

重庆市地方工程建设标准

城镇道路路基设计规范

Specifications for design of town road subgrades

DBJ50-145-2012

主编单位:重庆市市政设计研究院

批准单位:重庆市城乡建设委员会

施行日期:2012年11月1日

2012 重 庆

重庆市城乡建设委员会文件

渝建发[2012]115 号

重庆市城乡建设委员会

关于发布《城镇道路路基设计规范》的通知

各区县(自治县)城乡建委,两江新区、北部新区、经开区、高新区建设局,有关单位:

批准《城镇道路路基设计规范》为我市工程建设强制性标准,编号为 DBJ 50-145-2012,自 2012 年 11 月 1 日起施行。其中,1.0.3、1.0.9、3.1.6、3.2.5、7.1.4、7.2.3、10.1.1 为强制性条文,通过住房和城乡建设部审查与备案,备案号为 J12099-2012,必须严格执行。

本规范由重庆市城乡建设委员会负责管理和强制性条文的解释,重庆市市政设计研究院负责具体技术内容解释。

重庆市城乡建设委员会

二〇一二年八月八日

关于同意重庆市地方标准 《城镇道路路基设计规范》备案的函

建标标备[2011]95 号

重庆市城乡建设委员会：

你委《关于工程建设地方标准〈城镇道路路基设计规范〉备案的申请》收悉。经研究，同意该标准作为“中华人民共和国工程建设地方标准”备案，其备案号为：J12099-2012。其中，同意第 1.0.3、1.0.9、3.1.6、3.2.5、7.1.4、7.2.3、10.1.1 条作为强制性条文。

该项标准的备案公告，将刊登在近期出版的《工程建设标准化》刊物上。

住房和城乡建设部标准定额司

二〇一二年七月二日

前 言

根据重庆市城乡建设委员会城市道路发[2008]722号《关于下达2008年度城市道路工程标准规范等编制工作计划的通知》要求,编制组在广泛调查研究的基础上,结合重庆地区特有的地形、地质条件,以及建(构)筑物依山傍水、错落有致的特点,参考了有关国家、行业标准,吸取了近年来公路、铁路、城市道路科研成果及工程实践经验而编制。并以多种方式广泛征求有关单位和专家的意见,经过反复讨论、修改、审查定稿。

本规范主要技术内容是:1.总则;2.术语;3.基本规定;4.一般路基;5.路基排水;6.路基防护与绿化;7.路基支挡结构工程;8.路基拓宽改建;9.特殊路基;10.路基监控与量测等。

本规范中黑体字标注的1.0.3、1.0.9、3.1.6、3.2.5、7.1.4、7.2.3、10.1.1为强制性条文,必须严格执行。

本规范由重庆市城乡建设委员会负责管理和对强制性条文的解释,由重庆市市政设计研究院负责具体技术内容的解释,请各有关单位将执行本规范过程中所发现的问题或修改意见及时函告重庆市市政设计研究院(地址:重庆市江北洋河一村69号,邮编:400020),以便修订时参考。

本规范主编单位、参编单位、主要起草人和审查专家

主 编 单 位:重庆市市政设计研究院

参 编 单 位:重庆市设计院

招商局重庆交通科研设计院有限公司

重庆交通大学

中铁二院重庆勘察设计研究院有限责任公司

重庆路威土木工程设计有限公司

主要起草人:杨 弘 陈德玖 滕前良 郑 治 凌天清

朱自力 张晓阳 贾理杰 刘文强 周彤及

胡承强 罗 敖 周剑波 谭天贵 彭家贵

徐海涛 王万值 刘贵应

审 查 专 家:李宏森 杨建国 杨 卫 何海英 钟明权

(按姓氏笔画排序)廖正环 熊晓科

目 录

1	总则	1
2	术语	3
3	基本规定	6
3.1	一般规定	6
3.2	道路边坡工程安全等级	7
4	一般路基	10
4.1	一般规定	10
4.2	路基填料	10
4.3	路床	11
4.4	填方路基	12
4.5	挖方路基	14
4.6	路基填挖交界处理	16
4.7	填石路堤	18
4.8	管线地段路基	21
5	路基排水	23
5.1	一般规定	23
5.2	地表排水	23
5.3	地下排水	25
5.4	中央分隔带及边缘绿化带排水	26
6	路基防护与绿化	29
6.1	一般规定	29
6.2	坡面防护	30
6.3	冲刷防护	33

6.4	坡面绿化	35
7	路基支挡结构工程	37
7.1	一般规定	37
7.2	作用(或荷载)	38
7.3	重力式和衡重式挡墙	43
7.4	悬臂式和扶壁式挡墙	49
7.5	加筋土挡墙	51
7.6	桩板式挡墙	58
7.7	锚杆(索)挡墙	60
8	路基拓宽改建	65
8.1	一般规定	65
8.2	既有道路调查与评价	65
8.3	既有路基利用与处治	67
8.4	路基拓宽	68
9	特殊路基	70
9.1	一般规定	70
9.2	高路堤与陡坡路堤	70
9.3	深路堑	77
9.4	浸水路基	86
9.5	滑坡地段路基	87
9.6	危岩及落石地段路基	93
9.7	堆积体地段路基	95
9.8	岩溶与人工洞室地段路基	96
10	路基监控与量测	99
10.1	一般规定	99
10.2	边坡工程监测	99
10.3	路堤沉降与稳定观测	101

附录 A 岩质边坡的岩体分类 102

附录 B 土压力计算..... 105

本规范用词说明 118

引用标准名录 119

条文说明 121

Contents

1	General provisions	1
2	Terms	3
3	Basic rules	6
3.1	General requirements	6
3.2	Safety grade of road slope engineering	7
4	General subgrade	10
4.1	General requirements	10
4.2	Subgrade filling	10
4.3	Roadbed	11
4.4	Fill embankment	12
4.5	Excavation subgrade	14
4.6	Boundary region treatment between the excavation and fill subgrade	16
4.7	Rockfill embankment	18
4.8	Line pipe section subgrade	21
5	Subgrade drainage	23
5.1	General requirements	23
5.2	Surface drainage	23
5.3	Underground drainage	25
5.4	Median strip and greenbelt drainage	26
6	Subgrade protection and greening	29
6.1	General requirements	29
6.2	Slope protection	30
6.3	Scour protection	33
6.4	Slope greening	35
7	Subgrade retaining structural engineering	37
7.1	General requirements	37

7.2	Actions (loads)	38
7.3	Gravity and balance-gravity retaining wall	43
7.4	Cantilever and counterfort retaining wall	49
7.5	Mechanically reinforced earth retaining wall	51
7.6	Pile-plank retaining wall	58
7.7	Anchor bar (rope)	60
8	Road widening and reconstruction	65
8.1	General requirements	65
8.2	Investigation and evaluation of the existing road	65
8.3	The use and treatment of the existing road	67
8.4	Existing Subgrade widening	68
9	Special Subgrade	70
9.1	General requirements	70
9.2	Embankment with high slope or steep slope	70
9.3	High slope in excavation	77
9.4	Subgrade in soaking area	86
9.5	Subgrade in landslide area	87
9.6	Subgrade in dangerous rock and rockfall area	93
9.7	Subgrade in debris area	95
9.8	Subgrade in Karst and artificial excavation area	96
10	Monitoring and measurement of subgrade	99
10.1	General requirements	99
10.2	Monitoring of slope engineering	99
10.3	Measurement of settlement and stability for embankment	101
Appendix A	Rock classification for rock slide slope	102
Appendix B	Calculation of earth pressure	105
	Wording explanation for this standard	118
	Reference standards directory	119
	Explanation of items	121

1 总 则

1.0.1 为统一重庆市城镇道路路基设计技术标准,使城镇道路路基设计安全适用、技术经济合理,特制订本规范。

1.0.2 本规范适用于重庆市辖区内新建、改建和扩建城镇道路、广场、停车场的路基设计。

1.0.3 路基工程应具有足够的强度、抗变形能力、稳定性和耐久性。

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

1.0.5 路基设计前应做好调查和地质勘察工作,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;查明路基工程影响范围内建(构)筑物及管线的分布、结构形式、埋深等。

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、综合排水系统、管线布设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,当路基中心填方边坡高度超过 20m、挖方边坡高度超过 30m 以及受环境条件约束时,宜综合考虑两侧用地规划及建筑物布局、道路功能、路基工程对邻近建(构)筑物安全性影响等因素,进行路桥、路隧、分离式路基方案的比选。

1.0.8 路基工程的地基应满足承载力、稳定性及工后沉降的要求。其地基处理措施必须根据道路等级、地质条件、路堤高度及填料、建设工期等确定。

1.0.9 路基防洪标准应考虑道路在路网中的功能,快速路、主干路防洪标准应与城市防洪标准一致,其余等级道路应与城市防洪标准一致。若受条件限制,应论证后确定。

1.0.10 城镇道路路基设计应与社会、经济发展和环境相适应,综合考虑城市现状及规划、工程地质、道路环境及工期等因素的影响,实行动态设计和信息化施工。

1.0.11 路基设计宜采用成熟的新技术、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,尚应符合现行国家、行业和地方现行有关标准的规定。

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、管线的基础,承受由路面传来的车行、人行及管线等荷载。

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(0.30m~0.80m)两层。

2.0.3 一般路基 general subgrade

指在良好的地质与水文等条件下,填方高度和挖方深度不大的路基。

2.0.4 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。

2.0.5 零填挖路基 low cut or light fill subgrade

路基挖填高度小于路面厚度和路床厚度之和,快速路、主干路及重载交通路基挖填高度小于 2.00m 的路基。

2.0.6 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下路堤,上路堤是指路面底面以下 0.80m~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。

2.0.7 高路堤 high embankment

对填方边坡高度超过 20.00m 的路堤为高路堤。

2.0.8 陡坡路堤 embankment with high slope or steep slope

地面斜坡坡率陡于 1:5 的路堤。

2.0.9 路堑 cutting

自原地面向下开挖形成的路基。

2.0.10 深路堑 high slope in excavation

土质挖方边坡超过 15.00m,岩石挖方边坡超过 30.00m 为深路堑。

2.0.11 填石路堤 rockfill embankment

用粒径大于 37.50mm、含量超过 70% 的石料填筑的路堤。

2.0.12 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 2.50mm 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。

2.0.13 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。

2.0.14 路基设计标高 height for design of subgrade

城市道路的路基设计标高为路基中线标高。设有中央分隔带的快速路、主干路、次干路,其路基设计标高为中央分隔带的外侧边缘路面标高。

2.0.15 永久边坡工程 permanent slope engineering

为保障永久主体工程运营期间边坡稳定和其潜在破坏区内设施的正常使用,对其实施的处理及所形成的实体。

2.0.16 临时边坡工程 temporary slope engineering

仅为保障永久主体工程施工期间边坡稳定和其潜在破坏区内设施的正常使用,对其实施的处理及所形成的实体。

2.0.17 滑坡治理工程 landslide control engineering

为防止发生过明显变形或滑动的边坡加剧变形或再次滑动,保证其潜在破坏区内设施的正常使用,对其实施的处理及所形成的实体。是边坡工程的一种特殊情形。

2.0.18 支挡结构 supporting structure

承受岩土体侧压力的墙式构造物,包括重力式和衡重式挡土墙、悬臂式和扶壁式挡墙、加筋土挡土墙、桩间重力(土钉)挡墙、

锚杆(索)挡墙等。

2.0.19 抗滑桩 slide-resistant pile

由锚固段侧向地基抗力抵抗悬臂段的土压力或滑坡下滑力的横向受力桩。

2.0.20 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。

2.0.21 边坡坡顶重要建(构)筑物 important construction on top of slope

位于边坡坡顶上的破坏后果严重的永久性建(构)筑物。

2.0.22 信息施工法 construction method from information

根据施工现场的实际情况和监测数据,对勘察结论、设计参数进行验证,对施工安全性进行评价并及时修正施工方案的施工方法。

2.0.23 动态设计 method of information design

根据施工反馈的资料和监测数据,对路基设计进行优化和修正。

2.0.24 道路环境 road environment

道路路基工程影响范围内的岩土体、地表地下水、建(构)筑物及管线等系统的统称。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 城镇道路路基设计时应取得下列资料:

1 工程用地红线图、道路环境资料;

2 道路场地及边坡的工程地质和水文地质勘察资料。改建道路设计时,还应收集路况资料及路基的翻浆、崩塌、水毁、沉降变形等病害资料;

3 路基施工影响范围内管线、地上地下构(建)筑物的相关资料。

3.1.2 路基设计应与周边环境相协调。

3.1.3 路基设计应采取措施确保行人安全。

3.1.4 路基设计应处理好近期与远期、新建与改建、局部与整体的关系,重视经济效益、社会效益与环境效益。

3.1.5 路基设计应注意节约用地、拆迁合理,重视文物、名木、古迹的保护。

3.1.6 永久性路基支护结构的设计使用年限应不低于所服务的道路工程的使用年限和受其影响相邻建(构)筑物的使用年限。

3.1.7 路基设计应考虑城市风貌及历史文化传统,满足地上地下管线和其他市政公用设施的要求。

3.1.8 路基设计应研究分析道路边坡开挖可能对建(构)筑物产生不利影响的程度,对重要建(构)筑宜在开挖前对建(构)筑物地基进行必要的预加固处理。

3.1.9 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

不小于路面设计规范规定的要求。

3.1.10 高路堤、陡坡路堤、挖方高边坡、滑坡及危岩落石地段路基和边坡坡顶或坡脚边坡坍塌影响范围内有建(构)筑物的边坡应采用动态设计法。

3.2 道路边坡工程安全等级

3.2.1 道路边坡分为土质道路边坡和岩质道路边坡。

3.2.2 岩质道路边坡的破坏形式应按表 3.2.2 划分。

表 3.2.2 岩质道路边坡的破坏形式

破坏形式	岩体特征		破坏特征
滑移型	由外倾结构面控制的岩体	硬性结构面的岩体	沿外倾结构面滑移,分单面滑移与多面滑移
		软弱结构面的岩体	
	不受外倾结构面控制和无外倾结构面的岩体	整体状岩体,巨块状、块状岩体,碎裂状、散体状岩体	沿极软岩、强风化岩、碎裂结构或散体状岩体中最不利滑动面滑移
崩塌型	危岩	被结构面切割的岩体	沿陡倾、临空的结构面塌滑;由内、外倾结构不利组合面切割,块体失稳倾倒; 岩腔上岩体沿竖向结构面剪切破坏坠落
	无外倾结构面的岩体	整体状岩体、巨块状岩体	陡立边坡因卸荷载裂隙导致岩体倾倒

3.2.3 确定岩质道路边坡的岩体类型应考虑主要结构面与坡向的关系、结构面倾角大小和岩体完整程度等因素,并符合本规范附录 A 的规定。

3.2.4 确定岩质道路边坡的岩体类型时,由坚硬程度不同的岩

石互层组成且每层厚度小于 5m 的岩质道路边坡宜视为由相对软弱岩石组成的道路边坡。当边坡岩体由两层以上单层厚度大于 5m 的岩体组合时,可分段确定道路边坡类型。

3.2.5 道路边坡工程应按其损坏后可能造成的破坏后果(危及人的生命、造成经济损失、产生社会不良影响)的严重性、道路边坡类型和坡高等因素,根据表 3.2.5 确定安全等级。

表 3.2.5 道路边坡工程安全等级

边坡类型		道路边坡高度 $H(\text{m})$	破坏后果	安全等级
岩质道路 边坡	岩体类型 为Ⅰ或Ⅱ类	$H\leqslant 30$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级
	岩体类型 为Ⅲ或Ⅳ类	$15 < H\leqslant 30$	很严重	一级
			严重	二级
		$H\leqslant 15$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级
土质边坡		$10 < H\leqslant 15$	很严重	一级
			严重	二级
		$H\leqslant 10$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级

- 注： 1 一个边坡工程的各段,可根据实际情况采用不同的安全等级；
- 2 对危害性极严重、环境和地质条件复杂的特殊边坡工程,其安全等级应根据工程情况适当提高；
- 3 破坏后果严重的划分依据：
- 很严重:危及重要大型建筑物、工矿企业、交通枢纽及重要公共设施安全。且一旦破坏后果特严重。
- 严 重:危及一般集镇、居民集中区、重要交通干线、一般工矿企业,破坏后果严重。
- 不严重:除以上情况之外。

3.2.6 破坏后果很严重、严重的下列道路边坡工程,其安全等级应定为一级:

- 1** 由外倾软弱结构面控制的边坡工程;
- 2** 危岩、滑坡地段的边坡工程;
- 3** 道路边坡塌滑区内或塌方影响区内有重要建(构)筑物的边坡工程。

4 一般路基

4.1 一般规定

4.1.1 路基设计应根据道路等级、红线宽度、横断面类型、周边地块控制标高、地上杆线与地下管线布置等选择适当的路基横断面形式,并根据道路环境条件和工程地质条件选择边坡坡率及支护结构物。

