板尚未垮落的采空区,可采用非注浆充填方案,包括干砌片石、浆砌片石、井下回填、钻孔干湿料回填等方案。

干砌(浆砌)片石适用于采空区未完全塌落、空间较大、埋深小、通风良好,并具备人工作业和材料运输条件的采空区治理。一般路段的路基用干砌片石回填,抗压强度不应低于 10MPa,对有构造物的路段,应用浆砌片石,抗压强度不应低于 15MPa。

3) 桥跨

对于煤层开采规模较小、开采深度小于 100m 的采空区,可采用桥跨方案。

4) 注浆

对于煤层开采规模较大、开采深度(埋深)小于 250m 的采空区,宜采用全充填注浆方法。对于埋深大于 250m 的采空区,宜根据其开采特征、水文地质、工程地质条件及其对公路工程的危害程度等因素,确定是否采用全充填注浆方案。

7.16 滨海路基

7.16.1 一般规定

1 滨海路基设计应根据路基所处的地理环境及特点,考虑地形、地貌、地质、水文、气象等因素,结合施工条件及材料供应情况,合理地确定路基设计高程,选择适宜的路基断面及防护形式,保证路基的整体稳定性、耐久性、耐腐蚀性。

2 路堤两侧有较大的水头差时,宜设置过水构造物。当堤身或地基可能发生管涌潜蚀时,应在低水位一侧边坡下部设置排水设施、放缓边坡或设护坡道以及在路堤中心设置防渗墙等防渗加固措施。

3 路堤填料应选择渗水性好的材料,有困难时,可采用细粒土,并应采取适当的防护和加固措施。

7.16.2 滨海路基的设计高程

1 滨海路基的设计高程不应低于高潮水位频率的设计潮水位加波浪侵袭高以及 0.5m 的安全高度。各级公路路基设计高潮水位频率应符合表 7.16.2-1 的规定。不能满

足要求时,应设置防浪墙等。

表 7.16.2-1 路基设计高潮水位频率

公路等级	高速公路	一级公路	二级公路	三级公路	四级公路
路基设计高潮水位频率	1/100	1/100	1/50	1/25	按具体情况确定

2 设计波浪标准

1)设计波浪重现期标准,高速公路、一级公路、二级公路采用 50 年一遇,三、四级公路采用 25 年一遇。

2)设计波高累积频率

计算滨海路基支挡和坡面防护工程的强度和稳定性时,设计波高的波列累积频率宜按表 7.16.2-2 确定。

当推算的波高大于浅水极限波高时,应采用极限波高值。

7.16.3 滨海路基宜采用斜坡式,特殊情况下也可采用直墙式。

7.16.4 滨海路堤边坡坡率应根据填料性质、路堤高度、浸水深度、防护形式及海洋水文条件确定,边坡坡率不宜陡于 1:1.5。

7.16.5 滨海路堤边坡坡面防护

表 7.16.2-2 波列累积频率标准

滨海路堤形式	部 位	计算内容	波列累积频率 $F(\%)$
斜坡式	胸墙、堤顶方块	强度和稳定性	1
	护坡块石、护坡块体	稳定性	13
	护底块石	稳定性	13
直墙式	上部结构、墙身、桩基	强度和稳定性	1
	基床、护底块石	稳定性	5

1 坡面防护应根据水深、波浪特点、施工条件及材料情况等采用条石、块石、混凝土异型块体、土工合成材料等护坡;为减弱波浪对路堤的破坏作用,提高路堤边坡的稳定性,可在堤前采取防浪凌台、顺坝及潜坝等措施。各种防护工程应能抗海水及生物侵蚀,在寒冷地区还应具有耐冻和承受冰凌撞击的能力。

2 外海侧护坡底部应设抛石棱体,其顶面高程应高于施工水位,顶宽不应小于 1.0m。

3 外海侧坡脚应根据最大冲刷深度、地形、基础形式等采取妥善的护底措施,护底石厚度不应小于 1.0m,宽度不应小于 5m。

7.17 水库地区路基

7.17.1 一般规定

1 应调查收集水库的水位设计资料、库区的气象资料,查明库岸的地形、地貌特点,组成库岸的地层岩性、产状、地质构造、地下水位变化情况;查明峡谷斜坡的稳定情况,有无滑坡、崩塌等不良地质现象,分析评价水库对斜坡稳定的影响;查明填料的来源及其物理力学性质。

2 设计时应根据水库的特点和要求及水库对路基的影响,考虑库水浸泡、渗透、水位升降、波浪侵袭、水流冲刷、坍岸、淤积和地下水壅升而引起土的重度和强度的变化以及大孔隙性土的湿陷等因素,并采取相应的防护加固措施。

7.17.2 路基断面形式及填料要求

1 路堤应按浸水路基的要求设计,当边坡高度较大时,宜采用台阶性断面,边坡坡率在设计水位以下不宜陡于 1:1.75;当路堤边坡较高时,边坡坡度应经稳定性检算确定。

2 路基应采用压缩变形小、水稳性好的渗水性材料作填料。当渗水性材料较为缺乏时,路堤受库水位浸泡的部位宜用渗水性材料填筑,库水位以上的部位可用细粒土填筑。

3 对于用细粒土填筑的路堤,当渗透速度和渗透压力较大而可能发生冲蚀时,除放缓边坡外,宜在低水位一侧设置排水设施。

7.17.3 路堤和库岸稳定性分析

1 路堤稳定性分析应考虑上下游水头差在堤内产生的稳定渗流及水位骤然下降在堤内产生的不稳定渗流对路堤边坡产生的渗透压力和冲蚀作用,土质路堤应按路堤内渗流的最不利情况进行检算,必要时应进行流网计算。

2 土的强度参数按地下水位高度(浸润曲线以上加地下水雍升高度)以上和以下分别采用夯后快剪和夯后饱和快剪试验值,物理参数也应按地下水位以上和以下分别取值。

3 在封冰和流冰地区,应考虑冰荷载作用。在水库的上游地段,若流速较大,还需考虑水流的冲刷作用。

4 稳定安全系数不应小于 1.25。当考虑水位升降变化并同时考虑地震的作用影响时,稳定安全系数不应小于 1.05 ~ 1.15。

7.17.4 路基边坡防护类型应根据水库类型、波浪力大小、路基所处位置等因素,按照第 5.3 节有关规定予以确定,并应做好防渗反滤层。由于浸水等原因而影响路基稳定时,可采用挡土墙、副堤等形式进行加固。各种防护工程应与周围环境景观相协调。

7.17.5 水库坍岸危及路基稳定时,应根据线路的位置、库岸土质、库岸高度和坡度、浸水深度、水库淤积等情况,对库岸采取适当的防护措施。水库坍岸的防护类型可根据波浪的破坏作用和地形地质等情况,合理选用。水库坍岸的防护长度范围应根据公路路基所在库岸边坡受波浪作用影响的地段确定,防护工程两端应有适当的安全距离,并应嵌入库岸或路基边坡内。

附录 A 岩质边坡的岩体分类

附表 A-1 岩质边坡的岩体分类

判定条件 边坡岩体类型	岩体完整程度	结构面结合程度	结构面产状	直立边坡自稳能力
I	完整	结构面结合良好或一般	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角大于 75° 或小于 35°	30m 高边坡长期稳定, 偶有掉块
II	完整	结构面结合良好或一般	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角 $35^\circ \sim 75^\circ$	15m 高的边坡稳定, 15 ~ 30m 高的边坡欠稳定
	完整	结构面结合差	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角大于 75° 或小于 35°	
	较完整	结构面结合良好或一般或差	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角小于 35° , 有内倾结构面	边坡出现局部塌落
III	完整	结构面结合差	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角 $35^\circ \sim 75^\circ$	8m 高的边坡稳定, 15m 高的边坡欠稳定
	较完整	结构面结合良好或一般	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角 $35^\circ \sim 75^\circ$	
	较完整	结构面结合差	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角大于 75° 或小于 35°	
	较完整 (碎裂镶嵌)	结构面结合良好或一般	结构面无明显规律	
IV	较完整	结构面结合差或很差	外倾结构面以层面为主, 倾角多为 $35^\circ \sim 75^\circ$	8m 高的边坡不稳定
	不完整 (散体、碎裂)	碎块间结合很差		

注: ①边坡岩体分类中未含由软弱结构面控制的边坡和倾倒崩塌型破坏的边坡;

②I 类岩体为软岩、较软岩时, 应降为 II 类岩体;

③当地下水发育时, II、III 类岩体可视具体情况降低一档;

④强风化岩和极软岩可划为 IV 类岩体;

⑤表中外倾结构面系指倾向与坡向的夹角小于 30° 的结构面;

⑥岩体完整程度按附表 A-2 确定。

附表 A-2 岩体完整程度划分

岩体完整程度	结构面发育程度	结构类型	完整性系数 K_v
完整	结构面 1~2 组,以构造节理或层面为主,密闭型	巨块状整体结构	> 0.75
较完整	结构面 2~3 组,以构造节理或层面为主,裂隙多呈密闭型,部分为微张型,少有充填物	块状结构、层状结构、镶嵌碎裂结构	0.35 ~ 0.75
不完整	结构面大于 3 组,在断层附近受构造作用影响较大,裂隙以张开型为主,多有充填物,厚度较大	碎裂状结构、散体结构	< 0.35

注:①完整性系数 $K_v = \left(\frac{V_R}{V_P}\right)^2$, V_R ——弹性纵波在岩体中的传播速度; V_P ——弹性纵波在岩块中的传播速度;

②镶嵌碎裂结构为碎裂结构中碎块较大且相互咬合、稳定性相对较好的一种结构。

附录 B 监测内容与项目

附表 B-1 路堑边坡或滑坡监测

监测内容		监测方法	监测目的
地表监测	水平位移监测	全站仪、光电测距仪	观测地表位移、变形发展情况
	垂直变形监测	水准仪	
	裂缝监测	标桩、直尺或裂缝计	观测裂缝发展情况
地下位移监测		测斜仪	探测相对于稳定地层的地下岩体位移,证实和确定正在发生位移的构造特征,确定潜在滑动面深度,判断主滑方向,定量分析评价边(滑)坡的稳定状况,评判边(滑)坡加固工程效果
地下水位监测		人工测量	观测地下水位变化与降雨关系,评判边坡排水措施的有效性
支挡结构变形、应力		测斜仪、分层沉降仪 压力盒、钢筋应力计	支挡构造物岩土体的变形观测,支挡构造物与岩土体间接触压力观测

附表 B-2 高路堤稳定和沉降观测

观测项目	仪器名称	观测目的
地表水平位移量及隆起量	地表水平位移桩(边桩)	用于稳定监控,确保路堤施工安全和稳定
地下土体分层水平位移量	地下水平位移计(测斜管)	用于稳定监控与研究,掌握分层位移量,推定土体剪切破坏位置,必要时采用
路堤顶沉降量	地表型沉降计(沉降板或桩)	用于工后沉降监控,预测工后沉降趋势,确定路面施工时间

附表 B-3 预应力锚固工程原位监测内容和项目

预应力锚杆工作阶段	监测内容		监测项目
施工阶段	锚杆体	锚杆的工作状态 锚杆的施工质量	锚杆张拉力; 锚杆伸长值; 预应力损失
	锚固对象	加固效果	被锚固体的位移和变形
工程运营阶段	锚杆体	锚杆的工作状态	预应力值变化
	锚固对象	锚固工程安全状况	被锚固体的位移与地下水状态

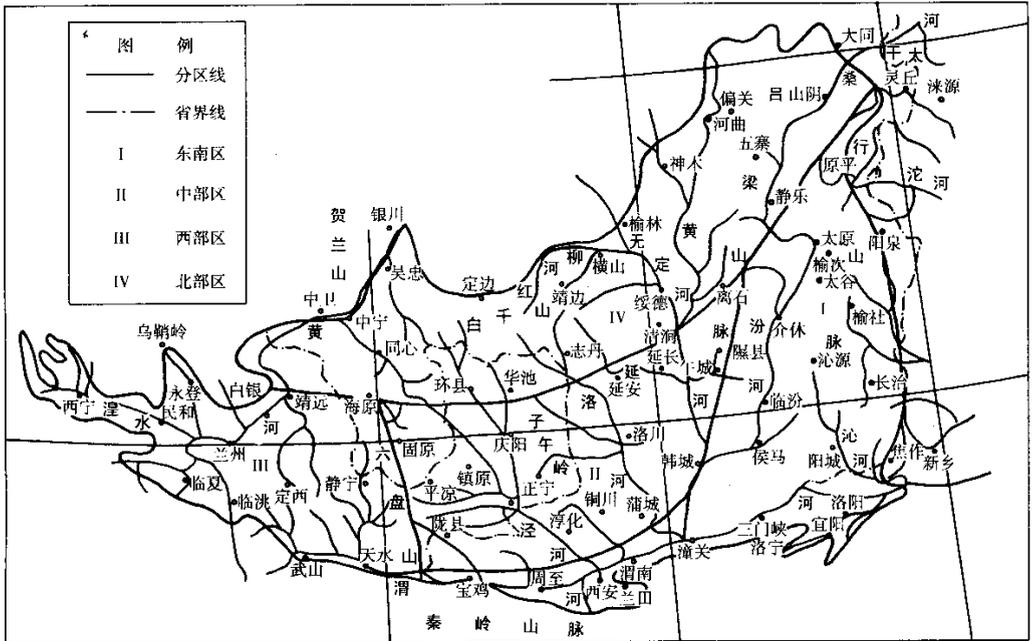
附录 C 多年冻土公路工程分类

土的类别		总含水率 w_n (%)	体积含冰量 i	冻土温度	冻土类型
粗颗粒土	粉粘粒含量 $\leq 15\%$	< 10	$i < 0.1$ (少冰冻土)	不考虑	稳定型(I)
	粉粘粒含量 $> 15\%$	< 12			
细砂、粉砂		< 14			
粘性土		$< w_p$			
粗颗粒土	粉粘粒含量 $\leq 15\%$	10 ~ 16	$i = 0.1 \sim 0.2$ (多冰冻土)	0.0 ~ -1.0	基本稳定型(II)
	粉粘粒含量 $> 15\%$	12 ~ 18		< -1.0	稳定型(I)
细砂、粉砂		14 ~ 21			
粘性土		$W_p < W_n < W_p + 7$			
粗颗粒土	粉粘粒含量 $\leq 15\%$	16 ~ 25	$i = 0.2 \sim 0.3$ (富冰冻土)	0.0 ~ -1.5	基本稳定型(II)
	粉粘粒含量 $> 15\%$	18 ~ 25		< -1.5	稳定型(I)
细砂、粉砂		21 ~ 28			
粘性土		$W_p + 7 < W_n < W_p + 15$			
粗颗粒土	粉粘粒含量 $\leq 15\%$	25 ~ 48	$i = 0.3 \sim 0.5$ (饱冰冻土)	0.0 ~ -1.0	不稳定型(III)
	粉粘粒含量 $> 15\%$	25 ~ 48		-1.0 ~ -2.0	基本稳定型(II)
细砂、粉砂		25 ~ 45		< -2.0	稳定型(I)
粘性土		$W_p + 15 < W_n < W_p + 35$			
粗颗粒土	粉粘粒含量 $\leq 15\%$	> 48	$i > 0.5$ (含土冰层)	0.0 ~ -1.0	不稳定型(III)
	粉粘粒含量 $> 15\%$	> 48		-1.0 ~ -2.0	基本稳定型(II)
细砂、粉砂		> 45		< -2.0	稳定型(I)
粘性土		$> W_p + 35$			

注:①粗颗粒土包括碎(砾)石土、砾砂、粗砂、中砂;

②总含水量界限中的 +7、+15、+35 为粘性土的中间值,砂粒多的比该值小,粘粒多的比该值大。

附录 D 黄土分区图



附录 E 本规范用词说明

为准确地掌握规范条文,对要求严格程度的用词特作如下规定:

1 表示很严格,非这样做不可时:

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时:

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,首先应这样做时:

正面词采用“宜”或“可”;反面词采用“不宜”。

附件

公路路基设计规范

(JTG D30—2004)

条文说明

1 总则

1.0.2 本规范适用范围为新建、改建公路的路基设计,其他公路的路基设计亦可参照使用。

1.0.3 路基由路基本体和路基设施组成。路基本体是指路基断面中的填挖部分;路基设施是指为确保路基本体的稳定性而采用的必要的附属工程设施,它包括排水设施和防护支挡加固设施。路基是路面的基础,必须确保路基长期稳定,防止产生病害。因此,必须扭转把路基工程当成一般土石方工程的简单化观念,真正把路基工程视为与桥隧工程同等重要的结构工程。

1.0.5 在过去的路基设计中,由于地质条件未探明,致使施工开挖后实际情况与设计不符;或者在复杂地质情况下施工方法与工艺不当,从而产生了新的病害。针对这些情况,本条强调必须探明山体 and 地基的水文地质与工程地质条件,使设计符合实际。

1.0.7 从南方几条山区高速公路共计 731 处挖方高边坡的调查情况看,在土质或类土质(全强风化层)路堑边坡高度大于 20m,岩石路堑边坡、土质与岩石组成二元结构的路堑边坡高度大于 30m 的高边坡中,稳定性差与不稳定的高边坡占 41.7%,尚不包括施工程序和施工工艺不当所引起的边坡失稳,因此,稳定性差与不稳定的高边坡所占比例很大。为解决高边坡稳定性,确保高速公路安全,高边坡加固中采用了大量预应力锚索(杆)、抗滑桩或抗滑挡墙等,不仅工程造价高,而且对周围环境产生影响。

山区地形复杂,受高速公路路线平面和纵面技术标准限制,路堤边坡高度达到 20~30m,有的工程设计路堤边坡高达 40~50m,并常与陡坡路堤相伴生,存在边坡稳定性不足和路堤不均匀变形问题。同时将占用大量良田,从整个社会经济综合效益考虑,高路堤往往不是最佳工程方案。

综上所述,应对路堤边坡高度和挖方边坡高度进行适当限制;在初步设计阶段加大围绕路基高边坡稳定问题所进行的路线方案比选力度,是十分必要的。

在进行方案比选时,既要考虑建设期间的工程量、施工方法等因素,又要考虑运营期间因路基病害所增加的养护维修工程量和因此造成的运营效益损失,还要考虑整个社会效益。在工程投资相差不多的情况下,应优先选用桥隧工程以及采用新技术、新工艺、新材料的工程方案。

1.0.10 动态设计是路基设计的基本原则。动态设计是根据施工中反馈的信息和监测资料完善设计,是一种客观求实、准确安全的设计方法,适用于路基施工阶段,是施工图设计的延伸。因此,动态设计必须以完整的施工设计图为基础,严禁打着“动态设计”的旗号,进行“边施工、边设计”。

3 一般路基

3.2.1、3.3.2 路基压实标准一直是大家关注的问题。为了消减路基差异变形,减少桥头跳车问题,大家都主张提高路基压实度标准,本次修订时,根据高速公路的建设经验,将路基压实度进行了调整,分别提高 1%~3%,并将零填及路堑路床压实厚度由 0.30m(上路床)改为 0.80m(上、下路床)。

湿粘土、红粘土、高液限土、膨胀土、盐渍土等特殊土作为填料时,应采取各种有效技术措施,使之达到重型压实试验法的压实度要求。但提高压实度十分困难,也不经济时,可根据试验路研究成果确定压实度要求或者按本规范表 3.3.1、表 3.3.2 的规定适当降低 1%~3%。

3.3.1 原规范 JTJ 013—95 规定了上、下路床及路堤填料的最小强度(CBR)要求,作为路基填料选择的依据,对保证路基填筑质量起到了重要作用。但在规范执行中也存在争议,认为现行 CBR 测试采用饱水 4 天的试验状态,而高速公路路堤多处于中湿和干燥状态,试验状态与路基土实际状态不一致。

CBR < 3 的土,一般属于特殊土,国内大多从静荷载角度研究其工程性质,尚未考虑在汽车循环动荷载作用下的路基土长期性能的变化。根据 Powell 等人的试验研究,动模量与 CBR 值的对应关系为: $E_d = 17.6\text{CBR}^{0.64}$;湖南省交通科研院研究了临长高速公路全风化花岗岩的动态疲劳特性,提出了全风化花岗岩(为高液限土)应用于高速公路路基的动强度和动模量的设计指标(见表 3-1),路基顶面的动应力设计值为 50kPa。研究表明,在不利含水量时, CBR < 3 时,土的动强度也不能满足要求,说明了现行 CBR 设计指标的合理性。

表 3-1 路基填料动模量控制指标

路基部位	下路堤	上路堤	路床
CBR (%)	3	5	8
动模量 E_d (MPa)	35.6	49.3	66.6

另一方面,从已建高速公路路基土的含水量调查来看,经过干湿循环、冻融循环后,路基土的含水量比竣工时高出 2%~5%,压实度下降。说明在自然因素影响下,路基土的性能产生了变化。

综上所述,路基填料设计时,必须考虑干湿循环、冻融循环等自然因素对路基土长期性能的影响,以及汽车动荷载作用下的路基永久变形问题。因此,本次修订仍维持原规范 JTJ 013—95 的有关规定。

3.3.6 填方路基与桥梁、涵洞、通道相邻处,常有跳车现象,其主要原因是路堤压实度

不够。为了消除这种跳车现象,各地进行了许多研究,本规范通过总结经验,提出在高速公路、一级公路路堤与桥台、横向构造物(涵洞、通道)等连接处设置过渡段,并将路堤压实度提高至96%。对于修建沥青混凝土和水泥混凝土路面的其他等级公路,可参考执行。

3.3.7~3.3.9 护肩路基、砌石路基、护脚路基具有经济适用的特点,使用效果较好,在山区公路中应用较广。设计时,应注意护肩、砌石宽度不应超过土路肩的宽度,地基应稳定,泥质页岩、千枚岩、泥灰岩等软质岩石不能使用。砌石路基仅适用于低等级公路。

3.4.1 表3.4.1中路堑边坡坡度系按土质比较均匀、无不良地质现象和无地下水的条件下规定的土质挖方边坡最小坡度值。具体设计时,应根据气候、地质及其他自然因素等现场调查分析的结果,结合边坡高度,进行土质挖方边坡设计。

3.4.2 岩石路堑边坡的稳定性分析和设计比较复杂,除受其岩性、边坡高度及施工方法等因素影响外,还在很大程度上取决于岩体结构、结构面产状及风化程度。如何正确地判断和权衡诸因素对边坡稳定性的影响程度,进行较为准确可靠的定量分析和边坡稳定性评价,目前还是一个有待研究的课题,尚没有统一、完善的方法。

岩石路堑边坡的稳定性主要由岩体结构控制,本次规范修订时,参照《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330)表12.2.2,结合公路边坡的特点和经验,按照边坡岩体类型制订表3.4.2,对于边坡高度不大于30m,无外倾软弱结构面的岩质边坡,可参照表3.4.2确定。由于我国幅员辽阔,地形地质、气候变化较大,各地在执行本规范过程中,应根据这一思想,注意研究和积累各种边坡岩体类型在不同边坡高度时的稳定坡度,以供下次规范修改时参考。

岩石路堑的设计有时受施工工艺、施工方法的影响较大。例如在较高的硬质岩石路堑中,常规的爆破开挖方法由于冲击和震动作用,使路堑边坡岩体破碎、松动,常造成运营期间的掉块、落石或滑坡坍塌等病害。对高速公路、一级公路来说,常规的爆破开挖方法很难保证其安全性。因此,不能简单的利用自然岩体特性设计,必须考虑爆破松动后的岩体特性进行设计。

采用光面、预裂爆破技术能够很好地解决上述问题,柳桂等高速公路的光面爆破工程证明:对于石质路堑,采用光面、预裂爆破可提高路堑边坡工程质量,最大限度地减少开挖时对边坡的破坏,施工后形成的路堑边坡岩体稳定、平整美观,值得大力推广应用。

3.4.7 对山区高速公路建设情况的调研结果表明,当土质路堑边坡高度超过20m、岩质路堑边坡高度超过30m后,地质情况较为复杂,路堑边坡稳定性比较差,采用一般设计不能保证边坡稳定,变更设计较多。本规范规定土质路堑边坡高度超过20m、岩质路堑边坡高度超过30m的路段须进行个别设计。

3.5.1~3.5.6 半填半挖路基在山区高速公路中分布较广,路基填挖之间常因差异沉

降变形而使路基产生开裂问题,影响路基路面稳定。根据近年来山区高速公路的建设经验,本条文规定了填挖之间的处理措施,供设计参考。

1)半填半挖路基的填方区基底多处于陡坡上,填挖之间的路基稳定性较差。为解决此问题,有些设计采用在陡坡上横向加铺土工格栅,以求提高路基填挖之间的稳定性,从工程实践效果看,对提高填挖之间处于陡坡上路堤稳定的作用效果不显著,又增加了投资。故条文 3.5.4 规定当填挖之间路基稳定性不够时,应根据地形地质条件,在路堤边坡下方设置浆砌片石护脚、挡土墙等支挡工程。

2)半填半挖路基路面产生变形破坏,多数情况是由于地下水所引起的。从调研情况看,凡是设置了完善的地下排水系统的路基,都没有发现路基病害。

3)为消减填挖之间的差异变形,有的高速公路在按规定压实度填筑后,再用冲击式压路机或者强夯进行增强补压,经处理后路基面比原路基面要低 30~50mm,个别路段可达 100mm,说明效果较显著,但冲碾后易使表层土松散。冲击式压路机或强夯适用于路床底面以下的路堤增强补压。

3.6.1、3.6.2 高边坡路堤与陡斜坡地基上的路堤至今没有明确的界定,本规范规定边坡高度超过 20m 的路堤为高边坡路堤;地面横坡坡度超过 1:2.5 的路堤为陡斜坡路堤。从调查的情况看,出现稳定性问题较多的、值得关注的仍然是这两类路堤,因此,规范强调将其作为一种重要的结构单独进行地质勘察和设计,强调综合设计和动态设计的重要性。

3.6.3 地基勘察对保障高边坡路堤和陡斜坡路堤的设计质量非常重要,很多路堤出现问题与场地地质条件不明有密切关系。现行《公路工程地质勘察规范》(JTJ 064)已对高边坡路堤、陡斜坡路堤地基的初勘和详勘提出了明确的要求,但详勘时钻孔的数量偏少,宜适当增加钻孔的数量,并与物探相配合,勘察线应沿垂直边坡布置,以充分掌握场地条件,获得稳定性分析所需的物理力学指标。

3.6.4 从调研情况看,高速公路、一级公路高路堤按照规范 JTJ 013—95 规定的压实度要求填筑,还存在一定的工后压缩变形,影响路面平整度。近年来,各地对此展开了一定的研究,并采用冲击式压路机或强夯等措施来提高路基压实度,以减少高路堤工后压缩变形,取得了良好效果。因此,执行本规范时,应按表 3.2.1、表 3.3.2 严格控制高路堤的压实度。

3.6.5 高路堤边坡坡面已比较宽阔,宜采用台阶式,边坡坡率应根据填料的性质和地基条件由稳定分析计算确定。在地形许可情况下,宜适当放缓边坡。

边坡坡度太缓必然会增加占地,设计中应和其他加固稳定方案,如进行地基处理、加筋、挡墙、甚至桥梁等方案,从技术、经济、环境保护等方面进行比选。

3.6.6 路堤稳定性计算涉及到地基土、路堤填土、控制性层面等强度参数。针对不同

的地基情况,选择采用室内试验、现场试验等不同的方法确定强度参数。实际情况比较复杂,无论是室内试验还是现场测试,所得到的结果都是取样点或试验点的强度参数,应结合现场条件,综合分析确定强度参数。另一方面,目前设计中对路堤填土强度参数取值的随意性较大,应加强有关的室内试验工作。

路堤填土的力学行为较为复杂,除具有非饱和特性以外,在一定条件下还具有超固结特性,其强度在较大程度上取决于土的初始密度和含水量。通过对贵遵高速公路、柳桂高速公路、太旧高速公路和昆曲高速公路的试验路堤段填土进行的室内直剪试验,以及对路堤实际含水状况的分析,得出:抗剪强度随含水量的变化呈现出峰值特性,峰值出现于小于最优含水量一侧;采用饱水试件进行试验获得指标用于设计,会过低估计路堤在一般情况下的整体力学特性。因此,推荐对路堤的整体稳定性分析,采用根据击实曲线按要求的压实度对应的较高含水量制备试样试验确定抗剪强度指标;对坡面局部破坏、填方与原地基结合部排水不良引起的破坏,采用饱水试件试验确定抗剪强度指标。

要考虑压实填土的非饱和特性和超固结特性进行路堤的稳定性分析,无论在试验方法上还是在计算上,在目前都是困难的。目前国内外的有关规范,对填土,仍然以采用直剪快剪或三轴不排水剪试验方法获得强度参数 c 、 φ 值为主。

高填方路堤大多数为土石混填路堤,试件尺寸对强度参数 c 、 φ 值的影响较大。国内外的研究表明:小直径三轴试验内摩擦角 φ 偏大,目前国内外大都以 300mm 直径的三轴仪作为常规试验的通用设备,我国水利部门已普遍采用,我国也有多个厂家生产。因此,对土石混合填料路堤,推荐将 300mm 的三轴仪作为强度参数 c 、 φ 值试验必须采用的试验仪器,能进行正应力稳定控制的大型直剪仪也可采用。

大多数地基土通常处于正常固结状态。对地基土的强度参数 c 、 φ 值,重庆交通科研设计院在“公路路基结构的可靠性研究”课题中,从地基土的受力状态、不同试验方法获得的强度参数的实质及不同试验方法获得的强度参数变异性等方面予以了分析,建议采用直剪固结快剪或三轴固结不排水剪试验获得地基土的强度参数 c 、 φ 值。

斜坡地基上路堤的稳定性主要受控制性层面土层强度参数的影响。控制性层面土层往往比较复杂,可能是路堤底部填土、地基覆盖土层或者是潜在的软弱层,也可能是路堤与地基的接触面或是地基覆盖土层与岩层的接触面。从工程实践分析,主要影响因素还是这些土层的结构面横坡度,设计中应予以重视。

3.6.7 在一般情况下,路堤的堤身、路堤和地基的整体滑动面接近圆弧。对圆弧滑动面,简化 Bishop 法被认为是目前相对比较精确而又可实际普遍采用的稳定性分析方法。常见的简化 Bishop 法表达式采用有效应力指标,在实际工程中难以应用。重庆交通科研设计院在“公路路基结构的可靠性研究”课题中,结合前人的研究成果,并考虑到地基和路堤采用不同的强度参数指标,提出了以总应力强度参数和地基平均固结度 U 表达的稳定性系数计算式(3.6.7-1)。当 $U=0$ 时,计算的是路堤快速填筑,地基未固结的情况,可用于填筑速度较快时路堤施工期间的稳定性分析。当 $U=1$ 时,计算的是路堤填筑速度慢,地基完全固结的情况,可用于填筑速度较慢时路堤施工期间的稳定性或路堤在营运期间的