4.1.2 陡坡上的半填半挖路基,可根据地形、地质条件,采用护肩或路肩挡土墙;当山坡高陡或稳定性差,不宜多挖时,可采用桥梁、悬出路台等构筑物。

4.1.3 沿河路基边缘标高应满足本规范第 1.0.9 条的规定,不低于设计洪水频率的水位加滩水高、波浪袭击高和 0.5m 安全高度,并根据冲刷情况,设置必要的防护设施。沿河路基弃方应妥善处理,以免造成河床堵塞、河流改道或冲毁沿线既有构筑物等不良后果。

4.2 路基填料

4.2.1 路基填料应优先选用级配较好的砾类土、砂类土等粗粒土,最大粒径应小于 150mm。填石路堤路基填料最大粒径按本规范 4.7.3 要求。

4.2.2 浸水部分的路堤不应直接采用粉质土填筑。

4.2.3 当采用细粒土填筑时,路基填料最小强度应符合表 4.2.3 的规定。

表 4.2.3 路基填料最小强度要求

项目分类	路面底面以下深度(m)	填料最小强度(CBR)(%)	
		快速路、主干路	其他等级道路
上路床	0~0.3	8.0	6.0
下路床	0.3~0.8	5.0	4.0
上路堤	0.8~1.5	4.0	3.0
下路堤	<1.5	3.0	2.0

注： 1 当路基填料 CBR 值达不到表列要求时,可掺石灰或其它稳定材料处理;
2 支路铺筑沥青混凝土和水泥混凝土路面时,应采用主干路的规定。

4.2.4 液限大于 50%、塑性指数大于 26、可溶盐含量大于 5% , 700℃有机质烧失量大于 8% 的细粒土,不得直接作为路堤填料。

4.2.5 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。

4.2.6 桥涵台背和挡土墙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、水泥等无机结合料进行处治。

4.3 路床

4.3.1 路床填料应均匀、密实,压实度应符合表 4.3.1 规定。

表 4.3.1 路床压实度要求

项目分类		路床顶面以下深度(m)	压实度(%)		
			快速路、主干路	次干路	支路及特殊道路
填方路堤	上路床	0~0.3	≥96	≥95	≥94
	下路床	0.3~0.8	≥96	≥95	≥94
零填及挖方		0~0.3	≥96	≥95	≥94
		0.3~0.8	≥96	≥95	-

注： 1 表列压实度按重型击实试验法求得的最大干密度的压实度;
2 支路和特殊道路铺筑沥青混凝土和水泥混凝土路面时,其压实度应采用次干路的规定值;
3 路床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在保证路基强度要求的前提下适当降低。

- 4.3.2** 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。
- 4.3.3** 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。
- 4.3.4** 高度小于 2.0m 的低路堤,路床表层厚度范围内天然地基的土质及其天然密实度应符合本规范表 4.3.1 的有关规定。
- 4.3.5** 路床除满足压实度要求外,还应满足路面结构对路基回弹模量的要求。

4.4 填方路基

4.4.1 压实度

路堤应分层铺筑,均匀压实,压实度应符合表 4.4.1 的规定。

表 4.4.1 路堤压实度

填挖类型	路面底面以下深度(m)	压实度(%)		
		快速路、主干路	次干路	支路
上路堤	0.80 ~ 1.50	≥94	≥94	≥93
下路堤	< 1.50	≥93	≥92	≥90

- 注： 1 表列压实度系按重型击实试验法求得的最大干密度的压实度；
- 2 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在保证路基强度要求的前提下适当降低；
- 3 支路和特殊道路铺筑沥青混凝土和水泥混凝土路面时,压实度应采用次干路的规定值。

- 4.4.2** 细粒土填筑时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、水泥等材料进行处治。
- 4.4.3** 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：

边坡上部高度 $H \leq 8\text{m}$ 时,边坡坡比为 1:1.5;边坡下部高度 $H \leq 12\text{m}$ 时,边坡坡比为 1:1.75。

2 对边坡高度超过 20m 的路堤,边坡形式宜用阶梯型,边坡坡率应按本规范第 9.2 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。

4.4.4 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) 清除地表植被、杂物、垃圾,理顺地表的自然排水系统;
- 2) 地面横坡缓于 1:5 时,清除地表草皮、腐殖土后,可直接在天然地面上填筑路堤。
- 3) 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 9.2.9-2 规定。当符合条件时,应在原地面设计台阶;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、分层回填压实,其处理深度不应小于汽车荷载作用的工作区深度,压实度要求达到本规范表 4.3.1 规定。

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、抛石挤淤等处理措施。

4.4.5 快速路、主干路路堤与桥台、横向构造物(涵洞、通道、管线、检查井)连接处应设置过渡段,连接段路基压实度不应小于

96% ;过度段长度宜按 2 ~ 3 倍路基填土高度确定。填料宜采用透水性和有良好水稳定性的材料,并注意填料强度、地基处理、台背防排水系统等综合设计。

4.4.6 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。

4.5 挖方路基

4.5.1 土质边坡

1 土质路堑边坡形式及坡率应根据道路环境条件、工程地质、水文地质、边坡高度、防排水措施、施工方法,并结合类似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 15m 且受道路环境条件影响小时,边坡坡率不宜陡于本规范表 4.5.1 规定。

表 4.5.1 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		1:1.5
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 - 1:1.25
	中密	1:1 - 1:1.5

2 路堑边坡高度大于 15m 和高度大于 25m 且其中土质部分高度不小于 4m 岩土组合边坡,其边坡形式及坡度应按本规范第 9.3 节通过稳定分析计算确定。

4.5.2 岩质路堑

1 岩质路堑边坡形式及坡度应根据道路环境条件、工程地

质与水文地质条件、边坡高度、施工方法,结合类似自然稳定边坡和人工边坡的调查及力学分析综合确定。必要时应采用稳定分析方法予以验算。

边坡高度不大于 30m 且受道路环境条件约束小时,无外倾软弱结构面的边坡按附录 A 确定岩体类型,边坡坡率可按本规范表 4.5.2 确定。

表 4.5.2 岩质路堑边坡坡率

边坡岩体类型	风化程度	边坡坡率	
		H < 15m	15m ≤ H < 30m
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 ~ 1:1.0	
	强风化	1:0.75 ~ 1:1.25	

注： 1 有可靠的资料和经验时,可不受本表限制；
2 Ⅳ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、路基工程影响区域内有建(构)筑物的边坡、边坡高度超过 30m 的边坡等,边坡坡率应按 9.3 节有关规定结合建(构)筑物及基础资料通过稳定性分析计算确定边坡坡率,必须确保边坡稳定及建(构)筑物变形值不能超过建(构)筑物正常使用所规定的容许变形值。

3 硬质岩石挖方路基应根据岩体结构、结构面产状、岩性等,并结合道路环境条件要求采用光面、预裂爆破等控制爆破技术。

4 边坡高度大于 20m 的软弱松散岩质路堑或道路环境条件受限的边坡,宜采用逆作法、分层开挖、分层防护和预加固技术。

4.5.3 当挖方边坡较高时,可根据不同的土、岩石性质和稳定要

求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。

4.5.4 边坡坡顶、坡面、坡脚和边坡中部平台应设置地表排水系统,各种地表排水集中收集后排入城市排水系统。

4.5.5 当土质挖方边坡高度超过 15m、岩石挖方边坡高度超过 30m、不良地质地段路堑边坡和路基工程影响范围内有建(构)筑物时,应符合本规范第 9.3 节的有关规定,进行路基高边坡个别处理设计。

4.6 路基填挖交界处理

4.6.1 应对填挖交界段落进行现场调查、查清填挖交界处的地质情况、原地面坡度、覆盖土层类型和厚度、填料情况、地下及地表水等。根据填挖交界类型和工点具体情况,进行填挖交界的设计。

4.6.2 填挖交界主要包括横向填挖交界和纵向填挖交界两种类型,为提高填挖交界路基的稳定性,减少路基差异沉降,宜根据地形地质条件和道路等级,采取开挖台阶、土工格栅加筋、强夯压实、路堤边坡下方设置支挡等措施。

4.6.3 填挖交界路基的填料应采用级配良好的砾类土、砂类土、碎石土等填筑,当挖方区有石质挖方材料时,宜采用填石路基。

4.6.4 填挖交界路基中填方区和挖方区应符合本规范第 4.4、4.5 节的有关规定。

4.6.5 地表坡度陡于 1:5 的填挖交界路段应开挖台阶,横向填挖交界段台阶宽度不宜小于 2m,纵向填挖交界段台阶宽度不宜小于 1m。

4.6.6 当地表斜坡陡于 1:2.5 时,对于有临空面和侧向滑移可能的填挖交界段,应进行填挖间路基稳定性分析,其最小稳定系数不得小于本规范表 9.2.2-2 规定。

4.6.7 对于路基填挖交界处为软质岩石或土质路堑时,应先沿

原地面纵向挖成 1:1.5 坡面后,再在 1:1.5 的坡面上设置台阶,见本规范图 4.6.7,并回填合格填料。开挖回填部分的填料及压实标准与路堤相同,并进行稳定性分析。

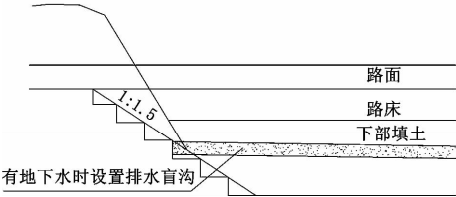


图 4.6.7 填挖交界削坡处理示意图

4.6.8 对于交通量较大的次干路及以上的路段,坡度陡于 1:2.5 的纵向填挖交界处应设置过渡段,其它等级的城市道路,可根据具体情况参照执行。

1 纵向填挖交界段原地面应开挖台阶,台阶高度不宜小于 0.6m。并应在路堤一侧设置过渡段,见本规范图 4.6.8。

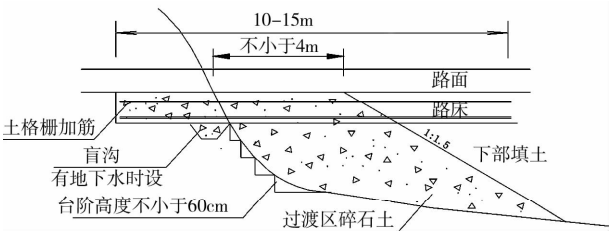


图 4.6.8 纵向填挖交界过渡段示意图

2 土质地段过渡段宜采用级配较好的砾类土、砂类土、碎石土填筑,岩石地段过渡段宜采用填石路堤。

3 在路面以下适当位置设置 1 层至 2 层土工合成材料加筋,加筋的土工合成材料,应优先选用强度高、延伸率低、长期性能稳定的土工合成材料。

4 填挖过渡段处治长度宜控制在 10m ~ 15m。

4.6.9 对于填挖交界结合面有地下水出露的路段,应设置渗沟

或盲沟将地下水引出路基。

4.7 填石路堤

4.7.1 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得直接用于路堤填筑。

2 用填石料修筑道路路堤,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、带破碎锤的挖掘机与重型压实机具施工。

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

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

4.7.2 填石料的分类

根据石料饱和抗压强度指标,可按表 4.7.2 将填石料分为硬质岩石、中硬岩石、软质岩石。

表 4.7.2 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。

4.7.3 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 4.7.3 – 1 ~ 4.7.3 – 3 要求。

表 4.7.3 – 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)	压实干密度 (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 4.7.3 – 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)	压实干密度 (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 4.7.3 – 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)	压实干密度 (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

4.7.4 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 填石路堤压实质量应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。

4.7.5 在填石料表面填筑土、粉煤灰等其它材料时,填石料顶面应无明显孔隙、空洞。在其它填料填筑前,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 的细料含量不应小于 30%。在必要时,宜设置土工布作为隔离层。管道走廊路基填料在 1.5m 范围内应填筑土。

4.7.6 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,采用码砌的填石路堤边坡坡率不宜陡于表 4.7.6 规定。

表 4.7.6 填石路堤边坡坡率

填石料种类	边坡高度			边坡坡率	
	全部高度 (m)	上部高度 (m)	下部高度 (m)	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,宜在边坡中部设边坡平台,平台宽度 1m~3m。

2 中硬和硬质石料及以上填石路堤可进行边坡码砌,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 5m~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。

4 对大面积使用机械化施工的填石路堤坡面,可采用拉铲

挖土机使岩块移动到稳定的位置,同时充分地拍打平整。

4.7.7 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 填筑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。

4.8 管线地段路基

4.8.1 路基设计应充分考虑地下管线的敷设。

4.8.2 车行下穿道和人行地道顶部覆土厚度应考虑布置纵向管线的需要,不应小于 2.0m。

4.8.3 路基设计范围内管线与构筑物间有矛盾时,路基设计应考虑规划管网的布设和既有管线的保护。

4.8.4 路基范围内管线、构筑物四周的沟槽宜回填细粒土、低强度等级砂浆浆砌片石或混凝土等合格填料,回填料应保证管线、地下构筑物结构安全和外部防水层不受破坏。

4.8.5 路基范围内管道沟槽回填土的压实度不应低于本规范表 4.4.1 所列填方压实度的要求。沟槽回填土的压实度达不到要求时,必须采取防止沉陷的措施。

4.8.6 路基压实过程中应采取措施保护地下管线、构筑物安全。管顶以上 50cm 范围内不得用压路机压实。当管道结构顶面至路床的覆土厚度小于 50cm 时,应对管道结构进行加固。当管道结构顶面至路床的覆土厚度在 50cm ~ 80cm 时,路基压实过程中应对管道结构采取保护措施。

4.8.7 地铁等浅埋结构物上方路基的回填应符合以下规定:

1 地铁等浅埋结构物上方的路基设计应符合浅埋结构允许的附加荷载、抗浮、防水、震动、变形报警值等要求;

2 路基附加荷载大于地铁等浅埋结构物要求时,应采用轻

质材料置换；

3 地铁等浅埋结构物上方路基设计应评估回填部分压实度等要求是否满足道路要求,否则在路基工作区深度内应采取处理措施；

4 应确保路基路床范围内无坚硬的结构物；

5 根据地铁等浅埋结构物监测要求,在设计文件中应编制监测方案或委托有资质的第三方监测单位编制监测方案并实施监测。

5 路基排水

5.1 一般规定

5.1.1 道路设置排水系统的目的是为了排除道路和邻近街坊的雨水或地下水,维护道路两侧建筑物的基础和地下室的正常使用,保持车辆和行人的正常通行,改善城市卫生条件,减轻城市道路养护管理工作,保证道路路基稳定,延长路面使用寿命。

5.1.2 道路排水包括道路的街沟、边沟、截(排)水沟、涵洞、雨水口、雨(污)水管道、检查井、跌水井、连接支管、出水口等设施。排水设计应与城市排水系统协调,确保地表水引排到城市雨水主干管或沟渠等排水设施。

5.1.3 道路路基排水设计应防、排、疏结合,并与雨污排水系统、路基防护、地基处理以及特殊路基地区(段)的其它处治措施等相互协调,形成完善的排水系统。

5.1.4 地下水位较高或路基潮湿地段,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。

5.1.5 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。

5.2 地表排水

5.2.1 道路路基地表排水设施应与雨水管网共同形成完善的排水系统。

5.2.2 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。

5.2.3 道路修建与两侧土地开发进程不同步时,为确保路基边坡的稳定性,需设临时排水设施,包括雨水管未形成前设置的边沟、截水沟、排水沟、跌水井与急流槽等。

5.2.4 路基地表排水设施,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、冲刷等现象。

5.2.5 边沟

1 边沟断面形式及尺寸应根据地形地质条件、路基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%。

3 路堑边沟的水流,不宜流经隧道排出。

5.2.6 截水沟

1 截水沟应根据地形条件及汇水面积等进行设置。挖方路堑的坡顶截水沟宜设置在坡口 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,不宜小于 2m。

2 截水沟断面形式应结合设置位置、排水量、地形及路基边坡情况确定,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,引入城市排水系统。

4 截水沟应进行防渗加固。

5.2.7 排水沟

1 将边沟、截水沟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%,与其它排水设施的连接应顺畅。

5.2.8 跌水与急流槽

1 水流通过坡度大于 5%,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 为了防止基底滑动,急流槽底可设置防滑平台或设置凸榫嵌入基底中。

5.2.9 路基坡面应进行坡面排水系统综合设计,禁止坡面漫流。

5.3 地下排水

5.3.1 地下水位接近或高于路槽地面标高时,应设置暗沟、渗沟或其他设施。以排除或截断地下水流,疏干土基或降低地下水位。在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。

5.3.2 路基地下排水设施包括暗沟(管)、渗沟、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。

5.3.3 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。

5.3.4 渗沟

1 渗沟用于降低地下水位或拦截地下水。当地下水埋藏浅或无固定含水层时,宜采用渗沟。

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。截水渗沟的基底宜埋入隔水层内不小于0.5m。路基边坡渗沟、支撑渗沟的基底,宜设置在含水层以下较坚实的土层上。

3 渗沟断面尺寸,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、顶部及底部应设置封闭层。

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 渗沟迎水侧可采用砂砾石、无砂混凝土、渗水土工织物作反滤层。

6 路基边坡渗沟、支撑渗沟应垂直嵌入路基边坡坡体,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。

5.3.5 检查、疏通井

1 深而长的暗沟(管)、渗沟,在直线段每隔一定距离及平面转弯、纵坡变坡点、管沟汇流等处,宜设置检查、疏通井。

2 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。

3 检查井一般采用圆形,各部分尺寸应便于养护检修和出入安全。直径通常不应小于 1.0m,工作室高度不应小于 1.8m。

5.3.6 仰斜式排水孔

1 仰斜式排水孔用于引排路基边坡内的地下水。

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,并宜根据路基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,出水口应高出边沟顶面 0.2m。

5.4 中央分隔带及边缘绿化带排水

5.4.1 分隔带宽度小于 3m 且表面采用铺面封闭时,在不设超高路段上,分隔带铺面应采用向两侧外倾的横坡,其坡度与路面的横坡度相同;在超高路段上,可在分隔带上侧边缘处设置缘石和泄水口,或者在分隔带内设置缝隙式圆形集水管或碟形混凝土浅

沟和泄水口,以拦截和排泄上侧半幅路面的表面水。

5.4.2 缘石过水断面的泄水口可采用开口式、格栅式或组合式;碟形混凝土浅沟的泄水口采用格栅式。格栅铁条应平行于水流方向,孔口的净泄水面积应占格栅面积的一半以上。

5.4.3 分隔带宽度大于 3m 且未采用铺面封闭时,应通过内倾的横向坡度使表面水流向分隔带中央低凹处,并通过纵坡排流到泄水口或横穿路界的桥涵水道中。分隔带的横向坡度不得陡于 1:6;分隔带的纵向排水坡度,在过水断面无铺面时不得缓于 0.25%,有铺面时不得缓于 0.12%。当水流速度超过地面土的最大允许流速时,应在过水断面宽度范围内对地面土进行防冲刷处理,做成三角形或 U 形断面的水沟。防冲刷层可采用石灰或水泥稳定土,或者采用浆砌片石铺砌,层厚 10cm ~ 15cm。

5.4.4 在分隔带内的水流流量过大或流速超过允许范围处,或者在分隔带低凹区的流水汇集处,应设置格栅式泄水口,并通过排水管引排到桥涵或路界外。格栅可以同周围地面齐平,也可适当降低,并在其周围一定宽度范围内做成低凹区,以增加泄水能力。

5.4.5 多雨地区表面无铺面且未采用表面排水措施的中央分隔带,为排除渗入分隔带内的表面水,可设置纵向排水渗沟,并隔一定间距通过横向排水管将渗沟内的水排引出路界。渗沟周围包裹反滤织物(土工布),以免渗入水携带的细粒将渗沟堵塞。渗沟上的回填料与路面结构的交界面处铺设涂双层沥青的土工布隔渗层。排水管可采用直径 70mm ~ 150mm 的塑料管。

5.4.6 边缘绿化带排水设计应符合以下规定:

1 边缘绿化带排水包括道路机非分隔绿化带、人行道绿化带以及主辅路间分隔绿化带内表面水的排除;

2 边缘绿化带的地表水一部分通过横坡排入雨水口或边沟,一部分渗入地下。边缘绿化带需设置横坡度,其值宜大于 2% ;

3 人行道绿化带可不设置排水设施排除渗入分隔带内表面水；

4 机非分隔绿化带、主辅路间分隔绿化带,当其宽度小于3m时,可不设置排水设施排除渗入分隔带内表面水;否则应纵向排水渗沟,并隔一定间距通过横向排水管将渗沟内的水排引出路界。

6 路基防护与绿化

6.1 一般规定

6.1.1 当路基边坡处于整体稳定但其岩土体易风化、剥落或有浅层崩塌、滑落及掉块等病害时,应进行坡面防护。

6.1.2 路基边坡防护应采取工程防护和植物防护相结合的综合措施;应根据当地气候、水文、地形、地质条件、材料来源及使用条件,并考虑下列因素经技术经济比较确定:

- 1 坡面风化作用;
- 2 雨水冲刷;
- 3 植物生长效果、环境效应;
- 4 冻胀、干裂作用;
- 5 坡面防渗、防波浪淘刷等需要。

6.1.3 路基边坡防护工程应在稳定路基边坡上设置,对于路基边坡稳定性不足和存在不良地质因素的路段,应采取路基边坡防护与支挡加固的综合设计。

6.1.4 坡面防护措施应能保持自身的稳定。若坡面防护与锚固、支挡等加固措施联合使用,宜一并进行计算。

6.1.5 位于地下水和地面水较为丰富地段的路基边坡,应注意边坡防护与排水措施的综合设计。

6.1.6 道路防护应与周边建筑物、桥台、隧道洞门、支挡结构物协调配合,注意美观,衔接平顺。

6.1.7 道路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。

6.1.8 沿河地段路基当受水流冲刷时,应根据河流特性、水流性质、河道地形、地质等因素,结合路基位置,选用适宜的冲刷防护

工程、导流或改河工程。

6.1.9 设置导流构筑物时,应根据河道地形、地质、水流特性、河道演变规律和防护要求等设计,并应避免既有构筑物和下游路基的冲刷加剧。

6.1.10 坡面防护宜选用下列材料进行护砌:

- 1 草、灌木等植物护坡;
- 2 干砌、浆砌块(片)石等砌体防护;
- 3 预制、现浇混凝土和钢筋混凝土板(或块)等柔性砌块防护;
- 4 浆砌块(片)石或钢筋混凝土等格构(骨架)防护;
- 5 喷砂浆或混凝土(含纤维混凝土),以及挂网喷混凝土等喷锚防护;
- 6 路基边坡主动柔性防护网。

6.2 坡面防护

6.2.1 植物防护

1 植被防护

- 1) 选用草种应根据防护目的、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当地多年生草种。
- 2) 种子的配合、播种量等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) 铺草皮宜用于需要快速绿化的边坡,且坡率缓于 1:1 的土质边坡和严重风化的软质岩石边坡。
- 4) 植树宜用于坡率缓于 1:1.5 的边坡。树种应选用能迅速生长且根深枝密的低矮树木类。道路弯道内侧边坡严禁栽植高大树木。

2 三维植被网防护

三维植被网适用于砂性土、土夹石及风化岩,且坡率缓于1:0.75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、严重风化岩石的坡率缓于1:0.5的路堑和路堤边坡。

4 客土喷播

1)客土喷播适用于风化岩、土壤较少的软岩、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)当坡度陡于1:1.0时,宜设置挂网或混凝土格构。

6.2.2 格构(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土质和全风化的岩石边坡。当坡面受雨水冲刷严重或潮湿时,坡度应缓于1:1。

2)应视边坡坡度、土质和当地情况确定骨架形式,并与周围景观相协调。骨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,骨架上宜设置截水槽。截水槽断面尺寸由暴雨强度计算确定。

2 混凝土空心块内植物护坡

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)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 锚杆混凝土格构植物防护

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而定。

- 3) 格构应采用钢筋混凝土,混凝土强度不应低于 C30,格构几何尺寸应根据边坡高度和地层情况等确定,格构内宜植草。

6.2.3 圬工防护

1 喷护

- 1) 适用于坡度缓于 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 C20。
- 4) 喷护坡面应设置泄水孔和变形缝。

2 锚杆挂网喷浆(混凝土)

- 1) 适用于坡面为碎裂结构的硬岩或层状结构的不连续地层以及坡面岩石与基岩粘结不牢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 砌体护坡

- 1) 砌体护坡可采用浆砌块(片、卵)石或水泥混凝土预制块等作为砌筑材料。
- 2) 浆砌块(片、卵)石护坡适用于坡度缓于 1:1 的易风化的岩石和土质挖方边坡。石料强度不低于 MU30,浆砌片(卵)石护坡的厚度不宜小于 250mm。
- 3) 预制块的混凝土强度不应低于 C15,在严寒地区不应低于 C20;厚度不小于 150mm。

- 4) 铺砌层下应设置碎石或砂砾垫层,厚度不宜小于 100mm。砌筑砂浆强度不应低于 M5,水下部分和地震地区的砌体护坡工程不低于 M7.5。

- 5) 砌体护坡应设置变形缝和泄水孔。

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挖方边坡,以及坡面易受侵蚀的土质边坡,边坡坡度不宜陡于 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坡度不应陡于 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边坡,边坡坡度应缓于 1:0.5。
- 2) 单级护面墙的高度不宜超过 10m,并应设置变形缝和泄水孔。
- 3) 护面墙基础应设置在稳定的地基上,基础埋置深度应根据地质条件确定。护面墙前趾应低于边(街)沟铺砌的底面。

6.2.4 柔性边坡防护网

柔性边坡防护网所用防护网为镀锌钢丝绳网,其镀锌量不小于 $40\text{g}/\text{m}^2$ 。当边坡岩土体有可能发生风化剥落、浅层滑动,且又不易清理或清理不经济时,可采用主动柔性防护网措施。主动柔性防护系统应通过锚杆和支撑绳将金属网张紧覆盖于坡面,构成表层的连续支撑防护系统。

6.3 冲刷防护

6.3.1 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。

6.3.2 沿河路基冲刷防护措施可以采用植物防护、圬工防护等工程措施。

6.3.3 植物防护

植物防护适用于允许流速小于 $1.2 \text{ m/s} \sim 1.8 \text{ m/s}$ 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 6.2.1 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。

6.3.4 砌石或混凝土护坡

1 砌石护坡

- 1) 砌石护坡适用于允许流速 $2 \text{ m/s} \sim 8 \text{ m/s}$ 的路堤边坡。用于冲刷防护的干(浆)砌块(片)石护坡应符合本规范第 6.2.3 条的有关规定。
- 2) 浆砌片(卵)石护坡厚度应按流速及波浪的大小等因素确定,并不应小于 350 mm 。
- 3) 护坡底面应设厚度不小于 100 mm 反滤层。

2 混凝土预制块护坡

- 1) 混凝土预制块护坡比浆砌片石护坡能抵抗较大的流速和波浪的冲击,其允许流速在 $4 \text{ m/s} \sim 8 \text{ m/s}$ 以上,而允许波浪高可达 2 m 以上,还能抵抗较强的冰压力。
- 2) 混凝土预制块板,一般地区采用 C15 混凝土。为了提高混凝土的耐久性和防渗性,宜按不同水泥成分加入适量的增塑剂。
- 3) 混凝土块板可预制成边长不小于 1 m ,其最小厚度大于 6 cm 的不同大小的方块,也可预制成六边形,并配置一定的构造钢筋。相邻块间不联结,靠紧铺设即可,砌缝宽 $0.5 \text{ cm} \sim 1.5 \text{ cm}$,并用沥青麻筋或沥青木板填塞。为了减小水流或波浪对块的冲击与上浮力,在预制块板时可留出整齐排列的孔眼,孔眼尺寸应小于靠近块板的垫层颗粒的粒径。

- 4) 混凝土板护坡下应按反滤层要求设置砂砾或碎石垫层, 其一般厚度为: 干燥边坡用 10cm ~ 15cm; 较湿边坡采用 20cm ~ 30cm; 对于潮湿边坡采用 30cm ~ 40cm。
- 5) 为增加边坡的稳定性, 一般应在坡脚设置混凝土或浆砌块石护脚。

6.3.5 石笼防护

- 1) 石笼属于柔性结构, 它富于挠曲性, 可对抗水流冲击。
- 2) 石笼可以用铁丝、土工合成材料等制作成箱形或圆柱形石笼。
- 3) 箱形铁丝石笼的断面尺寸, 一般采用高 $h = 0.25\text{m} \sim 1.5\text{m}$, 长 $l = (3 \sim 4)h$, 宽 $b = 1\text{m} \sim 3\text{m}$, 既可用作边坡防护也可用作挡土墙。圆柱形石笼的断面尺寸, 一般采用直径 $d = 1\text{m}$, 长 $l = 3\text{m}$ 。主要用于防洪抢险工程中, 防止洪水对边坡的冲刷破坏。它可在边坡边缘上制备, 填好石块后滚入水中。
- 4) 铁丝表面保护状态有热镀锌、镀锌铝合金等, 镀锌铁丝外层被覆 PVC 更可对抗工业废水之侵蚀。
- 5) 用土工合成材料(土工格栅、土工网等)编制成的圆柱形或矩形框格石笼, 其中充填石料。土工合成材料石笼所用的土工格栅、土工网材料根据设计所要求的网眼和强度选择。

6.4 坡面绿化

6.4.1 坡面绿化分为土质边坡绿化和石质边坡绿化。

6.4.2 坡面绿化设计应遵循以下原则:

- 1 安全性原则 对边坡进行绿化必须确保边坡的稳定和安全;
- 2 协调性原则 边坡绿化应与周围环境协调一致;
- 3 永久性原则 对边坡绿化应尽量做到一劳永逸。避免日

后大量的人工维护和管理;

4 经济性原则 应考虑合适的绿化方法和方案,做到经济合理;

5 坡面绿化要以美学理论为指导,按自然科学规律办事,满足工程和植物物种的生态习性的特殊要求,科学地进行绿化美化类型选择及植物配置,使边坡成为景点,具有供人们使用和欣赏的双重功能;

6 坡面绿化应体现生物多样性。采用不同的景观绿化来协调、弥补和美化边坡建造时对环境破坏和不利影响,配置出千姿百态、变化无穷的植物群落景观,使之既有生态功能,又能形成优美的环境,坚持以绿为主,绿中求美,充分体现景观绿化美化的生态效益和自然美。

6.4.3 坡面绿化设计的植物种类选择原则

1 在进行边坡坡面景观绿化美化植物选择时,应紧密结合本地区的气候与生态特点,合理选择草种或树种。选择抗病虫害能力较强,耐瘠薄和耐修剪的植物;优先考虑当地植物,防止外来生物入侵。

2 所选植物应枝繁叶茂,没有季节性落叶;叶青绿色或多彩,花季较长。

3 植物的根系要发达,抗雨水冲刷能力强,具有较强的固土能力,同时根系不会对边坡造成破坏。

4 注重所选植物物种要符合边坡工程美化目标的要求,体现本地区以及工程的特色,满足路域景观美化绿化工程建设的要求。

6.4.4 为了达到绿化和美化效果,宜采用多种景观绿化美化植物种类,丰富边坡植物色彩和层次。

6.4.5 在道路弯道地段,为增加美感,诱导视线,宜采用中下部铺草皮,上部种花、灌木等方式绿化。

7 路基支挡结构工程

7.1 一般规定

7.1.1 路基支挡结构设计应贯彻国家技术经济政策,按照全面规划、远近期结合、统筹兼顾的原则,做到安全可靠、合理布局、节约资源、技术先进。

7.1.2 路基支挡结构设计应贯彻和谐、自然的路基防护原则,充分考虑道路与周边环境相协调、支挡结构与道路景观相协调;应与城市景观、绿化统一考虑。

7.1.3 应综合考虑工程地质、水文地质、各种作用(或荷载)、边坡高度、邻近建(构)筑物情况、环境条件、景观要求、施工条件和工期等因素,综合比较后确定支挡结构类型。

7.1.4 支挡结构应满足下列使用功能要求:

- 1 能承受正常施工和正常使用时可能出现的各种作用(或荷载);
- 2 在正常使用时具有良好的工作性能;
- 3 在正常维护下具有足够的耐久性;
- 4 在遇到地震荷载等偶然作用时,仍能保持必要的稳定性。

7.1.5 支挡结构设计时,必须查明工程地质、水文地质条件和周边建(构)筑物、地下(地上)管线情况,合理选择岩土的物理力学参数。

7.1.6 支挡结构的抗震设防烈度可采用地震基本烈度,且不应低于所支挡的边坡破坏影响区内建(构)筑物的设防烈度。其地震效应计算和抗震构造措施应按现行有关标准执行。