稳定性分析。当路堤填筑速度使地基固结度处于 0~1 之间时,可结合地基的沉降分析或实测结果估计地基的平均固结度代入式中进行计算。

路堤沿斜坡地基或软弱层带的滑动,一般为任意滑动面。对于任意形状滑面,采用严格条分法(如 Spencer 法)方能得到满意的解答,而目前国内广泛采用非严格条分法中的不平衡推力法。重庆交通科研设计院在交通建设西部项目中,对不平衡推力法进行了研究分析,得出:当滑面光滑且条分很小时,这种方法计算出来的稳定系数大致与简化 Bishop 法相当,而当滑面不光滑、条块下滑面夹角很大时,则算得的稳定系数偏大,与严格条分法的误差很大且偏于危险,这种情况下,显然不能应用。为了修正这一误差,必须保证每条块下滑面夹角小于 10° ,这样就能算出合理的结果。考虑到历史上的原因,以及计算比较简单,仍建议对任意形状滑面采用不平衡推力法,但必须做到条分合理或对某些滑面作些局部调整,以确保每条块下滑面夹角小于 10° 。

影响路堤稳定性的因素很多,也很复杂,无法在稳定性计算中完全考虑到。对于稳定性计算结果,应结合场地条件和工程地质类比法,进行工程判断,综合分析评价路堤的稳定性。

3.6.8 稳定安全系数的取值涉及到技术经济因素,要确定出完全合理的稳定安全系数非常困难。在目前山区公路路堤设计中,处于沟谷相软弱地基上的路堤,常按《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ 017),采用瑞典法、快剪指标及其相应的稳定安全系数 1.1 进行设计和控制。对斜坡上的路堤和一般地段的高边坡路堤,按原规范(JTJ 095—013)进行设计,稳定安全系数采用 1.25。

重庆交通科研设计院在“路堤稳定性设计方法”课题中,通过对目前相关行业边坡稳定安全系数取值的对比分析,结合路堤实际破坏概率情况和“公路路基结构的可靠性研究”课题研究成果,得出:现行《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》和原规范(JTJ 095—013)确定的稳定安全系数基本是合理的。以此为基础,分析并提出了考虑不同稳定计算方法和地基强度指标试验方法的稳定安全系数取值。

通过多个算例的比较得出:简化 Bishop 法计算结果比瑞典条分法平均大 6.5% 左右。对 9 个路堤段分别采用瑞典条分法、快剪指标与本规范推荐的简化 Bishop 法公式(3.6.7-1)、固结快剪指标进行对比计算,得到了计算方法、强度指标不同时的稳定安全系数。结果表明:

(1)地基情况对计算结果有较大的影响。采用简化 Bishop 法、固结快剪指标、地基平均固结度 $U = 0.0$ 计算得到的稳定系数 K_{B0} 与采用瑞典法、快剪指标计算的稳定安全系数 K_U 相比,对软弱地基上的路堤或地基土渗透性相对较差的非软弱地基上的路堤, K_{B0} 较 K_U 平均增大 6% ~ 7% 左右。考虑地基随路堤填筑完全固结,采用简化 Bishop 法、固结快剪指标、地基平均固结度 $U = 1.0$ 计算得到的稳定安全系数 K_{B1} ,对软弱地基上的路堤, K_{B1} 较 K_U 平均增大 73%;对地基土渗透性相对较差的非软弱地基上的路堤, K_{B1} 较 K_U 平均增大 22%。

(2)对地基土渗透性较好的非软弱地基路堤,当快剪指标与固结快剪指标相差不大时, K_{B0} 小于 K_U , 平均小 28% 左右。此时,地基土随路堤填筑所处的实际状况更接近固结

快剪,按固结度 $U = 1.0$ 计算更合理,稳定安全系数 K_{BI} 较 K_U 平均增大 17% 左右。

从《港口工程地基基础设计规范》稳定安全系数取值看,当采用相同计算方法(瑞典条分法),而地基土采用快剪和固结快剪两种不同的强度指标,稳定安全系数取值由 1.1 ~ 1.2 增加到了 1.2 ~ 1.3,采用固结快剪指标比采用快剪指标,稳定安全系数提高了 8% ~ 10%。采用瑞典条分法,不考虑地基固结情况,实际上是设定地基平均固结度为 $U = 1$ 的结果。采用本规范 Bishop 法公式(3.6.7-1),取地基平均固结度 $U = 0.0$ 计算时,算例的稳定安全系数结果较采用瑞典条分法、快剪指标平均大 6%,与 Bishop 法较瑞典条分法计算结果增大的平均数值相当,说明在这样的地基条件下,土性指标的变更基本未引起计算结果的变化。计算方法由瑞典条分法变更到简化 Bishop 法,稳定安全系数由 1.1 提高到 $1.1 \times 1.06 = 1.166$,取 1.2。

K_{BI} 较 K_U 平均增大 17% 左右, K_{BI} 较 K_{B0} 更接近 K_U ,在计算中设定地基平均固结度 $U = 1$,稳定安全系数由 1.25 提高到 $1.25 \times 1.17 = 1.46$,取 1.45。当地基土采用相同的指标,只考虑计算方法引起的结果变化,简化 Bishop 法较瑞典条分法平均增大 6%,如采用简化 Bishop 法、快剪指标进行计算,稳定安全系数可提高到 $1.25 \times 1.06 = 1.325$,取 1.35。如将指标的变更考虑在内,按《港口工程地基基础设计规范》固结快剪较快剪稳定安全系数提高了 8% 考虑,稳定安全系数可提高到 $1.35 \times 1.08 = 1.458$,则与算例得出的稳定安全系数 1.46 基本一致。为便于工程应用,保留了快剪指标,推荐采用固结快剪指标。

综合上述,本规范表 3.6.8 所列的稳定安全系数是考虑了稳定计算方法、地基强度指标试验方法和地基土条件综合分析得出的。

3.6.10 本规范结合高边坡路堤和陡斜坡路堤的破坏特点提出了稳定性监控设计应当考虑的内容、观测项目及布置要求。由于地质勘探存在一定的局限性,同时设计中也无法完全模拟施工状态,通过动态监控,既能根据施工中的反馈信息验证和完善设计,有效地控制施工速率,保证路堤的稳定性;又能根据沉降监测资料,定量分析评价路堤的工后沉降,从而合理确定路面的铺筑时间,保证路面质量和服务水平。因此,高边坡路堤及陡斜坡路堤施工监测与动态设计是非常重要的。

路堤施工中的监测点应布设在观测数据容易反馈的部位,地基条件差、地形变化大、设计问题多的部位和土质调查点附近也应设置观测点。同一路段不同观测项目的测点宜布置在同一横断面上。

山区路堤所处的地形、地基、填料情况十分复杂,国内虽然对高路堤的工后沉降控制进行了研究,但获得的成果仍有一定的局限性,本规范还难以给出高路堤工后沉降控制标准。重庆交通科研设计院在四川成雅高速公路上对全线高路堤进行了沉降观测,结合通车后出现不均匀沉降的情况,以及结合对广西南宁—桂林高速公路不均匀沉降情况实测的结果,分析得出:为控制路基不均匀变形,路堤的工后沉降控制标准为 40mm 较为合适,可参考采用。

3.7.2 边坡勘察

边坡工程地质勘察中用单一的钻探往往难以达到预期效果,采用多种手段(斜孔、井槽、探槽、物探)的综合勘察,对于查明岩体结构构造是非常有效的。边坡勘察线应沿垂直边坡布置,勘察范围应包括可能影响边坡稳定的区域。

3.7.3 边坡岩土体力学参数

岩体力学参数不易获得,由于岩体(特别是结构面)的现场剪切试验比较困难、试验时间较长、费用较高,通过测试确定岩体性质指标(包括结构面的抗剪强度指标),当前并非所有工程都能做到。本规范参照《工程岩体分级标准》(GB 50218)表 C.0.2 并结合国内一些测试数据、研究成果及工程经验提出表 3.7.3-1 和表 3.7.3-2 供工程勘察设计人员使用。对破坏后果严重的岩石边坡的力学参数应通过现场测试获取。

岩石标准值是对测试值进行误差修正后得到反映岩石特点的值。由于岩体中或多或少都有结构面存在,其强度要低于岩石的强度。当前不少勘察单位采用水利水电系统的经验,将岩石的粘聚力 c 乘以 0.2、内摩擦角 φ 乘以 0.8 作为岩体的 c 、 φ 值。参照《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330)表 4.5.4 并结合国内公路部门的经验后,认为岩体的 c 值可采用水利水电系统的经验,岩体的 φ 值采用表 3.7.3-3 所列值。

土体力学参数通过试验获取较容易,结果可用性较好。推荐采用原位剪切试验获取边坡土体力学参数。水对边坡稳定性的影响主要有两方面:降低边坡土体强度参数、产生不利边坡稳定的水压力。基于这两种影响,在土坡稳定性分析中对水的处理有不同的考虑方法:水土合算、水土分算。本节对不同考虑方法的力学强度指标取值进行了规定。

3.7.4 挖方边坡稳定性评价

1 边坡稳定性评价应包括下列内容:

- 1)边坡稳定性状态的定性判断;
- 2)边坡稳定性计算;
- 3)边坡稳定性综合评价;
- 4)边坡稳定性发展趋势分析。

边坡稳定性评价应遵循以定性分析为基础、以定量计算为重要辅助手段进行综合评价的原则。根据工程地质条件、可能的破坏模式以及已经出现的变形破坏迹象对边坡的稳定性状态做出判断和计算是边坡稳定性评价的重要内容。规范规定边坡稳定性评价宜综合采用工程地质类比法、图解分析法、极限平衡法和数值分析法进行。

2 边坡稳定性定量计算方法很多,边坡破坏形态是选取计算方法首先考虑的一个重要因素。同一形式的边坡破坏形态,可供选择的计算方法也很多,本规范给出了选定计算方法的原则。

对于圆弧滑动面边坡稳定性计算,目前我国公路部门多采用瑞典条分法,而这种方法计算精度不高。简化 Bishop 法被公认为是一种具有足够精度、可以满足工程需要的方法,是目前我国水利部门、建筑部门大力推荐的方法,因此本规范也推荐该方法。

对于折线滑动面边坡稳定性计算,目前国内外公认的精度较高的是 Sarma 法和

Spencer 法,不过这两种计算方法较复杂,设计人员使用起来较困难。我国公路部门、铁路部门、建筑部门目前广泛使用的是不平衡推力法,鉴于此,本规范推荐不平衡推力法。

数值分析法是一种较好的边坡稳定性分析方法,可解决极限平衡法难以解决的复杂的边坡稳定性分析问题,不过到目前为止,该法尚难以给出一般工程技术人员易于接受和掌握的边坡稳定性计算结果及判据。对于复杂的边坡稳定性数值分析应通过专题研究来进行。

3 边坡稳定性定量计算结果与计算中考虑的因素、附加荷载、特殊荷载等密切相关,也就是说与相应的计算工况密切相关。本规范结合目前我国三峡工程边坡稳定性计算工况划分,给出了路堑高边坡的稳定性计算工况划分的规定。

按正常工况计算时,边坡岩土体计算参数应采用天然状态下的参数;按非正常工况 I 计算时,边坡岩土体计算参数应采用饱水状态下的参数;按非正常工况 II 计算时,边坡岩土体计算参数应采用饱水状态下的参数,同时应考虑地震等特殊荷载。

4 原规范(JTJ 013—95)中未规定路堑边坡稳定安全系数取值,仅规定了滑坡地段抗滑安全系数取值。本规范修订中,对当前我国相关行业边坡稳定安全系数的取值情况(见表 3-2)进行了分析研究。

- 1)我国各行业边坡稳定安全系数的取值在 1.05~1.5 之间;
- 2)稳定安全系数的取值与边坡的重要性级别有关;
- 3)稳定安全系数的取值应与计算方法对应。

表 3-2 当前我国各行业边坡稳定安全系数及稳定性分析方法的汇总

部门	工程名称		安全系数	分析方法	备注
建筑部门	地基边坡		1.2	瑞典法	《建筑地基基础设计规范》 (GB 50007)
	自然边坡	甲级建筑物	1.25	不平衡推力法	
		乙级建筑物	1.15		
		丙级建筑物	1.05		
		一级边坡	1.30(1.35)	圆弧滑动法 (平面、折线滑动法)	《建筑边坡工程技术规范》 (GB 50330)
		二级边坡	1.25(1.30)		
	三级边坡	1.20(1.25)			
公路部门	路堤边坡		1.25	瑞典法	原规范(JTJ 013—95)
	路堑边坡				
铁路部门	路堤边坡				
	路堑边坡	一级边坡	1.25	不平衡推力法	
		二级边坡	1.15		
		三级边坡	1.05		
水利部门	水工坝体边坡		1.5	严格条分法与 Bishop 法	
	库区自然边坡		1.3	严格条分法与 Bishop 法	初步设想

综合上述情况,结合我国公路部门已有边坡工程实例的调查总结,以及公路工程的特点,本规范给出了表 3.7.4 路堑边坡稳定安全系数。

边坡稳定安全系数因所采用的计算方法不同,计算结果存在一定差别。大量算例试算结果表明,一般情况下,简化 Bishop 法计算结果比不平衡推力法计算结果大 5% ~ 10%;数值分析法计算结果与简化 Bishop 法计算结果较接近,相互间的差值通常在 5% 以内;平面滑动面解析法计算结果比不平衡推力法计算结果大 8% ~ 16%。本规范规定依据计算边坡稳定安全系数评价边坡稳定性状态时,应与计算方法相对应。

3.7.5 挖方高边坡设计应在采用合理的稳定性评价方法对边坡进行稳定性评价后进行。边坡分台阶设计有利于边坡稳定性,但坚硬岩石边坡台阶修筑比较困难,在雨水丰富地区的顺层岩石边坡的台阶有时对边坡稳定不利,故岩石边坡在某些时候可不设台阶。

3.7.7 水是影响挖方高边坡稳定性的重要因素之一,应加强地表和地下综合排水系统的设计,尤其应重视地下排水设计。

3.7.8 动态设计是挖方高边坡设计的基本原则。设计者应掌握施工开挖中反映的真实地质特征、边坡变形量、应力测定值等,对原设计作校核和补充、完善,确保工程安全和设计合理。

地质资料是设计的基础,但山区地质情况复杂、多变,受多种因素制约,地质勘察资料准确性的保证率较低,勘察主要结论失误造成边坡工程失败的现象不乏其例。因此,规定地质情况复杂的高边坡在施工开挖中补充“施工勘察”,收集地质资料,查对核实地质勘察结论。这样可有效避免勘察结论失误而造成工程事故。

现场监测是一项技术含量很高的工作,它对工程设计的正确实施有着重要作用,也是保证施工进度或排危应急抢险,确保工程安全施工的重要依据。因此,应该作出详细的设计,在设计文件中应对整个监测的程序、内容、技术要求等作出明确规定。

3.8.1 填石路堤由于填料性质的特殊性,给设计、施工、检测等方面都带来一系列困难,严重影响了石质填料在填筑路基中的应用。填石路堤有大量成功的经验,也有很多失败的工程实例。公路部门从 20 世纪 90 年代开始进行填石路堤的试验和研究,并在设计、施工、质量控制方面取得很多宝贵的经验。

对于膨胀性岩石、易溶性岩石、崩解性岩石和盐化岩石,其后期稳定性较差,其工程性质很容易因为水气环境以及时间推移发生变化,不应用于路堤填筑。

在压实机具功率较小时,填石料无法进行进一步破碎,压实效果不好。在推土机功率较小时,很难使大粒径填石料移位以及摊铺表面进一步破碎和压实。试验表明,静重 12t 以下的振动压路机,在碾压中硬强度以上石料时,较难使表面平整,对压实效果影响很大。因此,本规范规定填石路堤应采用大功率推土机与重型压实机具施工。

我国正在制定关于冲击式压路机碾压的技术指南,对于强夯施工填石路堤,也有许多成熟的工程经验,在设计中考虑采用强夯或冲击式压路机进行压实施工时,可参照相应的标准和施工经验确定其压实层厚与质量控制标准。

3.8.2 在公路部门的相关规范中,没有关于用作填料的岩石强度的分类。《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024)根据不同岩石性质所反映的地基承载力,按岩石抗压强度分为:硬质岩($> 30\text{MPa}$)、软质岩($5 \sim 30\text{MPa}$)、极软岩($< 5\text{MPa}$)。《公路隧道设计规范》(JTJ D70)根据不同岩石性质所反映的围岩稳定性,将岩浆岩、沉积岩和变质岩按岩性、物理力学指标以及耐风化能力划分为硬质岩石、软质岩石两级,又按饱和抗压强度 R_b ,分为四种:极硬岩($> 60\text{MPa}$)、较硬岩($> 30\text{MPa}$)、软质岩($5 \sim 30\text{MPa}$)、极软岩($< 5\text{MPa}$)。这些分类尚不能反映填石料的工程性质。

《水利水电工程地质勘察规范》(GB 50287)中,按单轴饱和抗压强度提出了岩石的分类标准,即:硬质岩石($> 60\text{MPa}$)、中硬岩石($30 \sim 60\text{MPa}$)、软质岩石($< 30\text{MPa}$)。实践经验表明,填石料在抗压强度小于 $50 \sim 60\text{MPa}$ 时,和坚硬岩石相比,填石料的岩石破碎率有较大幅度的提高,其施工可塑性大大增加。有文献指出,湿抗压强度在 $25 \sim 30\text{MPa}$ 以上的岩石可视为硬岩正常使用,低于此值的软岩,只要放置在适当部位和专门设计,也可用于筑坝。而填石料在抗压强度小于 30MPa 时,现有的摊铺和压实机械很容易就对其进行破碎。对于软质岩石,其压实后的工程性质更呈现土的特性,对于强度小于 5MPa 的极软岩石,施工和压实特性完全可以按土质填料考虑。填石路堤使用不同的岩石类型,其施工工艺、质量控制方法有所差异,对压实层厚、粒径的要求也有所不同。

因此,从填石料的工程性质和施工工艺要求的角度出发,本规范给出了表 3.8.2 岩石分类表。

3.8.3 目前,我国尚未制订公路填石路堤压实质量标准。在水利部门,对于类似于公路填石路堤的堆石坝工程的修筑,取得了较多的经验,表 3-3 中列出了国内外一些堆石坝工程的碾压参数。从表中可以看出,对于主堆石区,坚硬岩石碾压厚度一般为 $0.80 \sim 1.0\text{m}$,最大的达到 1.50m 。对于软质岩石,其碾压厚度一般在 $0.40 \sim 0.80\text{m}$ 左右。国内一些科研单位对不同强度填石料进行了试验,试验表明,在压实机具和摊铺机具满足要求的情况下,填石路堤可以根据石料强度、填筑部位,采用较厚的层厚进行施工。

表 3-3 若干土石坝碾压堆石的填筑压实实例

工程名称	坝高(m)	堆石性质	碾压参数			填筑平均干容重(kN/m^3)	填筑平均孔隙率(%)	备注
			层厚(m)	碾重(t)	碾压遍数			
佛土度爱利	160	坚硬玄武岩	0.80	10	4	21.2	24.8	主堆石区
西北口	95	白云质灰岩	0.80	10~13.5	8	21.5	23	主堆石区
碧口	110	含少量千枚岩的凝灰岩	1.0	13.5	6	21.0	22~26	主堆石区
拉格都	40	花岗岩,最大粒径 100cm	1.30	13.5	8~10	20.2	25	主堆石区
关门山	58.5	花岗岩,最大粒径 60cm	0.80	12.0	6~8	19.6	25	主堆石区
腊马		灰岩	1.50	10.5	8~10	21.0	24.0	主堆石区
科特梅利	97	紫苏花岗石	1.0	15.0	4	22.8	24	主堆石区

续上表

工程名称	坝高 (m)	堆石性质	碾压参数			填筑平均 干容重 (kN/m ³)	填筑平均 孔隙率 (%)	备注
			层厚 (m)	碾重 (t)	碾压 遍数			
白云	120	白云质石灰岩	0.80	17.0	4	21.0	24.6	主堆石区
莲花	71.8	混合花岗岩	0.80	13.5	6	21.0	25	主堆石区
阿尔多安其卡亚	140	角页岩	0.60	10.0	4	22.8	22.5	主堆石区
萨尔瓦兴娜	148	软弱砂岩,粉砂岩	0.60	13.5	4	22.6	17.0	下游堆石区
温尼克	85	粉土岩,最大粒径40cm	0.5~0.6	10.0	6	19.6	24.6	
里恩拜恩	90	泥岩,最大粒径20~60cm	0.80	13.5	4	22.1	18.2	
株树桥	78	风化板岩	0.80	10.0	6			下游坝体, 加水碾压
天生桥一级	178	含泥岩料	0.80	10.0	8			下游干燥区

从表 3-3 中堆石坝的压实控制标准看,尽管平均压实干密度波动较大(主要因为岩石种类和级配不同等原因),但其孔隙率指标却相对有规律。主堆石区平均填筑干密度大致为 20~23kN/m³,相应的孔隙率大致在 24%左右(18%~28%),主堆石区控制标准:坚硬石料的压实孔隙率 23%~28%,易风化石料的压实孔隙率 19%~24%。对于填石料,采用孔隙率控制质量较为合适。采用孔隙率指标,可以不进行填料的最大干密度试验,对填石料的压实质量同样可以进行较好的控制。

填料孔隙率计算公式如下:

$$\eta = \frac{e}{1+e} = 1 - \frac{\rho_d}{G} \quad (3-1)$$

式中: η ——孔隙率;

ρ_d ——土样干密度;

G ——土样视比重。

在碾压堆石坝中,往往规定一个压实孔隙率(一般为 20%~28%),同时规定相应的碾压参数(如碾重、遍数、铺料厚度)。采用以上压实孔隙率和相应的施工参数,并在施工中严加管理,可以满足高土石坝的变形和稳定要求。

填石路堤填方高度远远低于堆石坝,但填石路堤和堆石坝具有大量的相似性,对于填石路堤,采用孔隙率作为质量控制指标是可行的。近年来,福建福泉高速公路、广东京珠高速公路、广西柳桂高速公路修筑填石路堤试验路,研究了花岗岩、石灰岩、红砂岩等填石料用孔隙率作为质量控制指标的压实质量标准及相应施工工艺、质量控制方法,通车运行几年来,路基路面稳定。

根据上述研究成果和工程经验,本规范提出了用孔隙率作为质量控制指标的压实质量标准。

3.8.4 试验表明,目前检测压实质量常用的方法(干密度、承载板、沉降差、面波)单一进行填石路堤的质量控制均不能很好的控制质量,填石路堤的施工参数(压实功率、碾压

速度、压实遍数、铺筑层厚等)对压实质量的影响很大,必须对其进行质量监控。填石路堤较为合适的质量控制方法是施工参数与压实质量检测同时控制的双控方法,填石路堤压实质量检测可以采用压实沉降差或孔隙率标准。要检测填料压实干密度或孔隙率,就必须采用大坑(最大粒径的1.5~2倍)和水袋法进行。

目前采用压实沉降差进行检测的较多。压实沉降差与碾压遍数以及填石料的压实干密度有很好的相关关系(根据福建和广东的试验工程统计,相关系数在95%以上),在压实机具不变的情况下,可以较好的控制实际的压实遍数。但压实沉降差还应与施工工艺参数进行联合控制才能有效的控制填石路堤的压实质量。经过国内一些试验工程的总结,建议对压实沉降差检测采用如下标准:

压实沉降差为采用施工碾压时的重型振动压路机(建议14t以上)按规定碾压参数(强振,4km/h以下速度)碾压两遍后各测点的高程差。压实沉降差平均值应不大于5mm,标准差不大于3mm。

3.8.6 填石路堤的边坡部位常常是摊铺、压实的薄弱环节,且用常规方法很难使边坡密实和平整。因此,对于中等强度以上石料应进行边坡码砌。边坡码砌石料应整齐、不易风化,边坡码砌一般采用干砌的形式。

3.8.7 对于风化岩石和软质岩石,由于施工机具的作用,填料在摊铺、碾压过程中破碎现象较为严重,强度指标也有较大的变化,而且,风化岩石和软质岩石填筑路堤在浸水后,其强度指标降低较多,在沉降、稳定性计算时,应该考虑到路堤后期可能遇到的不利情况。

3.9.1 目前公路粉煤灰路堤所用的粉煤灰主要是湿排灰(池灰),调湿灰次之,均属硅铝型的低钙粉煤灰,干灰、炉底灰渣和硫钙型的高钙粉煤灰均缺乏工程实际经验和应用实例。所以,本规范只针对硅铝型的低钙粉煤灰。

粉煤灰路堤应注意基底和边坡的稳定性,应采取相应的技术防护措施。其中以加强排水为主,严禁长期积水浸泡路堤基底。

对软土地基上的粉煤灰路堤,其设计结构形式主要应考虑软基的固结沉降量,从而设计土质路拱或隔离层的厚度。为了防止因沉降量过大而产生倒拱,应与软基处治设计同步进行。

3.9.2 本规范所述的粉煤灰属硅铝型低钙粉煤灰,相当于美国标准(ASTM C618—87)中的F级粉煤灰。该标准是针对用作普通水泥混凝土添加料的粉煤灰技术要求而制定的。规定最大烧失量为6%,若有试验资料作依据,可允许使用最大烧失量12%的F级粉煤灰,但对路堤填料未作明确规定。《公路路面基层施工技术规范》(JTJ 034)规定粉煤灰烧失量不应超过20%,作为路堤填料,采用与基层材料相同的规定是可行的。

3.9.3 粉煤灰的粒度成分是直接影响粉煤灰最大干密度和最佳含水量的主要因素之一。它与燃煤性质、煤粉细度、燃烧条件、收尘和输送方式等因素有关。同一灰池不同部

位的试样,差异较大,所以选择有代表性的试样进行测定甚为重要。

标准密度值是衡量现场压实度的尺度,要求具有足够精度。由于平行试验误差,一组试验求得的标准值难以如实反映试样的实际情况。为此,规定标准密度试验一般应进行三组,以平均最大干密度作为标准密度值。

粉煤灰的粘结强度 c 和内摩擦角 φ 是路堤稳定验算的重要指标, c 、 φ 值随粉煤灰种类、粒组成分、密实程度的不同而有较大变化。饱水后的 c 、 φ 值均有降低趋势,应重视饱水后粉煤灰 c 、 φ 值的测定和稳定性验算。

3.9.4 隔离层起隔断毛细水的作用,应根据当地的地质、水文条件、地表积水情况,决定是否需设置隔离层。据室内粘质土毛细水上升高度试验结果,一般在 0.40 ~ 0.60m 范围,故规定粉煤灰路堤底部距地下水位或地表长期积水水位 0.50m 以上,否则应设置隔离层。为防止排水盲沟的淤塞,宜采用 200 ~ 400g/m² 的无纺土工织物作滤层,也可采用排水板作为横向排水通道。

3.9.5 对于一般地基上的粉煤灰路堤,几个试点工程的设计与施工实践经验表明,其抗滑稳定性验算均能满足规范要求,施工中也未出现过任何不良征兆。因此,条文规定 5m 以下的粉煤灰路堤可以不作稳定性验算和沉降计算。

3.9.6 粉煤灰的各项物理力学指标采用重型压实标准比轻型压实标准均有明显的提高,有利于提高路基强度。一般情况下,粉煤灰路堤压实度应执行第 3.2.1 条和第 3.3.2 条的规定,但鉴于其材料的特殊性,从一些已修筑的粉煤灰路堤实体工程看,粉煤灰路堤采用 90% ~ 93% 压实标准时,路堤没有出现由于压实不足产生的工程病害。因此,粉煤灰路堤压实度可根据试验路研究成果,适当降低 1% ~ 3%。

4 路基排水

4.1.1 公路路基排水设计包括地表排水和地下排水两大部分。设计时应根据公路等级,结合沿线地形、地质、水文、气象等条件以及桥涵设置情况进行综合考虑,各类排水设施应相互衔接配合,使水迅速排出路基范围。

地表排水主要是排出路基范围内的地表径流、地表积水、边坡雨水及公路邻近地带影响路基稳定的地表水。地下排水主要是排出流向路基的地下水或降低地下水位。

排水设计应防、排、疏结合,保证路床处于干燥、中湿状态。我国幅员辽阔,各地均有特殊的气候、地质条件,路基排水设施通常与路面排水、路基防护、地基处理工程是密不可分,地表排水与地下排水也是密不可分的,应系统设计、综合考虑。

4.1.2 道路排水应自成系统,与农业灌溉沟渠互不干扰,一方面为了防止冲毁农田或危害其他水利设施,另一方面从环境和水资源保护的目出发,防止由于交通事故或其他原因造成的路面污水污染源及环境,并方便公路的维护。

节约土地与环境保护是我国的基本国策。国家颁布了一系列的环境保护法规,其中《水污染防治法》、《水土保持法》,均与公路排水有关,进行设计时必须遵循。路基排水设计在满足排水主功能的前提下,应做到节约用地,少占农田,选择排水设施的形式应与沿线周围自然景观相协调,营造公路与自然和谐的环境。

4.1.3 水是危害公路的主要自然因素,路基沉陷、冲刷、坍塌等都不同程度地与地表水和地下水的侵蚀有关。稳固的路基对保证公路的使用性能和使用寿命具有十分重要的意义。公路路基排水设计中,应对排水困难地段给予高度重视。

4.1.4 公路施工必然会对沿线原有排灌体系有所影响,加之全球气候变暖,小流域暴雨突发性强、暴雨强度大、破坏性大,必须对公路排水设计、施工予以重视,施工阶段的临时排水设施是保证路基、路面、桥涵施工质量,保护沿线自然环境所必需的设施,为节约投资,方便施工,路基排水设计时,应考虑施工场地的临时性排水设施与永久性排水设施相结合。各项排水设施应便于施工、检查和维修,为养护创造必要的条件。

4.2.1 路基排水水文计算,可以依照《公路排水设计规范》(JTJ 018)中的计算方法,或参考公路设计手册《路基》中的计算方法。综合国内外的资料,本规范规定路基排水设计应采用的设计重现期对高速公路、一级公路为 15 年,其他等级公路为 10 年。对路基排水结构物作水文计算时,应根据排水结构物所在位置、作用、汇水范围等因素,选用水文计算