7.1.7 安全等级为一级的边坡工程支挡结构设计应采用动态设计法。应根据施工现场的地质情况、监测的边坡及周边建(构)筑

物变形和应力信息、施工情况等,对设计进行验证、修改和补充。

7.1.8 路堤或路肩挡土墙的墙后填料宜采用渗水性强的砂性土、砂砾、碎(砾)石等材料,严禁采用淤泥、腐殖土、膨胀土,不宜采用粘土作为填料。

7.1.9 支挡结构与桥台、隧道洞门、既有支挡结构连接时,应衔接顺畅。

7.1.10 支挡结构地段的防排水设计,应与边坡工程、道路排水设施相协调,形成完整的排水系统,并满足城市景观的要求。

7.1.11 具有整体式墙面的支挡结构应设置变形缝。

7.2 作用(或荷载)

7.2.1 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,按以下两类极限状态进行设计:

1 承载能力极限状态。当支挡结构出现下列状态之一时,应认为超过了承载能力极限状态:

- 1) 整个支挡结构或结构的部分作为刚体失去平衡;
- 2) 支挡结构构件或联结部件因材料强度不足而破坏,或因过度的塑性变形而不适于继续承载;
- 3) 支挡结构变为机动体系或构件丧失稳定。

2 正常使用极限状态。当支挡结构出现的变形达到结构本身或邻近建(构)筑物的正常使用限值或影响耐久性时,应认为超过了正常使用极限状态。

7.2.2 支挡结构构件承载能力极限状态设计一般表达式为:

$$\nu_0 S \leq R(f_d, \alpha_d) \quad (7.2.2)$$

$$f_d = f_k / v_f$$

式中: ν_0 ——结构重要性系数,安全等级为一级的边坡取 1.1,二、三级边坡取 1.0;

S ——作用(或荷载)效应的组合设计值;

- $R(f_d, \alpha_d)$ ——支挡结构抗力函数；
- f_k ——抗力材料的强度标准值；
- f_d ——抗力材料的强度设计值；
- v_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。

7.2.3 支挡结构构件按正常使用状态设计时,应根据不同设计目的,分别采用作用(或荷载)效应标准组合、作用(或荷载)短期效应组合、作用(或荷载)长期效应组合进行设计,使变形、裂缝等作用(或何载)效应的设计值不大于对变形、裂缝等规定的限值。

7.2.4 施加于支挡结构的作用(或荷载),按性质分类于表 7.2.4。

表 7.2.4 施加于支挡结构的作用(或荷载)分类表

作用(或荷载)分类		作用(或荷载)名称
永久作用(或荷载)		支挡结构重力
		岩土重力
		岩土侧压力
		作用于支挡结构物上的外部永久荷载
		边坡破坏影响区内的有效荷载
		计算水位的浮力和静水压力
		预加力
		混凝土收缩及徐变影响力
		基础变位影响力
可变作用(或荷载)	基本可变作用(或荷载)	车辆荷载及引起的土侧压力
		人群荷载及引起的土侧压力
	其它可变作用(或荷载)	水位退落时的动水压力
		流水压力
		波浪压力
		温度影响力
	施工荷载	与施工有关的临时荷载
偶然作用(或荷载)		地震作用力
		作用于墙顶护栏上的车辆碰撞力

7.2.5 支挡结构设计时,相应于各种设计状态,对可能同时出现的作用(或荷载),取其最不利情况进行组合。

表 7.2.5 常用作用(荷载)组合表

组合	作用(或荷载)名称
I	支挡结构重力、岩土重力、岩土侧压力及其它永久荷载相组合
II	组合 I 与基本可变作用(或荷载)相组合
III	组合 II 与其它可变作用(或荷载)、偶然荷载相组合

注:洪水与地震力不同时考虑;车辆荷载与地震力不同时考虑。

7.2.6 对支挡结构进行施工阶段验算时,应根据可能出现的施工荷载进行组合。

7.2.7 对支挡结构按承载能力极限状态设计时,作用(或荷载)效应的设计值定义为荷载的标准值乘以适当的荷载分项系数。除另有规定外,常用作用(或荷载)分项系数可按表 7.2.7 的规定采用。

表 7.2.7 承载能力极限状态作用(或荷载)分项系数

情况	作用(或荷载)增大对 支挡结构起有利作用时		作用(或荷载)增大 对支挡结构起不利作用时	
组合	I II	III	I II	III
垂直恒载 ν_G	0.90		1.20	
恒载或车辆荷载、人群荷载引起的主动土压力 分项系数 $\nu_{\theta 1}$	1.00	0.95	1.40	1.30
被动土压力分项系数 $\nu_{\theta 2}$	0.3		——	
水浮力分项系数 $\nu_{\theta 3}$	0.95		1.10	
静水压力分项系数 $\nu_{\theta 4}$	0.95		1.05	
动水压力分项系数 $\nu_{\theta 5}$	0.90		1.20	
流水压力分项系数 $\nu_{\theta 6}$	0.95		1.10	

- 注:1 作用于支挡结构顶面的车辆荷载、人群荷载,作为垂直荷载计算时,可采用垂直恒载分项系数 ν_G ;
- 2 加筋体内部稳定验算时,静止土压力的作用分项系数可取与主动土压力的作用分项系数 $\nu_{\theta 1}$ 相等;
- 3 本表未列的其它作用(或荷载)分项系数,可根据已建工程经验,当该作用(或荷载)对结构受力有利时,应小于 1.0,反之应大于 1.0;
- 4 作用于挡土墙顶面护栏上的车辆碰撞力按偶然荷载计算时,其分项系数取 1.0。

7.2.8 作用于支挡结构上的主动土压力可按照本规范附录 B 所列库仑理论公式计算。

7.2.9 作用于支挡结构上的主动岩石压力可按下列规定计算：

1 对沿外倾结构面滑动的边坡，其主动岩石压力采用刚体平衡法计算。

$$E_{ak} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta + \theta - \varphi_s) \sin(\theta - \beta)} \times$$

$$[K_q \sin(\alpha + \theta) \sin(\theta - \varphi_s) - \eta \sin \alpha \cos \varphi_s] \quad (7.2.9-1)$$

$$\eta = \frac{2C_s}{\gamma H}$$

$$K_q = 1 + \frac{2q \sin \alpha \cos \beta}{\gamma H \sin(\alpha + \beta)}$$

式中： E_{ak} ——主动土压力合力标准值（KN/m）；

K_a ——主动土压力系数；

H ——挡土墙高度（m）；

γ ——岩体重度（KN/m³）；

C_s ——外倾结构面粘聚力（KPa）；

θ ——外倾结构面倾角（度）；

φ_s ——外倾结构面内摩擦角（度）；

δ ——岩石与挡墙背的摩擦角（度）

可取（0.33 - 0.5） φ ；

q ——地表均布荷载标准值（KN/m²）；

β ——墙顶边坡地面线与水平面的夹角（度）；

α ——支挡结构墙背与水平面的夹角（度）。

当有多组外倾结构面时，应计算每组结构面的主动岩石压力并取其大值。

2 对沿缓倾的外倾软弱结构面滑动的边坡（图 7.2.9），主动岩石压力合力标准值可按下式计算：

$$E_{ak} = G \tan(\theta - \varphi_s) - \frac{C_s L \cos \varphi_s}{\cos(\theta - \varphi_s)} \quad (7.2.9-2)$$

式中： G ——滑裂体自重(KN/m)；

L ——滑裂面长度(m)；

θ ——缓倾的外倾软弱结构面的倾角(度)；

C_s ——外倾软弱结构面的粘聚力(KPa)；

φ_s ——外倾软弱结构面内摩擦角(度)。

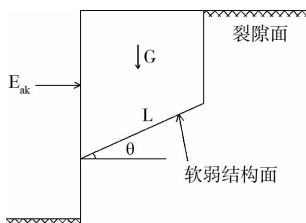


图 7.2-9

3 对无外倾结构面的岩质边坡,以岩体等效内摩擦角按主动土压力方法计算侧向压力;当有外倾结构面时,主动岩石压力应分别以外倾结构面的参数按本条的方法和以岩体等效内摩擦角按主动土压力方法计算,取两者的较大值。

7.2.10 对于具有明显滑动面的抗滑支挡结构,其荷载计算应符合本规范第 9.5 节的有关规定。

7.2.11 支挡结构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 7.2.7 的规定计入作用分项系数。

7.2.12 车辆荷载作用在支挡结构墙背土体上所引起的附加土体侧压力,可换算成等代均布土层厚度计算:

$$h_e = \frac{q}{\gamma} \quad (7.2.12)$$

式中： h_e ——换算土层厚度(m)；

q ——车辆附加荷载标准值。墙高小于 2m,取 20KN/m²；

墙高大于 10m,取 10KN/m^2 ;墙高在 $2\text{m}^2 - 10\text{m}^2$ 间时,用直线内插法计算。作用于墙顶或墙后土体上的人群荷载标准值规定为 3KN/m^2 ;作用于挡墙栏杆顶的水平推力采用 2.5KN/m ,作用于栏杆上的竖向力采用 1.2KN/m ;

γ ——墙背土体的重度 (KN/m^3)。

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

7.2.14 墙后土体中有地下水时的主动土压力计算,可将墙后常水位作为计算水位,首先计算水位以上部分土体的土压力,然后将上层土体重力作为均布荷载施加于水位以下的土体上,计算作用在浸水部分墙背上的土压力,同时计算作用在墙背上的静水压力,三种力各自独立作用在墙背上。

7.2.15 作用于每延米挡土墙上的静水压力标准值,可按下式计算,其作用点为相应于三分之一水深的迎水墙面处。

$$P_w = \frac{1}{2} \nu_w H_w^2 \quad (7.2.15)$$

式中: ν_w ——水的重度 (KN/m^3);

H_w ——水深 (m);

P_w ——作用于每延米挡墙上的静水压力标准值 (KN/m)。

7.3 重力式和衡重式挡墙

一般规定

7.3.1 一般地区、浸水地区和特殊岩土地地区的路肩、路堤和路堑等部位,可采用重力式或衡重式挡墙。俯斜式挡墙的墙高不宜大于 5m;仰斜式挡墙墙高不宜大于 8m;衡重式挡墙墙高不宜大于 12m。

7.3.2 开挖土石方危及邻近建(构)筑物安全的边坡不应采用重

力式或衡重力挡墙;对变形有严格要求的边坡和开挖土石方危及边坡稳定的边坡不宜采用重力式或衡重式挡墙。

7.3.3 砌筑或浇筑挡墙所用的石料及混凝土材料,应符合设计规定的强度,并具有耐风化和抗侵蚀性。

7.3.4 挡墙采用片石混凝土为材料时,混凝土中可掺入不多于挡墙体积20%的片石,片石的强度等级不应低于 MU30,且不低于所用混凝土强度等级。

设计计算

7.3.5 计算支挡结构及地基的稳定性和锚杆(索)锚固体与地层的锚固长度时,荷载效应按承载能力极限状态下的作用(或荷载)效应组合;计算支挡结构的作用(或荷载)效应、配置钢筋、验算材料强度时,荷载效应应按承载能力极限状态下的作用(或荷载)效应组合;计算支挡结构地基承载力时,传至基础底面上的作用(或荷载)效应宜按正常使用极限状态下作用(或荷载)效应标准组合,相应的抗力采用地基承载力特征值。

7.3.6 挡墙的滑动稳定方程与抗滑动稳定系数可按下列公式计算:

1 滑动稳定方程:

$$\begin{aligned} & [1.1G + v_{\theta 1}(E_y + E_x \tan \alpha_0) - v_{\theta 2}E_p \tan \alpha_0]u + \\ & (1.1G + v_{\theta 1}E_y) \tan \alpha_0 - v_{\theta 1}E_x + v_{\theta 2}E_p > 0 \end{aligned} \quad (7.3.6-1)$$

式中: G ——作用于基底上全部重力的标准值(KN),浸水挡土墙的浸水部分应计入浮力;

E_y ——墙后主动土压力标准值的竖向分量(KN);

E_x ——墙后主动土压力标准值的水平分量(KN);

E_p ——墙前被动土压力标准值的水平分量(KN),当为浸水挡墙时, $E_p = 0$;

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

$\nu_{\theta 1}$ 、 $\nu_{\theta 2}$ ——主动土压力分项系数,被动土压力分项系数,可按表 7.2.7 选用;

u ——基底与地基间的摩擦系数。当缺乏可靠试验资料时,可按表 7.3.6-1 的规定选用。

表 7.3.6-1 基底与地基间的摩擦系数

地基土的类型	摩擦系数 u	地基土的类型	摩擦系数 u
软塑粘土	0.25	碎石类土	0.4~0.5
硬塑粘土	0.3	软质岩石	0.4~0.6
粘砂土、半干硬粘土	0.3~0.4	硬质岩石	0.6~0.7
砂类土	0.4		

2 抗滑动稳定系数 K_c 按下式计算:

$$K_c = \frac{[N + (E_x - E'_p)\tan\alpha_0] \mu + E'_p}{E_x - N\tan\alpha_0} \tag{7.3.6-2}$$

$$E'_p = \nu_{\theta 2} E_p$$

式中: N ——作用于基底上全部合力的竖向分力(KN),浸水挡墙应计浸水部分的浮力。

其余符合意义同前。

7.3.7 挡墙的倾覆稳定方程与抗倾覆稳定系数按下式计算:

1 倾覆稳定方程:

$$0.8GZ_G + \nu_{\theta 1}(E_yZ_x - E_xZ_y) + \nu_{\theta 2}E_pZ_p > 0 \tag{7.3.7-1}$$

式中: Z_G ——墙身重力、基础重力、基础上填土重力及作用于墙上的其它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 按下式计算:

$$K = \frac{GZ_G + E_yZ_x + E'_pZ_p}{E_xZ_y} \tag{7.3.7-2}$$

式中:符合意义同前。

7.3.8 验算挡墙的抗滑动和抗倾覆稳定时,稳定系数不宜小于表 7.3.8 的规定值。

表 7.3.8 抗滑动和抗倾覆稳定系数

荷载情况	验算项目	稳定系数	
荷载组合 I、II	抗滑动	Kc	1.3
	抗倾覆	Ko	1.6
荷载组合 III	抗滑动	Kc	1.2
	抗倾覆	Ko	1.4
施工阶段验算	抗滑动	Kc	1.2
	抗倾覆	Ko	1.3

7.3.9 设置于不良土质地基、表土下为倾斜基岩地基及斜坡上的挡墙,应对挡墙地基及墙后岩土体的整体稳定性进行验算,其稳定系数不宜小于表 7.3.9 的规定。

表 7.3.9 稳定系数

计算 方法	边坡工程 安全等级		一级边坡	二级边坡	三级边坡
	稳定 系数				
平面滑动法、折线滑动法			1.35	1.30	1.25
圆弧滑动法			1.30	1.25	1.20

7.3.10 挡土墙明挖基础底面的压应力和偏心距可按式计算:

1 基底合力的偏心跨 e_0 :

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d} \tag{7.3.10-1}$$

式中: N_d ——作用于基底上的垂直力(KN/m);

M_d ——作用于基底形心上的弯矩(MPa)。

2 基底压应力 σ :

$$|e_0| \leq \frac{B}{6} \text{ 时, } \sigma_{1,2} = \frac{N_d}{A} \left(1 \pm \frac{6e_0}{B} \right) \quad (7.3.10-2)$$

位于岩石地基上的挡墙:

$$\text{当 } e_0 > \frac{B}{6} \text{ 时, } \sigma_1 = \frac{2N_d}{3\alpha_1}, \sigma_2 = 0 \quad (7.3.10-3)$$

$$\alpha_1 = \frac{B}{2} - e_0. \quad (7.3.10-4)$$

式中: σ_1 ——挡墙趾部的压应力 (KPa);

σ_2 ——挡墙踵部的压应力 (KPa);

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

3 计算挡墙地基时, 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均取 1.0(被动土压力分项系数 ν_{02} 仍取 0.3)。

4 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 $B/4$ 。

5 挡墙墙身截面强度验算, 应符合现行有关标准的规定。

地基与基础

7.3.11 挡土墙宜采用明挖基础。当基坑开挖较深且边坡稳定性较差时, 应采取临时支护措施; 当基底下为松软土层时, 可采用加宽基础、换填或地基处理措施; 特别困难时也可采用桩基础。

7.3.12 基底建筑在大于 5% 纵向斜坡上的挡墙, 基底应设计为台阶式, 其台阶宽度不宜小于 1.0m。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 7.3.12 的要求。

表 7.3.12 斜坡地面基础埋置条件

土层类别	最小埋入深度 h (m)	距地表水平距离 L (m)
较完整的硬质岩石	0.25	0.5
一般硬质岩石	0.6	1.5
软质岩石	1.0	2.0
土质	≥ 1.0	2.5

7.3.13 基础的埋置深度应符合下列要求：

- 1** 土质地基一般情况下基础埋置深度不应少于 1.0m；
- 2** 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少于 1.0m；
- 3** 路堑式挡墙基础底面应低于管沟(或边沟)底面不少于 0.5m；
- 4** 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 1.0m。
- 5** 季节性冰冻地区,当冻结深度小于或等于 1.0m 时,基底应在冻给线以下不小于 0.25m,并应符合基础最小埋置深度不小于 1.0m 的要求;当冻结深度超过 1.0m 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 深度范围内的地基土换填为弱冻胀材料。

7.3.14 挡墙受滑动稳定控制时,可采用倾斜基底或凸榫基底。

7.3.15 挡墙受倾覆稳定控制时,可扩展挡墙基础的前趾、调整墙面或墙背坡度、改变墙身形式。

构造要求

7.3.16 重力式或衡重式挡墙可用块石、片石、混凝土预制块作

为砌体,或采用片石混凝土、混凝土进行整体浇筑。块石、片石的强度等级应不低于 MU30,混凝土的强度等级应不低于 C15。

7.3.17 重力式或衡重式挡墙的墙顶宽度,当墙身为混凝土浇筑时,不应小于 0.4m;当为浆砌圬工时,不应小于 0.5m。

7.3.18 沿墙长每隔 10m ~ 15m,在挡土墙高度突变处和与其它建筑物相接处应设置伸缩缝,在基底的地层变化处应设置沉降缝。伸缩缝和沉降缝可合并设置,缝宽 2cm ~ 3cm,缝内沿墙的内、外、顶三面填塞沥青麻筋或其它有弹性的防水材料,填塞深度不应小于 0.2m。

7.3.19 重力式或衡重式挡墙墙背应设置反滤层,反滤层应优先采用土工合成材料或其它新型材料;当采用碎石,砂卵(砾)石时,厚度不应小于 0.3m。挡土墙后填土面应设置排水良好的地面排水系统。

7.4 悬臂式和扶壁式挡墙

一般规定

7.4.1 悬臂式和扶壁式挡墙为整体浇筑的钢筋混凝土结构,宜在石料缺乏或地基承载力较低的填方路段采用。悬臂式挡墙墙高不宜超过 5m,扶壁式挡墙墙高不宜超过 10m。

7.4.2 悬臂式和扶壁式挡墙宜采用符合现行国家标准的 HPB300、HRB335 和 HRB400 钢筋,混凝土强度等级不应低于 C30。

7.4.3 悬臂式和扶壁式挡墙的钢筋混凝土构件设计计算时,荷载效应组合中,应按照本规范第 7.3.5 ~ 7.3.10 条的规定计入结构重要性系数 γ 。

7.4.4 悬臂式和扶壁式挡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,除按本规范的规定执行外,其它未列内容应按照国家现行标准的相关规定执行。

7.4.5 悬臂式和扶壁式挡墙的地基、基础设计及构造要求,除符合本规范第 7.3.11 ~ 7.3.15 条的规定外,应按照国家行业现行标准的相关规定执行。

设计计算

7.4.6 悬臂式和扶壁式挡墙的作用(或荷载)计算应满足本规范第 7.2 节的规定。

7.4.7 悬臂式和扶壁式挡墙的土压力可按本规范附录 B 的规定计算。验算地基承载力、外部稳定性、底板正截面抗弯承载力计算,在墙后填土破坏棱体符合不出现第二破裂面的条件时,可将立壁顶面后缘与后踵板板端下缘的连线作为假想墙背计算土压力。计算立壁正截面抗弯承载力时,可按实际墙背计算土压力,实际墙背与填料间的摩擦力可不计。

7.4.8 悬臂式和扶壁式挡墙应满足本规范第 7.3.5 ~ 7.3.10 条的规定。

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

7.4.10 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 7.2.7 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。

7.4.11 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。

7.4.12 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 7.4.12(a);立壁竖向弯矩,沿墙高分布,见图 7.4.12(b);竖向弯矩沿线路方向呈台阶形分布,见图 7.4.12(c)。面板沿线路方向的弯矩,可按以扶壁为支点的连续梁计算。

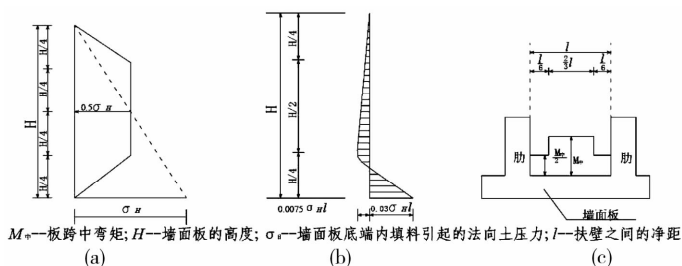


图 7.4.12

构造要求

7.4.13 立壁的顶宽不应小于 0.2m,底板厚度不应小于 0.3m,扶壁间距宜按经济性原则确定,常用值为墙高的 $1/3 \sim 1/2$,扶壁厚度不应小于 0.3m。

7.4.14 扶壁式挡墙分段长度不宜超过 15m。每一分段长度中,宜包含三个或以上的扶壁,在每一墙段两端立壁悬出边扶壁外的净长度宜为 0.4L 倍扶壁间的净距。

7.4.15 浇筑混凝土时,应一次完成浇筑。如有间断,第二次浇筑时应保证新混凝土与已浇筑混凝土粘接牢固。

7.4.16 墙后填土应在墙身混凝土强度达到设计强度的 70% 时进行填筑,并应分层夯实。

7.4.17 墙面板、扶壁、趾板和踵板的混凝土保护层厚度和裂缝宽度的验算应符合现行国家标准的有关规定。

7.5 加筋土挡墙

一般规定

7.5.1 加筋土挡墙为加筋体结构,适用于一般地区的路肩式挡

墙、路堤式挡墙,不应修建在滑坡、水流冲刷、崩塌、对加筋体结构有腐蚀性地下水、库区消落带等不良地质地段。

7.5.2 加筋土挡墙的单级高度不宜大于 10m。

7.5.3 加筋土挡墙墙面宜采用钢筋混凝土板,面板形状可采用十字形、六角形、矩形、弧型、L 型等。

7.5.4 加筋土挡墙的拉筋材料宜采用钢带、土工格栅、聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带等,筋带材料应符合下列要求:

- 1 筋带与填料之间应具有足够的摩擦力;
- 2 应具有较好的柔性、韧性;
- 3 有良好的耐腐蚀性和耐久性;
- 4 与面板的连接必须牢固可靠。

7.5.5 加筋土挡墙的填料应优先采用具有一定级配的砂土、砾石土、碎石土。

7.5.6 加筋土挡墙的构件设计计算时,作用(或荷载)效应组合中,应按照本规范第 7.2.2 条的规定计入结构重要性系数 ν_0 。

设计计算

7.5.7 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 7.3.5 ~ 7.3.10 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。

7.5.8 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。

7.5.9 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。

7.5.10 加筋体内部稳定验算时,土压力系数按下式计算:

$$\text{当 } z_i \leq 6\text{m 时, } K_i = K_j \left(1 - \frac{z_i}{6} \right) + K_a \frac{z_i}{6} \quad (7.5.10-1)$$

$$\text{当 } z_i > 6\text{m 时, } K_i = K_a \quad (7.5.10-2)$$

$$K_j = 1 - \sin \varphi \quad (7.5.10-3)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7.5.10-4)$$

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);

φ ——土体内摩擦角(度)。

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

$$\sum \sigma_{ei} = \sigma_{zi} + \sigma_{ai} + \sigma_{bi} \quad (7.5.11)$$

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);

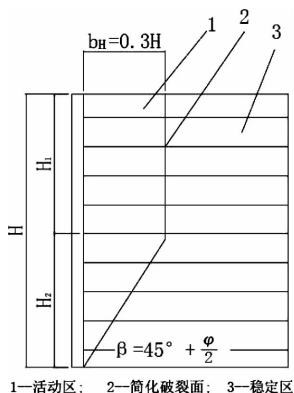
σ_{ai} ——车辆(或人群)附加荷载作用于深度 z_i 处墙面板上的水平土压应力(KPa);

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)。

7.5.12 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 7.5.12。

7.5.13 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(7.5.13)计算。

$$\sigma_{fi} = \gamma h \cdot \frac{L_c}{L_{ci}} \quad (7.5.13)$$



1—活动区； 2—简化破裂面； 3—稳定区

图 7.5.12 简化破裂面图

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/m^3)，当为浸水挡土墙时，应按最不利水位上下的不同面分别计入。

7.5.14 永久荷载重力作用下，拉筋所在位置的竖直压力按式(7.5.14)计算。

$$\sigma_i = \gamma z_i + \gamma h_1 \quad (7.5.14)$$

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)。
 其余符合意义同意。

7.5.15 单个筋带结点的抗拔稳定性按公式(7.5.15)验算

$$\left. \begin{aligned} \gamma_0 T_{io} &\leq \frac{T_{pi}}{\gamma_{R1}} \\ T_{io} &= \gamma_{Q1} T_i \\ T_{pi} &= 2f' \sigma_i b_i L_{ai} \\ T_i &= \left(\sum \sigma_{Ei} \right) s_x s_y \end{aligned} \right\} \quad (7.5.15)$$

计算筋带抗拔力时,不计基本可变荷载的作用效应。

式中: γ_0 ——结构重要性系数,按本规范第 7.2.2 条规定选取;

T_{io} —— 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 7.2.7 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);

γ_{R1} ——筋带抗拔力计算调节系数,按表 7.5.15 - 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 7.5.15 - 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 7.5.15 - 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 7.5.15 - 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。

7.5.16 筋带截面的抗拉强度验算应符合式(7.5.16)的规定:

$$\gamma_0 T_{io} \leq \frac{A f_k}{1000 \gamma_f \gamma_{R2}} \quad (7.5.16)$$

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 7.5.16 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 7.5.16 取用;其余符号意义同前。

表 7.5.16 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
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 试验断裂拉力相应延伸率不得大于 10%。

7.5.17 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%。

7.5.18 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。

7.5.19 全墙抗拔稳定性验算应符合式(7.5.19)的规定。

$$K_b = \frac{\sum T_{pi}}{\sum T_i} \geq 2 \quad (7.5.19)$$

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。

构造要求

7.5.20 加筋土挡墙的钢筋混凝土、混凝土面板宜采用预制件,其强度等级不宜低于 C25,厚度不应小于 80mm。

7.5.21 筋带与面板的连接必须牢固可靠,应与筋带有相同的耐腐蚀性能。

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

7.5.23 墙面板下应设置宽度不小于 0.4m、厚度不小于 0.4m 的混凝土条形基础。基础埋置深度,对于土质地基不应小于 0.6m。

7.5.24 对可能危害加筋土挡墙的地表水和地下水,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。

7.5.25 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。

7.5.26 非浸水加筋土挡墙,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% ~ 5% 排水横坡。

7.5.27 多级加筋土挡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 0.5m 的砂砾垫层。

7.5.28 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 5.0m;当采用不等长的拉筋时,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。

7.5.29 筋带竖向间距不宜大于 1.0m,采用复合土工带作拉筋时,其水平向间距不宜大于 1.0m。双面加筋土挡墙的筋带相互插入时,应错开铺设,避免重叠。

7.6 桩板式挡墙

一般规定

7.6.1 桩板式挡墙采用钢筋混凝土结构,当桩的自由悬臂较长或需要控制变形时,可采用加锚索(杆)的桩板式挡墙。桩板式挡土墙墙顶位移应小于桩悬臂端长度的 1/100,且不宜大于 100mm。

7.6.2 桩板式挡墙的混凝土强度等级不宜低于 C30。当地下水有浸蚀性时,水泥和混凝土等级应符合有关规定,且耐久性设计应满足混凝土结构耐久性规范的有关要求。桩身中主筋宜采用 HRB400,箍筋和挡土板中的主筋可采用 HRB335 或 HRB400,灌注锚索(杆)孔的水泥砂浆强度等级不宜低于 M30。

7.6.3 桩板式挡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 7.2.2 条的规定计入结构重要性系数 γ_0 。

7.6.4 桩板式挡墙钢筋混凝土构件按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,除按本规范的规定执行外,应满足国家现行有关标准的规定。

7.6.5 锚固桩的设置应满足下列要求:

- 1 桩应锚固在稳固的地层中;
- 2 确保桩后土体不越过桩顶或从桩间滑走;

3 不应产生新的深层滑动。

7.6.6 加锚索(杆)的锚固桩应保证桩与锚索(杆)的变形协调。

7.6.7 锚固桩之间应设置挡土板或采取其它措施维持岩土体稳定。

设计计算

7.6.8 作用于桩板式挡墙上的作用(或荷载)应符合本规范第7.2节的规定。

7.6.9 滑坡路基上的桩板式挡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。

7.6.10 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。

7.6.11 锚固点以上的桩身内力,应根据作用于桩上的水平荷载按三角形、矩形或梯形分布进行计算;锚固点以下的桩身变位和内力,应根据锚固点处的弯矩和剪力,采用地基系数法进行计算,根据岩土条件可采用“K法”或“M法”。桩身按偏心受压构件计算和配置钢筋时,应采用最不利作用效应组合设计值,其作用(或荷载)分项系数应符合本规范表7.2.7的规定。

7.6.12 锚固桩桩底支承应采用自由端。

7.6.13 桩的锚固段长度和截面尺寸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。

7.6.14 路堤(肩)中的锚索(杆)桩板式挡墙,应避免填料下沉所产生的锚索(杆)次应力。

7.6.15 计算桩身截面强度,当无特殊要求时,可不作最大裂缝宽度验算。

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

7.6.17 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:

$$\text{圆形桩: } L = L_c - 1.5t$$

$$\text{矩形桩: } L = L_0 + 1.5t$$

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)。

构造要求

7.6.18 桩板式挡墙的桩间距、桩长和截面尺寸应综合考虑确定。桩的自由悬臂长度不宜大于 15m, 桩的截面尺寸不宜小于 1.25m, 桩间距宜为 5m ~ 8m。

7.6.19 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。

7.6.20 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。箍筋宜采用封闭式, 箍筋肢数不宜多于 4 肢, 直径不宜小于 14mm, 间距不应大于 400mm。

7.6.21 挡土板与桩搭接, 搭接长度每端不得小于 1 倍板厚。

7.6.22 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。

7.6.23 锚固桩的两侧和受压边, 应适当配置纵向构造钢筋, 其间距不应大于 300mm, 直径不宜小于 12mm。桩受压边两侧, 应配置架立钢筋, 其直径不小于 16mm。当桩身较大时, 纵向构造钢筋和架立钢筋的直径应增大。

7.6.24 锚拉式桩板挡墙锚孔距桩顶距离不宜小于 1500mm, 锚固点附近桩身箍筋应适当加密, 锚杆(索)构造应按本规范第 7.7

节有关规定设计。

7.6.25 悬臂式桩板挡墙桩长在岩质地基中嵌固深度不宜小于桩总长的 $1/4$, 土质地基中不宜小于 $1/3$, 应根据地基的横向承载力特征值、锚固部位桩的最大横向应力核查桩的有效锚固深度。

7.6.26 桩板式挡墙应根据其受力特点进行配筋设计, 其配筋率、钢筋搭接和锚固应符合国家现行标准《混凝土结构设计规范》的有关规定。

7.7 锚杆(索)挡墙

一般规定

7.7.1 锚杆(索)挡墙由钢筋混凝土肋、柱、板与锚杆(索)组合而成, 宜用于岩质边坡。锚杆(索)必须锚固在稳定地层内, 其抗拔力应保证墙体在岩土压力作用下的平衡。

7.7.2 应根据墙址处的地形、地质及工程情况, 可选用肋柱式、板肋式、格构式等结构形式。

7.7.3 肋柱式锚杆挡墙可采用单级墙或多级墙, 每级墙高不宜大于 8m 。多级墙的上、下级墙体之间宜设置宽度不小于 2m 的平台。

7.7.4 锚杆(索)可采用符合现行国家标准的钢筋、钢丝束或钢绞线为材料。

7.7.5 肋柱、肋板或格构梁采用的混凝土强度等级不应低于 C25; 锚孔灌注水泥砂浆的强度等级不应低于 M30。

7.7.6 锚杆(索)挡墙的钢筋混凝土构件设计计算时, 作用(或荷载)效应组合中, 应按本规范第 7.2.2 条的规定计入结构重要性系数 ν_0 。

7.7.7 预应力锚索结构不宜使用于库区消落带。

7.7.8 锚杆(索)挡墙的钢筋混凝土构件按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,除按本规范的规定执行外,应满足国家现行有关标准的规定。

设计计算

7.7.9 锚杆(索)挡墙上的作用(或荷载),应符合本规范第 7.2 节的规定。

7.7.10 锚杆(索)挡墙的土压力计算,可采用本规范附录 B 的规定。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。