公式。

边沟、截水沟、排水沟、跌水和急流槽的断面尺寸,须保证渲泄全部设计流量而不致溢出沟外,同时,沟管内水流的最大和最小流速应控制在允许流速范围内。

4.2.2 本次规范修订增加了油水分离池和排水泵站,目前,这两种排水设施在已建和在建的公路工程中应用较少,条文主要参照《室外排水设计规范》(GBJ 14)、《泵站设计规范》(GB/T 50265)、《污水综合排放标准》(GB 8978)和《公路排水设计规范》(JTJ 018)等有关规定。

各类排水设施的布设应充分利用地形和天然水系,形成完善的排水系统,并做好进出口位置的选择和处理,防止出现堵塞、溢流、渗漏、淤积、冲刷和冻结,造成对路基、路面和毗邻地带的危害。

4.2.3 从环境保护要求出发,公路排水不应沿对沿线饮用水源、养殖水体造成污染,而应将水引排至地方排水体系中。不得已排入敏感水体时,应采取相应措施达到《污水综合排放标准》(GB 8978)中相关的水质指标要求。

4.2.4 与 4.2.6 根据《公路工程名词术语》(JTJ 002)中对边沟、排水沟的解释,本次规范修订将两者的定义及适用条件进一步明确。

边沟分为路堑边沟和路堤边沟,位于土路肩或护坡道外侧,用于汇集和排除路面、路肩及边坡的水。选择边沟断面形式既要考虑地形地质条件、边坡高度、汇水面积及排水功能,也要注意边沟形式对行车安全和环境景观的影响,因地制宜选用梯形、矩形、U形(或带盖板矩形、U形)、三角形、碟形横断面,以及暗埋式边沟,挖方路段宜优先选用三角形、浅碟形、盖板矩形、暗埋式边沟。各部位尺寸应根据地形、地貌、汇水面积、暴雨强度、路基填挖情况,经过水文、水力计算,并结合当地的经验确定。

为使边沟排水通畅,避免淤塞,沟底纵坡一般不宜小于0.3%;局部地面平坦地带或反坡排水地段,边沟出水口较远,排水较困难时,可减小至0.1%,但应采取防止边沟淤塞的措施,边沟分水点的沟深可减少至0.3m。

边沟应根据不同情况选用不同防护加固措施。以往多采用片石或混凝土预制块铺砌,与周围环境不协调,一般情况下,可选用植物防护;当边沟可能产生冲刷时,采用浆砌片石或混凝土预制块加固。

4.2.5 截水沟根据路基填挖情况和所处位置可以分为路堤截水沟、堑顶截水沟和平台截水沟,根据具体情况截水沟可以设一道或数道。

设置截水沟的作用是保护边坡不受来自边坡或山坡上方的地面水冲刷,截水沟的横断面尺寸需经流量计算确定。为防止边坡的破坏,截水沟设置的位置和道数是十分重要的,应经过详细水文、地质、地形等调查后确定截水沟的位置。截水沟应采取有效的防渗措施,出水口应引伸到路基范围以外,出口处设置消能设施,确保边坡和路基的稳定性。

4.2.7 跌水和急流槽主要用于陡坡地段的排水,达到水流的消能和减缓流速,是山区公路普遍采用的排水结构物。跌水和急流槽的断面形式宜采用矩形或梯形,进、出水口是易发生水流冲刷破坏的关键点,应做好防护与加固。

4.2.8 蒸发池仅适用于我国北方气候干旱、蒸发量大且排水困难的地段。每个蒸发池的容水量应根据蒸发池的纵向间距经水力、水文以及蒸发量计算后确定,蒸发池四周应采取安全防护措施,防止行人落入池中。

4.2.9 一般情况下,路基地表排水沟应尽可能地将水引排至桥涵或自然排水沟渠中,不得已排入对水质特别敏感的水体(如饮用水源),且公路所排污水不满足《污水综合排放标准》(GB 8978)中所规定的标准值时,可设置油水分离池,对公路所排污水进行净化处理,以保证受纳水体水质符合规定用途的水质标准。

公路路面排出的污水一般以悬浮物(SS)和石油类为主,与其他行业相比,公路污水中含油污量一般较低,故本条推荐应以简易的沉淀法处理措施为主。目前国内已建公路油水分离池应用较少,具体设计时,可参考现行《室外排水设计规范》(GBJ 14)和《污水综合排放标准》(GB 8978)。

4.2.10 下穿公路的路基排水应尽量采用自流的排泄方式。在地下水位较高的平原区,自流排泄有困难时,可采用潜水泵抽升集水池中的水。泵站配备两台水泵,可针对不同的排水量要求,分别使用。具体设计时,可参照《室外排水设计规范》(GBJ 14),或执行现行《泵站设计规范》(GB/T 50265)。排水泵站应有专人管养。集水池的容积一般不应小于一台水泵 30s 的出水量。

流入集水池的雨水均应通过格栅。集水池的布置,应考虑改善水泵吸水管的水力条件,减少滞流或涡流。

泵房中水泵型号应根据水量、水质和所需扬程等因素确定。重要的下穿道路,每个泵站应至少配置 2 台水泵,水泵宜选用同一型号。

4.3.1 设计前应收集既有的工程地质和水文地质等有关资料,必要时,应进行专门水文地质试验,作出地下水对公路影响的评价,为地下排水设计提供可靠的依据。

4.3.2 仰斜式排水孔、无砂混凝土渗沟是排泄挖方路基边坡上地下水的有效措施,当坡面上有集中地下水时,采用仰斜式排水孔排泄,且成群布置,能取得较好的效果;当坡面上无集中地下水,但土质潮湿、含水量高,尤其是高液限土、红粘土、膨胀土边坡,在坡面中设置支撑渗沟,能有效排泄坡体中的地下水。

4.3.3 暗沟是设在地面以下引导水流的沟道,无渗水和汇水的功能,当路基范围内遇有泉水或集中水流时,采用暗沟将水流排出路基范围以外是合适的。

暗沟横断面一般为矩形,泉井壁和沟底、沟壁用浆砌片石或水泥混凝土预制块砌筑,沟顶设置混凝土或石盖板,盖板顶面上的填土厚度不应小于 0.50m。各部位尺寸大小应根据排出水量及地形、地质条件确定,设计暗沟时应注意防止淤塞。

4.3.4 根据使用部位、结构形式,将渗沟分为填石渗沟、管式渗沟、洞式渗沟、边坡渗沟、支撑渗沟、无砂混凝土渗沟。

填石渗沟,也称为盲沟,一般适用于地下水流量不大、渗沟不长的地段,填石渗沟较易淤塞。洞式及管式渗沟一般适用于地下水流量较大、引水较长的地段,条件允许时,应优先采用管式渗沟。洞式渗沟施工麻烦,质量不易保证。目前多采用管式渗沟代替填石渗沟和洞式渗沟。随着我国建筑材料工业的发展,渗沟透水管和反滤层材料也有多种新材料可供选择。

边坡渗沟、支撑渗沟则主要用于疏干潮湿的土质路堑边坡坡体和引排边坡上局部裸露的上层滞水或泉水,坡面采用干砌片石覆盖,以确保边坡干燥、稳定。

用于渗沟的反滤土工布及防渗土工布(又称复合土工膜),设计时应根据水文地质条件、使用部位等按国家质量技术监督局颁布的《土工合成材料》(GB/T 17638)选用。防渗土工布也可采用喷涂热沥青的土工布。

无砂混凝土既可作为反滤层,也可作为渗沟,是近几年在公路地下排水设施中应用的新型排水设施,用无砂混凝土作为透水的井壁和沟壁以替代施工较复杂的反滤层和渗水孔设备,并可承受适当的荷载,具有透水性和过滤性好、施工简便、省料等优点,值得推广应用。预制无砂混凝土板块作为反滤层,用在卵砾石、粗中砂含水层中效果良好;如用于细颗粒土地层,应在无砂混凝土板块外侧铺设土工织物作为反滤层,用以防止细颗粒土堵塞无砂混凝土块的孔隙。

4.3.5 一般情况下,渗沟每隔 30m、渗水隧洞每隔 120m 和平面转弯、纵坡变坡点等处,宜设置检查、疏通井。兼起渗井作用的检查井的井壁,应设置反滤层。检查井直径不宜小于 1m,井内应设检查梯,井口应设井盖,当深度大于 20m 时,应增设护栏等安全设施。

4.3.6 仰斜式排水孔是采用小直径的排水管在边坡体内排除深层地下水的一种有效方法,它可以快速疏干地下水,提高岩土体抗剪强度,防止边坡失稳,并减少对岩(土)体的开挖,加快工程进度和降低造价,因而在国内外山区公路中得到广泛应用。近年来在广东、福建、四川等省都取得良好的应用效果,最长排水孔已达 50m。

仰斜式排水孔钻孔直径一般为 75~150mm,仰角不小于 6°,长度应伸至地下水富集或潜在滑动面。孔内透水管直径一般为 50~100mm。透水管应外包 1~2 层渗水土工布,防止泥土将渗水孔堵塞,管体四周宜用渗水土工布作为反滤层。

5 路基防护与支挡

5.2.1 三维植被网以热塑树脂为原料,采用科学配方,经挤出、拉伸、焊接、收缩等工序制成,其结构分为上下两层,下层为一个经双面拉伸的高模量基础层,强度足以防止植被网变形,上层由具有一定弹性的、规则的、凹凸不平的网包组成。由于网包的作用,能降低雨滴的冲蚀能量,并通过网包阻挡坡面雨水,同时网包能很好地固定充填物(土、营养土、草籽)使其不被雨水冲走,为植被生长创造良好条件。另外,三维网固定在坡面上,直接对坡面起固筋作用。当植物生长茂盛后,根系与三维网盘错、连接、纠缠在一起,坡面和土相接,形成一个坚固的绿色复合防护整体,起到复合护坡的作用。

湿法喷播是一种以水为载体的机械化植被建植技术。它采用专门的设备(喷播机)施工。种子在较短时间内萌芽、生长成株、覆盖坡面,达到迅速绿化、稳固边坡的目的。

客土喷播是将客土(提供植物生育的基盘材料)、纤维(基盘辅助材料)、侵蚀防止剂、缓效肥料和种子按一定比例,加入专用设备中充分混合后,喷射到坡面,使植物获得必要的生长基础,达到快速绿化的目的。

5.2.2 浆砌片石(混凝土块)骨架植草防护适用于土质和强风化的岩石边坡,防止边坡受雨水侵蚀,避免土质坡面上产生沟槽,其形式多样,主要有拱形骨架、菱形(方格)骨架、人字形骨架、多边形混凝土空心块等。浆砌片石(混凝土块)骨架植草防护既稳定路基边坡,又能节省材料,造价较低,施工方便,造型美观,能与周围环境自然融合,是目前高速公路边坡防护的主要形式之一,值得推广应用。

锚杆混凝土框架植草防护是近年来在总结锚杆挂网喷浆(混凝土)防护的经验教训后发展起来的,它既保留了锚杆对风化破碎岩石边坡主动加固作用,防止岩石边坡经开挖卸荷和爆破松动而产生的局部楔形破坏,又吸收了浆砌片石(混凝土块)骨架植草防护的造型美观、便于绿化的优点。

锚杆混凝土框架植草防护形式有多种组合:锚杆混凝土框架+喷播植草、锚杆混凝土框架+挂三维土工网+喷播植草、锚杆混凝土框架+土工格室+喷播植草、锚杆混凝土框架+混凝土空心块+喷播植草等。

5.2.3 圪工防护包括喷护、锚杆挂网喷浆、浆砌片石护坡和护面墙等结构形式,圪工防护存在的主要问题是与周围环境不协调,道路景观差,应尽量少用,尤其是不宜采用锚杆挂网喷浆。若要采用圪工防护时,应加强其细部处理设计,注意与周围自然环境和当地人文环境的融合,并在边坡碎落台、平台上种植攀藤植物,如爬墙虎,或者采用客土喷播的岩面植生措施,以减少对周围环境的影响。

圬工防护用于路堑边坡防护时,应注意与边坡渗沟或仰斜排水孔等配合使用,防止边坡产生变形破坏;浆砌片石护坡高度较大时,应设置防滑耳墙,保证护坡稳定。

5.3.1 冲刷防护一般分为直接和间接两种,直接防护是指在坡面加铺护面墙、混凝土板或采用砌石护坡以及土工织物护面等,亦包括对沿河浸水边坡或坡脚进行抛石,或以石笼、梢料、浸水挡土墙防护;间接防护则指沿河路堤修筑调治构造物以及营造防护林带等,将危害路基的较大水流引向指定位置,以减小水流对路基的直接冲刷。

5.3.5 抛石

抛石边坡坡度值见表 5-1,石料粒径一般不小于 0.3~0.5m,见表 5-2。

表 5-1 抛石边坡坡度参考值

水文条件	采用边坡	水文条件	采用边坡
水浅、流速较小	1:1.25~1:2	水深大于 6m,在急流中施工	缓于 1:2
水深 2~6m,流速较大,波浪汹涌	1:2~1:3		

表 5-2 抛石粒径与水深、流速的关系

抛石粒径 (cm)	水 深(m)				
	0.4	1.0	2.0	3.0	5.0
	容许流速(m/s)				
15	2.70	3.00	3.40	3.70	4.00
20	3.15	3.45	3.90	4.20	4.50
30	3.50	3.95	4.25	4.45	5.00
40	—	4.30	4.45	4.80	5.05
50	—	—	4.85	5.00	5.40

5.3.7 丁坝

设置丁坝和顺坝等导治构造物应合理规划导治线和选择导治水位。导治线应适应河道演变的发展规律,使水流顺畅。弯曲河段的导治线与水流线应采用圆曲线衔接,曲线半径以稳定河宽的 5~8 倍为宜。导治水位应按最不利冲刷情况确定。

设置丁坝时不应过多压缩河床断面,且应避免危害对岸的农田、村庄或其他设施,对通航河道还应满足通航的有关规定。

5.3.10 土工膜袋

土工膜是将土工合成材料表面涂一层树脂或橡胶等防水材料,或将土工合成材料与塑料薄膜复合在一起形成的不透水防水材料。土工膜以薄型无纺布与薄膜复合较多,按工程需要可制成一布一膜、二布一膜、或三布二膜等,所选用无纺布与薄膜厚度也可按需要而定。膜袋的主要技术指标见表 5-3:

表 5-3 膜袋主要技术指标

单层重量(g/m ²)		200
拉伸强度(N/5cm)	经	1500
	纬	1300
延伸率(%)	经	14
	纬	12
撕裂强度(N/5cm)	经	600
	纬	400
顶破强度(N)		800
渗透系数(cm/s)		0.028
单层厚度(mm)		0.45

5.4 挡土墙

本部分条文主要依据交通部即将颁布的推荐性标准《公路挡土墙设计与施工技术细则》编制。

5.4.1 虽然挡土墙的应用范围较广,但采用其他设计方案也可能替代挡土墙的功能,一般需要经过经济、技术比较后方能确定。此外,环境效益、社会效益也是选择方案的重要因素。对高度、长度较大的挡土墙工程,方案比选尤为重要。

环境保护是我国的基本国策之一,挡土墙工程也需尽量做到与自然环境相协调,以提高公路的环境质量。

重力式、悬臂(扶壁)式等整体式墙身的挡土墙,可沿墙高和墙长设置泄水孔,若为浸水挡土墙,泄水孔设于常水位的0.3m以上。泄水孔应具有向墙外倾斜的坡度。泄水孔的底部,应设置隔水层。当墙背填料为非渗水性土时,应在最底排泄水孔至墙顶以下0.5m高度内,填筑不小于0.3m厚的砂、砾石竖向反滤层,反滤层的顶部应以0.3~0.5m厚的不渗水材料封闭。有景观要求的挡土墙路段,可采用预制混凝土泄水管作为成孔材料。

伸缩缝与沉降缝,宽度一般为20~30mm,缝内沿墙内、外、顶三边填塞沥青麻筋或沥青木板,塞入深度不小于0.15m。当墙背为填石且冻害不严重时,可仅留空缝,不塞填料。钢筋混凝土挡土墙表面可设置竖直V形槽,间距不大于10m,设槽处钢筋不截断;在沉降或伸缩缝处水平钢筋应截断,接缝可做成企口式或前后墙面槽口式。干砌挡土墙可不设伸缩缝与沉降缝。

5.4.2 挡土墙结构超过某一特定状态,致使挡土墙不能正常使用或在正常维护下的正常使用要求,该特定状态称为功能的极限状态。

极限状态分下列两类:

- 1) 承载能力极限状态;
- 2) 正常使用极限状态。

挡土墙结构承载能力极限状态可理解为与安全性有关的最大承载状态,挡土墙的组成构件若发生塑性变形而使其几何形状发生显著改变时,虽未达到完全破坏,但已严重影响安全,也应属于达到了承载能力极限状态。挡土墙的正常使用寿命极限状态是与适用性和耐久性有关的极限状态,可理解为挡土墙及其组成构件在使用功能上允许达到某个限值的极限状态,仅涉及挡土墙的工作条件和性能,往往需要采用一定的约束条件,例如混凝土构件的裂缝宽度、墙面的挠度等。

本规范采用以极限状态设计的分项系数法为主的设计法。式中的设计基本变量通过概率分析取其代表值,而以分项系数来反映它们的变异性。由于现行公路工程设计规范中,涉及岩土工程设计部分仍然采用容许应力法,岩土工程设计的安全系数和分项系数目前尚无统一的规范值,所以本规范仍保留了部分实质上为容许应力法的设计内容。

本规范根据挡土墙结构的荷载效应组合特点,参考国内外相关规范的规定,列出按承载能力极限状态设计时的设计表达式。

规范中未列入结构正常使用极限状态的设计表达式,因为此项计算主要适用于钢筋混凝土挡土墙构件设计,本规范已规定挡土墙中的钢筋混凝土构件计算可按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62)的规定执行,所以不另作详细规定。

关于结构的重要性系数,按照《公路工程结构可靠度设计统一标准》(GB/T 50283)的规定,公路工程结构设计应根据结构破坏可能产生后果的严重程度或结构的技术要求等,把结构安全等级分为一级、二级、三级,其结构重要性系数分别为 1.1、1.0、0.9(大致相当于各级的可靠度指标值相差 0.5),当需要时也可作部分调整,但调整后的级差不得超过一级。同时考虑到高挡土墙破坏可能产生的后果严重程度应有别于一般高度的挡土墙,故本规范中的表 5.4.2-1 将公路等级与墙高作为确定重要性系数的参数,按调整后的级差不超过一级的原则,取半级级差作为调节值。

表 5.4.2-2 荷载分类表系根据《公路工程结构可靠度设计统一标准》(GB/T 50283)中关于“结构上的作用”的规定编制。按挡土墙上荷载作用的时间变化,分为永久荷载、可变荷载和偶然荷载三类。

《公路工程结构可靠度设计统一标准》(GB/T 50283)规定:工程结构的承载能力极限状态设计,应根据各自的情况,在基本组合、偶然组合中考虑一种或两种效应组合。本规范按作用于挡土墙上作用(或荷载)的特点,将作用(或荷载)效应组合规定为 I、II、III 类,这三类组合均属于基本组合的范畴,即采用几种永久作用(或荷载)相组合或永久作用(或荷载)与可变作用(或荷载)相组合。

《公路工程结构可靠度设计统一标准》(GB/T 50283)有关作用的分类中,对施工荷载未作明确规定;现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)将结构上的施工人员和施工机具设备均列为临时荷载,但未将施工荷载列入荷载分类表;《铁路工程结构可靠度设计统一标准》(GB 50216)规定:某些施工阶段结构的某些部分的自重、安装荷载均属于可变荷载,本规范采用了后者的规定,将施工荷载列入荷载分类表的可变荷载中。

依照我国的传统经验,作用于挡土墙墙背上的土压力一般都考虑为主动土压力状态,并按库仑理论进行计算,但加筋土挡土墙的土压力计算,则以墙高为条件来划分采用静止

土压力或采用主动土压力的计算区段。

规范中对车辆荷载引起的附加侧压力,采用规定附加荷载强度加以换算为土层厚度的方法,附加荷载强度仅以墙高作为取值参数,故在基本可变荷载中不分列计算荷载、验算荷载,也不划分车辆荷载等级。

部分国外设计规范对土压力计算中荷载系数的取值规定与本规范的规定对照见表 5-4。

表 5-4 各规范中土压力荷载系数取值表

规范或标准名称	荷载系数		
	活载或换算附加土体荷载	填土的主动土压力	
		垂直力	水平力
《美国公路桥梁设计规范》	0.75 ~ 1.5	1.0 ~ 1.35	0.9 ~ 1.5
BS 5400 英国标准协会 《钢桥、混凝土桥及结合桥(第二章荷载)规范》	1.5	(1.0) 1.5	(1.0) 1.5
原苏联《公路、铁路、城市道路桥涵设计规范》	1.2	(0.7) 1.4	(0.7) 1.4
日本《极限状态法混凝土结构新规范算例》	1.2	1.2	1.2
本规范	0.95 ~ 1.4	0.95 ~ 1.4	0.95 ~ 1.4

注:对于表中系数,当土压力增大对挡土墙结构起有利作用时,取小值;当土压力增大起不利作用时,取大值。

为简化计算,作用于墙顶上的车辆荷载、人群荷载作垂直力计算时,近似作为垂直恒载处理,故规定可采用垂直恒载的分项系数 γ_G 。

5.4.3 本规范中,地基计算一节规定的设计方法,仍以容许承载力法为基础,仅采用极限状态设计表达式的形式与术语,以与其他章节相协调。

斜坡地面基础埋置条件,是总结铁路、公路挡土墙工程多年的应用经验编制的,表中距地表水平距离项,按地基土的种类,分别列出上、下限值,使用时可根据地基土的地质情况、斜度、陡度等因素综合确定。采用倾斜基底是行之有效的措施之一,不过当基底斜坡较大时,可能发生墙身与基底土体一起滑移的可能,故按地层类别及地基性质、基底倾斜度做出限制:当为岩石地基时,不宜大于 0.3:1。浸水地基上,当摩擦系数 $\mu < 0.5$ 时,不宜采用倾斜基底;当 $0.5 \leq \mu < 0.6$ 时,倾斜基底坡率不宜大于 0.1:1; $\mu \geq 0.6$ 时,不宜大于 0.2:1。挡土墙受倾覆稳定、基底偏心或基底承载力控制时,可设置墙趾台阶,台阶的连线与竖直线间的夹角,对于砌体不宜大于 35° ,对于混凝土不宜大于 45° 。

随着公路工程结构可靠度设计统一标准的制定,地基基础工程标准化工作面临着如何贯彻概率极限状态设计基本原则的问题。基础的结构构件设计和上部构造的构件设计大致相同,因此可以按照上部构造的概率极限状态设计规定设计,但地基设计却与上部构造有较大差异,故不能将现有比较成熟的上部结构可靠性分析的一些概念、方法、参数等不加区别的简单套用。现时关于地基工程标准化工作的倾向性意见是:在技术储备十分不足的情况下,要将可靠性研究的结果纳入规范,必需谨慎、可行。在基本概念上应与土力学的物理机制相符合;在数据上既应与工程经验相容,又必须为今后规范的修订与发展

留有余地。

本条的编写采用上述倾向性意见,在挡土墙稳定计算中,保留了《公路路基设计规范》(JTJ 031—86)第三章“挡土墙稳定验算”所采用的总安全系数法,又增列了承载能力极限状态验算稳定方程的条文规定,因此可按照总安全系数法的工程经验来校准稳定验算极限状态设计表达式的计算结果,为今后采用概率极限状态设计方法编写规范积累资料。

5.4.4 半重力式挡土墙是介于重力式挡土墙与悬臂式挡土墙之间的一种挡土墙形式。半重力式挡土墙的优点是充分利用混凝土的整体性或钢筋的抗拉强度,体积比重力式挡土墙小,可采用较低的强度(混凝土标号大于 C10)的混凝土结构,不用或仅用少量钢筋,所以造价一般比同高度的悬臂式挡土墙低。

5.4.5 扶壁式挡土墙一般构造的规定系综合我国《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025)、《铁路工程设计手册(路基)》、《支挡结构设计手册》及日本《高等级公路设计规范》的相关规定编写的。这些结构规定均建议采用整体浇筑的结构形式。扶壁式挡土墙也有采用拼装式的,但其应用的限制较多,如地质不良地段、8度以上烈度的地震区不宜采用,需配置吊装设备及预制场地等,计算方法也与整体式浇筑墙不同,国内较少采用,故未列入规范中。

5.4.6 肋柱式锚杆挡土墙与板壁式锚杆挡土墙既有相似的支挡原理,又各具特点,简列如下,以便根据工程实际情况合理采用。

肋柱式锚杆挡土墙:由肋柱和挡土板组成。锚杆间距一般比板壁式锚杆挡土墙大,锚孔直径 100~150mm,需采用钻机钻孔,灌注砂浆后,杆体和锚孔孔壁粘结为一体,属于以粘结力为主要锚固作用的锚杆类型。

板壁式锚杆挡土墙:由现场浇筑的整体式墙面板或装配式墙面板与多排小锚杆组成。锚孔可采用普通风钻钻成,锚孔直径 35~50mm,锚孔深度 4~5m,常用楔缝式锚杆,杆端直接与锚孔接触,增大了锚杆与锚孔间摩阻力,因此兼具粘结型与机械型锚杆的特点。

5.4.7 锚定板挡土墙主要有两种类型:肋柱式和板壁式。肋柱式锚定板挡土墙的墙面系由肋柱和挡土板组成,一般为双层拉杆,锚定板面积较大,拉杆较长,挡土墙的变形量较小,可用作路基的路肩式或路堤式挡土墙;板壁式挡土墙的墙面系为钢筋混凝土墙面板,可通过墙面板几何形状及板厚的搭配,获得整齐而富有变化的可观赏性外观,因此,多用于城市交通支挡构造物工程。

虽然锚定板挡土墙的挡土板或墙面板所承受的土压力也系由填料及填料表面的车辆附加荷载所引起,但锚定板挡土墙为组合结构,由于拉杆、锚定板及填土的相互作用,土压力的作用机制较为复杂,与填料性质、压实度、拉杆埋深及拉杆长度、锚定板的面积等多种因素有关。铁路部门结合工程项目,进行了大量现场实测与模型试验,得出以下结论:

1)实测的主动土压力大于按库伦理论所计算的主动土压力,其比值约为 1.21~1.55。

一般介于计算的主动土压力与静止土压力之间。

2)实测土压力沿墙背不是按三角形分布,而呈单峰形或锯齿形分布。

由于锚定板挡土墙中钢筋混凝土构件为主要组成部分,需较为精确地计算构件所承受的作用(或荷载),特别是应防止多层拉杆的肋柱因作用(或荷载)采用值不当影响到内力符号的改变,所以设计土压力不能简化为三角形分布,而按实际分布图形进行简化。

5.4.8 加筋土挡土墙与其他类型挡土墙较突出的不同点是,填料本身也是墙体的一部分,因此,填料的选择、拉筋材料的质量以及填料、筋带、面板之间紧密、稳定的结合是应予以特别重视的设计、施工要素。

考虑到筋带材料的发展趋势、部分地区的应用经验及国内相关行业土工织物应用技术规范的规定,本规范编写时增加了钢塑复合带、土工格栅等筋带材料。

加筋土挡土墙相邻墙面的夹角不宜小于 70° ,主要考虑的是施工时该部分筋带的布置均匀、受力合理与经济。为充分发挥筋带与填料间的摩擦力,一般情况下应避免筋带相互重叠,但当采用聚丙烯土工带作筋带时,一个钢拉环(或预留穿筋孔)上筋带数量可能较多,基于抗拔稳定性的要求,为承担土压力强度的需要,部分筋带可以重叠。

在相邻加筋体墙面的凸部(即内夹角小于 180° 处),夹角越小,越易造成应力集中,从而使凸部外膨,因此在墙面拐角处宜布置加强筋带,当夹角小于 90° 时,在邻接两墙面布设互拉的筋带。在相邻加筋体墙面的凹部(即内夹角大于 180° 处),为使筋带的密度与一般部位相同,必要时也应增设筋带。

为了尽量减少面板对地基产生的压力,防止地基发生过大的不均匀沉降,确保面板不被损坏,除坚硬地基外,在一般情况下均考虑设置条形混凝土基础。

按照本规范第5.4.3条的规定,对于一般土质无冲刷的挡土墙基础,其埋置深度要求在地面以下至少1m。但国内大量的加筋土工程实践表明,上述规定对加筋土来说一般偏大,由于加筋体外设置了散水和1m宽的护脚,从而保护了加筋土结构的基础,因此埋深可以减少,故条文中确定最小限制值为0.6m。当地基为岩石或利用旧有的路面、混凝土作地基时,加筋土面板基础的埋深不受上述限制,可根据具体情况确定。

浸水地区加筋土工程目前国内使用较少,尤其对采用粘性土填料尚无经验,因此宜采用渗水性土作填料,以及时排出加筋体中的水分,减小作用于加筋体的动水压力的影响。为了增加墙体稳定和墙后土体的稳定性,在设计水位以下宜做成石砌或混凝土实体墙。

对于设置在斜坡上的加筋土结构,应在墙脚设置一定宽度的护脚,以防止前沿土体在加筋土体水平推力作用下产生剪切破坏,导致加筋土结构丧失稳定性。根据实践经验和国外有关资料,护脚宽度一般不宜少于1m,其位置由面板基础底面埋置深度确定。

为排除墙址的地表径流,防止雨水、加筋体顶面和内部排出的水流渗入加筋土挡土墙的基础或冲刷基础,护脚表面宜用浆砌片石做成具有3%~5%横坡的散水层。

加筋土内部稳定性分析的目的是确定筋带断面长度,局部平衡法是它的基本方法。

内部稳定计算的局部平衡法原理是根据作用在填料中最大拉应力点上的应力来计算拉筋的最大拉力 T_{imax} 。在最大拉应力点 M 上不存在剪应力,主要是垂直应力 σ_1 和水平

应力 σ_3 , 根据对称原理, 在两筋层之间的介质平面上同样可以假设无剪应力, 可以说, 局部应力 σ_3 由筋带来平衡。为增强高墙的安全, 对高度大于 12m 的挡土墙, 除用局部平衡法计算外, 还需用总体平衡法验算, 可参见相关资料。

对考虑浮力的规定解释如下:

1) 水位愈低, 浮力愈小, 则筋带所受拉力愈大, 故筋带断面设计采用低水位浮力。

2) 条文中的“其他情况”指筋带长度设计、整体稳定性验算。“最不利水位”指产生作用(或荷载)效应最不利组合的设计值(计算值)时的水位。

区分加筋体活动区和稳定区的目的是为了确定拉筋锚固段起点。

加筋体的潜在破裂面为筋带最大拉力点的连线。国内外众多文献提出: 潜在破裂面可简化为上部平行于墙面(相距 $0.3H$)、下部通过墙脚(与水平面夹角为 $45^\circ + \varphi/2$)的二段折线, 本规范条文采用了这一简化破裂面法。按照规范条文图 5.4.8-2 的简化破裂面图, 则上、下两部分高度 H_1 、 H_2 按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} H_2 &= b_H \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \\ H_1 &= H - H_2 \end{aligned} \right\} \quad (5-1)$$

式中: b_H ——简化破裂面的垂直部分与墙面板背面的距离;

φ ——加筋体填料的综合内摩擦角($^\circ$)。

规范条文中的式(5.4.8-9)系按材料力学基本公式及拉力作用的组合设计值应小于或等于筋带材料的抗力设计值的规定导出的, 式中“1000”是单位换算系数。

本规范筋带材料的抗拉性能分项系数 γ_f 、抗拉计算调节系数 γ_{R2} 的取值, 主要是根据《土工合成材料应用技术规范》(GB 50290)容许抗拉强度综合安全系数的规定、《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)对钢和钢筋混凝土构件性能设计值的规定推导和确定的。

5.4.9 当桩板式挡土墙在土压力与其他可变荷载作用下, 墙顶的计算位移量较大时, 适当设置锚杆可约束墙顶变形, 保证墙体在正常使用状态下有平直的外观。

桩板式挡土墙墙长的两端部构造, 一般较难满足伸入路基内或嵌入原地层的深度要求, 因此需对墙端另作设计, 通常采用的办法是在墙两端各砌(浇)筑一段整体式墙面的挡土墙, 作为与路基或原地层连接的过渡构造。

5.5.1 边坡锚固技术是一种发展中的加固措施, 工序比较复杂, 种类繁多, 制约因素多, 属于隐蔽工程, 在工程设计时必须进行方案可行性论证, 以保证锚固工程的安全可靠、技术先进。

不同的锚结构类型对边坡变形的限制作用差异较大, 因此进行边坡锚固支护设计时, 首先应对边坡的允许变形认识清楚, 以利锚结构类型的选择。通常主动锚(如预应力锚索)支护后的边坡变形小于被动锚(如全长粘结锚杆)支护后的边坡变形。

边坡锚固设计中, 排水是十分重要的。许多边坡的失稳是由于水的浸入, 削弱了结构面的强度, 造成阻滑力减小。所以无论采用何种加固方案, 都要首先解决排水问题。

5.5.2 在边坡锚固设计中,考虑到各种复杂因素的影响,对锚结构本身的设计给予了安全储备,故锚固边坡的安全系数要求同未加锚的边坡安全系数要求。

锚作用力的简化是锚固边坡稳定性计算的一个重要问题。已有的简化方法有两种:将锚力简化为作用于滑面上的一个集中力;将锚力简化为作用于坡面上的一个集中力。当滑面为单一滑面(平面滑动面)、滑面强度相同时,两种方法的计算结果相同,当滑面为不规则面、滑面强度有差异时,两种方法的计算结果差异较大。本条推荐采用两种方法计算结果的小值,以利安全。

5.5.3 由于边坡下滑力计算时考虑了各种外加荷载及相关因素,因此锚杆锚固力计算时应不重复考虑,故锚杆锚固力的计算主要与边坡下滑力有关,在此基础上提出了公式(5.5.3)。

5.5.4 在边坡预应力锚固设计中,锚的布置位置是首先面临的一个重要问题,锚的布置位置不同,产生的锚固效果不一样,经济性差异也很大。锚的布置位置与边坡的破坏机制关系密切。本条1~3款是在对国内外已有的研究成果、工程经验总结的基础上提出的。

锚的布置方向是边坡锚固设计中一个至关重要的问题。最有效的布置方向为逆滑动方向布置,但由于受施工条件、滑体边界条件限制,只能以一定的方向布置,所以必须经过综合比较,选择最佳的锚固方向,以达到最有效的加固效果。当锚与滑动面的夹角 α 等于滑动面内摩擦角 φ 时,锚提供的抗滑力最大,但此时锚最长,不经济。最佳锚固角已有一些经验公式,但工程中的适用性有待验证,本规范暂不将这些经验公式纳入。

5.5.8 本规范的坡面结构指作为锚固边坡的承压结构,不包括起支挡作用的坡面结构(如桩、墙),表5.5.8是在综合考虑施工难易程度、支护整体效果、环境景观等因素后确定的。设计中,应根据工点的地质条件和各种结构的适用条件,合理选择锚固边坡的结构形式,以减少锚固边坡的预应力损失。

5.5.9 预应力锚杆的试验用来确定锚杆是否有足够的承载力,并检验锚杆的设计和施工方法能否满足工程要求。试验方式有两种:一种为破坏性试验,主要目的是确定锚杆可能承受的最大张拉力和锚固工程的安全度;另一种为非破坏性试验,一般在有代表性的工作锚杆中进行,其目的是验证设计的合理性和安全性,检查和控制施工质量的技术要求是否合理。

对于预应力锚固工程而言,监测工作十分重要。因为锚固本身是属隐蔽性工程,影响锚固效果的因素很多,设计时很难做到情况完全清楚。所以对于预应力锚固工程,必须开展原位监测。预应力锚固工程的监测主要有施工期监测和运行期监测。各阶段的监测主要有两项内容:一是锚杆体本身的监测;另一项是对锚固介质或锚固对象的监测。

5.6.1 一般来说,土钉支护只适用于有一定粘性的砂土和硬粘土,或有一定自稳能力的土体,对于松散砂土、软粘土以及地下水丰富等地区使用土钉支护技术时,存在几个问题:(1)由于土体松散,其抗剪强度低,不能给土钉以足够的抗拔力;(2)由于土体松软和含水量高,边坡的喷射面层难以形成。

土钉支护对水的作用特别敏感。土的含水量增加不但增大土的自重,更主要的是会降低土的抗滑强度和土钉与土体之间的界面粘结强度。大量工程实践表明,土钉支护工程发生事故多与水的作用有关,因而在设计和施工中必须特别注意。

5.6.2 土钉支护的类型包括:

- 1)由土钉与含钢筋网或土工格栅网的喷射混凝土面层构成的支护结构;
- 2)由土钉与将各个钉头栓系在一起的钢筋混凝土网格梁或地梁组成的支护结构,其中又包括网格梁下有喷射混凝土层和无喷射混凝土层两种;
- 3)由各自独立的土钉及钉头混凝土保护块构成的支护结构;
- 4)由土钉与立柱及挡土板构成的支护结构;
- 5)由现浇或预制的钢筋混凝土面板拼装成连续面层并与土钉结合构成的支护结构。

5.6.3 土钉的内部稳定验算包括钉材拉断验算、土钉拉拔验算和内部整体稳定验算。

1 土钉抗拉断验算

$$\text{钉材强度} \quad T_i = \frac{1}{4} \pi d^2 f_y \quad (5-2)$$

式中: T_i ——钉材强度;

d ——土钉直径;

f_y ——抗拉强度标准值。

$$\frac{T_i}{E_{hi}} \geq K_1 \quad (5-3)$$

式中: E_{hi} ——土钉所受拉力;

K_1 ——抗拉断安全系数,一般取 1.5 ~ 1.8。

2 土钉抗拔稳定性验算

1)单根土钉抗拔稳定验算。土钉在土层主动土压力的作用下,土钉支护内部在破裂面后的土钉与砂浆间及土钉砂浆与土体间应提供足够的粘结强度和抗剪强度以使土钉不被拔出,应满足下式:

$$\frac{\min(F_{i1}, F_{i2})}{E_{hi}} \geq K_2 \quad (5-4)$$

式中: F_{i1} ——钉材与砂浆界面的粘结强度, $F_{i1} = \pi d L_{ei} \tau_g$;

L_{ei} ——土钉伸入破裂面外的约束区内长度;

τ_g ——钉材与砂浆界面的粘结强度标准值;

F_{i2} ——土钉与土体界面的抗剪强度, $F_{i2} = \pi DL_{ei} \tau_f$;

τ_f ——土钉砂浆与土体界面的抗剪强度标准值,一般由现场试验确定;

K_2 ——抗拔安全系数,一般取 1.5 ~ 2.0;

其余符号意义同前。

2) 总体土钉抗拔稳定验算。土钉支护内部破裂面后土钉有效抗拔力对土钉支护底部的力矩应大于主动土压力所产生的力矩:

$$\frac{\sum F_i (H - h_i) \cos \alpha_i}{E_h H_h} \geq K_f \quad (5-5)$$

式中: F_i —— $\min(F_{i1}, F_{i2})$;

α_i ——第 i 根土钉与水平面之间的夹角;

E_h ——土体主动土压力合力;

H_h ——主动土压力合力到土钉支护底面的距离;

K_f ——总体土钉支护抗拔力安全系数,一般取 2.0 ~ 3.0;

H ——土钉支护高度(m);

h_i ——第 i 排(层)土钉距土钉支护顶面的距离(m)。

土钉支护内部整体稳定性根据所确定的土钉支护潜在滑移面,把该面以上的土体分成若干个竖向土条,计算各土条的自重、滑移面上的粘聚力、摩擦力、土体下滑力,然后按下式计算其边坡整体稳定性:

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n c_i l_i S_x + \sum W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i S_x + \sum P_i \cos(\alpha_i + \theta_i) + \sum \xi \cdot P_i \sin(\alpha_i + \theta_i) \tan \varphi_i}{\sum W_i \sin \theta_i S_x} \quad (5-6)$$

式中: K_s ——边坡整体稳定性安全系数;

W_i ——第 i 土条的自重(kN/m);

c_i, φ_i ——分别为第 i 土条滑移面上的粘聚力(kPa)和内摩擦角(°);

θ_i ——第 i 土条滑移面中点切线与水平面夹角(°);

α_i ——第 i 根土钉与水平面之夹角(°);

l_i ——第 i 土条滑移面弧长(m);

S_x ——土钉的水平间距(m);

P_i ——土钉的抗拔能力,取 F_i 和 T_i 中的小值(kN);

n ——实设土钉排数;

ξ ——折减系数,取 0.5;

其余符号意义同前。

5.7.1 在调查的抗滑桩处治滑坡失效的例子中,常因未查清地质边界条件或边界条件处理不当而导致抗滑桩的使用失败,如没有认清老滑坡和老滑面;没有划清滑坡周界;对已有滑坡进行了支挡,新滑坡又出现;坡体从桩顶剪出;滑坡面、滑面参数确定有偏差;滑

坡推力计算不准等等。因此滑坡的工程地质勘察与抗滑桩的设计,是一个系统工程,详细准确的勘察是设计成败的关键。

5.7.3 《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025)认为,滑坡推力的分布对抗滑桩的设计影响很大,由于影响因素很多,很难给出各类滑坡推力的分布图形。在计算滑坡推力时,通常假定滑坡体沿滑动面均匀下滑,当滑体为砾石类土或块石类土时,下滑力采用三角形分布;当滑体为粘性土时,采用矩形分布;介于两者之间时,采用梯形分布。此外,根据铁二院两种模拟滑体的抗滑桩模型试验结果,当滑体为松散介质时,下滑力的重心约在滑动面上桩长 1/4 处,当滑体为粘性土时,虽比松散介质稍高,但也未超过滑动面以上桩长的 1/3。另外,从多次实验的结果可以看出,滑体的完整性越好,其下滑力的重心越低。铁道部科学研究院西北分院曾在坡积土滑坡上作过测量,其分布图形为上小下大的梯形,合力作用点在滑动面之上、距滑动面 0.42 倍滑坡体厚度处。综合以上因素,规定滑坡推力采用三角形、梯形或矩形分布是安全可行的。

桩侧地基的横向容许承载力 $[\sigma_H]$ 可按岩土地形条件的不同按以下情况计算:

1) 地层为岩层,可按式(5-7)计算:

$$[\sigma_H] = K_H \eta R_c \quad (5-7)$$

式中: $[\sigma_H]$ ——地基的横向容许承载力(kPa);

K_H ——在水平方向的换算系数,根据岩层构造,可采用 0.5 ~ 1.0;

η ——折减系数,根据岩层的裂缝、风化及软化程度,可采用 0.3 ~ 0.45;

R_c ——岩石单轴抗压极限强度(kPa)。

2) 地层为土层或风化成土、砂砾状岩层时,当地面无横坡或横坡较小时,按式(5-8)计算,当地面横坡 i 较大且 $i \leq \varphi_0$ 时,地基 y 点的横向容许承载力可按式(5-9)确定。

$$[\sigma_H] = \frac{4}{\cos \varphi} [(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 y) \tan \varphi + c] \quad (5-8)$$

$$[\sigma_H] = 4(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 y) \frac{\cos^2 i \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi_0}}{\cos^2 \varphi_0} \quad (5-9)$$

式中: γ_1 ——滑动面以上土体的容重(kN/m³);

γ_2 ——滑动面以下土体的容重(kN/m³);

φ ——滑坡面下土体的内摩擦角(°);

c ——滑动面以下土体的粘聚力(kPa);

h_1 ——设桩处滑动面至地面的距离(m);

y ——滑动面至计算点的距离(m)。

φ_0 ——滑动面以下土体的综合内摩擦角(°);

地基系数及其相应的物理力学指标的选取,对桩内力的计算至关重要,应慎重,但其试验测试较为困难,参照《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025),给出抗滑桩地基系数及地层物理力学指标,见表 5-5、表 5-6,以供参考。

表 5-5 抗滑桩地基系数(随深度增加的比例系数)

序号	土的名称	竖直方向 m_0 (kPa/m ²)	水平方向 m (kPa/m ²)
1	$0.75 < I_L < 1.0$ 的软塑粘土及粉质粘土;淤泥	1 000 ~ 2 000	500 ~ 1 400
2	$0.5 < I_L < 0.75$ 的软塑粉质粘土及粘土	2 000 ~ 4 000	1 000 ~ 2 800
3	硬塑粉质粘土及粘土;细砂和中砂	4 000 ~ 6 000	2 000 ~ 4 200
4	坚硬的粉质粘土及粘土;粗砂	6 000 ~ 10 000	3 000 ~ 7 000
5	砾砂;碎石土、卵石土	10 000 ~ 20 000	5 000 ~ 14 000
6	密实的大漂石	80 000 ~ 120 000	40 000 ~ 84 000

注:① I_L 为土的液性指数,其土质地基系数 m_0 和 m 值相应于桩顶位移 6 ~ 10mm;

②有可靠资料和经验时,可不受本表限制。

表 5-6 抗滑桩地基系数及地层物理力学指标

地层类别	内摩擦角 (°)	弹性模量 E_0 (kPa)	泊松比 μ	地基系数 K (kPa/m)	剪切应力 (kPa)
细粒花岗岩、正长岩	80 以上	5430 ~ 6900	0.25 ~ 0.30	$2.0 \times 10^6 \sim 2.5 \times 10^6$	1500 以上
辉绿岩、玢岩		6700 ~ 7870	0.28	2.5×10^6	
中粒花岗岩	80 以上	5430 ~ 6500	0.25	$1.8 \times 10^6 \sim 2.0 \times 10^6$	1500 以上
粗粒正长岩、坚硬白云岩		6560 ~ 7000	0.25		
坚硬石灰岩	0	4400 ~ 10000	0.25 ~ 0.30	$1.2 \times 10^6 \sim 2.0 \times 10^6$	1500
坚硬砂岩、大理岩		4660 ~ 5430			
粗粒花岗岩、花岗片麻岩		5430 ~ 6000			
较坚硬石灰岩	75 ~ 80	4400 ~ 9000	0.25 ~ 0.30	$0.8 \times 10^6 \sim 1.2 \times 10^6$	1200 ~ 1400
较坚硬砂岩		4460 ~ 5000			
不坚硬花岗岩		5430 ~ 6000			
坚硬页岩	70 ~ 75	2000 ~ 5500	0.15 ~ 0.30	$0.4 \times 10^6 \sim 0.8 \times 10^6$	700 ~ 1200
普通石灰岩		4400 ~ 8000	0.25 ~ 0.30		
普通砂岩		4600 ~ 5000	0.25 ~ 0.30		
坚硬泥灰岩	70	800 ~ 1200	0.29 ~ 0.38	$0.3 \times 10^6 \sim 0.4 \times 10^6$	500 ~ 700
较坚硬页岩		1980 ~ 3600	0.25 ~ 0.30		
不坚硬石灰岩		4400 ~ 6000	0.25 ~ 0.30		
不坚硬砂岩		1000 ~ 2780	0.25 ~ 0.30		
较坚硬泥灰岩	65	700 ~ 900	0.29 ~ 0.38	$0.2 \times 10^6 \sim 0.3 \times 10^6$	300 ~ 500
普通页岩		1900 ~ 3000	0.15 ~ 0.20		
软石灰岩		4400 ~ 5000	0.25		
不坚硬泥灰岩	45	30 ~ 500	0.29 ~ 0.38	$0.06 \times 10^6 \sim 0.12 \times 10^6$	150 ~ 300
硬化粘土		10 ~ 300	0.30 ~ 0.37		
软片岩		500 ~ 700	0.15 ~ 0.18		
硬煤		50 ~ 300	0.30 ~ 0.40		

续上表

地层类别	内摩擦角 (°)	弹性模量 E_0 (kPa)	泊松比 μ	地基系数 K (kPa/m)	剪切应力 (kPa)
密实粘土	30 ~ 45	10 ~ 300	0.30 ~ 0.37	$0.03 \times 10^6 \sim 0.06 \times 10^6$	100 ~ 150
普通煤		50 ~ 300	0.30 ~ 0.40		
胶结卵石		50 ~ 100	—		
掺石土		50 ~ 100	—		

6 路基拓宽改建

6.1.1、6.1.2 公路路基拼接拓宽改建设计前的野外调查、勘探和必要的测试是公路勘察的重要组成部分,应注意搜集原有公路的地基及路基的处治措施,以便采取适宜的工程处治方案。

6.1.3 原有公路地基在路堤荷载和车辆荷载的作用下,沉降已基本处于稳定状态。路堤拓宽后,新老路基之间将形成沉降差,为避免差异沉降引起路基纵向裂缝,应对新拼宽道路的地基进行处治,减小地基沉降,同时应注意路堤本身的压实,以减小路堤自身压缩沉降。

6.2.1~6.2.5 原有公路路基拓宽改建设计前,关键是对原有路基及地基进行勘察试验与分析评价工作。勘察工作包括三部分:原有路基路表状况调查、路表强度测试和路基土勘探试验;原有路基下地基勘探试验;路基拓宽区地基勘探试验。勘探孔应布置在同一横断面上,通过对比勘察试验,分析确定原有路基压实度、强度与水文状态、地基的固结度、边坡稳定状况等,确定原有路基的利用程度与拓宽改建方案,为路基拓宽设计提供可靠依据。

6.3.1 拓宽改建道路的路基横断面形式应根据公路等级,结合道路沿线的地形、地貌、水文、地质、填筑情况来确定是单侧拓宽还是双侧拓宽,满足技术可行、经济合理的要求。拓宽的路基和改线新建公路路基的设计标准按新建道路的标准执行。

6.3.4 新老路基拼接处,为确保拼接处的新老路基拼接效果,应拆除原有道路的防护工程,并清除坡面松土,沿老路坡面开挖台阶,自下而上逐层填筑路基,加强新老路基的整体性。

新拼接路基宜选用透水性好、强度高、具有良好级配的粗粒土作为路基填料,若采用细粒土作为填料,应满足路基土最小强度(CBR)要求,并加强路基内部(特别是新老路基结合部)的排水。必要时,可设置横向排水盲沟,排除路基内部积水。

为保证路基的压实度,当拓宽路基的宽度不足一个压实宽度时,应采用超宽填筑或翻挖原有路基等措施,路基填筑、压实施工完毕后,可进行削坡处理,形成最终的路基断面,严禁出现贴坡现象。

6.3.8 拓宽拼接路基范围内,应严格控制其工后沉降,工后沉降标准按相应公路等级

桥头段的工后沉降标准控制,同时,应加强新老路面拼接处的差异沉降控制,避免产生路面纵向裂缝。

6.4.3 对于穿越软弱地基地段高速公路拓宽的改建,由于原有高速公路地基已基本固结沉降稳定,而两侧地基基本为原状地基,在新的路基荷载作用下,地基将产生新的附加沉降,并对原有路基路面产生一定影响。拓宽路基应严格按桥头段路基工后沉降标准,控制其工后沉降,减小拓宽路基对原有道路路基的沉降影响,根据江苏、浙江、广东等省软土地基地段高速公路拓宽的实践经验,原路基中心附加沉降超过 30mm,拓宽路基的路拱横坡度增大值超过 0.5%时,路面开裂。通过分析总结经验,本规范提出了软土地基上高速公路拓宽路基处理设计原则。

7 特殊路基

7.2 滑坡地段路基

7.2.1 对于规模较大、性质复杂的滑坡区,由于整治工程大,且性质不明、工程可靠度低,一般应进行绕避与整治的比较,以绕避为主。

滑坡是山区公路的主要病害之一,对山区公路建设和交通设施危害较大。因此应重视滑坡的调查工作,通过滑坡工程地质综合勘察,查明滑坡的形成原因及性质,判断滑坡的稳定程度以及对工程建设的危害性,提供滑坡防治措施与计算参数。

滑坡整治,原则上应一次根治,不留后患。对规模大、性质复杂、变形缓慢以及短期内难以查明其性质的滑坡,在确保路线安全的前提下,采取全面规划、分期整治的原则,先修建有利于稳定滑坡的应急工程,建立必要的观测系统,以观测其效果,掌握滑坡的变化规律资料,达到彻底根治的目的。

滑坡的形成与发展是多种因素的结果,其治理应分清主次,有针对性,考虑各种因素,综合整治。水是滑坡的首要因素,防止水进入滑动带和排除滑坡体的水,显得非常重要。减载,对减缓滑坡的变形,保证施工期间安全,减少支挡工程十分有效。滑坡类型较多,即使是同一种类型,其情况也各不相同,因此应具体分析各种情况,运用各种技术,综合治理。

在西南地区和多雨地区,松散岩堆深路堑、破碎软质岩高边坡、具有不利软弱层面的路堑高边坡、斜坡软土等容易产生滑坡的工程路段,应采取预防措施,设置预加固工程,避免产生滑坡。

7.2.2 滑坡稳定性判断采用的力学平衡检算方法很多,条文列出传递系数法,是假设分条间推力 T_i 的作用方向取为上侧条块滑动的方向,引入条间竖向安全剪力,因此,由传递系数法所得到的安全系数是偏安全的。当稳定系数给定后,则传递系数法计算的下滑力 T_n ,便可作为支挡结构所承受的推力。

滑坡推力安全系数 F_s 的选用,应从滑坡可能造成的后果、防治工程措施的目的、工程的重要性及容许变形值,以及对滑坡的性质、滑动因素、滑体和滑带岩土的结构强度指标的调查了解的可靠程度等进行综合考虑。特殊情况经必要的论证后可酌情增减。

关于滑面岩土的抗剪强度指标,进行土工试验时应尽量选用岩体直剪试验方法。当滑坡为首次滑动时,可采用峰值强度;当为经常滑动或滑动位移量很大时,应作多次剪切或环剪,可采用残余强度;当滑带滞水时,应作饱和快剪或控制含水量下的快剪;当滑带的

灵敏度较高时,应在原位进行试验,反之可在室内进行试验;当滑带物质中粗颗粒的含量超过 30%时,应做大面积剪,反之可用小试样做。

采用反算法求 c 、 φ 值,必须注意地质条件基本一致,并根据其差异性,特别是反算时滑坡地质条件与以后可能出现最不利条件情况的区别,分析所求 c 、 φ 值的合理性。经验数据有其特殊及局限性,应注意使用条件。

7.2.3 防治措施

1 滑坡地表排水工程对滑坡稳定作用很大,地表排水布置应注意避免地表水流入滑体,并迅速排除滑体范围内的地表水。

2 地下排水分浅层和深层。对浅层地下水,常用各种形式的渗沟;对深层地下水,常用仰斜排水钻孔、泄水洞。埋深较大的截水渗沟、泄水洞一般施工较困难,造价比较高。

支撑渗沟主要用来支撑滑坡前缘潮湿土体兼引排土体中的浅层滞水、地下水。支撑渗沟的横向间距可视土质情况,一般为 6~15m,支撑渗沟的基底,应埋入滑动面以下稳定地层内 0.5m,并设置 2%~4%的排水纵坡。当滑动面较陡时可修筑成台阶,台阶宽应不小于 2m。渗沟进水侧壁及顶端应设置反滤层。寒冷地区应注意采取防冻措施。

边坡渗沟是用于疏干潮湿的边坡和引排边坡上层的滞水或泉水,适用于坡度不陡于 1:1 的土质路堑边坡。修筑边坡渗沟,可以疏干和支撑边坡,同时也可以起截阻坡面径流和减轻坡面冲刷的作用。

截水渗沟可用于截阻流向滑坡的浅层或深层地下水并将其排出滑坡体。截水渗沟在不致冲刷四周孔壁圪工的前提下,尽量采用较陡的流水纵坡。为便于养护及维修,在直线段每 30~50m 或渗沟的转弯、变坡点应设置检查井。检查井井壁应设泄水孔,以排除附近的地下水。

3 减重对减缓滑坡变形有明显作用。对中小型滑坡,减重可作为滑坡整治的主要手段之一,对大型滑坡,应与其他工程配合。但应注意,减重措施增加了新的暴露面,要充分论证是否会引起次生滑坡或会使原滑坡的条件恶化,应慎重选择。对于反压处理措施,应注意其稳定性,防止产生新的滑坡。

4 抗滑挡土墙是整治滑坡的有效措施之一,对于大型滑坡常作为排水、减重等综合措施的一部分;对于中小型滑坡,常与支撑渗沟联合使用。其优点是对山坡破坏小,稳定滑坡收效快。但应查明滑坡的性质、滑体结构、滑面位置、滑体推力及基础的地质情况。抗滑挡土墙一般采用重力式挡土墙。另外,抗滑挡土墙与一般挡土墙主要区别在于所承受的土压力大小、方向、分布和作用点不同,其所承受的土压力是按滑坡推力计算确定的。

抗滑桩是稳定滑坡的有效抗滑措施,现已经广泛采用。具有布置灵活、施工简便、施工对滑坡稳定影响小等优点,近年来,随着山区高速公路工程的建设,应用非常普遍,效果明显。

抗滑桩的设计计算分为刚性桩和弹性桩,其中刚性桩又分为桩身置于均质土中和桩身置于两种不同地层中等 6 种不同边界条件下的计算方法。弹性桩亦按不同的边界条件为普通法和简单法的 m 法、 K 法计算。具体计算可参考《公路路基设计手册》及有关资料。

锚杆技术应用于整治滑坡的工程实例较多,但锚固段应置于稳定岩层中,锚固段为土层的实例较少,其内锚都采用砂浆锚固,外锚主要采用钢筋混凝土的框架、地梁和垫墩,对土层宜采用框架、地梁,其框架、地梁和垫墩等尺寸根据滑体岩土承载力大小计算确定。为防止预应力锚索松弛,避免锚索失效,对土层表面应采取防止冲刷的措施。

为了提高滑动带的抗剪强度,增加滑坡稳定性,高压旋喷桩或注浆通过改良滑带岩土,提高了滑带岩土的抗滑强度,增强稳定性,对土质、中小型滑坡,是一种有效途径。

7.3 崩塌与岩堆地段路基

7.3.1 一般规定

崩塌一般是岩崩与坍塌的统称,本节所指的崩塌则是包含错落、坍塌、落石、危岩的总称。此外,规模巨大岩体的崩坍可称山崩,山坡上经常发生的小块岩石的坠落称为碎落,等等。在陡峻山岭地区修筑公路,斜坡上常遇到程度不同的崩坍现象,由于地质历史和地质背景的不同,以及当地地形、气候、岩性、地层构造的特点、地震作用和人为因素的影响,崩坍对路基稳定的危害是不容忽视的。因此,在公路勘察中要充分调查,并作出崩坍发生的预测与稳定评价,以及采取有效的防治措施,尽量避开可能发生崩坍的地段。岩堆则是陡峻山坡上岩体崩塌物质经重力搬运在山坡坡脚或平缓山坡上堆积的松散堆积体。在岩堆地段修筑路基,稳定是至关重要的。路线应在有利于路基稳定的位置通过和采取必要的防治措施以求稳定。

7.3.2 设置封面及护面墙的边坡自身应是稳定的。封面及护面墙不考虑承受岩土的土压力,其具体结构及材料要求,按本规范第5章办理。封面的边坡不但要求自身稳定、平整而且要求比较干燥,当坡面渗水及坡面岩石风化较严重、节理发育时,必须采取相应措施。清除坡面破碎风化层时,尽可能与放缓坡度相结合,放缓后的坡度宜与潜在滑裂面一致。

近年来,对于岩石破碎较严重、易崩塌的边坡防护,柔性防护技术得到了推广应用,取得了较好的效果。柔性防护系统包括主动式和被动式,主动式防护系统由系统锚杆和防护网组成,被动式防护系统由拦截网构成,一般情况下,宜优先采用主动式防护系统。

7.3.3 当在岩堆上修建挡土墙而对岩堆开挖时,可以考虑开挖前在适当的范围内灌注强度较低的水泥砂浆,使之局部稳定。

7.4 泥石流地区路基

7.4.1 应根据公路等级,选择适度的泥石流综合防治措施。对于高等级公路,在全流域泥石流活动频繁的地区,不采取治土、治水和排导等多种措施相结合的综合治理,就不能有效地控制泥石流和消除泥石流的危害。但对泥石流的综合治理,非公路一个部门就

能承担,应与当地其他部门的防治规划相协调,全面规划,共同治理。

7.4.2 防治措施

1 跨越措施

泥石流沟桥涵的跨越原则是:宁设桥勿设涵、宁用大跨度桥勿用小跨度桥或多孔涵,粘性泥石流及山区泥石流尤应如此。泥石流沟的桥梁孔径,不能单凭流量计算确定,应结合地形条件、河槽宽度、泥石流性质与趋势及其发展变化规律等因素综合考虑。

和桥梁相比,涵洞有许多不利条件,主要是跨度小、净空低、泄流纵坡较缓、流程较长、周边阻力较大、渲泄泥石流能力较差、易堵淤、难抢险;在铁路上,几乎所有发生泥石流灾害的运营线的实践都证实涵洞的泥石流病害率远高于小桥;甘肃、西藏等地调查结果表明,跨越泥石流的涵洞淤埋严重。因此,在泥石流地区采用涵洞应特别慎重。