7.7.11 填方式锚杆(索)挡墙和单排锚杆(索)的土层挡墙的侧压力可取为三角形分布。

7.7.12 对岩质边坡以及坚硬、硬塑状粘土和密实、中密砂土类边坡,当采用逆作法施工柔性结构的多层锚杆挡墙时,侧压力分布可按图 7.7.12 确定。

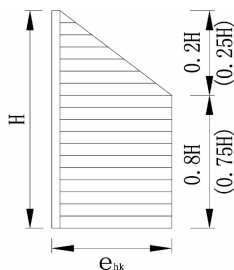


图 7.7.12 锚杆挡墙侧压力分布图(括号内数值适用于土质边坡)

图中 e_{hk} 可按下式计算:

$$\text{对岩质边坡: } e_{hk} = \frac{E_{hk}}{0.9H} \quad (7.7.12-1)$$

$$\text{对土质边坡: } e_{hk} = \frac{E_{hk}}{0.875H} \quad (7.7.12-2)$$

式中: E_{hk} ——侧向岩土压力合力水平分力标准值(KN/m);

e_{hk} ——侧向岩土压力水平分力标准值(KN/m^2)；

H ——挡墙高度(m)。

7.7.13 肋柱设计应符合下列规定：

1 作用于肋柱的荷载应按两肋柱中心之间的距离计算；

2 视肋柱基底地质构造、地基承载力大小和埋置深度，肋柱与基底连接处可设定为自由端、铰支端或固定端，肋柱可相应按简支外伸梁、简支梁或连续梁计算其作用效应及锚杆处的支承反力；

3 肋柱按受弯构件验算和配置钢筋时，应采用最不利作用效应组合设计值，其作用(或荷载)分项系数，应符合本规范表 7.2.7 的规定；

4 采用预制肋柱时，还应作运输、吊装及施工过程中肋柱承载力验算。

7.7.14 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。

7.7.15 现场浇筑的肋板式锚杆(索)挡墙的墙面板的作用效应，可分别沿竖直方向和水平方向取单位宽度按连续梁计算。计算荷载在竖直方向应取墙面板的岩土压应力，在水平方向应取墙面板所在位置岩土压应力的最大值。

7.7.16 锚杆(索)按轴心受拉构件设计，锚杆(索)长度由非锚固长度和有效锚固长度组成。

构造要求

7.7.17 肋柱式或肋板式锚杆挡墙的肋柱间距宜为 2.0m ~ 4.0m，肋柱可采用矩形或 T 形截面，可整柱预制、分段预制现场拼装或现场浇筑。

7.7.18 锚杆(索)挡墙中锚杆(索)的布置应符合下列规定：

1 锚杆上下排垂直间距不宜小于 2.5m，水平间距不宜小于

2m;

2 当锚杆间距小于上述规定或锚固段岩土层稳定性较差时,锚杆宜采用长短相间的方式布置;

3 第一排锚杆锚固体上覆土层的厚度不宜小于 4.0m,上覆岩层的厚度不宜小于 2.0m;

4 第一锚点位置可设于坡面下 1.5m ~ 2m 处;

5 锚杆的倾角宜采用 $10^{\circ} \sim 35^{\circ}$ 。

6 锚杆布置应尽量与边坡走向垂直,并应与结构面呈较大倾角相交;

7 肋柱位于土层时宜在立柱底部附近设置锚杆。

7.7.19 肋柱的截面宽度不宜小于 0.3m,截面高度不宜小于 0.4m;现浇面板和拱板厚度不宜小于 0.2m。

7.7.20 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。

7.7.21 格构梁截面尺寸应按强度、刚度和抗裂要求计算确定,截面宽度和高度不宜小于 0.3m。

7.7.22 锚杆(索)挡墙现浇混凝土构件的温度伸缩缝间距不宜大于 20m ~ 25m。

7.7.23 当锚杆挡墙的锚固区内有建(构)筑物基础传递的较大荷载时,除应验算挡墙的整体稳定性外,还应适当加长锚杆。

8 路基拓宽改建

8.1 一般规定

8.1.1 道路路基拓宽改建应按新建标准设计。拓宽改建段施工时应采取措施以减少运营干扰,保证行车安全,并注意施工期临时道路与利用段的衔接和过渡。

8.1.2 道路路基拓宽改建设计,应根据既有道路沿线的地形、地物、工程地质、水文地质、地基土的性质,采取合理的工程措施,保证拓宽改建道路路基的强度和稳定性。

8.1.3 道路路基拓宽改建设计前,应搜集既有道路勘察设计文件、竣工图和养护等方面的资料,调查拟拓宽改建道路目前路基的稳定情况及地下管线布置,并对既有路基和拓宽场地进行工程地质和水文地质勘察,查明既有路基的填料性质、含水量、密度、压实度、强度,查明既有边坡地质情况、现有防护和排水设施及边坡稳定状态,分析评价拓宽路基对既有路基沉降变形和边坡稳定的影响程度。

8.1.4 道路路基拓建改建设计,应注意路基路面综合设计。保证拓宽路基与既有路基之间衔接良好,并采取必要的工程措施减小拓宽路基与既有路基之间的差异沉降。

8.2 既有道路调查与评价

8.2.1 道路拓宽改建时应根据新旧道路的路面结构、平纵设计,对现有道路的路基、路面和构筑物进行调查评价。

8.2.2 既有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 根据既有道路的路况,选择有代表性的路段,进行既有路基路面几何尺寸、弯沉和回弹模量的测试。

2 根据既有道路的路况进行分段,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。

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

4 查明地下(上)管线的走向、种类、断面尺寸、埋置深度、管材及接头型式。

5 查明拓宽改建道路环境的约束条件。

8.2.3 既有路基填料试验。

1 既有填方路堤和挖方路段路床土试验项目。

1)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。

2)力学性质试验:重型击实、CBR、固结试验、直接快剪等。

2 既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、压缩模量等。

8.2.4 既有路基分析评价

1 根据调查、测量和水文资料,评价既有路基的防洪标准。

2 评价既有路基填料的压实度和填料最小强度值。

3 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、防排水设施的有效性。

5 分析评价道路周边建(构)筑物、地下(上)管线对既有道路的影响。

6 分析评价路基病害的类型、分布范围、规模、成因以及曾经开展的病害整治工程的效果。

8.3 既有路基利用与处治

8.3.1 道路改建工程中应根据路基病害的类型、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,选择合理、有效、经济的处治方案。

8.3.2 改建的路基基底处理、路基填料的最小强度和压实度等相应指标,均应满足改建后道路的技术指标。

8.3.3 当既有路基计算弯沉值不大于改建后道路路基设计弯沉值时,可直接利用既有路基;

8.3.4 对现有道路路段或局部路基不能满足改建后道路路基的技术标准时,应针对具体的情况采取相应的处理措施。

8.3.5 既有填方路基改建应符合下列要求:

1 抬高路基及加宽路堤的填料,应符合新建路基的标准。

2 加宽既有路堤时,填土顶部宽度不应小于 0.5 m,底部不应小于顶部加宽值。

3 加宽路堤时,应沿既有路堤坡面挖成宽度不小于 2m 的台阶,分层碾压。

4 加宽路堤边坡形式和坡率应符合本规范第 4.4 节规定。

5 局部填筑厚度小于本规范第 4.4 节最小填筑厚度规定时,应采用路面基(垫)层材料换填。

8.3.6 改建既有路堑边坡坡率可按本规范第 4.5 节有关规定或根据既有路堑稳定边坡坡率确定,并应尽量减少剥皮刷方,必要时可增设挡护工程。

8.3.7 既有路堑边坡病害经多年整治已稳定的地段,改建时应尽量减少拆除工程,不宜扰动原边坡。

8.3.8 施工与运营相互干扰地段的路基设计,应采取保证行车及施工安全的措施。对控制工期的地段,可采取维持临时行车的过渡措施。

8.3.9 对既有构筑物的利用与加固应符合下列要求:

1 评估及验算改建工程对既有构筑物稳定性的影响,统筹考虑改建方案和加固措施。

2 经查明既有构筑物无明显损害、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,应加固利用、改建或拆除重建。

3 加固利用的既有构筑物,新、旧混凝土或砌体应紧密衔接,形成整体。

4 路堑有挡护工程的地段,下挖路基后,当基础暴露或埋置深度不够时,应对基础进行加固。

5 既有构筑物加宽改造后位于行车道内时,应确保拓宽改造后路基强度的均匀性。

8.4 路基拓宽

8.4.1 道路路基的拓宽应根据道路、技术标准,结合地形、地质、水文条件及填挖情况选择适宜的路基横断面形式。

8.4.2 拓宽路基的地基处理、路基填料的最小强度和压实度等应满足改建后道路的技术要求。

8.4.3 填方路基拓宽

1 路基拓宽的填料,宜选用与既有路堤相同且符合要求的填料或比既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 填方路基拓宽时,拓宽路基压实度宜比本规范第 4.4 节要求高 1% ~2%,必要时,可采用冲击碾压或强夯进行补强,以消减新老路基拼接拓宽的差异变形。

3 填方路基拓宽时,应在既有路基坡面开挖台阶,台阶宽度不应小于 2.0m,当加宽拼接宽度小于 0.75m 时,可采取超宽填筑或翻挖既有路基等工程措施;新老路基的结合部填筑厚度超过

3m 时,宜在新老路基间横向铺筑土工格栅。

4 填方路基拓宽时路堤边坡形式和坡度应按本规范第 4.4 节规定选用。

8.4.4 挖方路基拓宽

1 挖方路基拓宽时,挖方边坡形式与坡率可按本规范第 4.5 节规定或参照原有挖方路基稳定边坡坡率确定。

2 原有挖方边坡病害经多年整治已稳定的路段,拓宽时应减少拆除工程,不宜扰动原边坡。

8.4.5 利用次干路或支路拓宽改建为快速路、主干路时,若既有路基土的强度和压实度不能满足要求,应对既有路基进行土质改良或者挖除原有路基路面后重新填筑。

8.4.6 快速路、主干路路基拓宽设计应考虑维持临时行车的过渡措施。

8.4.7 软土地基上路基拓宽

1 路基拓宽时,应控制新老路基之间的差异沉降,既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,拓宽路基不得降低既有路基下的地下水位。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、通道等构筑物相邻拓宽路段或既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($<20\text{m}$)时,可采用设置隔离措施或对新建路基地基予以处理,减小因新建路基对既有路基的沉降影响。

9 特殊路基

9.1 一般规定

9.1.1 特殊路基工程应加强地质勘察工作,采用综合勘探和综合分析的方法,查明不良地质、特殊土(岩)的成因、规模及工程性质,取得可靠的工程地质、水文地质和环境条件资料。

9.1.2 特殊路基工程设计所需的物理力学参数,应利用原位测试、室内试验资料,结合大气降水、地下水等自然因素的不利影响,综合分析确定。

9.1.3 特殊路基工程设计应重视环境保护和水土保持,减少对天然植被和山体的破坏,防止诱发工程地质灾害。

9.1.4 特殊路基工程设计应考虑地质和环境等因素对路基的长期影响。对可能造成的路基病害,应遵循预防为主、防治结合的原则,通过综合技术经济比较,因地制宜,采取合理的工程方案和有效的工程措施。存在多种特殊土(岩)或特殊条件的路基工程设计,应综合分析,综合处理,不留病害隐患。

9.1.5 特殊路基工程设计应加强截排水及隔水措施,排水设施应系统完整,并与市政排水系统衔接顺畅。

9.1.6 特殊路基工程应加强动态设计和信息化施工。

9.2 高路堤与陡坡路堤

一般规定

9.2.1 高路堤与陡坡路堤设计应贯彻综合设计和动态设计的原则。应在充分掌握用地性质及场平高程、路网规划、既有构(建)

筑物、场地工程地质和水文地质条件、填料来源及其性质的基础上进行综合设计。当实际情况有变化时,应及时调整设计,确保路堤稳定。

9.2.2 对高路堤或地面斜坡坡率陡于 1:2.5 的陡坡路堤,以及不良地质、特殊地段的路堤,应进行特殊设计,对重要的路堤应进行稳定性监控。

9.2.3 高路堤与陡斜坡路堤的地基勘察应查明地基土(岩)的土(岩)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(岩)的承载能力,获取设计所需的物理力学指标。

9.2.4 高路堤与陡坡路堤宜采用级配良好的砾类土、砂类土、碎石土等填料填筑,路堤压实度应满足第 4.4 条的要求。

9.2.5 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分析计算确定。高路堤断面形式宜采用台阶式,在填料和地基良好的情况下,高填方路堤可采用以下的坡率。

表 9.2.1 高填方路堤边坡坡率

填料类别	边坡坡率		
	上部	中部	下部
合格填料	1:1.5	1:1.75	1:2.0

9.2.6 高路堤应注意坡面防护,在降水量较大的地区,平台上应加设截水沟,并将水引入市政排水系统。

设计计算

9.2.7 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 9.2.7。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。

2 分析高路堤的稳定性时,地基的强度参数 c 、 φ 值,宜采用直剪的固结快剪或三轴剪的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剪的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。

表 9.2.7 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_u	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			

9.2.8 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,稳定系数 F_s 按式(9.2.8-1)计算。

$$F_s = \frac{\sum K_i}{\sum (W_i + Q_i) \sin \alpha_i} \quad (9.2.8-1)$$

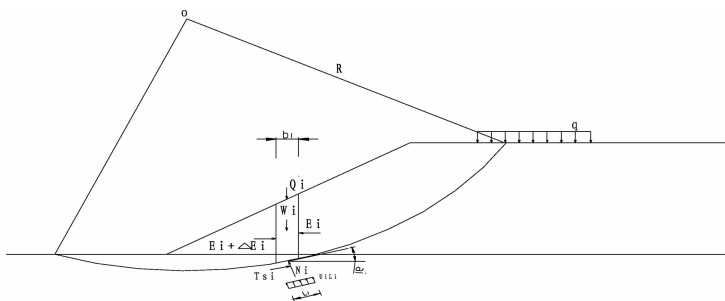


图 9.2.8-1 简化 Bishop 法计算图示

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(9.2.8-2)和(9.2.8-3)计算。

当土条 i 滑弧位于地基中时

$$K_i = \frac{C_{di} b_i + W_{di} \tan \varphi_{di} + U (W_{ti} + Q_i) \tan \varphi_{di}}{m_{ai}} \quad (9.2.8-2)$$

式中: W_{di} ——土条 i 地基部分的重力;

W_{ti} ——土条 i 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(9.2.8-4)计算

当土条 i 滑弧位于路堤中时

$$K_i = \frac{C_{ti}b_i + (W_{ti} + Q_i)\tan\varphi_{ti}}{m_{ai}} \quad (9.2.8-3)$$

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

其余符号意义同前。

$$m_{ai} = \cos\alpha_i + \frac{\sin\alpha_i \tan\varphi_i}{F_s} \quad (9.2.8-4)$$

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。

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,稳定系数 F_s 按以下方法计算。

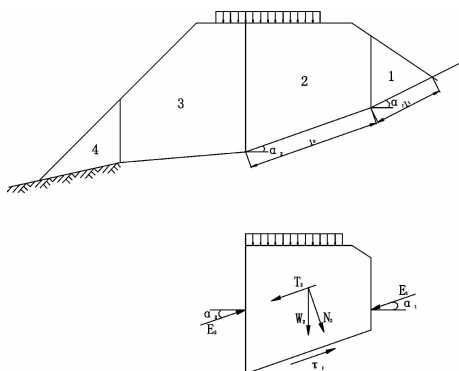


图 9.2.8-2 不平衡推力法计算图示

$$E_i = W_{Qi}\sin\alpha_i - \frac{1}{F_s}[c_i l_i + W_{Qi}\cos\alpha_i \tan\varphi_i] + E_{i-1}\psi_{i-1} \quad (9.2.8-5)$$

$$\psi_{i-1} = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \frac{\tan\varphi_i}{F_s}\sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \quad (9.2.8-6)$$