2 排导措施

排导措施包括排导沟、急流槽、导流堤。泥石流排导沟设计,要求通过洪峰流量时不发生淤积,也不出现冲刷;急流槽是用以防止桥涵的淤塞和堵塞;导流堤是改变泥石流的流向和流速,使泥石流能顺利排走,确保路基的安全。

7.5 岩溶地区路基

7.5.1 石灰岩等可溶性岩层,在流水的长期溶解和剥蚀作用下,产生特殊的地貌形态和水文地质现象,统称为岩溶。岩溶对路基的危害是:溶洞顶板坍塌引起的路基下沉和破坏;岩溶地面坍塌对路基稳定性的破坏;反复泉与间歇泉浸泡路基基底,引起路基沉陷、坍塌或冒浆;突然性的地下涌水冲毁路基等。首先要从地质条件上弄清岩溶的发展规律和分布规律,慎重确定路线的布局 and 位置。在一般情况下,对局部严重的、大型的、不易搞清楚的岩溶地段,应尽量设法绕避;对不太严重的中、小型岩溶地段,选择其最窄的、最易于采取措施的地段通过。岩溶地区路基设计,主要是对影响路基稳定的岩溶和岩溶水进行预防和处理。实践证明,如果不加处理或处理不当,不仅会影响工程计划方案发生变更,延长施工期限,造成浪费,而且会产生各种病害,影响行车安全。

7.5.2 对岩溶水宜以疏导为主,采取因地制宜,因势利导的方法,不宜堵塞。一般可采用排水沟、泄水洞等疏导岩溶水。

路堑边坡上的干溶洞,既影响边坡的稳定,又影响路容,对洞内可用片石填塞,洞口用干砌片石铺砌、砂浆勾缝或浆砌片石封闭。路线通过溶洞或岩溶水时,如跨越和施工条件较好,可采用跨越方法。桥梁适用于跨越流量较大的暗河、冒水洞或消水洞等。涵洞适用于跨越一般岩溶泉。在跨越季节性或经常性积水而不深的溶蚀洼地时,可采用填石透水路堤。

7.5.3 根据我国公路、铁路建设中处理岩溶洞穴顶板的经验,评价洞顶稳定性必须分析两个因素,一是内在因素:包括顶板的厚度、跨度及形态、岩石性质、岩层产状、节理裂隙

状况及岩石物理力学指标等;二是外在因素:包括受载状况、岩石含水量及温度变化影响,以及洞内水流搬运的机械破坏作用等。顶板安全厚度的评价采用近似的方法计算,方法较多,本规范是根据铁路科研成果和京珠高速公路粤境北段的实践经验,采用了厚跨比法。在实践中还可调查既有工程的实例。

7.5.4 路线附近的溶洞,距离路基坡脚应有一定的距离,若洞穴坍塌呈漏斗形,不致危及路基,该距离称为溶洞距路基的安全距离。条文中所列的计算公式,是以往工程中按坍塌时的扩散角进行估算的,由于影响因素较多,在实践中还可调查参考既有工程的实例。

7.6 软土地区路基

7.6.1 一般规定

软土地基上公路路堤的设计与施工质量在很大程度上取决于地质资料的真实性和代表性,应对资料作对比分析工作,结合现场情况、取样试验过程评价资料的可靠性。用于设计计算的数据一般不得用单孔资料,应是把同一地层的同一指标用数理统计法进行统计整理,从中选出代表性数据用于计算。

关于软土的鉴别,国内各行业的标准有所差异,本规范以1996年颁布的《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ 017)软土鉴别为基础,结合近几年高速公路地基处理中经常遇到的软弱土处理问题,参考国家标准《岩土工程勘察规范》(GB 50021),补充了直剪内摩擦角、十字板剪切强度、压缩系数等判别指标。

7.6.2 地基沉降计算

采用分层总和法,利用压缩试验的 $e-p$ 曲线、压缩模量 E_s 或 $e-\lg p$ 曲线计算软土地基的固结沉降是目前工程中最常用的方法,特别是采用 $e-p$ 曲线和压缩模量 E_s 进行计算积累的经验比较多,相应的沉降系数 m_s 的取值也有一定的经验。本规范结合京津塘高速公路软基试验工程研究成果给出了计算沉降系数 m_s 的经验公式。

对于采用瞬时沉降 S_d 、主固结沉降 S_c 及次固结沉降 S_s 之和计算总沉降,国内多见于软基试验研究项目中,德国《软弱地基上道路建设须知》和日本《高等级公路设计规范》也采用了该方法,但其中也包含一些经验计算公式。

7.6.3 稳定验算

固结有效应力法考虑了软基路堤施工的实际情况,即路堤荷载并非瞬间填到设计高度,而是按照一定的施工速率逐渐填筑。当在强度很差的地基上需要修筑高路堤时,可以按照这一计算模式对采取分期加载的方法逐渐使地基强度固结提高后的安全系数进行验算,以保证路堤填筑过程中的稳定满足要求。

改进总强度法是以 $\varphi=0$ 法为基础发展而来的,它是基于 $\varphi=0$ 法利用原位测试资料(采用静力触探试验的贯入阻力(单桥探头)或锥尖阻力(双桥探头)换算的十字板抗剪强

度或直接由十字板试验得到的抗剪强度),借用固结有效应力法计算地基强度随固结增加的思想,采用强度增长系数计算固结过程中强度的增量。采用该方法与静力触探试验相结合,为软基路堤稳定验算提供了一种高效可靠的途径。

简化 Bishop 法和 Janbu 普遍条分法都是较精确的计算方法,Janbu 普遍条分法还常用于非圆弧滑动面的稳定验算。由于两种计算方法采用有效抗剪强度指标,取样试验的工作量比较大,设计中全部采用这种方法计算有一定困难,可以在路堤的重点部位有选择性地应用。

以上四种方法的计算公式如下:

1 采用固结有效应力法验算时,稳定安全系数计算式为:

$$F = \frac{\sum_B (C_{qi} L_i + W_{II} \cos \alpha_i \tan \varphi_{qi} + W_{III} \cos \alpha_i U_i \tan \varphi_{cqi}) + \sum_C (c_{qi} L_i + W_{III} \cos \alpha_i \tan \varphi_{qi})}{\sum_A (W_I + W_{II})_i \sin \alpha_i + \sum_B W_{III} \sin \alpha_i} \quad (7-1)$$

式中: c_{qi} 、 φ_{qi} ——地基土或路堤填料快剪试验测得的内聚力和内摩擦角;

φ_{cqi} ——地基土固结快剪试验测得的内摩擦角;

U_i ——地基平均固结度;

其余符号见图 7-1。

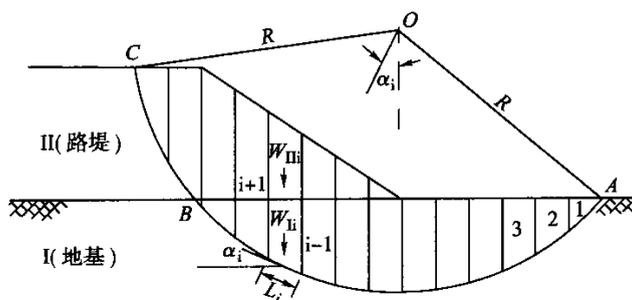


图 7-1 安全系数计算图式

2 采用改进总强度法验算时,稳定安全系数计算式为:

$$F = \frac{\sum_A (S_{ui} + W_{III} \cos \alpha_i U_i m_i) L_i + \sum_C (C_{qi} L_i + W_{III} \cos \alpha_i \tan \varphi_{qi})}{\sum_A (W_I + W_{II}) \sin \alpha_i + \sum_B W_{III} \sin \alpha_i} \quad (7-2)$$

式中: S_{ui} ——由静力触探试验的贯入阻力(单桥探头)或锥尖阻力(双桥探头)换算的十字板抗剪强度或直接由十字板试验得到的抗剪强度;

m_i ——地基土层强度增长系数,按表 7-1 取值。

其余符号意义同前。

3 采用简化 Bishop 法验算时,稳定安全系数计算式为:

$$F = \frac{\sum_B \{ c'_i b_i + [(W_I + W_{II})_i - u_i b_i] \tan \varphi'_i \} / m_{lai} + \sum_C (C_{qi} b_i + W_{III} \cos \alpha_i \tan \varphi_{qi}) / m_{IIai}}{\sum_A (W_I + W_{II})_i \sin \alpha_i + \sum_B W_{III} \sin \alpha_i} \quad (7-3)$$

表 7-1 地基土层强度增长系数

土名	描述	地基土层强度增长系数 m_i
泥炭	在潮湿和缺氧条件下,由未充分分解的喜水植物遗体堆积而形成的泥沼覆盖层;呈纤维状,深褐色至黑色;有机质含量超过 50%;含水量 50%~2000%,孔隙比一般大于 5	0.35
腐殖质土	喜水植物遗体大部分完全分解后形成的有臭味、呈黑泥状的细粒土;有机质含量超过 50%	0.20
有机质土	在多水环境下由不同分解的植被植物所组成的细粒土,其中混有矿物颗粒;有机质含量超过 25%	0.25
粘质土	塑性指数(76g 锥)大于 17 的土	0.30
粉质土	塑性指数(76g 锥)大于 10,但小于或等于 17 的土	0.25

$$m_{Iai} = \cos\alpha_i + \tan\varphi_i' \sin\alpha_i / F \quad (7-4)$$

$$m_{IIai} = \cos\alpha_i + \tan\varphi_{qi} \sin\alpha_i / F \quad (7-5)$$

式中: c_i' 、 φ_i' ——分别为地基土三轴试验测得的有效内聚力和有效内摩擦角;

b_i ——分条的水平宽度,即 $b_i = L_i \cos\alpha_i$;

u_i ——滑动面上的孔隙水压力;

其余符号意义同前。

由于稳定安全系数计算公式右端 m_{ai} 中含有 F , 所以安全系数计算需要采用迭代法。

4 采用 Janbu 普遍条分法验算时, 稳定安全系数计算式为:

$$F = \frac{\sum_A^B \{ c_i' b_i + [(W_I + W_{II})_i - u_i b_i + \Delta T_i] \tan\varphi_i' \} / m_{Iai} / \cos\alpha_i + \sum_B^C (c_{qi} b_i + W_{III} \cos\alpha_i \tan\varphi_{qi} + \Delta T_i) / m_{IIai} / \cos\alpha_i}{\sum_A^B (W_I + W_{II} + \Delta T)_i \tan\alpha_i + \sum_B^C (W_{II} + \Delta T)_i \tan\alpha_i} \quad (7-6)$$

式中: ΔT_i ——土条两侧边界上的剪力增量, 可以根据土条两侧边界上法向力作用点位置的假定计算出来;

其余符号意义同前。

因为公式右端 m_{ai} 中含有 F , ΔT_i 计算过程中也含有 F , 所以安全系数计算需要采用迭代法。

7.6.4 大量的实践证明, 稳定安全系数与所采用的计算方法及采用的抗剪强度指标有关, 也就是说对不同的设计计算方法和强度指标应该采用不同的稳定安全系数。本条中稳定安全系数容许值考虑了固结度的因素, 实际上是对施工期和营运期给出了不同的稳定安全系数。日本《高等级公路设计规范》中要求施工中的安全系数达到 1.1, 通车后的稳定安全系数达到 1.25; 它认为快速施工中的路基为临时工程, 破坏的可能性较大, 1.1 的稳定安全系数即可。

固结有效应力法 $U=0$ 条件下采用 1.1 的稳定安全系数, 实际上比以前采用总应力法计算时采用 1.1 的稳定安全系数要安全得多。因为前者计算滑动面上的摩擦力时, 土条中路堤部分的重量产生的摩擦力 $U \cdot W_{II} \cos\alpha \tan\varphi_{cq}$ 为 0, 而后者将土条中路堤部分的重

量 W_{II} 全部计入摩擦力 $(W_I + W_{II})\cos\alpha \tan\varphi_q$ 计算中。从这里还可以看出,在 $U \neq 0$ 时,如果 $U \cdot W_{II}\cos\alpha \tan\varphi_{cq} < W_{II}\cos\alpha \tan\varphi_q$, 即 $U < \tan\varphi_q/\tan\varphi_{cq}$ 时,采用固结有效应力法计算的稳定安全系数比采用总应力法计算的稳定安全系数还小,这与固结理论是相矛盾的,故不再将总应力法作为软基路堤稳定验算的方法。

以前采用总应力法计算,主要是经验和习惯,因为钻孔取样做直剪试验是地质勘探工作的基本要求,对于软土来讲,取样、运输、开样等过程中的扰动造成室内测得的抗剪强度降低,通过采用总应力法计算可以将强度的降低给予“弥补”。要解决存在的这些问题,办法有两个:一是采用原位测试资料,二是采用有效抗剪强度指标,这就是选用 4 种计算方法的原因。

《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ 017)制定容许工后沉降控制标准,经近十年来的高速公路建设实践验证是合适的,本规范采纳该标准。

7.6.5 地基加固措施

2 轻质路堤

粉煤灰路堤的加权平均密度约为 $15.6\text{kN}/\text{m}^3$,与一般路堤填料相比可以起到减小地基沉降的作用。EPS 是 Expand Polystyrene 的缩写,意为泡沫聚苯乙烯,其密度大小和块体大小可以根据需要生产,路堤工程中一般采用的密度为 $0.2\text{kN}/\text{m}^3$,用它减小沉降比粉煤灰有效得多,但造价太高,大量使用尚有困难,一般只用在构造物部位。由于 EPS 材料密度比水小,当路堤有可能受水浸泡时需要考虑路堤的抗浮稳定性,若不能满足时,应变更 EPS 铺设厚度,增加填土的重量,或采取降排水措施。

3 加筋路堤

软土地基上的加筋路堤不是加筋土工程,设计的土工格栅、土工布(加筋复合土工布)、钢塑土工格栅等层数不宜超过 4 层,否则应采取地基处理措施解决稳定性问题。抗拉强度小于 $50\text{kN}/\text{m}$ 的加筋材料对提高稳定的作用很小,不宜采用。选用加筋材料的设计抗拉强度应以 10% 的延伸率为控制标准,大延伸率的材料不宜用做路堤加筋材料。

5 排水固结法

排水固结法是软土地基处理中成熟和经济的措施,在软土地基处理中经常使用。包括砂垫层预压、塑料排水板或袋装砂井预压、真空联合堆载预压,常与轻质路堤、加筋路堤、反压护道等配合使用。

设计计算时,排水板的长度一般先要拟定最大值,由计算结果决定要求的实际值。当计算的排水体长度接近其下透水层时,取用时宜达到透水层,以充分发挥其作用。采用袋装砂井时,为方便施工及保证施工质量,其长度不宜太大;若根据计算确实需要很长的砂井时,可考虑用塑料排水板或类似的复合排水体代替。

采用竖向排水体对地基处理,对地基土产生扰动后使其强度降低,这种强度的降低在设计计算时并未考虑,规定不小于 6 个月的预压期是为了减小计算条件与实际的差异造成的处理效果降低。

真空预压法是在软土地基表面铺设的砂垫层中放置塑料或金属抽气管,通过与抽气

管连接的真空泵不断抽气,在砂垫层和地基中形成负压,该负压和路堤荷载共同作用使地基加速固结。为保证真空预压的效果,一般要求被加固软土层的渗透系数在 $10^{-5} \sim 10^{-6}$ cm/s,但遇到加固区透气或透水时(存在水平砂层),渗透系数满足不了要求的条件,为此可以采取粘土搅拌桩隔离墙将加固区封闭起来,也可增加射流泵的数量或加大功率。如1994~1995年汕头港深水港区集装箱堆场采用真空联合堆载预压法对 57248m^2 软土地基进行处理,由于表层有4~12.5m的细砂、中粗砂层,采用1.2m的粘土密封墙封闭,试抽气两周后真空负压即达到80kPa以上。该工程打设的塑料排水板最大深度达到25m。福宁高速公路漳湾互通立交匝道地基软土层局部有水平砂层、底板亚粘土混有卵石,经现场注水试验卵石质亚粘土的渗透系数为 2.5×10^{-4} cm/s,但通过增加射流泵的数量使真空度一直保持在70kPa,地基加固效果良好。虽然无论真空度大或者小对地基加固都有作用,但是真空度过低时真空预压的经济性变差,工程中一般要求密封膜下的真空度在70~90kPa。

真空联合堆载预压荷载下地基的沉降计算方法与堆载预压荷载下地基的沉降计算方法相同,只是预压荷载采用真空度加路堤填土荷载代替。因为真空预压在水平方向产生了一个向着负压源的压力,使四周土体向着预压区移动,产生等向固结,不会产生剪切变形,只发生收缩变形,所以真空联合堆载预压可以抵消堆载预压产生的土体侧向挤出变形,对地基的稳定有利,一般情况下不会发生地基失稳破坏的问题。

6 粒料桩

用粒料桩加固软土地基有置换、排水固结和应力集中等作用。

粒料桩长度以内的地基属于复合地基,复合地基理论的最基本假定为桩与土的协调变形,设计中一般不考虑桩的负摩阻力及群桩效应问题。

粒料桩的承载能力不仅与桩身材料的性质和桩身密实度有关,而且还与桩周土体的侧限能力有关,当被加固的软土强度很低时,粒料桩很难成桩。对于振冲置换(Vibro-replacement)碎石桩,土的强度至少要有多大才能成桩,说法不一。《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79)参考国内外的资料,规定被加固土体的不排水抗剪强度不小于20kPa,国内研究的结果证明,不排水抗剪强度略低于20kPa的地基土仍可以采用振冲置换法成桩,近年来在广东、福建地区,采用大直径粗粒径等措施,成功的工程较多。振冲置换法在不排水抗剪强度15kPa以上的地基土中使用没有太大困难。

沉管法施工时由于对土体扰动很大,又无法护壁,在强度低的软土地基中很难使用,一般要求该方法只适应于不排水抗剪强度为30~60kPa的不会坍孔的低灵敏度粘性土,也有人认为土体的十字板抗剪强度小于20kPa时不宜采用。

粒料桩施工过程会对土体产生扰动,一般认为采用振冲置换法施工时土体强度可能降低10%~40%,20~30d强度可以恢复;采用沉管法施工时淤泥质土的强度在30d以上才能恢复,在地基强度检验时要注意这种因素的影响。

关于设计参数,日本资料建议:砂桩的内摩擦角采用 25° ,碎石桩的内摩擦角采用 35° ,桩土应力比取3。国内计算碎石桩承载力的一些经验公式中,碎石桩的内摩擦角多采用 $35^\circ \sim 40^\circ$ 。粒料桩与桩间土的应力比 n 是随土质与深度的不同以及荷载的大小、作用时

间而变化的,多数资料认为 n 值在 2~5 之间比较合适。

7 加固土桩

加固土桩是将石灰、水泥或其他可以将土固化的材料,通过专用的机械在地基深部将软土和固化剂强制拌和形成的具有较高强度的竖向加固体,从工艺上分为干法(粉体)搅拌桩和湿法(浆液)搅拌桩。

《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79)规定深层搅拌法适用于地基承载力标准值不大于 120kPa 的粘性土地基。根据汉森(J.B.Hansen)极限承载力公式 $\sigma_f = 5.14 C_u$,再取安全系数为 2,可得容许承载力 $\sigma_0 = 2.57 C_u$,由此折算出对应的地基不排水抗剪强度不应大于 47kPa。根据铁道部《粉体喷搅法加固软弱土层技术规范》(TB 10114)的规定,被加固软土的天然含水量在 30%~70%、pH 值 ≥ 4 时适宜采用干法(粉体)喷搅桩加固。

从高速公路软基处理的情况看,采用水泥搅拌桩加固的软基都是强度很低的,按上限控制并无实际意义,应根据最低强度控制。从目前的情况看,基本是根据含水量控制的。如果采用湿法(浆液)搅拌桩,30%~60%的含水量可以很容易成桩,如果采用干法(粉体)搅拌桩,天然含水量在 70%~80%时也可以成桩,如在连徐、福宁、淮阴至江都等高速公路中,对含水量 70%~80%(个别高达 85%)的淤泥采用 75~80kg/m 的喷粉量并全程复搅成桩,质量很好,含水量在 70%~80%的淤泥的十字板抗剪强度约 6~13kPa。所以规定加固土桩用于十字板抗剪强度不小于 10kPa 的软土比较适宜。

加固土强度的标准值在《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ 017)中采用的是 28d 龄期的强度,这主要考虑了强度获取时间与工程进度的配合,但是加固土的强度要充分发挥是在路堤填到设计高度时,成桩 28d 基本不需要承担什么荷载,所以标准强度选 28d 龄期不太适宜。《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79)和《粉体喷搅法加固软弱土层技术规范》(TB 10114)均采用 90d 龄期的强度作为标准强度;桩体施工完 90d,从目前高速公路路堤施工情况看,路堤可以填到 3m 左右,该荷载并不算大,稳定计算仍是偏安全的。《港口工程地基规范》(JTJ 250)规定试验室水泥土强度标准值宜取 90d 龄期的无侧限抗压强度,但天津港湾工程研究所的研究认为,搅拌桩完成后 4 个月,设计荷载也不能完全施加,因此,建议以 120d 龄期的强度代替 90d 龄期的强度进行设计,以节省工程投资;可见将龄期与实际工程进度结合起来考虑是合理的。

选 90d 的强度作为标准强度给室内试验和现场检测带来困难,解决方法之一是根据短龄期(7d、28d)的试验、检测数据,按强度增长规律推测 90d 的强度(表 7-2 中的经验公式可以参考)。第二种方法是采用高温快速养生,使试件在很短时间内达到标准养生 90d 的强度。根据中交第一公路勘察设计研究院为《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ 017)修订开展的专题研究的成果,高温养生 30h 相当于标准养生 28d 强度值;高温养生 96h 相当于标准养生 90d 强度值。关于室内强度与现场强度的对比(无侧限抗压强度),天津港湾工程研究所在塘沽南疆示范工程、东突堤南侧码头以及烟台港二期工程上进行了研究,结果是在水泥掺量 180kg/m³ 条件下,基本是现场强度高于室内强度(龄期 28d、60d、90d),现场强度/室内强度在三个工程中分别为 0.71~0.93、1.84~2.17、1.30~1.46。这里值得说明的是,东突堤南侧码头水泥搅拌桩采用日本进口多搅拌头 CDM 作业

船施工,烟台港二期工程采用交通部一航局开发的 CDM 搅拌船施工(引进日本技术),由此可见施工机械及施工技术对成桩质量的重要影响。

表 7-2 不同地区水泥搅拌土强度与龄期关系式对比

代表地区和资料来源	关系式	假设 28d 强度为 1.0MPa, 按关系式计算		备注
		7d 强度 (MPa)	90d 强度 (MPa)	
天津、福建、连云港、南通地区 第一公路设计院	$q_{128} = 2.37q_{17} - 0.19 (r = 0.87, n = 12)$ $q_{180} = 1.14q_{128} + 0.85 (r = 0.79, n = 15)$	0.50	1.99	q_{17} 、 q_{128} 、 q_{180} 分别表示 7d、28d 和 90d 无侧限抗压强度; r 、 S 、 n 分别表示相关系数、标准差和统计组数
《粉体喷搅法加固软弱土层技术规范》(TB 10113)	$q_{128} = 1.49q_{17}$; $q_{180} = 1.97q_{17}$; $q_{180} = 1.33q_{128}$	0.67	1.33	
天津地区 天津海湾工程研究所 “水泥鉴别土工程特性研究”(研究报告)	淤泥: $q_{17} = 0.364q_{180}$ $q_{128} = 0.652q_{180}$ 淤泥质粘土: $q_{17} = 0.262q_{180}$ $q_{128} = 0.485q_{180}$	0.56 0.54	1.54 2.06	
上海地区 《地基处理》(叶书麟著)	$q_{17} = 0.56q_{128} (r = 0.98, S = 0.059, n = 15)$ $q_{180} = 1.63q_{128} (r = 0.98, S = 0.143, n = 9)$	0.56	1.63	

根据国内目前的总体施工水平,一般认为室内试验的拌和、养生条件比现场好,所以室内试验的加固土强度比现场高,故将室内试验的强度用于现场时,需要进行折减。《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79)按 0.35 ~ 0.50 对无侧限抗压强度折减,若按此原则计算,加固土桩的抗剪强度最大只能是 0.25 倍无侧限抗压强度,本规范条文中提高到 0.3。

由于压缩模量测试比无侧限抗压强度测试要复杂,所以水泥加固土桩的压缩模量可以根据无侧限抗压强度按经验公式计算,但是经验公式有很大的差异,如 $E_p = (100 \sim 120)q_u$ (立方体试件), $E_p = (25 \sim 50)q_u$ 等。此外,立方体试件与圆柱体试件所测得的无侧限抗压强度是不同的,后者的强度比前者小。根据中交第一公路勘察设计研究院的研究,室内水泥加固土配合比试验宜采用 $\phi \times h = 50 \times 100\text{mm}$ 的圆试模,圆试模条件下无侧限抗压强度与变形模量的关系为: $E_p \approx 83.4q_u$, 同时还得到 $\phi \times h = 50 \times 100\text{mm}$ 的圆试模与 $70.7 \times 70.7 \times 70.7\text{mm}$ 的方试模所测无侧限抗压强度的关系为:圆试模的强度 = $0.87 \times$ 方试模的强度。

在实际工程设计计算中虽然加固土桩包括了石灰作固化剂成桩,但由于采用石灰粉(浆)做固化材料的搅拌桩在高速公路软基处理中很少采用,条文中的内容不能用于石灰搅拌桩,需要时应对其进行专门试验。

8 强夯

强夯法处理地基由法国梅那技术公司(Louis Menard Technique)于 1969 年首创,开始时仅用于加固砂土和碎石土地基,后来发展到加固细粒土地基。我国于 1978 年引进该技术,大量工程实例证明,强夯法用于碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、湿陷性黄土、杂填土和素填土等地基一般均能取得较好的处理效果。对于饱和软粘土地基采用强夯法加固的效果问题,一种观点是按传统的固结理论,认为“软土不宜应用强夯法加固”。第二种观点认为软土是可以动力固结的。软土在重锤夯击作用下将土的结构破坏,在夯点

周围出现径向裂隙,形成软土中孔隙水的渗透通道,为超静水压力的消散创造了条件,相当大的夯击功能瞬间转化为土体的压缩变形,随着夯击能的积累,土体的强度获得提高。如果土层中夹有粉细砂薄层,增加水平向渗透能力,加固效果会更加显著。近年来,对高饱和度的粉土与粘性土等地基,采用在夯坑内回填块石、碎石或其他粗颗粒材料进行强夯置换,取得了较好的工程效果,国内这方面的实例不少。

结合国内工程实践经验,规范规定当饱和软粘土地基中夹有多层粉砂或采用在夯坑中回填块石、碎砾石、卵石等粒料进行强夯置换时可采用强夯法处理,但在使用中应谨慎,必须通过试夯验证设计的合理性。

强夯处理的有效加固深度可采用 Menard 经验公式估算,但估算结果与实际情况确实存在差异。为此,不少研究者提出采用修正系数对有效加固深度进行修正,该修正系数与土质条件、地下水位、夯击能大小、夯锤底面积等因素有关,其范围值虽不完全相同,但大部分认为是 0.34~0.80。《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79)按地基土类和单击夯击能列出的有效加固深度也可参考,见表 7-3。

表 7-3 强夯的有效加固深度

单击夯击能 (kN·m)	碎石土、砂土等	粉土、粘性土、 湿陷性黄土等	单击夯击能 (kN·m)	碎石土、砂土等	粉土、粘性土、 湿陷性黄土等
1000	5.0~6.0	4.0~5.0	4000	8.0~9.0	7.0~8.0
2000	6.0~7.0	5.0~6.0	5000	9.0~9.5	8.0~8.5
3000	7.0~8.0	6.0~7.0	6000	9.5~10.0	8.5~9.5

注:强夯的有效加固深度应从起夯面算起。

单位夯击能(单位面积上所施加的总夯击能)与单击夯击能、夯击数和夯点间距之间是有联系的,通过单击夯击能、夯击数和夯点间距的不同组合可以得到同一种单位夯击能。换句话说,同一种单位夯击能下的处理效果并不是一样的,例如减小单击夯击能而增加夯击数所处理的深度就达不到增大单击夯击能而减少击数的深度,所以单位夯击能不宜作为设计指标。

在确定最佳夯击能(夯点的夯击数)的试夯过程中,可以通过埋设在地基中的孔隙水压力计测得的孔隙水压力变化判断适宜的击数,当在最后两击或三击测得的孔隙水压力接近时,即认为土体接收的能量达到饱和,该能量为最佳夯击能。通过夯击数和夯沉量关系曲线也可确定最佳夯击能,因为随着夯击数的增加,夯坑变得越来越深,相邻两击之间的夯沉量的差值必然越来越小,差值达到某一值时(差值 50~100mm 是目前工程中普遍认可的),即认为土体接收的能量达到极限状态。

由于测孔隙水压力没有测夯沉量简单,故工程中多采用夯击数和夯沉量关系曲线确定最佳夯击能,有经验的工程师则直接从夯坑周围地面隆起的程度判断。

为便于软土地基中超静孔隙水压力的消散,夯点间距不宜过小。因为夯击软土地基时,夯坑周围会产生辐射向裂缝,这些裂缝是软土中孔隙水排出的通道,在夯距过小时这些裂缝会重新被闭合,不利于孔隙水消散。同时,夯距过小时将造成相邻夯点的加固效果在浅层叠加形成上部密实层,影响能量向深层传递。夯距过小还容易造成夯击时上部土

体向已夯成的夯坑中挤出,引起坑壁坍塌,夯锤歪斜,影响夯实效果。5~7m的夯点间距在主副夯完成后实际间距为3.5~4.9m(正方形布置),若按两倍夯锤直径考虑平面有效加固范围,一般的夯锤有效加固面积可以相连或重合。

两遍夯击之间留出使土中超孔隙水压力消散的时间,可以通过试夯过程中孔隙水压力测量确定,当缺少实测资料时,可以按3~7天考虑(该条规定的条件:饱和软粘土地基中夹有多层粉砂或采用在夯坑中回填块石、碎砾石、卵石等粒料进行强夯置换时)。

7.6.6 路堤断面设计

由于地基沉降,路堤的断面形式将发生变化,包括路堤顶面凹陷、顶宽和底宽收缩和边坡变缓等。但研究结果证明,由于沉降的影响造成路堤顶面的收缩是很小的,路堤顶面可不予考虑沉降造成的加宽,仅路堤底面需要加宽,计算模式如图7-2。