用式(9.2.8-5)和(9.2.8-6)逐条计算,直到第 n 条的剩余推力为零,由此确定稳定系数 F_s 。

式中： W_{Qi} ——第*i*个土条的重力与外加竖向荷载之和；

α_i ——第*i*个土条底滑面的倾角；

c_i 、 φ_i ——第*i*个土条底的粘结力和内摩擦角；

l_i ——第*i*个土条底滑面的长度；

α_{i-1} ——第*i* - 1 个土条底滑面的倾角；

E_{i-1} ——第*i* - 1 个土条传递给第*i*个土条的下滑力。

9.2.9 路堤稳定性计算分析得到的稳定系数不得小于表9.2.9所列稳定安全系数。

表 9.2.9 推荐的稳定安全系数

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	边坡安全等级	安全与边坡系数
路堤的堤身稳定性	简化 Bishop (式 9.2.8 - 1)		按表 9.2.7 确定	一级	1.45
				二级	1.40
				三级	1.35
路堤和地基的整体稳定性	简化 Bishop (式 9.2.8 - 1)	地基土渗透性较差、排水条件不好	取 $U = 0$, 地基土采用直剪的固结快剪或三轴剪的固结不排水剪指标, 路堤填土按表 9.2.7 确定。	一级	1.30
				二级	1.25
				三级	1.20
			按实际固结度, 采用直剪的固结快剪或三轴剪的固结不排水剪指标, 路堤填土按表 9.2.7 确定。	一级	1.50
				二级	1.45
				三级	1.40
		地基土渗透性较好、排水条件良好	取 $U = 1$, 采用直剪的固结快剪或三轴剪的固结不排水剪指标, 路堤填土按表 3.6.6 确定。	一级	1.55
				二级	1.50
				三级	1.45
			取 $U = 1$, 地基土采用快剪指标, 路堤填土按表 9.2.2 - 1 确定。	一级	1.45
				二级	1.40
				三级	1.35

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	边坡安全等级	安全与边坡系数
路堤沿斜坡地基或软弱层滑动的稳定性	不平衡推力法 (式 9.2.8-5)		采用直剪的快剪或三轴剪的不排水剪指标,路堤填土按表 9.2.2-1 确定。	一级	1.40
				二级	1.35
				三级	1.30

加固措施

9.2.10 路堤基底处理应符合本规范第 4.4 节规定,当地基中分布有软弱土层时,应做好地基加固设计。当路堤稳定系数小于表 9.2.9 的稳定安全系数时,应采取反压护道或设置支挡结构物等措施。

9.2.11 高路堤和陡坡路堤可以在路床综合管线埋设深度以下宜采用土工合成材料加筋、冲击式压路机或强夯进行增强补压等措施以提高路堤的稳定性,陡坡路堤加筋一般在结合面附近,高路堤加筋宜设置在路堤的中下部,加筋层数可根据计算确定。顶部加筋时,应注意管线埋深。

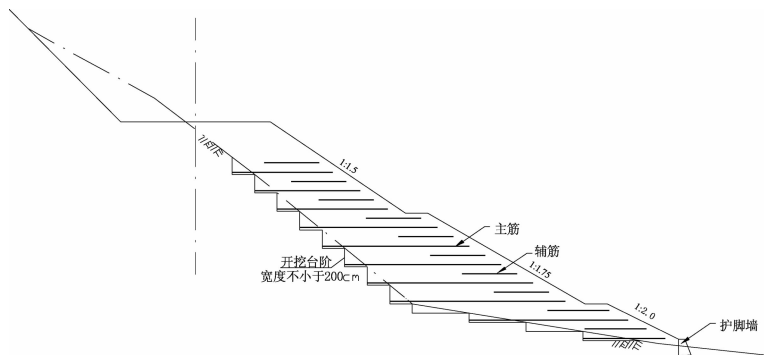
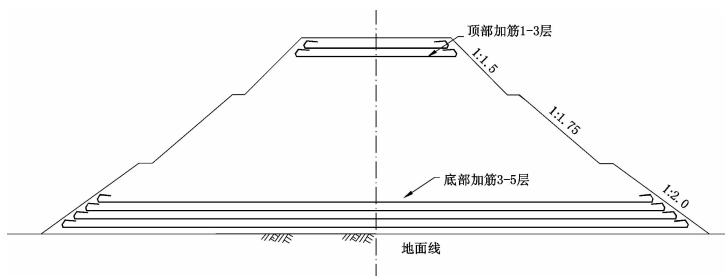


图 9.2.11-1 陡坡路堤加筋示意图



9.2.11 - 2 高填方路堤加筋示意图

9.2.12 基底有地下水影响路堤稳定时,应采取拦截引排至基底范围以外或在路堤底部填筑渗水填料等措施。

9.2.13 在高路堤填筑完成后,宜放置一至二个雨季再铺筑路面,也可采用冲击碾压或强夯等进行增补碾压,以减少路堤的工后沉降和差异变形。

9.2.14 路堤沉降稳定性监测设计

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。

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 高路堤表面宜设置沉降观测点,通过观察了解高路堤的沉降发展情况,确定路面铺筑时间,高路堤宜在路堤沉降基本稳定后再铺筑路面。

9.3 深路堑

一般规定

9.3.1 土质边坡高度超过 15m、岩质边坡高度超过 30m、以及地质和环境条件复杂的边坡工程,应进行特殊设计。

9.3.2 边坡工程勘探宜采用钻探、坑(井、槽)探与物探等相结合的

综合方法,必要时可辅以硃探。边坡工程地质勘察应查明下列内容:

- 1 地形地貌特征;
- 2 岩土体类型、成因、性状、覆盖层厚度、基岩面的形态和坡度、岩石风化和完整程度;
- 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、与临空面关系;
- 5 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 坡顶塌滑区域内或边坡塌方影响区域内重要建(构)筑物的荷载、结构、基础形式、埋深及稳定状态、安全等级;
- 8 地上水对支挡结构物的腐蚀性。

9.3.3 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/T50266 的规定。当无条件进行试验时,可采用《工程岩体分级标准》GB50218 及表 9.3.3 和反算分析等方法综合确定。

表 9.3.3 -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 φ (°)	粘聚力 c (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)	<12	<0.02

- 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;
 - 5 临时性边坡可取表中高值;
 - 6 在施工期和运营期受不利因素影响时,表中数值可适当折减。

2 岩体结构面的结合程度可按表 9.3.3-2 确定。

表 9.3.3-2 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 1mm~3mm,硅质或铁质胶结
结合一般	张开度 1mm~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 1mm~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	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;未胶结的或强风化的小型断层破碎带

3 边坡岩体性能指标标准值可按地区经验确定。对于破坏后果严重的一级边坡应通过试验确定,并在施工过程中验证设计参数。

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 9.3.3-3 所列的折减系数确定。

表 9.3.3-3 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

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。

9.3.4 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。

9.3.5 边坡防护设计应根据边坡地质和环境条件、边坡高度及边坡影响范围内建(构)筑物安全等级重要性程度,采取工程防护与植物防护的综合措施,稳定性差的边坡应设置综合支挡工程,并采用分层开挖、分层稳定和开挖前预加固技术。

9.3.6 应设置完善的边坡地表排水系统和地下排水系统,及时引排地面水和地下水至市政排水系统。

9.3.7 快速路、主干路、次干路高边坡、不良地质、特殊岩土地段的边坡以及边坡坡顶影响范围内有安全等级要求较高建(构)筑物的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:对边坡不稳定的范围、移动方向和速度以及地下水、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,如未达到则应采取补救措施。边坡工程监测项目应考虑城市道路等级、支挡结构特点、变形控制要求和地质条件。

3 监测周期应根据城市道路等级、支挡结构特点、地质条件、道路影响范围内建(构)筑物安全等级要求确定,一级边坡工程竣工后的监测时间不少于二年。

边坡稳定性评价

9.3.8 边坡稳定性评价应在查明工程地质条件的基础上,根据边坡岩土类型和结构,采用定性分析和定量分析相结合的方法进行。

9.3.9 进行边坡稳定性分析之前,应根据其地质特征对边坡的

可能破坏方式及相应破坏方向、破坏范围、影响范围做出判断。判断边坡的可能破坏方式时应同时考虑到受岩土体强度控制的破坏和受面层、裂隙面、断面层、基岩面等相对弱面控制的破坏,同时考虑到滑移型破坏和崩塌型破坏。

9.3.10 对边坡稳定性应先进行定性分析。定性分析可借助工程地质类比、变形迹象判断、结构面与坡面关系分析、坡率与坡率允许值比较等方法进行。

9.3.11 完整、较完整的坚硬岩、较软岩、软岩边坡无外倾的层面、裂隙面和土岩界面等相对弱面时,可不进行整体抗滑稳定性计算。

9.3.12 边坡抗滑稳定性计算可采用刚体极限平衡法。对结构复杂的岩质边坡,可配合采用极射赤平投影法和实体比例投影法;当边坡破坏机制复杂时,宜结合数值计算法进行分析。当边坡可能有崩塌破坏方式时应按相关标准进行稳定性计算。

9.3.13 计算岩层面、裂隙面和土岩界面等相对弱面滑动的稳定性时,应根据相对弱面形态采用平面或折线形滑面。计算土质边坡、较破碎或破碎或极破碎边坡和极软岩边坡的稳定性时,可采用圆弧形滑面。计算剖面方向应平行可能滑动方向。

9.3.14 永久边坡稳定性计算工况应包括天然工况和 50 年一遇暴雨工况;并应进行地震工况边坡稳定性校核。临时边坡稳定性计算工况应包括天然工况和 20 年一遇暴雨工况。暴雨工况的边坡稳定性计算应考虑相应暴雨引起的岩土体自重及水位变化;地震工况应考虑 20 年一遇暴雨引起的岩土体自重及水位变化和地震力。

9.3.15 对圆弧形滑面,边坡稳定性系数可按下式计算:(简化 Bishop 法)

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_{\alpha i}} [c_i b_i + (W_i + W_{bi} - u_i b_i) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n [(W_i + W_{bi}) \sin \alpha_i + (Q_i - P_{wi} P_{wi-1}) \cos \alpha_i]} \quad (9.3.15 - 1)$$

$$m_{\alpha i} = \cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \alpha_i}{F_s} \quad (9.3.15-2)$$

$$P_{wi} = \frac{1}{2} \gamma_w h_{wi}^2 \quad (9.3.15-3)$$

$$u_i = \frac{1}{2} \gamma_w (h_{wi+h_{w,i-1}}) \quad (9.3.15-4)$$

式中: F_s ——边坡稳定性系数;

c_i ——第 i 计算条块滑面粘结强度标准值(kPa);

φ_i ——第 i 计算条块滑面内摩擦角标准值($^\circ$);

b_i ——第 i 计算条块宽度(m);

α_i ——第 i 计算条块滑面倾角($^\circ$);

u_i ——第 i 计算条块滑面平均孔隙水压力(kPa)

w_i ——第 i 计算条块单位宽度岩土体自重(kN/m);

w_{bi} ——第 i 计算条块单位宽度附加竖向荷载(kN/m), 方向指向下方时取正值, 指向上方时取负值;

Q ——第 i 计算条块单位宽度水平力(kN/m), 方向指向坡外时取正值, 指向坡内时取负值;

$P_{wi}, P_{w,i-1}$ ——第 i 及 $i-1$ 计算条块前侧面单位宽度总水压力(kN/m);

h_{wi} ——第 i 计算条块滑面前端水头高度(m);

γ_w ——水重度, 取 10KN/m^3

i ——计算条块号, 从后方起编;

n ——条块数量。

9.3.16 对平面滑动面, 边坡稳定性系数可按下式计算:

$$F_s = \frac{[(W + W_b) \cos \alpha - Q \sin \alpha - V \sin \alpha - U] \tan \varphi + cL}{(W + W_b) \sin \alpha + Q \cos \alpha + V \cos \alpha} \quad (9.3.16-1)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w h_w^2 \quad (9.3.16-2)$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w h_w L \quad (9.3.16-3)$$

式中: c ——滑面的粘聚力(kPa);

φ ——滑面的内摩擦角($^{\circ}$);

L ——滑面长度(m);

W ——滑面单位宽度重力(kN/m);

W_b ——滑体单位附加竖向荷载(kN/m),方向指向下方时取正值,指向上方时取负值;

a ——滑面倾角($^{\circ}$);

U ——滑面单位宽度总水压力(kN/m);

V ——后缘陡倾裂隙单位宽度总水压力(kN/m),

Q ——滑体单位宽度水平力(kN/m),方向指向坡外时取正值,指向坡内时取负值;

h_w ——后缘陡倾裂隙充水高度(m),根据裂隙情况及汇水条件确定。

9.3.17 对折线形滑动面,边坡稳定性系数可按式计算:

$$E_n = 0 \quad (9.3.17-1)$$

$$E_i = E_{i-1} \frac{C_i}{B_i} + \frac{D_i}{B_i} \quad (9.3.17-2)$$

$$B_i = A_i \sin(\alpha_i - \varphi_{mi}) + \cos(\alpha_i - \varphi_{mi}) \quad (9.3.17-3)$$

$$C_i = A_{i-1} \sin(\alpha_i - \varphi_{mi}) + \cos(\alpha_i - \varphi_{mi}) \quad (9.3.17-4)$$

$$D_i = (W_i + W_{bi}) \sin(\alpha_i - \varphi_{mi}) + Q_i \cos(\alpha_i - \varphi_{mi}) - c_{mi} l_i \cos \varphi_{mi} + U_i \sin \varphi_{mi} \quad (9.3.17-5)$$

$$A_i = \eta \sin(\pi x_i') \quad (9.3.17-6)$$

$$\varphi_{mi} = \arctan\left(\frac{\tan \varphi_i}{F_s}\right) \quad (9.3.17-7)$$

$$c_{mi} = \frac{c_i}{F_s} \quad (9.3.17-8)$$

$$M_n = 0 \quad (9.3.17-9)$$

$$M^i = M_{i-1} + (E_i - E_{i-1}) y_{ni} m(T_i - T_{i-1}) x_{ni} + M_{0i} \quad (9.3.17-10)$$

$$M_i = E_i y_{pi} m T_i x_{bi} \quad (9.3.17-11)$$

$$m_{0i} = P_{w,i-1} y_{w,i-1} - P_{wi} y_{wi} + Q_i (y_{qi} - y_{ni}) m W_i (x_{ci} - x_{ni}) \quad (9.3.17-12)$$

$$U_i = \frac{1}{2} \gamma_w (h_{wi} + h_{w,i-1}) L \quad (9.3.17-13)$$

式中: E_n ——第 n 条块单位宽度剩余水平推力 (kN/m);

E_i ——第 i 计算条块单位宽度水平条间力 (kN/m);

U_i ——第 i 计算条块滑面单位宽度总水压力 (kN/m);

M_n ——第 n 条块单位宽度剩余力矩 (kNm/m);

M_i ——第 i 计算条块单位宽度条间力矩 (kNm/m);

x_{ni}, y_{ni} ——第 i 计算条块滑面中点横、纵坐标 (m);

x_{ci} ——第 i 计算条块单位宽度竖向力 ($W_i + W_{bi}$) 作用点横坐标 (m);

x_{bi} ——第 i 计算条块与第 $i+1$ 计算条块垂直分界面横坐标 (m);

y_{pi} ——第 i 计算条块与第 $i+1$ 计算条块垂直分界面中点纵坐标 (m);

y_{qi} ——第 i 计算条块水平力作用点纵坐标 (m);

Q_i ——第 i 计算条块单位宽度水平力 (kN/m);

y_{wi} ——第 i 计算条块与第 $i+1$ 计算条块垂直分界面总水压力作用点纵坐标 (m);

L_i ——第 i 计算条块滑面长度;

η ——待定系数;

x' ——第 i 计算条块与第 $i+1$ 计算条块垂直分界面到滑面后端的相对水平距离, 是到滑面后端的水平距离与滑面前后端之间水平距离的比值, 在滑面后端为 0, 在滑面前端为 1。

式中出现两个计算符号处, 再滑动方向自右上向左下时取上面一个计算符号; 在滑动方向自左上向右下时取下面一个计算符号。

当 $E_i < 0 (i < n)$ 时取 $E_i = 0$

9.3.18 采用刚体极限平衡法和静力数值计算法边坡稳定性时,滑体或条块的地震可简化为一个作用于滑体或条块重心处、指向坡外的水平静力,按下式计算:

$$Q_e = KW$$

$$Q_{ei} = KW$$

式中: Q_e 、 Q_{ei} ——滑体、条块单位宽度的地震力(kN/m);

K ——水平地震系数,取 0.05。

9.3.19 当边坡可能存在多个滑动面时,对各个可能的滑动面均应进行稳定性计算。

9.3.20 除校核工况外,边坡抗滑稳定状态应分为稳定、基本稳定、欠稳定和不稳定四种,可根据边坡抗滑稳定系数按表 9.3.20 确定。

表 9.3.20 边坡稳定状态划分

边坡抗滑稳定系数 F_s	$F_s < 1.00$	$1.00 \leq F_s < 1.05$	$1.05 \leq F_s < F_{st}$	$F_s \geq F_{st}$
边坡抗滑稳定状态	不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定

注： 为边坡抗滑稳定安全系数。

9.3.21 边坡抗滑稳定安全系数可根据表 9.3.21 确定,当边坡抗滑稳定性系数小于边坡抗滑稳定安全系数时,应对边坡进行处理。当判定边坡局部抗滑稳定性或滑动以外的其他破坏方式的稳定性不满足要求时,也应对边坡的相应部位进行处理。