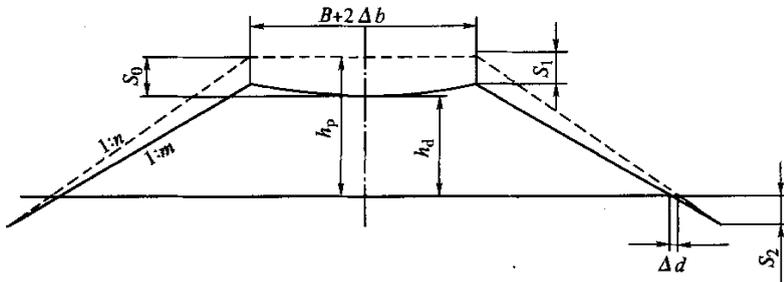


图7-2 路堤加宽计算模式

该模式考虑了地基的下沉、边坡的变化及顶面的变形,是一种比较严密的计算方法。按照该模式,路堤下沉后的路堤顶面成为弧面,且中心的下沉量 S_0 大,路肩的下沉量 S_1 小,弧线的挠度为 $S_0 - S_1$ 。假定土体不可拉长,水平宽度 B 变成弧线后水平宽度必然缩小,要使水平宽度不变,弧线要有 $2\Delta b + B$ 的长度。用抛物线代替变形后的弧面线,用积分的方法不难求出弧长 L :

$$L = a \sqrt{1 + (2b/a)^2} + a^2/2b \times \ln[2b/a + \sqrt{1 + (2b/a)^2}] \quad (7-7)$$

式中: $a = B/2$; $b = S_0 - S_1$ 。

拟定若干个沉降量 S_0 ,由上式很容易计算出加宽量 Δb 。例如当 $B = 24.5\text{m}$, $S_1/S_0 = 0.7$, $S_0 = 2\text{m}$ 时,得到的加宽量 $\Delta b = 19.5\text{mm}$,可见该加宽量没有考虑的必要。实际上从试验工程的观测结果也能说明这一点,因为路堤中心与路肩处的沉降差在预压过程中的间距变化无几。

从图7-2中可以看出,由于沉降,坡脚处地面发生了 S_2 的下沉,这样就使沉降后的坡脚比原来在地面上缩短了 Δd ,显然有 $\Delta d = S_2 \times m$ 。当 $m = 1.5$, $S_2 = 0.2\text{m}$ 时, $\Delta d = 0.3\text{m}$,这一加宽量是要考虑的。

根据图7-2,很容易得出路堤沉降前后边坡值的关系式:

$$n = \left(1 - \frac{S_1}{h_p + S_2}\right) m \quad (7-8)$$

7.6.7 沉降与侧向位移(稳定)观测设计

在软土地基上修筑公路时,最突出的问题是稳定和沉降。为掌握路堤在施工期中的变形动态,施工期间必须进行动态观测。动态观测项目除设计有明确的要求外,一般视工程的重要性和地基的特殊性,以及观测对施工的影响程度等来确定。高速公路、一级公路或二级公路设计车速高,路面平整性要求高,所以规定施工过程中必须进行沉降和稳定观测,这样一方面保证路堤在施工中的安全和稳定,另一方面能正确预测工后沉降,使工后沉降控制在设计的允许范围之内。

软土地基的变形有多种观测方法,其中水平变形就可由位移计、侧向变位桩、测斜仪等进行观测;测斜仪观测地基水平变形的特点是可以测出不同深度的变形,便于对地基变形进行分层研究。根据绘制的观测曲线可以直观地了解地基的滑动趋势及滑动面的位置,所以对于深厚软基上的高路堤,用测斜仪检测稳定更加有效,当然其观测费用比侧向变位桩要高得多,不宜大量设置。

沉降观测采用 S_1 和 S_3 水准仪, S_1 水准仪用在二等水准测量中,用于观测工作基桩和校核基桩标高; S_3 水准仪用于三等水准测量,在填筑过程中用于观测沉降。

7.6.8 软基试验工程是以验证设计和指导施工为主要目的的,为保证工程质量,对于软土地基上的高速公路、一级公路、二级公路应结合工程提前修筑试验工程,因试验工程属前期工程,具有指导作用,故要求在工程全面开工前取得试验成果。

试验工程研究内容应针对解决工程设计与施工中的疑难问题以及新技术、新材料、新工艺在引进、推广中尚需研究的问题。

软基试验工程选址应尽可能地考虑减少其他因素对试验的影响,宜选在施工便利、纵坡较小、直线路段上,但在地质条件选择上应重点放在较差的地质路段。试验路段长度的确定应考虑到路堤宽度,路段长度至少应大于两倍的路堤底宽。

7.6.9 路面铺筑时间的确定

根据沉降观测曲线可以计算工后沉降,也可以计算任意时刻的沉降速率。工后沉降作为重要的设计指标在规范第 7.6.4 条有明确的要求,而沉降速率不是设计指标,而且沉降速率和工后沉降之间也没有一定的对应关系。将沉降速率作为沉降稳定控制标准,是目前国内软土地区高速公路的普遍做法,实践证明是有效的。如京津塘高速公路在沉降速率达到 $8\text{mm}/\text{月}$ 时卸去预压土,开始路面结构层施工;连徐、福宁高速公路确定的沉降速率为 $5\text{mm}/\text{月}$;沪宁高速公路以路槽顶面作为预压计算高度,在沉降速率达到 $5\text{mm}/\text{月}$ 时卸预压土做底基层和基层,在基层铺上后继续预压,待沉降速率达到 $3\text{mm}/\text{月}$ 时铺面层。

7.7 红粘土与高液限土地区路基

7.7.1 红粘土是指碳酸盐岩出露的岩石,经红土化作用形成的棕红色、褐黄色的高塑性粘土,其液限一般大于 50% 。经再搬运后仍保留红粘土基本特征,其液限大于 45% 的

土称为次生红粘土。

红粘土主要分布在我国西南、中南和华东地区,以贵州、云南、广西等地的分布最为广泛和典型,其次在安徽、重庆、粤北、鄂西和湘西也有分布。一般分布在山坡、山麓、盆地或洼地中,主要为坡积、残积类型,是一种区域性的特殊性土。红粘土的物理力学性质指标见表 7-4。

表 7-4 红粘土物理力学性质指标

含水量 (%)	孔隙比	液限 (%)	塑限 (%)	饱和度 (%)	含水比	压缩系数 (MPa^{-1})	渗透系数 (cm/s)	自由膨胀率 (%)
20~75	0.7~2.1	40~110	20~60	80~100	0.5~0.75	0.1~0.4	$i \times 10^{-8}$	25~69

由此可见,红粘土的天然含水量、孔隙比、液塑限高,但却具有较高的力学强度和较低的压缩性。红粘土的膨胀势较低,无荷载膨胀率均小于 20%,膨胀压力一般小于 30kPa,其膨胀性极弱;红粘土线缩率 1%~10%,体缩率 5%~28%,收缩系数 0.1~0.8,具有弱至中等收缩性。

红粘土地层存在由硬变软的现象,从地表向下随深度增加,土体稠度由坚硬、硬塑状态变为软塑、流塑状态,土的含水量、孔隙比和含水比随深度增加而增大。相应地,土强度则逐渐降低,压缩性逐渐增大。

红粘土中裂隙较发育,这是在湿热交替的气候条件下干缩形成的。在地表,裂隙多呈竖向开口龟裂状,往下逐渐闭合成网状,裂隙面光滑。收缩性强的红粘土,在地形突起、向阳、植被少的地段,裂隙密度大,延伸深,一般达 3~4m,个别地区达十余米。裂隙使土体完整性破坏,降低了土体的强度,增大了土体的透水性,形成了土体的软弱结构面,构成土体稳定的不利因素。

液限大于 50%的土称之为高液限土,其成因较为复杂,主要与母岩性质有关,其工程性质与红粘土有所区别,但总体上与红粘土相似,可参照红粘土的设计原则进行设计。

7.7.2 红粘土和其他高液限土的 CBR 小于 3,水稳性较差,不得直接用于路基填筑。针对其工程特性,采用红粘土和其他高液限土填筑路基,需解决两个问题,一是改善路基土的性质与压实控制;二是隔离水对路基土的影响,保证路基稳定。

红粘土和高液限土用作路基填料,鉴于其天然含水量较大,土料应先减水,通过晾晒或其他措施使之满足路基压实要求。当土的天然稠度介于 1.05~1.3 时,采用湿法重型击实试验;若稠度大于 1.3,则用干法重型击实试验。

红粘土和其他高液限土是特殊的填方材料,可压实性较差,压实土的压缩性仍较大,路基压缩变形较大,变形稳定时间较长,需限制使用。应根据压缩试验确定土的压缩性等级和用途,压缩系数 $a_{1-2} < 0.1 \text{MPa}^{-1}$ 的低压缩性土,可用于路堤高度 15m 以下的路堤填筑;压缩系数 $0.1 \text{MPa}^{-1} < a_{1-2} < 0.5 \text{MPa}^{-1}$ 的中压缩性土,可用于路堤高度 6m 以下的路堤填筑;压缩系数 $a_{1-2} > 0.5 \text{MPa}^{-1}$ 的高压缩性土,需进一步评价路堤压缩变形后方可使用。

7.7.3 红粘土挖方路基的主要问题是路堑边坡稳定性。对红粘土尤其是对复水特征

属 I 类的红粘土的路堑边坡稳定评价和计算参数的确定,应考虑红粘土的工程特性以及开挖面土体干缩导致裂隙发展及复浸水使土质产生变化的不利影响。宜采用饱水剪切试验和重复慢剪试验等强度指标。

红粘土挖方边坡的失稳主要是由水引起的,应加强路基排水系统的综合设计,在边沟下设置纵横向排水渗沟,对坡体中出露的集中水流,应设置仰斜式排水孔;无明显出露的水流,但土体含水量较大,应设置边坡片碎石或无砂大孔混凝土渗沟,并与边沟下排水渗沟有机结合起来,形成综合排水系统。

红粘土挖方边坡的失稳一般由坡脚土软化开始,要重视坡脚的稳定,遵循固脚强腰的原则,因地制宜在路堑边坡下部设置支挡工程(如抗滑挡墙、预应力锚杆(索)、抗滑桩等)。对于全封闭的圬工防护(护面墙、抗滑挡墙),应在墙背设置厚度 0.15~0.30m 的排水垫层。

7.8 膨胀土地区路基

7.8.1 膨胀土是一种以蒙脱石、伊利石或伊利石-蒙脱石为基本矿物成分的粘性土,具有吸水膨胀、失水收缩的特征,即胀缩性,是一种特殊膨胀结构的粘土质。

关于膨胀土的判别,国内外尚不统一,根据多年来工程实践的经验总结和工程地质特征,自由膨胀率大于 40% 和液限大于 40% 的粘土质,可初判为膨胀土,但这并不是惟一的,最终决定的因素是胀缩总率及膨胀的循环变形特征,以及与其他指标相结合的综合判别方法。

1) 原规范 JTJ 013—95 中膨胀土的工程地质分类(见表 7-5)。

表 7-5 膨胀土的工程地质分类

分类	野外地质特征	主要粘土矿物成分	>0.002mm 粘粒含量(%)	自由膨胀率(%)	胀缩总率(%)
强膨胀土	灰白、灰绿色,粘土细腻,滑感特强,网状裂隙极发育,有蜡面,易风化成细粒状、鳞片状	蒙脱石 伊利石	> 50	> 90	> 4
中膨胀土	以棕、红、灰色为主,粘土中含有少量粉砂,滑感较强,裂隙较发育,易风化成碎粒状,含钙质结核	蒙脱石 伊利石	35~50	65~90	2~4
弱膨胀土	黄褐色为主,粘土中含较多粉砂,有滑感,裂隙发育,易风化成碎粒状,含较多钙质结核或铁锰结核	蒙脱石 伊利石 高岭石	< 35	40~65	0.7~2.0

注:胀缩总率为土在 50kPa 压力下的膨胀率与收缩率之和。

2)《铁路工程特殊岩土勘察规程》(TB 10035)中膨胀土判别标准如表 7-6,表 7-7。

表 7-6 膨胀土详判指标

名称	判定指标
自由膨胀率(%)	$F_s \geq 40$
蒙脱石含量 M (%)	$M \geq 7$
阳离子交换量 $CEC(NH_4^+)$ (mmol/kg)	$CEC(NH_4^+) \geq 170$

表 7-7 膨胀土的膨胀潜势分级

分级指标	弱膨胀土	中等膨胀土	强膨胀土
自由膨胀率(%)	$40 \leq F_s < 60$	$60 \leq F_s < 90$	$F_s \geq 90$
蒙脱石含量 M (%)	$7 \leq M < 17$	$17 \leq M < 27$	$M \geq 27$
阳离子交换量 CEC (NH_4^+)(mmol/kg)	$170 \leq \text{CEC}(\text{NH}_4^+) < 260$	$260 \leq \text{CEC}(\text{NH}_4^+) < 360$	$\text{CEC}(\text{NH}_4^+) \geq 360$

3)《膨胀土地区建筑技术规范》(GBJ 112)采用自由膨胀率对膨胀土的膨胀潜势进行分类,目前使用的膨胀土判别指标自由膨胀率 δ_{ef} 是风干土碾细过筛,并在 $105^\circ \sim 110^\circ$ 下烘干至恒重,在干燥器中冷却后用标准量杯取 10cm^3 土样进行自由膨胀率测试。由于测试过程中有较多人为因素干扰,例如阳高样的 $1 \sim 2\mu\text{m}$ 粒级, 10cm^3 体积土约为 5g ; 高岭样则约 4g ,这说明用标准量筒量取的土样的密度相差很大。故对该指标的可靠性及能在多大程度上反映膨胀土的本质等方面,一直存在着争议。有的认为测试方法使颗粒间结合力丧失,而使膨胀得到了较充分的发挥,其结果并不能代表土体的真正膨胀潜势。

4)综上所述,膨胀土分类较为复杂,目前尚难统一。若采用蒙脱石含量和阳离子交换量作为鉴别指标,但测试困难。为解决膨胀土地区路基修筑的关键技术问题,交通部在西部科研项目专门立项进行研究,中交第二公路勘察设计院在“膨胀土地区公路勘察设计技术研究”课题中,通过对膨胀土的各种判别分类方法的优缺点、全国膨胀土工程性质及内在关系研究,初步提出了按标准吸湿含水量和塑性指数进行判别与分类的方法,其标准可参考采用。

标准吸湿含水量的物理意义:在标准温度下(通常为 25°C)和标准相对湿度下(通常为 60%),膨胀土试样恒重后的含水量。标准吸湿含水量与比表面积、阳离子交换量、蒙脱石含量之间存在线性相关的关系。

标准吸湿含水量与比表面积之间的关系式: $\omega_f = 0.0298x - 0.4214$ ($R^2 = 0.9724$)

标准吸湿含水量与阳离子交换量之间的关系式: $\omega_f = 0.0296x - 0.4917$ ($R^2 = 0.873$)

标准吸湿含水量与蒙脱石含量之间的关系式: $\omega_f = 0.2889x + 0.0918$ ($R^2 = 0.9945$)

膨胀土详判应采用自膨胀率、标准吸湿含水率、塑性指数三项指标,见表 7-8、表 7-9。

表 7-8 膨胀土的详判指标

名称	判定指标	名称	判定指标
自由膨胀率 F_s (%)	≥ 40	塑性指数 I_p	≥ 15
标准吸湿含水率(%)	≥ 2.5		

注:当符合表中的两项指标时,即应判定为膨胀土。

表 7-9 膨胀潜势的分级

级别	非膨胀土	弱膨胀土	中等膨胀土	强膨胀土
自由膨胀率 F_s (%)	$F_s < 40$	$40 \leq F_s < 60$	$60 \leq F_s < 90$	$F_s \geq 90$
标准吸湿含水率(%)	$\omega_f < 2.5$	$2.5 \leq \omega_f < 4.8$	$4.8 \leq \omega_f < 6.8$	$\omega_f \geq 6.8$
塑性指数	$I_p < 15$	$15 \leq I_p < 28$	$28 \leq I_p < 40$	$I_p \geq 40$

注:非膨胀土是指土的膨胀特性未达到定义为膨胀土的程度。

膨胀土的工程地质性质,除具有一般粘性土的物理化学性质外,最重要的特性是多裂隙性、超固结性、强膨胀性与收缩性、强度衰减性、快速崩解性及风化分带性。这些性质从不同的角度反映了膨胀土的特殊规律。因此,膨胀土路基设计除考虑自身特性外,还应特别重视其环境及水文地质条件的变化,防止路基病害的发生。

对于膨胀土路基,如果填挖太大,其稳定性很难保证,病害一旦发生,治理困难,耗资巨大。设计时应与桥梁、隧道方案进行技术经济比较,选用合理方案通过。

7.8.2 考虑到膨胀土作为路基填料,其压实后的膨胀土与天然原状膨胀土的工程特性有很大差别,主要是压实的膨胀土较原膨胀土要大5~8倍,有的甚至达到二、三十倍之多。填土的密实度愈大,含水量愈低,则土浸水后,其膨胀量和膨胀力愈大;在相同压实含水量下,密实度愈高,其膨胀量和膨胀力愈大;膨胀土在原状结构时,有较高的初始结构强度,很难压实,浸水膨胀后,强度大幅度下降。因此,强膨胀土不得用作填料。当条件所限,强膨胀土用作路基填料时,应进行专题试验论证分析。若选用中等膨胀土作为路基填料,应根据公路等级、土的膨胀特性、填料的层位、路面结构类型的具体情况,并结合实践经验采用不同的处治方法。

掺石灰是膨胀土改性处理的最有效方法,在各地相关专题研究中得到验证,一般情况下,石灰剂量宜控制在4%~10%范围内。掺石灰的最佳配比,以处理后胀缩率不超过0.7为宜,是控制到弱膨胀土的低限指标之下,可作为非膨胀土对待。

膨胀土大气影响深度,在参照国家标准《膨胀土地区建筑技术规范》(GBJ 112)的规定办理时,可先求膨胀土的湿度系数,同时根据当地10年以上的土的含水量变化及有关气象资料统计求出。无此资料时,可按式计算:

$$\Psi_w = 4.152 - 0.726\alpha - 0.00107c \quad (7-9)$$

式中: Ψ_w ——膨胀土湿度系数,在自然气候影响下,地表下1m处土层含水量可能达到的最小值与其塑限值之比;

α ——当年9月至次年2月的蒸发力之和与全年蒸发力之比值;

c ——全年中干燥度大于1.00的月份的蒸发力与降水量差值之总和。

大气影响深度,应由各气候区土的深层变形观测或含水量观测及地温观测资料确定,无此资料时,可按表7-10采用。

表 7-10 大气影响深度(m)

土的湿度系数 Ψ_w	大气影响深度 d_a	土的湿度系数 Ψ_w	大气影响深度 d_a
0.6	5.0	0.8	3.5
0.7	4.0	0.9	3.0

7.8.3 膨胀土路堑边坡的设计是一个较为复杂的工程地质问题。根据目前的调查结果看,一般采用1:2~1:3的坡率,但也会出现不稳定,特别是有软弱夹层时,边坡采用1:5~1:8也不一定稳定。边坡的坡率大小不是惟一因素,即用常规土力学分析方法并不能妥善解决膨胀土路堑的边坡稳定问题。

膨胀土路堑边坡的破坏形式是多样的,但从破坏的深度上来分,可归纳为浅层破坏和深层破坏两种类型。浅层破坏是指发生在大气影响层内的变形,超过这层厚度的边坡变形即为深层破坏。在考虑边坡稳定时,应该针对这两种破坏类型分别对待。

由于浅层破坏是受气候变化、风化程度、裂隙发育程度等因素影响的,其抗剪强度明显低于深部的强度。对于整体边坡(包括浅层及深层)的稳定,如果不考虑边坡防护加固,则需按浅层土质特征考虑边坡;如果考虑边坡防护加固,则浅层工程地质问题已基本得到解决,只需按深部的地层强度决定边坡坡度。因此,膨胀土路堑的边坡设计应作好防水、排水、保湿、防风化等措施,并结合防护、支挡以及减少开挖面等综合治理措施。本规范强调边坡开挖时应及时防护和封闭,防止浅层破坏。

目前,对膨胀土地区的挖方路段路床,一般均采用超挖回填的处理措施,规范规定膨胀土超挖回填的厚度 0.80m,是考虑路基路面综合设计及重型汽车的动荷载作用。对强膨胀土、地下水发育、运营中处理困难的路堑,路床的换填深度规定应加深至 1.0~1.5m,并应采取地下排水措施。

膨胀土路堑边坡防护,为了预防含水量的变化可能产生的边坡变形破坏,也是对已产生变形破坏的边坡进行整治。表 7.8.3-2 所列防护加固措施是多年来整治路基病害中效果较好的成熟经验,可供设计选用。边坡防护措施的选择,应针对膨胀土的工程特性,结合边坡稳定的必要条件,满足如下防护原则:

- ①保持边坡土体天然含水量状态的相对稳定,防止地面水与地下水渗入路堑边坡;
- ②保持边坡土体的相对完整,防止土体的风化作用;
- ③保持边坡土体足够的抗剪强度,防止土体强度的衰减;
- ④边坡土体有膨胀土夹层时,应防止产生滑动;
- ⑤防护工程应能适应边坡膨胀土土体可能产生的膨胀变形、膨胀力变化而不破坏。

7.9 黄土地区路基

7.9.1 黄土是一种以粉粒为主、多孔隙、天然含水量小、呈黄红色、含钙质的粘质土。我国黄土的总面积占国土面积的 6%以上,主要分布在北纬 34°~41°的大陆内部干旱和半干旱地区。其中以秦岭以北、长城以南、太行山以西、日月山以东的黄河中游地区的关中、陕北、宁夏、豫西、陇东及陇中的黄土高原的黄土最为典型,具有分布连续、土层厚度大等特点,且主要为风成黄土。

黄土的湿陷性是在外荷载或自重的作用下受水浸湿后产生的湿陷变形。湿陷性随深度、含水量、干容重的增大或孔隙比的减小而减小。当深度大于 10m、干容重大于 15kN/m³、孔隙比小于 0.8 时,湿陷性趋于消失。老黄土无湿陷性,而新黄土具有湿陷性或强湿陷性。一般坡积、洪积和新近堆积的黄土都具有湿陷性,且坡积、风积黄土的湿陷性大于冲积、洪积黄土的湿陷性。黄土的湿陷性通过压缩试验,可判定其为非湿陷性黄土或湿陷性黄土,以及是自重湿陷性黄土还是非自重湿陷性黄土及其湿陷性程度。

黄土地区路基的排水与防护工程的设计要以防冲刷、防渗和有利于水土保持和环境

保护为目的,早接远送是措施,而处理好进出水口则是关键,否则会引起土体滑坍、坡面冲沟、地基湿陷。

老黄土粘粒含量较高,透水性能差,土体遇水软化,强度迅速降低,路基易变形,路肩及边坡易产生滑塌,因而不宜作路床填料。对于高速公路、一级公路更应予以重视。

7.9.2 黄土地区高路堤虽很多,但边坡整体变形却很少发生。这说明目前高路堤所采用的断面形式及坡度是合适的,只要压实质量满足设计要求,是能保证边坡整体稳定的。

填方边坡高度大于30m时,路基有可能产生较大变形,或给施工、养护带来困难,因此应与挡土墙、半边桥或跨沟桥等形式,从工程造价、施工难易、养护维修及沉降处理等方面进行综合比较选定。对确实需要采取填方路基通过的地段,应进行边坡稳定分析,结合所处的地形、地层及水文等情况论证确定边坡坡率和形状。

对于高度大于20m的填方路基,近几年在黄土地区高速公路和铁路修建中均作了许多关于沉降的科研与监测工作,但仍未形成较为合理的计算方法。由于压实机械功能的增强,冲击碾压技术的应用,使高路堤工后沉降可以较好地得到控制。一般约为填高的0.7%~1.5%。竣工后的地基剩余沉降量除湿陷性黄土和具有较高压缩性黄土外,可略而不计。

7.9.3 挖方边坡形式设计,要考虑边坡的稳定性、耐久性和挖方断面的经济性,并兼顾施工和养护需要。边坡形式应根据黄土的时代成因、所处地貌单元、构造节理、边坡高度、地面水和地下水条件以及自然稳定边坡的形状等综合确定。

天然黄土一般具有垂直节理,黄土陡壁多呈直立的特性,因此,黄土挖方边坡常设计成陡坡,其有利条件是:

①路基土方工程量小;

②黄土的透水性强,抗冲刷能力较低,陡坡可以减少受雨水冲刷的面积,有利于边坡稳定。

另一方面,如果边坡设计太陡则坡面易受剥落,亦不稳定。

表7.9.3-2所列数值,系公路科研、生产等单位的成果,并参考铁路、水利等有关部门的资料,经分析、汇总整理而成,适用于均质土、无不良工程地质现象的路段,因此,取值时应根据边坡所在位置的具体情况分析选用。对于深路堑,当挖深超过30m时,对于高速公路、一级公路有时以隧道穿过可能是经济合理的。

工程地质类比法,是选择附近自然条件接近的、地层类似的自然或人工稳定边坡,对比两者在工程地质、水文地质、边坡高度及坡率等方面的相似性,借以拟定设计地段的路堑边坡坡率。用该法所拟定的边坡一般是稳定的,但稳定程度尚需通过力学检算判定,借以进一步修改初拟的坡率值,使设计更趋合理。而力学检算的精度,常受土体抗剪强度指标的取值所制约,取少数土样往往难以反映不同土层的真实强度,缺乏代表性;加之地形、地貌、水文地质条件等皆非少数土样所能代表的。所以提出以工程地质比拟法为主并辅以稳定检算,两者综合确定。

边坡设计平台,不仅对坡面径流起缓冲、分流作用,还可拦截上方坡面少量剥落土块,便于养护维修。小平台间距的拟定应考虑土方开挖数量、降水量大小、坡度陡缓对边坡稳定性的影响等因素。根据调查统计资料,降水量大、坡度缓时,冲刷临界高度小,平台间距宜用小值;反之冲刷临界高度大,平台间距可取大值。当边坡高度大于30m时,为了减轻坡脚应力集中,宜在边坡的中部设置大平台。有限元分析和黄土边坡修筑实践证明,设置大平台可以提高边坡稳定安全系数。

7.9.4 由于高速公路行车对路基路面稳定性、变形的严格要求,加之一些省区早期已建高速公路由于黄土地基湿陷造成路基变形、构造物沉陷,且不得不采取加固处理措施,因此各省近几年在黄土地区修建高速公路时,都重视了对黄土湿陷性的勘探,并加强了对黄土地基的处理,旨在消除或减轻黄土的湿陷性。

本次修订借鉴了现行建筑和铁路部门关于黄土湿陷性地基处理规范的思路,总结了各省在黄土地区修建高速公路的实践经验,考虑到湿陷性黄土在一个项目中往往分布很广泛,处理原则和标准直接影响造价,且工期很长,因此处理原则和标准制定就很重要,要满足路基对不均匀沉降的要求,减轻路基的变形,提高路基稳定的可靠度,同时要考虑地基处理对工程造价的影响。

参照上述两种行业标准,结合公路工程的特点,根据构造物与路堤的重要性、结构特点和受水浸湿后的危害程度和修复的难易程度,本规范表7.9.4-2规定了湿陷性黄土地基处理深度。

湿陷性黄土一般是大面积分布的,处理费用较高。因此湿陷性黄土地基的处理应根据公路等级对地基变形的要求、湿陷性黄土的性质、施工条件及材料来源经技术经济综合分析后确定处理方案。垫层法、重夯法和冲击碾压均可消除浅表层黄土的湿陷性,提高地基承载力,而冲击碾压技术应用于大面积湿陷性黄土地基浅层处理和黄土路堤补强压实时更具有快速高效的优势。强夯法则主要用于Ⅲ级以上厚层自重湿陷性黄土、非饱和高压缩性新近堆积黄土地基和人工松堆黄土地基的加固处理,有效处理深度一般不大于8m。孔内深层强夯具有重锤夯实、强夯、土桩地基处理之优势,集高功能、高压强、强挤密效应于一体,适用于加固厚层高压缩性湿陷性黄土地基。灰土挤密桩对于消除土的湿陷性和提高承载力都是有效的,但当含水量大于23%及其饱和度超过65%时,成孔时桩孔及周围易缩颈及隆起,挤密效果差,故不适用于地下水位以下使用。

黄土陷穴是黄土(具有垂直节理、多孔性、大孔性、含可溶盐等特性)经水冲蚀与溶蚀所形成的一种特殊物理地质现象。它对路基的危害甚大,其处理宽度和深度应随公路等级、陷穴位置及发展趋势而定。黄土陷穴的处理方法和适用条件如下:回填夯实用于明穴;明挖回填夯实用于埋藏浅的暗穴;支撑回填夯实用于埋藏较深的暗穴;灌砂用于小而直的暗穴;灌泥浆用于大而深的暗穴。

为防止产生新的黄土陷穴,对流向陷穴的地面水应采取拦截引排措施;对挖方坡顶上方的裂缝和积水洼地,应填平夯实,防止雨水下渗;对填方路基应做好靠山侧的排水工程,并填平夯实积水洼地;将路基附近的土层夯实或铺筑粘质土等不透水材料或植树种草。

7.10 盐渍土地区路基

7.10.1 一般规定

1 盐渍土地区路基设计,除遵循一般路基设计的要求外,应着重处理好路基隔断层、排水设施、路基高度、原有公路利用和处理等问题。关键应在路基设计之前认真作好盐渍土地段的自然条件、水文地质调查,以及原有公路使用状况的观测、试验工作。

2 地下水位高的地段,路基高度应考虑毛细水强烈上升高度和盐胀深度等作用,可能发生次生盐渍化路基,还要考虑蒸发深度。

1) 毛细水强烈上升高度与土质的颗粒粗细、矿物成分和地下水矿化度有关。根据以往观测资料,毛细水强烈上升高度如表 7-11 所示,在没有试验资料时可参考使用。

表 7-11 毛细水强烈上升高度参考值

土质类别	砾类土	粗、中砂	风积沙	粉质土	粘质土
毛细水升高度(m)	0.40	0.60	0.80	3.00~4.00	2.00~3.00

2) 盐胀深度是指含有硫酸盐的土基受降温作用产生路面盐胀量的有效深度。盐胀的产生主要是土体内硫酸钠在低温下溶解度下降吸水结晶而形成的。试验证明,土体内含硫酸钠大于 0.5%,而且土体温度下降到 5℃ 以下时,就有盐胀产生;当硫酸钠含量达到 1.2% 以上,路面就可观测到明显的盐胀量;盐胀随降温过程而增加,土体内温度在 5℃ ~ -5℃ 之间,盐胀量递增很快。此外,路面以下地温的变化幅度随深度加深而逐渐减少,低温对盐胀最有效的影响深度为路面顶以下 1.50m 左右。因此,对二级及二级以下公路盐胀深度宜考虑 1.50~1.60m,对高速公路、一级公路应考虑 2.0m。

对盐渍土地段路基排水,应有足够重视,应保持排水通畅,使路基两侧不积水。积水无法避免时,应采取隔水、防渗措施。

7.10.2 盐渍土分类

盐渍土分类方法很多,本规范按含盐性质、盐渍化程度分类。本规范在原规范(JTJ 013—95)盐渍土分类规定的基础上,补充了粗粒土的盐渍化程度分类。含盐性质一般按盐的阴离子含量比值来划分,以 Cl^-/SO_4^{2-} 的比值大小来鉴别盐的性属。

Cl^-/SO_4^{2-} 等于 1 时为氯盐和硫酸盐属性的分界线;

Cl^-/SO_4^{2-} 大于 2 时为氯盐渍土;

Cl^-/SO_4^{2-} 在 2~1 时为亚氯盐渍土;

Cl^-/SO_4^{2-} 在 1~0.3 时为亚硫酸盐渍土;

Cl^-/SO_4^{2-} 小于 0.3 时为硫酸盐渍土。

上述指标界限的规定与盐离子结合为成盐的规律有关。

碳酸盐渍土以 $(CO_3^{2-} + HCO_3^-)/(Cl^-/SO_4^{2-})$ 的比值大于 0.3 为界,当比值大于 0.3 时,土体呈碱性,有受水后产生膨胀等特性。

盐渍化程度的分类按细粒土、粗粒土分别提出,因为它们实际含盐程度的量化有所不同,在公路工程中应用的效果也完全不一样,所以本规范分别进行分类。

1) 细粒土盐渍化程度是按被利用的土层平均含量百分比的大小来划分的。盐渍土的工程性质随土质的含盐性质和含盐量变化。土中氯盐超过 5% 时,湿化后易因溶解而降低路基强度;硫酸盐含量大于 0.5% 时路基产生盐胀。因此根据盐渍土对产生路基病害的程度分为弱、中、强、过盐渍土四个档次。划分时对弱盐渍土控制较严,氯盐为 0.3% ~ 1%,硫酸盐为 0.3% ~ 0.5%,因为一般公路都要用此类土作路基填料;中盐渍土对氯盐有所放宽,控制在 5% 以下,而对硫酸盐仍要求较严,控制在 2% 以下,其界限是以路基变形的临界现象来确定的,所以对中盐渍土应视公路等级要求而选用;强盐渍土与过盐渍土的盐分含量界限,氯盐为 8%,硫酸盐为 5%。硫酸盐强、过盐渍土都不能使用,氯盐强、过盐渍土只能有条件地谨慎使用。

2) 粗粒土盐渍化程度按砾类土和砂类土中含盐量的不同分为弱、中、强、过盐渍土四类。由于粗粒土的粒径组成与细粒土差异很大,因此对粗粒土盐渍化程度分类中,应制定出对粗粒土含盐量的测定方法,研究盐渍化的粗粒土对公路工程性质的影响,从而提出粗粒土按含盐量的分类界限。粗粒土的易溶盐试验目前一般按《公路土工试验规程》(JTJ 051)通过 1mm 筛孔的土以 1:5 土水比测定方法进行,有的施工单位也有按粒径粗细分级分别进行测定的,两种方法差异较大。

7.10.3 填方路基

1 盐渍土地区的路基高度按路基土质和当地气候、水文地质条件而定,表 7.10.3-1 中路基最小高度值,主要是考虑对排水困难、地下水位高的潮湿地带和强盐渍土或过盐渍土地段,路基边缘的必要高度。受地下水影响或低洼积水地段二级及二级以上公路如没有试验路评定资料,路基高度设计应符合表 7.10.3-1 的规定。

对公路盐胀而言,路堤高则相对临空面增大,路基土体受冷热气温交替作用加剧,因而易于产生盐胀。从这一意义出发,路基不宜太高,以足以保证路基、路床部分土体处于干燥或中湿的稳定状态即可。为此,在借方远运或挖方地段,往往以设置隔断层来降低路基高度,设置了隔断层的路基,高度不受表 7.10.3-1 的限制。

2 盐渍土中钠盐对公路路基路面的危害很大。盐渍土地区的许多公路病害都是因为钠盐在路基土体或路面基层集料中含量过大而引起的。为保证路基的工程质量,本规范对高速公路、一级公路以及二级公路的路基填料的钠盐从严要求,三、四级公路适当放宽。不过,在强烈干旱地区,二级及二级以下公路对 NaCl 含量可不受限制,因为在降水稀少、蒸发强烈的地区,含 NaCl 的路基土经常处于干燥状态,NaCl 遇水溶解的机会极少。相反 NaCl 的吸湿性对保持路基土或基层砂砾料的稳定性有利。为掌握盐渍土中的钠盐成分,易溶盐分析资料应有成盐分析计算数据,便于鉴别填料可用程度。

盐渍土用作路基填料,与路基的稳定有密切的关系,以往由于施工中对填土要求不严,教训很深,因此,本规范表 7.10.3-2 提出按公路等级的不同层位与填土类别对路基填料进行控制。

1)高速公路和一级公路,路基顶面下0~0.80m的土基,不允许填筑盐渍土,0.80m以下按硫酸盐渍土与氯盐渍土区别对待,其中1.5cm以下细粒土中的硫酸盐不应超过0.5%。因为盐胀的影响深度可达2.00m左右,高速公路和一级公路的路基不允许产生盐胀和土基上部次生盐渍化的条件,故从严要求。

2)二级公路,也分三个层位提出填土要求,路基顶面下0~0.80m,允许填氯盐及亚氯盐粗粒土的中盐渍土与细粒土的弱盐渍土,0.80~1.50m按土质类别容许填弱、中盐渍土,在1.50m以下细粒土中的硫酸盐不应超过2.0%。鉴于路基高度随路段水文地质条件的变化而不同,对二级公路的填土要求,力求保证路床部分的填土质量。同时考虑不致引起下层盐分转移影响又能利用就地盐渍土作部分路基填料,故对0.80m以下又分两个层位的填土要求,但限制了细粒土强盐渍土的使用。

3)三、四级公路技术标准较低,路基填土0~0.80m也要从严控制,0.80m以下酌情予以放宽,但国道或省道按三级公路设计时,路床以下填筑细粒土时,宜从严控制;有条件的地段也可优先采用风积沙或河沙作为路基填料。

3 盐渍土填方基底表层的植被、盐壳、腐殖质以及超过路基填料容许含盐量的土必须清除换填;挖除深度或换填厚度应视道路等级与基底土质和换填材料而定,最小不小于0.30m。

4 盐渍土路基边坡坡度,应根据土的类别和盐渍化程度设计,受水淹的路堤边坡宜采用1:2~1:3。

7.10.4 防治措施

1 盐渍土路基处理方法很多,常用的办法有:提高路基、换填砂砾土、换填风积沙或河沙、设砂或砾石隔断层和土工布(膜)隔断层等,这些措施在公路上的应用效果较好,可以根据不同情况选用。

2 提高路基宜在三、四级公路路基偏低、风积沙或河沙和砂砾材料产地偏远地段较为合适。二级公路改建中不宜以提高路基为主,应与其他措施综合设计。

3 路基换填,在土质不良地段以及老路路床土质含盐量超过规定要求、路床过湿、压实度达不到压实要求或路基标高受限制的低填浅挖地段采用。换填一般选用就近砂砾或风积沙(河沙)。换填厚度,二级及二级以下公路一般为0.80m;高速公路、一级公路的换填厚度应根据勘探资料慎重确定,最小为1.0m。

4 隔断层是防止水分和盐分进入路基上部以及处理道路盐胀、翻浆病害的有效措施。隔断层类型按采用材料有土工布(膜)隔断层、风积沙或河沙隔断层、砾(碎)石隔断层和沥青砂、油毛毡等隔断层。土工膜、沥青膜、沥青砂、油毛毡属不透水的隔断层,可隔断下层毛细水和气态水的上升。砂砾和风积沙属透水性的隔断层,只能隔断毛细水的上升。

隔断层的设置,主要有列问题:①什么情况下需设隔断层;②选用哪种材料的隔断层;③隔断层设置的位置。

路线通过中强盐渍土,特别是硫酸盐渍土地段,受地面水或地下毛细水影响的路基,标高受限制的挖方路堑或被利用的原有路基含盐量超限路段,路基处理时宜考虑以隔断

层配合其他措施综合治理。

隔断层材料的选择应视当地的材料、路线等级、路基高度及水文地质情况,并进行技术经济比较后确定。新建高速公路、一级公路,路堤高度大于 1.8m 可选用砾石、风积沙(河沙)作透水性的隔断层,既可以使路基上部渗水下渗,也可阻隔下部毛细水上升。但路堤高度不足 1.8m 时,为防止毛细水与气态水上升导致土基上部次生盐渍化的影响,宜用土工膜等材料作不透水的隔断层。

隔断层位置设置不当,往往达不到预定的目标或不经济。对保证路床填土质量及稳定性而言,新建高速公路及一级公路的填方路堤隔断层面标高应比路基设计标高低 1.5m 以下,同时应满足最大冻深 + 0.25m 的距离。因盐渍土路段高等级公路的路面厚度一般为 0.70m 左右,这样才能使路床土质不受下部盐分和水分的影响,保证路基的稳定。二级及二级以下公路,隔断层顶面的位置至少应控制在路基边缘以下 0.8m 处,同时满足冻深要求,并高出边沟流水位。在路基换填与隔断措施综合处理的路段,隔断层顶面的位置应在换填下缘或其层间下部,挖方路段应在新铺路面垫层以下至少 0.30m。

5 采用风积沙或河沙作填料或隔断时,须考虑其无粘聚性的特点,选择土或砂砾等材料包边。如果不包边,边坡应放缓至 1:2 ~ 1:3,保持边坡稳定。

6~8 盐渍土地区路基排水主要考虑排除地面积水和降低、截阻地下水。做好路基排水设计非常重要,必须根据沿线地质、水文情况,设置必要的地面、地下排水设施,配合自然河流、农田灌溉渠,形成良好的排水系统。地面水以排水沟、截水沟、边沟、蒸发池等措施疏引排除至路基范围以外。地下水应采取隔断、疏干、降低等措施以达到不致影响路基稳定的目的。

9 加固剂的种类很多,其不同的物理性质和化学组成成分决定了不同的类别、特点和固化方法,使用时,可根据路用土质与加固剂的成分、类型通过试验选用效果最佳的。化学处理硫酸盐渍土,可使土中易溶盐成份和性质发生变化,减轻盐胀,常用的化学掺加剂有 CaCl_2 、 BaCl_2 。为了使化学处理过的盐渍土不受下层水分和盐分的影响,其底部应设置隔离层。

7.10.5 干涸盐湖地段路基

1 干旱地区封闭盆地内的干涸盐湖表面一般无水,仅有很厚的盐盖和岩盐。低矿化度的承压水和潜水向上溢出与渗透,可使盐盖、岩盐被长期溶蚀而形成溶洞、溶沟和溶塘等。盐湖地表下的不同深度处,一般都有饱和的晶间卤水和地下水。

由于干涸盐湖地段的地下水都是饱和盐水(又称卤水),对岩盐不再发生溶解作用,加之现在的气候有利于盐湖的盐水继续浓缩,因此,可在干涸盐湖表面直接修筑公路。

2 岩盐的含盐量很高,一般在 20% 以上,最高可达 95%。路基填料可以用当地的岩盐,容许含盐量可不加限制,如为氯化物盐类,含盐量越大越好。

岩盐类材料的好坏取决于生成条件、含盐类及性质、含盐量多少和土的颗粒组成及其结构密实、坚硬程度等条件。

用作填料的岩盐应打成碎块,并分层浇洒盐水填实。

3 在干涸盐湖上修筑一般等级公路,可以低路堤甚至零填横断面形式通过,往往不需要另铺筑路面,仅洒泼盐水,逐次结晶,再经行车碾压而形成坚硬、密实、平整的硬壳。

对高速公路、一级公路,应采用分期修建的原则。第一期工程可采用土路堤和岩盐路堤,通过使用、养护期间用稳定土的加固办法,提高其使用性能,然后再进行第二期工程,提高路基并在上面铺筑路面。

4 当干涸盐湖地表下有饱和盐水时,为了加速地下水蒸发和盐分聚集、结晶、降低地下水位,宜采用设排水沟及护坡道的路基横断面。

5 对于不再发展的溶洞、溶沟、溶塘,如为外露者,可用岩盐或卵石、砂砾材料填补夯实;如系暗洞,洞顶距地表厚度小于 $0.3\sim 0.5\text{m}$ 时,应将洞挖开,进行填实;如溶蚀范围较大,尚在发展,则应考虑绕避或采取其他措施,如用砂石材料填筑。

7.11 多年冻土地区路基

7.11.1 一般规定

1 冻结状态持续二年或二年以上的土称为多年冻土。根据体积含冰量,多年冻土可分为少冰冻土、多冰冻土、富冰冻土、饱冰冻土、含土冰层;根据冻土含冰量与年平均地温可分为稳定型、基本稳定型和不稳定型冻土,详见规范附录 C。

2 冻土沼泽地段,由于表层泥炭融后不易稳定,地势低洼积水不易疏干,以及在厚层地下冰或层上水发育地段,均应避免以路堑通过。

路堤通过厚层地下冰的融化而形成的热融湖(塘)地段,应考虑湖(塘)底冰层可能继续融化对路堤稳定性的影响,必要时应采取处理措施。

3 具体设计原则则根据冻土类型及年平均地温采用保护、一般保护和一般路基的设计原则。保护是指采取有效工程措施保护多年冻土的生存条件,维持其原有的稳定状态;一般保护是采取工程措施,控制多年冻土融化速率,即允许其有一定程度的融化,但必须控制在可接受的范围内;一般路基是将多年冻土按一般情况对待,允许融化,甚至先期破坏其存在条件或加速其融化而成为一般建筑条件。

区段设计原则根据地质地貌单元、多年冻土年平均地温、年平均气温、冻土上限埋深变化等区域性因素确定;场地设计原则根据地基土类型、多年冻土含冰量、上限埋深等场地条件确定。

4 路基位于少冰冻土、多冰冻土地段,因冻土融化的融沉量很小,不会产生路基病害,可按一般路基设计;富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层以及各种不良地质,往往由于突然的、剧烈的、持续的、不均匀的、较大的融沉或冰害而导致路基产生严重的病害,均应进行特殊设计。

7.11.2 把富冰冻土、饱冰冻土、含土冰层统称为高含量冻土。

1 融化沉降量与压缩沉降量的计算可参考《公路设计手册·路基》。预备高度与宽度的目的是路基变形后,不致使路面出现反拱和路基顶面变窄。

2 多年冻土地地区的路堤最小填土高度应满足防止冻胀和翻浆的要求。在采取保护多年冻土和限制多年冻土融化深度地段,还应满足防止热融沉陷及控制热融沉陷的要求。

保证多年冻土上限不下降的路基最小填土高度,称为下临界高度,记为 h_L ,按下两式计算:

$$\text{砂石路面} \quad h_L = 1.41 - 0.31h_n \quad (7-10)$$

$$\text{沥青路面} \quad h_L = 2.88 - 0.42h_n \quad (7-11)$$

式中, h_n 为天然上限。

根据调查与理论分析,路基高度与病害密切相关。路基过高,边坡吸热面增大,阳面边坡下冻土上限明显下降,进而引起路基不均匀变形,加剧了边坡冲蚀,纵向裂缝条数和累计长度都随路基高度增大而增加,且影响行车安全。因此,路堤高度不宜过高,建议路堤上临界高度(h_u)按下式计算:

$$\text{砂石路面:} \quad h_u = 7.17 - 1.76h_n \quad (7-12)$$

$$\text{沥青路面:} \quad h_u = 5.03 - 0.81h_n \quad (7-13)$$

当路堤高度在 $h_L \sim h_u$ 范围之外时,应进行特殊设计。

3 冻土地地区路堤较高时,宜设土工格栅或格室加强,以确保路堤稳定性,设计方法可参考公路土工合成材料规范。

7.11.3 不良冻土工程地质路段路基

1 冰丘、冰椎地段路堤,宜在下方以路堤通过,路堤高度不应低于冰丘、冰椎的最大高度,并以渗水土填筑,以防冻胀。应加强排水措施,在水源补给的上方截排,当地形不允许时可考虑在路基旁截排。

冰丘地段宜在路堤(含护道)坡脚 20m 以外设防冻结结构,断面宜加大加深;在路堤基底范围内的地基,其冰丘部分的淤泥、冰层均应挖除换填透水性土。冰丘距路堤坡脚较近时,可在冰丘一侧加宽路堤、增设反压护道或在路堤坡脚处设粘性土隔水齿墙等措施。

冰椎地段,应根据其出水口位置、泉水类型、水量、水温、积冰范围和高度等情况,确定具体措施。当积冰量不大时,可设积冰坑;也可利用挖沟的土石方配合积冰坑修筑挡冰堤。当地下水流量较大时,可垂直于地下水水流方向设置渗沟以引出地下水,在路堤横跨较大沟谷时,也可设桥通过。

2 在热融湖(塘)地段修筑路堤时,首先应查明湖(塘)底部的地下冰层是否已融完,湖(塘)底如尚有冰层继续融化,就会对路堤稳定性产生影响。其次考虑积水对路堤稳定性的影响,一般水下部分应采用透水性土或水稳性好的土(粉粘粒含量小于 30% 的碎石类土)填筑,水较深或地基松软,可在两侧设置护道;如水面较宽,还有风浪,路堤的坡面还应采取防护加固措施;如路堤施工后还可能继续沉降,不但需预先加宽加高路基,而且在确定填筑透水性土部分的顶面时,应在路堤沉降后高出积水水位以上 0.5m。

3 冻土沼泽地段,应避免设路堑、低填浅挖和不填不挖。如不可避免时,应将基床和边坡上的泥炭、腐植土挖除换填。两侧堑顶应设置挡水埝,以防地面水流入路堑。有地下水时,应采取拦截或引排措施,在来水一侧扩大、加深侧沟断面做成冰坑,在路肩边缘处设

置挡冰墙,或在地下水流量较大地段设置渗沟以降低和排除地下水。

7.11.4 按保护多年冻土设计路基时,要考虑水在地基中渗流的影响。由于排水不畅,坡脚积水会引起多年冻土上限下降,进而使路堤产生严重沉降,因此要采取措施排除地面水,以防止在路堤坡脚附近积水和产生地基渗流。

排水沟的横断面尺寸,应根据计算具有足够的过水能力,为防止淤塞和便于清理,一般底宽不宜小于 0.6m,边坡不陡于 1:1。其边坡必要时可选用草皮或粘性土进行加固。

在厚层地下冰和冻土沼泽地段,宜采用挡水埝代替排水沟,不破坏地表植被,对保护多年冻土有利。在纵向起伏又不宜深挖排水沟的地段,可考虑排水沟与挡水埝结合使用,但排水沟的边缘至挡水埝的坡脚的距离不宜小于 1m,以保证排水系统的完整与稳定。

路堑地段,当采用保护多年冻土的原则设计时,应考虑采用挡水埝排水,如修挡水埝的土源比较困难,也可设截水沟,但截水沟边缘距堑顶不宜小于 5m。

当堑坡采用保温加固时,挡水埝可设在堑顶。当流量较大时,可在挡水埝的外侧增设截水沟。

路堑的边沟,必要时可采用混凝土预制板或片石干砌,用灰土或三合土作垫层,以防冲刷和渗漏。

7.12 风沙地区路基

7.12.1 一般规定

1 风沙地区是沙漠和沙地的统称,在我国分布范围较广,主要集中在内陆干旱、过干旱地区,以半固定和流动为主;在半干旱地区以及局部润干地区也有零星分布,但多以固定、半固定沙丘为主,按潮湿系数可分为微湿沙地、半干旱沙地、干旱沙漠和过干旱沙漠四个区。

风沙地区的主要特征为:

- (1)气候干燥,降雨量小;
- (2)温差大,冷热变化剧烈;
- (3)风大、沙多;
- (4)土中含易溶盐多;
- (5)植被稀疏、低矮。

风沙地区路基勘测应充分收集区域气象资料,进行工程地质、水文地质、筑路和防护材料及生态环境调查。气象资料应包括气温、地温、降水、蒸发、湿度、风向、风速、动力风向玫瑰图、起沙风矢量图等内容。工程和水文地质调查主要包括风沙沙源的分布情况、风沙地貌的形成条件、沙丘移动特征(移动方向、方式、速度和输沙量)、沙的机械组成、物理化学性质、地表径流、地下水埋藏深度和水质等内容。

在风沙地区筑路需要大量的筑路和防护材料,路基防护形式往往根据当地材料情况确定,因此,应充分进行路基路面和防护材料种类、品质、数量和运距的调查。

生态环境调查是为了掌握当地植物立地条件,确定生物防沙措施,主要包括:植物覆盖度、当地沙生植物种类及其生态特征、下伏地层结构、土质、养分和含水量、盐渍化程度等。

2 在调查过程中,应结合不同的沙漠类型(流动、半固定、固定),认真总结、学习当地的治沙经验,根据不同的公路等级、线形、路基形式等特点加以引用。

为防止公路沙害,首先应从路线着手,路线通过沙害路段,应根据风沙地貌特点、风沙运动规律,结合地形、风向、风力、路线和风向夹角等条件,提出合理路线线位,变被动防护为主动防护。

风沙地区的公路病害主要是沙埋和风蚀,两者之中又以沙埋为主。沙埋主要有两种情况,其一是风沙流通过路基时,由于风速减弱,导致沙粒沉落,堆积、掩埋路基;其二是由于沙丘移动而掩埋路基。风蚀是路基在风沙的直接吹蚀下,路基上的沙粒或土粒被风吹走,出现路基削低、掏空和坍塌等现象,从而引起路基的宽度和高度减小。风蚀的程度与风力、风向、路基形式、填料组成及防护措施有关。因此,为防治沙埋,应根据风沙地貌的特点、风沙运动的特征、风向、风力、路线与风向的交角等选择合理的路基横断面形式。流沙地区,路堤或路堑多由松散沙筑成,应采取措施对路肩、边坡坡面和平台进行全面的工程或生物防护,以防止风蚀。

3 我国沙漠类型复杂,风沙地区应根据不同区域气候和沙漠类型及特点设防,在风沙流比较严重的过干沙漠或流动沙漠地区,为根治沙害,除对路基本身进行防护外,还应在路侧建立完善的防沙体系,包括整平带、防护带和植被保护带;对于水汽条件稍好的干旱沙漠或半固定沙漠地区,应该采用工程和生物防沙相结合的措施方法,逐步过渡,最终实现生物防治;对于水汽条件好的微湿和半干旱沙地或固定沙漠地区应采用生物防治措施,恢复当地生态,保证道路畅通。

4 综合防沙设计是沙漠地区路基设计的重点,主要包括:总体防沙布置、路基横断面设计、路基和路侧防沙设计等内容,但同时也应注意路基填料问题,沙漠地区风积沙材料丰富,但是如果风积沙中粉粘粒含量过大,超过30%,其强度会骤减,另外由于其粘聚性差,设计时需要考虑通过工程或化学加固的方法来满足其整体强度和稳定性问题,同时沙漠公路后期养护费用和难度较大,设计时还应考虑今后养护维修和管理方便等问题。

5 干旱和过干旱的流动沙漠地区,因降水稀少,沙的渗水性较好且边沟或涵洞容易被沙埋住而起不到作用,所以一般可不设路基边沟和涵洞等其他排水设施。但在润干及半干旱的风沙地区,应根据降雨情况需要设置边沟及其他排水设施时,其形式宜设计成流线形宽浅形式以增加运动气流上升力,有利于风沙流顺利通过,减轻边沟等排水设施内积沙程度。桥涵宜设置成大孔径,以便养护清沙。

6 沙漠地区生态环境十分脆弱,公路修筑时应注重保护路基两侧地表原有植被和地表硬壳,不得随意破坏当地生态,取弃土不得随意堆放,防止形成公路沙埋或风蚀。

7.12.2 填方路基

1 路堤上的风向、风速变化与路堤高度、边坡坡度以及风向和路线的交角大小有关。当路线与风向正交时,随着路堤高度的增加,增速作用十分明显。因此,较高的路堤一般不至于遭受风沙流的沙埋危害。当路堤与风向平行时,由于路堤具有一定的高度和光滑的表面,路基顶面风速较两侧沙地表面风速大,所以一般不会积沙。零填挖或近于零填挖的路基,不论路基与风向的关系如何,均易于积沙。但过高的路堤,风蚀程度又会增加,所以对于一般路堤既需有一定的高度,又不易过高,一般以 1m 左右为宜,对于高大复合型沙垄或复合型沙丘链地段,综合考虑纵坡和工程数量及防沙体系等因素,路基高度以填方略大于挖方或接近平衡为宜。

2 低路堤的边坡可视路侧地形、地势情况,采用缓坡和流线形的路基横断面,以利于风沙流平顺通过公路,为保持横断面平顺,利于输沙,中央分隔带、路缘带应与路面齐平,路肩、坡脚、坡顶等有棱角部位宜设成圆弧形,高速公路、一级公路可采用分离式路基。

3 边坡度应根据实际情况确定,路侧采取防护措施时,边坡可适当陡一些。对较高的路堤或在风向和路线呈小角度相交时,沙埋危害较小,边坡坡度可采用 1:2 ~ 1:3,这样可以减少边坡防护工程数量;对于水汽条件好的微湿、半干旱沙地或固定沙漠地区的高速公路和一级公路,为了利于生态恢复和植被生长及防沙要求,路堤宜采用 1:3 的边坡。

4 长期试验观测表明,纯风积沙水稳性好、整体抗压强度高,是良好的筑路材料,但无粘聚力,难以成型,可采用土工布等材料进行加固修筑路基。根据其特性可采用振动压路机和履带拖拉机分层碾压,对水源缺乏地区的沙基可采用振动干压实技术达到要求。

5 为利于防沙,取土应尽量取自挖方断面的上风侧沙丘,以挖作填,并使挖方断面敞开,使气流顺畅。当纵向调运较远,采用路侧取土时,取土坑设置应避免其遭受风蚀,因此宜设在背风侧路基坡脚 5m 以外;当必须两侧取土时,迎风侧的取土坑应予封闭或摊平;当采用机械施工时,取土坑应挖成弧形的浅槽(宽深比为 10 ~ 25)并与路基顺滑衔接,以利于风沙流通过。平沙地取土会扰动沙地引起沙害,所以一般路基两侧平沙地不取土为宜。

6 路基防护应采取因地制宜、就地取材的原则,选用经济合理的防护材料。各类防护的要求见表 7-12。柴草类材料使用年限短,消耗量大,且当地的植物资源对风沙地区来说也是非常宝贵的,并非是最适宜的防护材料,但有其采运经济、施工方便的特点。粘土在风沙地区亦很奇缺,目前铁路、石油和公路部门已试用聚合物土工格栅或土工格室材料代替柴草类材料对风沙地区路基进行防护,效果良好。公路部门有条件时,可应用这类新材料,但选用的格栅应具有良好的抗风化和抗老化性能。

7.12.3 挖方路基

1 路堑内的风向、风速变化与路堑边坡坡度、路堑深度以及风向与路线交角的大小有关。路线与风向正交时,堑内风速降低且边坡坡度越陡,路堑深度越深,风速降低越多,由于背风侧的降低程度更大,故堑内积沙一般从背风侧坡脚开始,逐渐向迎风坡脚延伸,严重时,路堑下部可被积沙堆满;路线与风向平行时,由于路堑有聚风作用,故堑内一般无积沙。

表 7-12 路基防护类型

防护类型		材 料	防护厚度(cm)		适用范围
分 类	形 式		路 肩	边 坡	
柴草类防护	层铺	麦秸稻草、芦苇、沙蒿等	5~10	5~10	一般公路
	平铺植物束或笆块	枝条、芦苇、芨芨草等	5~10	5~10	
	平铺或叠铺草皮	草皮	平铺 10~15	平铺 10~15	
土类防护	摊铺粘土	塑性指数大于10的粘质土	10~15	5~10	
	平铺盐盖	碎石盐盖	10~15	5~10	
砾石、卵石、片石类防护	平铺砾石、卵石	砾石、卵石	10~15	5~10	
	栽砌格状砾石、卵石、片石	砾石、卵石、片石	10~15	5~7	
混凝土类防护	预制板块	预制板、块、空心花格网	5~10	10~30	
沥青类防护	平铺沥青砂	沥青砂	5	5	
	喷洒沥青乳化剂	低标号沥青乳化剂	2	2	
土工材料防护	平铺土工格栅	聚合物土工织物	—		
	采用土工格室				
生物防护	种植	草皮			

路堑边坡陡于 1:4 时,将在路堑内出现顺路堑方向的风流(俗称拉沟风)。路堑短时,沙粒在顺沟风力的作用下,被带至堑外堆积,路堑长时则堆积于堑内。

路堑过深时,积沙虽然可以通过养护清理,但如果采用很缓的挖方边坡,在工程上不够经济。因此,应尽量避免采用较长和较深的路堑,无法避免时应敞开路基或增加积沙台宽度,以利于防沙和养护清沙。

2 浅路堑内顺路线方向的风力较小,在边坡坡度陡于 1:4 时堑内积沙严重;当边坡缓于 1:4 时,气流平顺通过路堑,可将大部分挟沙输送至路堑以外,因此,浅路堑宜采用敞开式横断面。深路堑若采用敞开式横断面,工程上不经济,而且由于顺沟风力较大,堑内积沙并不严重,因此,对深路堑可采用一般缓边坡路基横断面形式,但坡脚应设置积沙平台,以便于养护。

对于水汽条件好的微湿、半干旱沙地或固定沙漠地区的高速公路和一级公路,路堤采用 1:3~1:6 的边坡,更利于恢复生态植被。

3 路线与风向正交时,堑内会有不同程度的积沙,路堑越深积沙越严重。对浅路堑,采用敞开式路基横断面可减少积沙,对深路堑采用敞开式路基横断面虽不够经济,但当路堑顶宽与深度之比介于 20~30 时,同样具有缓坡路堑的优点。

4 半填半挖路基在上路风和下路风的作用下,容易发生路面积沙和路肩风蚀,对上下两侧边坡宜采用缓边坡,边坡变坡点处宜设成圆弧形,保持气流顺利通过,同时应将挖方侧路基适当加宽,做成积沙平台,以利于清沙,另外对上下边坡进行加固,防止风蚀。

7.12.4 路侧防沙工程

1 路侧防沙工程可概括地分为固、阻、输、导四种类型,可以是工程或生物措施。各种措施可以单独采用,也可以几种措施配合使用。为了使各种措施经济有效,必须有总体的布置,使路侧各种防沙措施形成一个完善的综合防护系统,综合防护体系的宽度和耐久性应根据公路的重要程度进行合理确定。

2 植物固沙是防治沙害的根本措施,不仅可以减低风速,削弱和抑制风沙流活动,而且由于沙生植物具有发达的根系,还能固结其周围的沙粒,加之枯枝落叶的堆积,有利于有机质的聚积,促进沙的成土作用,改变沙地性质,使沙流趋向固定。植物起到全面固沙作用后,比任何工程防护措施都更为优越有效,有条件时应优先采用,无条件时可采用各种工程措施固沙。

3 立式沙障是一种有效的固沙措施,具有较好的阻沙作用,有条件时可种植乔、灌木,形成植物沙障。立式沙障距路基应有一定距离,不宜太靠近路基,靠近路基的地带一般采用砾石、粘质土或其他材料平铺于沙面上,以防风蚀。两种措施结合在一起使用效果较好。

4 阻沙措施在于拦截风沙和限制积沙移动。阻沙沙障一般可分为墙式、堤式、栅式、带式 and 防风林五类,适用于沙源极为丰富的流沙地区,须布置在距路基迎风侧 100m 以外,一般栽于沙丘顶部。沙障越高间距越大,与主导风向正交时,阻沙效果好,有条件时,应栽种乔、灌结合的密集防风林,形成永久阻沙体系。

5 输沙措施的作用在于通过增强风力或改变地表性质,使过境流沙顺利通过路基而不产生堆积。输沙设计主要包括浅槽和风力堤输沙、浅槽输沙、聚风板输沙等。各种输沙措施的设计可参考《公路设计手册·路基》。

6 当路线与主导风向为 $25^{\circ} \sim 30^{\circ}$ 斜交时,风沙容易在路基附近堆积,为了让沙堆积到对路基无危害的地方,可在路基迎风侧采用导沙的措施借助风力作用,改变风沙流或沙丘的移动方向,导沙设施可采用工程设施,也可采用乔、灌结合的密集防风林。

7 整平带是路侧防沙体系的一个重要组成部分。尤其是在路线与主导风向成 $45^{\circ} \sim 90^{\circ}$ 相交的流动和半固定沙丘地带,在路基两侧 20 ~ 30m 范围内设置整平带可有利于流沙顺利通过路基,避免积沙危害。

8 综合植物防护带系统的形成,需要一定的条件,管理也比较困难,又需要较长的时间。因此,宜与当地治沙规划相结合,要依靠当地群众的积极性,和农林部门密切协作。防护林带的结构与防风固沙作用密切相关,应乔、灌、草结合,对公路防沙,最好将紧密林带布置在靠近路基的两侧,在其外缘布置稀疏林带。

9 流动沙丘和半固定沙丘地段,为保护防护带植物自然繁殖、生长,应在防护带之外设置植被保护带并可作为禁界。植被保护带的宽度:流动沙丘地段,迎风侧宜为 400 ~ 600m;背风侧宜为 200 ~ 300m;半固定沙丘地段,迎风侧宜为 300 ~ 400m,背风侧宜为 100 ~ 200m。

在固定沙丘地段,可直接在路基两侧设置植被保护带,其迎风宽度宜为 300 ~ 500m,背风侧宜为 100 ~ 200m。

植被保护带内植物应严加保护,禁止伐垦和放牧,以通过自然繁殖逐步改善原有植被状况。

10 植物防沙要求条件较多,特别是植物立地条件、植物种类选择、合理的植物结构搭配和种植方式、灌溉措施和管理方法等都是成败的重要因素,只有结合当地条件,进行全面的调查、分析和研究后,才能确定能否采用,最终达到预期的效果。

11 化学加固风积沙由于造价高、施工难度大、加固强度达不到要求、容易破坏等原因,一直未能大规模推广,但在缺乏筑路或固沙材料的干旱沙漠地区,为降低造价,可采用化学加固沙漠公路路基或进行防护,但应在试验验证可行的前提下方可使用。

7.13 雪害地段路基

7.13.1 一般规定

1 对于有特别严重雪冰分布地区的公路勘察设计,必须遵循“防重于治”的原则,即在路线走廊带大致确定以后,对当地自然地理、气候、灾害、积雪、主导风向、生态条件等资料进行认真的收集、分析和对比,才能提出穿越雪害路段正确的路线方案。

积雪包括自然积雪和风吹雪,自然积雪是在风力较弱或无风的情况下,雪降在公路上形成均匀的雪层。公路防治雪害主要为风吹雪和雪崩两种主要形式。自然积雪一般不采取工程措施,当路面积雪厚度较大,造成行车困难时,多在养护中采用机械除雪,也可用除雪剂除雪,即在积雪的路段撒氯化钙(CaCl_2)、氯化钠(NaCl)和氯化镁(MgCl_2)等,在严重积雪的险要路段,可适当加宽路基。

在一般调查分清雪害类型后,需要针对不同情况进行进一步深入调查。

2 雪崩是指在重力影响下山坡积雪的崩塌。对有雪崩危害的山区公路勘测时,应重点调查收集可能发生雪崩的地形(山体坡度和运动路线)、主要气候情况(温度、雪量)、坡体情况(土质、植被及种类),避免防治雪崩工程引起山体的滑坡,同时为确定适合当地、速生的优良树种和实现生物防治做准备。

3 降雪时或降雪后,风力达到一定强度($4\sim 5\text{m/s}$)时,吹扬雪粒,随风运动,形成风雪流,从风雪流到吹集雪的全过程称为风吹雪。其危害主要有积雪阻车和遮挡视线,对有风吹雪危害的地区公路勘测时,应重点调查收集风雪流行程中的地形、地物、植被等情况,测定风雪流的移雪数量、冬季风力与风向及其频率和持续时间、降雪量、积雪深度、冬季气温及冻融时间、风吹雪的类型及其危害程度等。

4 通过雪崩区段时应根据自然地形、地貌,结合不同的防治原则和措施,因地制宜,就地取材,采用工程和生物相结合的方法,既要防止雪崩的危害,又要做到对环境的保护。

路线必须通过可能发生雪崩的路段时,可按照稳定山坡积雪,改变雪崩运动方向,减缓雪崩运动速度和清除积雪等原则,采用水平台阶、导雪堤(墙)、土丘、挡雪墙、防雪林带等设施;对于雪崩较严重的高速公路、一级公路及有特殊要求的公路,也可采用防雪走廊、明洞、隧道等遮挡构造物。

5 风吹雪灾害的成因主要是风速减弱、雪粒沉积堆埋公路,因此风吹雪和地形地物以及路基形式有很大关系。路基采用路堤形式,且有适当的高度,可以保证风雪流顺利通过。

6 平坦开阔地有利于气流平顺通过;移雪量饱和后容易沉积;路线走向与风雪流的

主风向近于平时,路面上形成畅顺的流场,可减少路上积雪。因此路线应选在平坦开阔、移雪量小的地带,且路线尽量和主风向平行或保持小的夹角。

路堤高度应高出当地最大积雪深度,保持一定高度,可根据附近地形、风力、风向及降雪量等情况确定,雪害较轻的取下限值,反之则取上限值。

7 放缓边坡,在草原、农牧区低填方采用 1:3 的路堤边坡,以保证居民、牲畜的安全和牛羊践踏后路基的宽度。在浅挖方、荒原戈壁低填方处宜采用 1:4 的路堤边坡,且放缓成流线形边坡,可保证路面不沉积风吹雪。放缓路堤边坡,是平坦开阔地区预防风雪流危害的有效方法,山区有条件的地方也应采用。

8 防治风雪灾害,应从净化风雪流入手,消除风雪流在路上产生沉积的条件,同时使风雪流中的雪粒含量减少到不影响视距的程度。根据长期的雪害地区调查及室内风洞实验可知,在路基两侧 20m 范围内的任何障碍物或多或少都能引起路面积雪。

9 在风吹雪挖方处应避免深路堑、敞开路基或采用半填半挖型的断面形式,避免深路槽,挖方处如路基外侧剩余的台地低,则宜予以全部挖除,减少背风积雪。当挖方较长,则应在短距离内留一缺口,以利于清除积雪。在视距不良地段如无视距台,宜将障碍全部挖除,既有助于开阔视野,又可提供储雪场地。在雪害严重地段,路基宽度宜增加 1~2m,路拱坡度不宜大于 1.5%,弯道超高横坡不宜大于 4%,有条件时,最好采用硬路肩。

路堑难以避免时,可根据当地移雪量的大小,将路堑边坡放缓,并使路堑内的路基以路堤的形式出现,路堤边坡坡度为 1:4,或者在上风一侧布设储雪场、储雪壕、积雪沟等,达到敞开路基使风雪流顺利通过的目的。

10 由于山区挖方路段的主风向与局部涡旋风的相互干扰,易在弱风区产生积雪,所以将路基断面设计为顺畅风雪流断面,并设有积雪平台,可保证路面无积雪或少积雪。山坡路堑,特别是路线与主风向夹角大于 30°的路堑,易产生风吹雪积雪,路堑内积雪量的大小、积雪面积与路堑迎风面山坡的积雪面积成正比关系,设计时应根据雪害危害程度采用适当的形式。

7.13.2 防治原则

生物防治是根治雪害、变害为利、一举多得、普遍适用的措施,应优先考虑采用。工程治理应注意保护生态环境,防止水土流失,为生物防治创造条件,最终实现生物防治。

7.13.3 防雪措施

1 综合治理是防治雪崩最好的措施。治理雪崩的同时,保护生物成长。任何人工工程,总是随着时间的延长逐渐减效,直至失效,最终由生物工程所代替。实践证明,工程治理虽必不可少,但生物防治是任何工程不可比拟、不能代替的最好措施。

公路雪害的防治工程可分为工程治理和生物治理,工程治理主要采用稳、阻、导三种治理措施,对于风吹雪和雪崩而言,由于受以往技术水平、检测手段及国家财力的制约,从现在的实际情况看,有些措施是成功的,有些措施是失败的,有些措施现在国际上已经被淘汰,有些措施使用的条件不适。从生态恢复的角度出发,生物治理以及生物与工程相结

合的措施还需要完善。

2 雪崩防治措施

1) 水平台阶主要用于防治小型雪崩, 在山坡上沿等高线修筑水平台阶, 可以改变山坡微地形, 稳定山坡积雪。条文中所述的雪崩裂点是指风吹雪集雪区范围最高点的位置。

2) 在有条件的地方, 稳雪栅栏可与水平台阶交替使用。条文所述的雪檐是指风吹雪在背风的分水内岭处形成很厚的悬挂雪体。当自重增加到一定程度便断裂崩落形成雪崩。

3) 防雪林的防护效果与林带结构(横断面形式、高度、透风度)有密切关系, 防护林应选用上下紧密, 使雪崩雪不易通过的乔、灌木混合林。

4) 土丘及楔适用于坡度较缓、规模较大的沟槽雪崩, 一般多设置在雪崩运动区及堆积区的上部。

5) 雪崩的最大锋面高度, 可按下列式计算:

$$h = \frac{FH}{bL} \quad (7-14)$$

式中: h ——雪崩最大锋面高度(m);

F ——集雪区面积(m^2);

H ——集雪区最大积雪深度(m);

b ——沟槽宽度(m);

L ——集雪区长度(m)。

导雪堤适用于防治山坡坡度较陡的沟槽雪崩。

6) 防雪走廊、隧道等遮蔽建筑物是防治雪崩的最有效手段之一, 由于其工程量较大, 造价高, 只有在公路等级较高、雪崩频繁、采用其他措施较困难时方采用。

3 风吹雪防治措施

1) 防雪林的设计要求将雪害自然灾害的损失降到最低, 实行乔、灌、草结合, 带、片网结合, 多树种、多林种结合, 使防雪林结构合理、稳定。

2) 防雪栅在国内外应用较普遍, 影响其防护效果的因素主要有防雪栅的透风度、板条结构、栅高、地形等, 防雪栅宜设置在地形平缓的路段迎风一侧。防雪栅的栅栏空隙度计算可参考《公路设计手册·路基》。

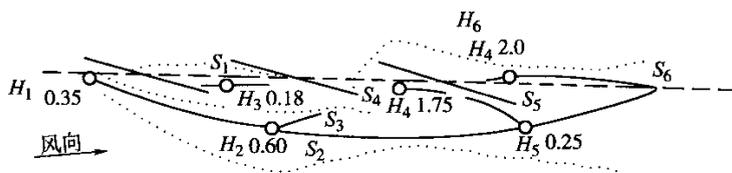
3) 密闭式和透风式下导风板都是防治风雪流的有效措施, 两者相比, 后者具有前方积雪高度降低和导风板面用材较少的优点。

路线与主导风向交角较大的迎风半路堑、交角 30° 以上的路堤、交角 40° 以下的背风半路堑, 宜用封闭式侧导风板(图 7-3); 交角较大的迎风半路堑, 其背风面坡陡或储雪场狭窄、难以设置其他防护措施时, 可采用开放式侧导风板(图 7-4)。

在转弯绕流等路段也可采用下导风板和侧导风板相结合的治理办法。

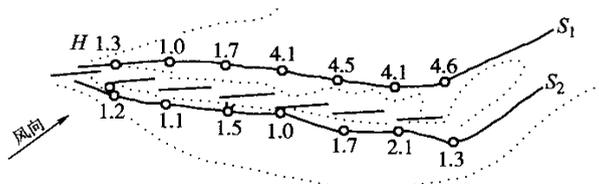
4) 积雪较少, 地质情况较差, 且不宜设置防雪栅的路段, 可在迎风侧设置防雪堤(墙)。防雪堤(墙)可用土、石筑成。

防雪堤(墙)的高度, 根据降雪量的大小, 可采用 $1.0 \sim 1.5m$, 防雪堤(墙)到路基边缘



图中: $S_1 \cdots S_6$ -雪脊线; $H_1 \cdots H_6$ -深雪(m); \circ -雪深测点位置; \cdots -积雪轮廓线; X -板轴

图 7-3 封闭式侧导风积雪形态



图中: $S_1 \cdots S_6$ -雪脊线; $H_1 \cdots H_6$ -深雪(m); \circ -雪深测点位置; \cdots -积雪轮廓线

图 7-4 开放式侧导风积雪形态

的距离,一般可采用 20~30m,但不应小于 10m。

7.14 涎流冰地段路基

7.14.1 一般规定

1 涎流冰分山坡涎流冰和河谷涎流冰,主要分布在寒冷地区和高寒山区。山坡涎流冰由山坡或路基挖方边坡出露的地下水冻结形成。河谷涎流冰则是沿沟谷漫流的泉水和冰雪融水冻结形成。涎流冰应重点调查各种水源在寒冷季节形成的冰流量和流动范围。调查中还应吸取当地防治经验,有助于选择合理的线位和采取有效的防治措施,避免并降低涎流冰的危害。

在 1:500~1:2000 公路平面图和相应纵面图上标出主要处治设施的布局,表明排水情况和说明可能达到的排泄能力。

2 路线经过冰冻或高寒山区的山坡或沟槽洼地,应尽量布设在阳坡上,减少冰冻危害,当有地下水出露时,应查明冬季气温降至零度以下时,水沿地表流动冻结形成涎流冰的可能和冻融交替的特点,确定涎流冰类型。测设中应首先考虑:

(1) 绕避。在设计过程中,只要技术上可行,经济上合理,应尽量绕避涎流冰地带,否则,就必须对其进行防治。

(2) 采取路堤形式通过,使涎流冰不溢上路面,以减少防治工程。

(3) 提高桥涵净空或加深沟槽,防止涎流冰堵塞桥涵。

(4) 采取排除地下水或防冰措施,并与桥涵等构造物配合使用。设计采用的防治措施,在施工过程中应进一步调整、完善。

3 路基通过涎流冰路段时,应选在地面和地层具有自然坡度的地势处,并以最短的距离将各类流水(冰)排出路基。治理的措施可以归结为采用人工调治构造物、明疏、暗

排、堵截、封闭、蓄汇等方法。水是涎流冰的冰源,涎流冰地段路基的防治,关键在于治水与防冰,使水流顺利通过路基或改变水流方向,以根治或减轻涎流冰对公路的危害。同时注意保护自然形成的疏水系统,减少对环境及周围生态的破坏。

4 路基排水系统应结合原有自然排水状况,顺其自然,形成综合排水系统。路基应尽量多填方少挖方,避免因施工挖方切断地下含水层形成涎流冰。挖方部分适当加宽是防治路堑涎流冰的有效方法,加大挖方一方面便于布设阻冰措施,另一方面可改善路堑通风、光照条件。

5 对于距公路一定范围内山坡上的泉水形成的涎流冰,由于泉水常年不断,形成涎流冰的量也就较大,一般用截、导、渗的方法治理。先要确定水的发源地,找出“泉眼”位置,如果是单个泉眼,可做保温盲沟,排至路基的下方;如果是多个泉眼,须依地形将所有泉眼的水用截水沟或保温渗沟将水汇集到一个较大的渗池内,然后用保温盲沟或排水管排到路基的下方。渗水池的尺寸、保温渗沟的断面尺寸、填料粒径、保温层的厚度,必须依据具体的水文地质条件和自然条件确定,各种设计参数的确定必须准确、可靠。

对属于地下水之一的潜水形成的涎流冰,由于它一般是大面积渗出,不象泉水涎流冰那么集中,并且随每年气温的变化、最初冻结时间的迟早、潜水量的大小,在一定范围内变换位置出现,在干旱季节或夏季勘测时不易发现,所以需做认真调查访问。

平原微丘区的潜水涎流冰会形成宽而长的冰流,采用保温盲沟往往不起作用。对此应调查其水源,估计淤冰量,用横坡向挖截水明沟,截断潜水通路导其入沟的方法,将水流导入附近的桥涵或较低洼的地方。还可在截水沟下方做挡冰坝或设蓄冰池。若引入桥涵需充分考虑其孔径、净空是否满足春融季节排水及排淤冰的需要。

山岭重丘区的公路涎流冰视土质不同,治理方法也不同。如潜水是从土质较差的粘性土、粉性土或细颗粒土中渗出,同时土壤呈饱和状态,往往涎流冰不是主要病害,而边坡滑坍、山体滑坡是主要病害。对此要采取排出地表和土壤中的各种水、增加土坡稳定性的措施,对于岩裂隙渗水产生的涎流冰,如果渗水量小,可加大加深边沟,如果渗水量较大,可用保温挡墙的形式处理。

对于溪(沟)水形成的涎流冰,当河槽较浅、路基较低、桥涵孔径较小、涵底坡度较缓、沟口有冲积堆时,涎流冰漫流就会上路。这种涎流冰要用挡(挡冰坝)、导(导冰坝)、蓄(蓄冰池)的方法治理。首先检查桥涵净空是否满足冬季淤冰和春融淤冰高度要求,其次从沟口一定位置起修筑导冰坝。如桥涵标高受限,可采用矮导冰坝,配合开挖河槽、蓄冰池、双涵的方法。

6 路基排水系统应结合原有自然排水状况,顺其自然,形成综合排水系统。路基应尽量多填方少挖方,避免因施工挖方切断地下含水层形成涎流冰。挖方部分适当加宽是防治路堑涎流冰的有效方法,加大挖方一方面便于布设阻冰措施,另一方面可改善路堑通风、光照条件。

7.14.2 防治措施

1 涎流冰的防治应从路基着手,结合地形条件辅助以桥涵及其调治构造物。提高路

基强度和稳定性可根治或减轻涎流冰对公路的危害。提高路基、选用水稳性比较好的碎砾石土是防止涎流冰危害路基的一种简便易行、比较经济也较为有效的措施,适用于聚冰量不太大的涎流冰的防治。

路基高度一般至少保证高于涎流冰最高时的顶面高度 0.5m,提高路基不仅避免了涎流冰上路,也增强了路基抵抗破坏的能力。同时筑路材料选用水稳性比较好的碎砾石土,可以防止冰体融化后因毛细水作用浸湿路基。

2 为保证水流畅通,可采用桥涵跨越方式防治河谷涎流冰,在桥涵设计中注意壅冰高度,可采用加深和清理河道等辅助措施,保证壅冰不上路。桥涵台身应选用现浇混凝土结构,以防涎流冰水浸入引发冻胀破坏。

3 聚冰沟横断面应根据地形、地质、水量、聚冰量确定,一般沟深为 1~2m,底宽为 0.8~1.0m。挡冰堤修筑在路基外、山坡地下水露头的下侧或沟谷桥涵的上游,以阻挡涎流冰,减少其蔓延的范围。

4 挡冰墙适用于渗水量不大的山坡涎流冰,一般与聚冰坑配合使用。挡冰墙应设在边沟外侧,保持边沟连续通畅,以利冰雪融水经涵洞排除。

5 暗沟的出水口应尽量设在较陡的坡地上,高出地面不宜小于 0.5m。在涎流冰危害严重地段,地下排水设施应做好反滤层及隔水层,出水口应采取保温措施,或开挖纵坡大于 10%的排水沟,以防水流冻结。

保温材料可采用炉渣、泥炭、苔藓等保温性能好的材料,也可选用 EPS 板(聚苯乙烯泡沫板)等耐久性好的新材料作为保温材料。所用新材料必要应达到相应的质量标准。

7.15 采空区路基

7.15.1 一般规定

陡坡地带采空区一旦发生地表塌陷、错落和大范围的地表显著下沉,很可能使陡坡坡脚失稳而引发滑坡,具有环境灾害性质。其治理难度大,费用高,应当绕避。

特厚煤层采空区的地表变形量大,一般都难以满足工程的容许变形值,且治理费高;陡倾斜煤层露头处在下部煤层开采后,覆岩容易发生塌陷,对地面工程造成破坏。故这两种情况均应绕避。

公路保护煤柱的留设:

1)本条是参照《建筑物、水体、铁路及主要井巷道煤柱留设与压煤开采规程》(国家煤炭工业局,2000年)的相关规定制定的。

2)围护带宽度大小涉及到公路的安全程度和公路压煤量的多少,本条文中高速公路的煤柱围护带宽度与国家 I 级铁路的煤柱围护带宽度相同,一级公路的煤柱围护带宽度与国家 II 级铁路的煤柱围护带宽度相同。

留设保护煤柱时,在受护范围边界以外还留设围护带,是由于采空区覆岩结构复杂,难以准确圈定出边界移动角,为了保证受护对象处于移动边界之外而采取的安全措施。

3)公路保护煤柱边界的确定是参照《建筑物、水体、铁路及主要井巷道煤柱留设与压

煤开采规程》(国家煤炭工业局,2000年)的相关规定制定的。

7.15.3 采空区处治

1)处治范围

本规范中所涉及的采空区处治长度和宽度是依据国家煤炭工业局2000年颁布的《建筑物、水体、铁路及主要井巷煤柱留设与压煤开采规程》(国家煤炭工业局,2000年),并结合公路采空区治理的多年实践经验制定的。

2)处治措施

到目前为止,山西、陕西、河南、河北、新疆、江苏等地均在采空区上修筑了高速公路,这些地区的煤层开采规模较大、开采深度小于或等于250m,采用注浆治理方案均取得了成功,其他方案尚无工程实例。因此,目前公路采空区治理以全充填注浆法为主。对于埋深大于250m的采空区,宜根据采空区的特点、工程地质条件和对公路工程的危害程度及治理费用等因素,确定是否采用全充填注浆方法。

对于煤层开采规模较小、开采深度小于100m的采空区,可考虑采用桥跨方案,但该治理技术要求相对较高,治理费用较大,须谨慎使用。

对于煤层开采后顶板尚未塌陷的采空区,可采用非注浆充填方案(包括干砌石、浆砌石、井下回填、钻孔内干湿料回填等方案);当采空区为单一的巷道,且能在巷道内安全施工时,可采用巷道内干砌石、浆砌石、井下回填等方案;当采空区为壁式或房柱式开采工作面时,可先采用钻孔干湿料回填方案,然后再注浆充填的方案。由于采空区的工程地质条件复杂,应针对采空区的具体情况,将非注浆充填方案和注浆充填方案联合使用,达到经济合理的最佳治理效果。干砌石、浆砌石、井下回填等方案的技术规定可参照相应的规范或规定执行。

7.16 滨海路基

7.16.1 一般规定

滨海路基除与滨河、水库等浸水路基相似外,还有其独特之处:海水不深但受潮汐、波浪、海流、台风、海啸等水文及气象因素影响;基底地形或倾斜或平坦,且多存在厚度不等的淤泥;而不同类型的滨海路基因所处地理环境的不同,又有各自不同的显著特点。

1)路基所受外力除了与普通路基一样的行车荷载,还有海流及波浪力,不仅强度大,而且具有动态性质;此外,在某些寒冷地区,还要受到冰棱的影响。对这些因素在设计中都要给予充分的考虑。

2)因多在海滩或水上施工,经常受风、浪、海流等其他水文、气象因素的影响,设计应紧密结合施工条件及地理环境,选取合理的断面及防护形式。

3)路基除长期受海水和生物的侵蚀外,还受水位变动引起的干湿变化及冻融等条件的影 响,要求路基结构材料具有较强的耐久性、水稳性、耐腐蚀性。

4)由于以上种种原因,滨海路基的造价较一般路基高得多,设计中应认真进行绕避、

架桥等多方案的比选。

7.16.2 滨海路基设计高程

设计波浪的标准包括两个方面:设计波浪的重现期和设计波浪的波列累积频率。

设计波浪的重现期是指某一特定波列累积频率的波浪平均多少年出现一次,代表波浪要素的长期统计分布规律。设计波浪重现期的标准主要反映建筑物的使用年限和重要性。

波列累积频率是指波列中某个波浪要素(如波高)不小于某一数值的波浪个数占该波浪波列总个数的百分数。各类建筑的设计波高累积频率系根据《铁路特殊路基设计规范》(TB 10035)和《公路路基设计手册》(第二版)制定的。

7.16.3 滨海路基类型的选择

斜坡式断面与一般路基断面形式一致,易于衔接,且施工方便,整体稳定性较高,故只有在材料缺乏等条件限制或对使用有其他要求时才采用直墙式断面。

直墙式路堤一般采用块石或混凝土砌筑,其基底常采用抛石暗基床,或在基底外侧抛石以防冲刷。

斜坡式路堤常采用浆砌或干砌块石、抛石、安放块石或混凝土人工护体,坡脚设置护底棱体。

7.16.4 滨海路基边坡坡率

滨海路基的边坡坡率,因波浪作用远较滨河路基大,故外海侧应缓于内海侧;坡石护面的稳定性较人工护面低,故其边坡应相应放缓;堤头部分临空面多于堤身,抗波浪能力相应较差,故边坡坡率应较缓。

7.16.5 滨海路基防护

坡面的防护范围,其上界决定于在风和浪作用下的路堤前增水以及波浪在路堤坡上的爬高,其下界决定于在波动底流鳞作用下土壤的抗冲能力。

为减弱波浪对路堤的破坏作用,可在堤前采取消浪促淤措施,以减少防护工程数量、提高路基边坡的稳定性;常用的消浪措施有植物消浪促淤、顺坝及潜堤促淤消浪、浮堤消浪和气压及水力防波堤消浪,详见水工等相关资料。

护坡工程的安全与否,除与坡面本身的结构布置直接有关外,尚与坡脚的防护或堤前的护底措施有密切的关系,妥善采取护底措施,是关系到防浪工程成败的关键性问题之一。在堤脚抛填块石或铺设石筐笼是最常见的护底措施,板桩防冲结构亦得到广泛的应用。

7.17 水库路基

7.17.1 沿水库边岸或跨越其支沟、支流修筑公路时,由于水库水位升降、波浪侵袭、地

下水壅升、坍岸、水流冲刷、淤积等因素对库岸和路基的破坏作用,以及库水浸泡、渗透对库岸地基和路基本体强度的影响,在设计时应根据这些不利因素,分清主次,采取相应的防护加固措施。

7.17.2 路堤在渗透压力作用下,一方面降低了路堤边坡的稳定性,同时还可能产生管涌和流土现象,不利于路堤的稳定。因此应采用级配良好的渗水性土作填料,并严格控制路堤填筑的压实度。对非渗水性土填料,为防止管涌和流土现象,在路堤下游坡脚附近,可设置较厚的反滤层及基底的护底。

7.17.3 对于跨越支沟的路堤,支沟中水位高出水库水位较大时,路基内将产生稳定渗流,若其上下游的水位差不显著,在水库泄洪或洪水来临时,水位骤然变化将在路基内产生不稳定渗流。水库水位下降幅度和时间的变化较为复杂,一般认为当土体的渗透系数 $K > 0.001\text{cm/s}$ 、水位消落速度小于 1m/d 时为缓降,而大于 3m/d 时为骤降。当水库水位骤然下降时,路堤内侧的水向库区渗流,对水库侧的边坡产生渗透压力和冲蚀作用;当水位上升时,库区的水向路堤渗流,对外侧边坡产生渗透压力和冲蚀作用。

路堤失稳情况大多数发生在水位骤降时,检算时一般采用假定破裂面为圆弧面的条分法,但必须计入浸水部分土体重度和强度指标的变化。在淤积快的水库区,由于蓄水初期为危险期,这时没有淤积物或淤积物很少,检算路堤稳定性时,不考虑将来淤积后增加的路堤抗滑能力。

路堤内的渗透变形主要为管涌和流土。对水库路基应从土的不均匀系数、颗粒直径、土体的密实度和渗透系数及渗透速度、渗透压力等因素分析其渗透破坏作用。

水库蓄水后,随水位升降变化、地下水壅升、波浪的动力作用及库岸地层浸水后性质的变化,破坏了既有边坡的稳定,使库岸发生冲蚀、坍塌、滑坡等变形。根据公路所处的具体位置,应对库岸作出稳定性评价。当危及公路安全时,则应对库岸或路基进行防护加固。

7.17.4 库区路堤浸水部位的坡面,一般以防止波浪侵袭破坏作用为主,而水库上游地段,因库水下泄后流速增大,尚需考虑水流的冲刷作用。

在防护范围内应设置较强的防护工程,用以抵抗波浪的侵袭作用。据调查,浸水路堤皆采用干砌片石或各种类型的混凝土块(板)铺砌,在防护建筑物与土体之间应做好反滤层,防止土粒流失。

7.17.5 水库蓄水后,库岸地层物理力学性质的变化及波浪对水库边岸的冲刷作用,将产生滑动、坍塌的变形现象,当公路距水库较近时,库岸变形将影响公路路基的稳定。

水库坍岸的快慢,视库岸土质及其所处位置的不同而异。具体应根据公路位置距水库库岸的远近的不同及上述因素综合考虑,区别缓急,分期投资。对坍势较重,近期将威胁路基安全的地段,在新建时应做好库岸的防护工程。