表 9.3.21 边坡抗滑稳定安全系数

抗滑稳定安全系数 边坡工程安全等级 边坡类型		一级	二级	三级
永久边坡	一般工况	1.35(1.30)	1.30(1.25)	1.25(1.20)
	地震工况	1.05	1.05	1.03
临时边坡		1.15	1.10	1.05

注： 对地质条件很复杂或破坏后果极严重的边坡工程,其抗滑稳定安全系数宜适当提高。

9.4 浸水路基

9.4.1 浸水路基是指设计水位以下受水浸泡的河滩、滨河路基。穿越水塘、积水洼地的路基,可参照执行。

9.4.2 浸水路基设计前,应调查收集河流的水位设计资料,查明河岸的地形、地貌特点,组成河岸的地层岩性、产状、地质构造、地下水位变化情况;查明河岸斜坡的稳定情况,有无滑坡、崩塌等不良地质,分析评价水位对斜坡稳定的影响。

9.4.3 浸水路基及挡护结构的设计应满足通航和泄洪的要求,应坚持“以人为本”,满足城市景观和市民亲水性的要求。

9.4.4 边坡浸水防护高程,应大于设计水位加波浪侵袭高度或斜水流局部冲高加壅水高度(包括河道卡口或建筑物造成的壅水、河湾水面超高,桥前水面拱坡附加高)加河道淤积影响高度加不小于0.5m的安全高度。

9.4.5 浸水路基断面设计应符合下列规定:

1 防护高程以上路基边坡坡率与非浸水路基相同,防护高程以下相应放缓一级。条件复杂或浸水较深时应通过稳定性验算确定,稳定性验算时,应考虑浸水部分重力密度变化、渗透压力的作用和冲蚀作用,土质路堤应按路堤内渗流的最不利情况进行验算。

2 防护高程处应根据浸水深度及时间、基底地层情况等因素设置边坡平台,宽度不宜小于2.0m。

3 路堤采用不同填料时,填料分界处不应低于防护高程,且应设宽度不小于0.5m的平台。当两种材料粒径相差较大时,平台顶面应设隔离垫层,其厚度为0.3m~0.5m,并可根据填料粒径采用土工合成材料等。

9.4.6 路堤两侧有较大水头差时,应设置过水构筑物。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采取设置排

水设备、放缓边坡、设护道、在路堤中心设置防渗墙等防止渗透的加固措施。

9.4.7 路堤浸水部分应采用压缩变形小、水稳性好的渗水性材料作填料。

9.4.8 浸水路基地基为松软土层,受水浸泡及地下水壅升后将形成的松软土层、震动荷载作用下可能产生液化的饱和粉土、粉细砂地基,必须进行地基加固处理。

9.4.9 路基坡面受水流冲刷时,可根据路堤高度、填料性质、流速、流向、水深、地基等因素进行坡面防护,并做好防渗反滤层。各种防护工程应与周围环境景观相协调。

9.5 滑坡地段路基

一般规定

9.5.1 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、发展趋势和对道路工程的危害程度,及时采取有效措施,保证路基施工和运营安全。

9.5.2 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。

9.5.3 滑坡防治应根据滑坡类型、成因、规模、稳定性,并结合滑坡区工程地质条件、道路的重要程度、坡上建(构)筑物、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。

9.5.4 当滑坡体上有重要建(构)筑物时,滑坡防治应选择有利于减少坡体变形的方案,避免因滑体变形而危及建(构)筑物安全并保证其正常使用功能。

9.5.5 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。

滑坡稳定性分析

9.5.6 滑坡稳定分析应符合下列规定:

1 应在充分调查滑坡现场特征的基础上结合勘察成果进行综合分析,其稳定系数应与滑坡所处的滑动特征、发育阶段相适应;

2 存在多层滑面或软弱结构面的滑坡除应分别计算其稳定性外,还应计算其各种可能组合情况下的稳定性;

3 滑坡稳定性分析除现状稳定性分析外,还应对滑坡影响范围的工程安全使用期内可能经历的各种工况进行分析;

9.5.7 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。工程滑坡稳定安全系数应按表 9.3.20 确定;自然滑坡的稳定安全系数应按破坏后果严重性、稳定性状况和整治难度以及荷载组合等因素综合考虑,可取 1.05 ~ 1.35。

9.5.8 滑坡稳定性计算方法

1 对多层滑动面或软弱面的滑坡,应分别计算各层滑面和软弱面及其可能组合对抗滑结构物的作用,取最大者作为控制值进行设计。

2 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,应取荷载效应的最不利组合值作为控制值。

3 滑坡剩余下滑力可采用传递系数法,按式(9.5.8-1)计算,条块作用力系如图 9.5.8 所示。

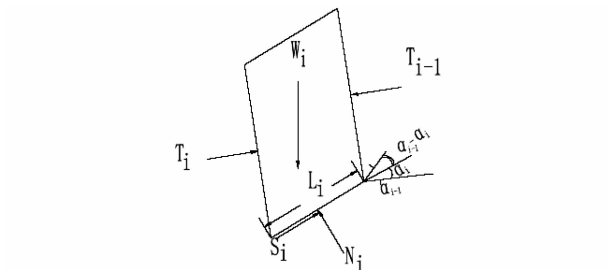


图 9.5.8 剩余下滑力计算图示

S_i ——抗滑反力 N_i ——法向反力

$$T_i = F_s W_i \sin \alpha_i + \psi_i T_{i-1} - W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i - c_i L_i \quad (9.5.8-1)$$

$$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi_i \quad (9.5.8-2)$$

当 $T_i < 0$ 时,应取 $T_i = 0$ 。

式中: T_i, T_{i-1} ——第 i 和第 $i-1$ 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($^\circ$);

φ_i ——第 i 滑块滑面内摩擦角($^\circ$);

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。

4 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;当大于 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 2 款的抗滑稳定安全系数的规定。

9.5.9 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。

防治措施

9.5.10 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)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。

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。

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。

9.5.11 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;路基处于滑坡前缘时,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。

9.5.12 滑坡支挡工程

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 7.3 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 7.6 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 7.7 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。

施工监测与动态设计

9.5.13 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。

9.5.14 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。

9.5.15 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7d~15d,在外界扰动较大时,如暴雨期间,应加密观测次数。

9.5.16 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。

9.6 危岩及落石地段路基

一般规定

9.6.1 危岩及落石地段的路基设计,应取得的基础资料包括:

- 1** 危岩体(落石体)平面分布、卸荷带范围;
- 2** 危岩体(落石体)的几何形状、规模大小及物质组成;
- 3** 危岩结构面组数、产状及组合;
- 4** 主控裂隙面的抗剪强度参数、母岩岩石的抗拉强度及抗剪强度参数、危岩基座的物理力学参数;
- 5** 危岩体(落石体)内部及其周围的水文地质条件;
- 6** 危岩及落石失稳后,影响区的范围大小、区内的建(构)筑物分布及规划资料。

9.6.2 危岩及落石应按工程类比和理论计算法相结合进行稳定性评价,理论计算方法与危岩类型和破坏特征相适应,评价结论应与现场调查结果相适应。

9.6.3 危岩及落石地段的路基设计可根据危岩及落石区的地形地貌、危岩体大小及其破坏模式,可采取支撑、锚固、嵌补、灌浆、排水、清除、拦石墙(堤)、拦石网及挂网、防护林等措施进行综合治理。

9.6.4 清除危岩及落石,应预先设置有效的防护措施,避免造成

次生灾害。清除危岩及落石后,应有监控措施,并加强监测。

9.6.5 碎裂岩体危岩不宜清除。

危岩及落石防护结构设计

9.6.6 设计工况

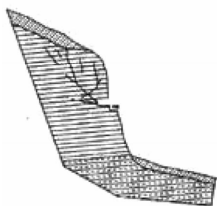
- 1 自重 + 裂隙水压力(天然状态);
- 2 自重 + 裂隙水压力(暴雨时间);
- 3 自重 + 裂隙水压力(天然状态) + 地震力。

9.6.7 荷载取值

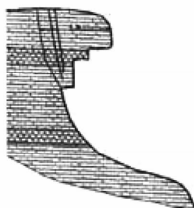
- 1 危岩体重度取标准值,荷载分项系数取 1.0;
- 2 危岩体裂隙水压力计算,参照《地质灾害防治工程勘察规范》进行。危岩体已脱离母体则不考虑裂隙水影响;

3 危岩及落石治理原则

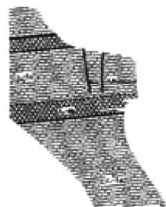
1 危岩脱离母岩后的破坏模式,可分为滑移式、坠落式和倾倒式。采用加固措施时,危岩加固计算模式,应符合危岩实际工作状况,支护结构应受力明确,传力可靠。危岩治理后的稳定安全系数应满足表 9.6.8 的要求。



滑移式危岩



坠落式危岩



倾倒式危岩

表 9.6.8 稳定安全系数

稳定安全系数 安全等级 破坏形式		一级	二级	三级
		一级	二级	三级
滑移式		1.4	1.3	1.2
坠落式		1.6	1.5	1.4
倾倒式		1.5	1.4	1.3

注：地震工况稳定安全系数,坠落式取 1.2;倾倒式取 1.15;滑移式取 1.0。

2 滑移式危岩应根据危岩体的完整性,可以采用抗滑桩、抗剪销、锚杆和(或)预应力锚索等治理措施。当采用锚杆或预应力锚索时,不应使其处于受剪工作状态。

3 倾倒式危岩宜改变其支撑条件和(或)采用锚固措施,保证其稳定性。

4 坠落式危岩,一般采用支撑的方案进行加固。

5 滑移式危岩,应注意对危岩基座进行加固处理。

9.7 堆积体地段路基

9.7.1 一般规定

1 堆积体地段路基设计,应根据堆积体的类型、范围、成因、堆积体形态及对道路的危害程度等相关资料,作出道路建成后堆积体的发生或发展预测与稳定评价,并考虑综合防治措施。

2 在堆积体地段,应根据路基类型、堆积体规模和物质组成、下伏岩土的性质和坡度、地下水以及地表水的情况等,对堆积体的稳定性进行分析。

9.7.2 堆积体地段路基设计

1 堆积体地段路基设计时,应根据路基类型及位置进行路基稳定验算。以路堤通过时应验算加载后路堤的稳定性;以路堑通过时,应验算边坡的稳定性。当堆积体下伏岩面向下倾斜或堆

积体内存在薄弱夹层时,应分别验算其稳定性。

2 不稳定堆积体地段路基应采取相应的抗滑支挡、排水等综合措施,保证路基的稳定。

3 堆积体地段路基宜采用低路堤或浅路堑,并采取稳定加固措施。

4 路堑基床及路堤基底堆积体的密实度不满足要求时,应采取原地碾压、翻挖夯实、换填、强夯、灌浆加固等措施进行处理。

9.8 岩溶与人工洞室地段路基

9.8.1 一般规定

1 岩溶地区路基设计,应根据岩溶地貌、岩溶发育程度、发展规律、溶洞围岩分级以及地面水、地下水活动规律等情况,分析地面致塌因素,综合评价地基稳定性。

2 位于岩溶地段路基,应结合工程实际评价岩溶对路基工程的危害程度,充分考虑环境的影响因素,合理采取回填、跨越、加固等处理措施。

3 采用注浆加固的地基,应采用物探、压水试验配合钻孔取芯等综合方法进行注浆效果检测及评价。

9.8.2 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集水盲沟汇集水流,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 通过溶洞围岩分级判断或计算判断下伏溶洞有坍塌可能

时,宜采用以下方法进行加固:

- 1) 洞径大、洞内施工条件好的无充填溶洞,宜采用干砌片石、浆砌片石或钢筋混凝土的支撑垛、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,当采取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、旋喷法等进行加固,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。

9.8.3 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的完整顶板时,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。

9.8.4 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 9.8.4)、式 9.8.4-1 计算其影响范围。

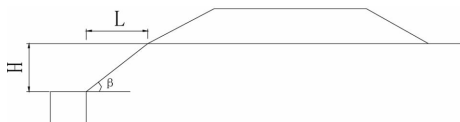


图 9.8.4 溶洞安全距离计算示意图

$$L = H \operatorname{ctg} \beta \quad (9.8.4-1)$$

$$\beta = \frac{45^{\circ} + \frac{\varphi}{2}}{K} \quad (9.8.4-2)$$

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 (快速路、主干道、一级边坡取大值)

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。

9.8.5 道路规划或方案设计时,宜避开人工洞室密布的地区。道路路基应布置在地下洞室较少的位置,同时应注意地面排水系统的设计,采取有效的疏导排泄措施。

9.8.6 人工洞室段路基设计之前应查明工程地质,水文地质和环境条件,并应取得洞室结构的相关资料和预期的地下空间开发与利用等资料。

9.8.7 人工洞室段路基设计应根据洞室围岩岩体结构面与洞室临空面的空间组合关系,对岩体结构面不利空间组合向洞室临空面滑塌的可能性进行验算,并采取防治措施。

10 路基监控与量测

10.1 一般规定

10.1.1 下列路基边坡工程应进行监测：

- 1 一级边坡应进行施工期间监测、竣工后运营期间变形监测；
- 2 二级边坡应进行施工期间监测、竣工后运营期间变形监测；
- 3 采用动态设计法的边坡，应对边坡工程施工过程变形、应力进行监测。

10.1.2 下列路堤应进行沉降与稳定观测：

- 1 软土地基上的高填方路堤；
- 2 桥头路堤；
- 3 对边坡高度超过 20m 的路堤或斜坡坡率陡于 1:2.5 的路堤，以及不良地质、特殊地段的路堤。

10.2 边坡工程监测

10.2.1 边坡工程监测项目可根据其安全等级、支护结构类型和变形控制要求、工程地质和水文地质条件、边坡类型，根据本规范表 10.2.1 进行选择。

10.2.2 边坡工程应由设计提出监测要求，由业主委托有资质的监测单位编制监测方案，经设计、监理和业主等共同认可后实施。方案应包括监测项目、监测目的、测试方法、测点布置、监测项目报警值、信息反馈制度和现场原始状态资料记录等内容。

表 10.2.1 边坡工程监测项目表

测试项目	测点布置位置	边坡工程安全等级		
		一级	二级	三级
坡顶水平位移和垂直位移	支护结构顶部	应测	应测	应测
地表裂缝	墙顶背后 1.0H (岩质) (1.5H(土质)范围内	应测	应测	选测
坡顶建(构)筑物变形	边坡坡顶建筑物基础、墙面	应测	应测	选测
降雨、洪水与时间关系		应测	应测	选测
锚杆拉力	外锚头或锚杆主筋	应测	选测	可不测
支护结构变形	主要受力杆件	应测	选测	可不测
支护结构应力	应力最大处	选测	选测	可不测
地下水、渗水与降雨关系	出水点	应测	选测	可不测

注：1 在边坡塌滑区内有重要建(构)筑物,破坏后果严重时,应加强对支护结构的应力监测;

2 H 为挡墙高度。

10.2.3 边坡工程监测应符合下列规定：

1 坡顶位移观测,应在每一典型边坡段的支护结构顶部设置不少于 3 个观测点的观测网,观测位移量、移动速度和方向;

2 锚杆拉力和预应力损失监测,应选择有代表性的锚杆,测定锚杆(索)应力和预应力损失;

3 非预应力锚杆的应力监测根数不宜少于锚杆总数的 5%,预应力锚索的应力监测根数不应少于锚索总数的 10%,且不应少于 3 根;

4 监测方案可根据设计要求、边坡稳定性、周边环境和施工进度等因素确定,且应根据环境条件、气候条件和监测结果分析调整监测时间和频率。当出现险情时应加强监测;

5 一级边坡工程竣工后的监测时间不应少于二年;

6 当监测值不小于报警值;或监测值发生异常变化;或重要支挡结构物出现开裂、断裂、压屈等迹象;或坡顶建筑物出现新裂

缝、原有裂缝发展、累计变形危及正常使用时,应及时报警。

10.2.4 边坡工程监测报告应包括下列内容:

- 1 监测方案;
- 2 监测仪器的型号、规格和标定资料;
- 3 监测各阶段原始资料及应力、应变曲线图;
- 4 数据整理和监测结果评述;
- 5 使用期监测的主要内容和要求。

10.3 路堤沉降与稳定观测

10.3.1 路堤沉降与稳定观测设计内容包括:沉降与侧向位移(稳定)观测点位置,观测仪选型与布设,观测方法,观测频率,根据本规范表 10.3.1 进行选择。必要时,应进行软土地基深部位移观测。

10.3.2 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 10mm ~ 15mm,边桩位移量每昼夜不得大于 5mm。

10.3.3 设计应明确观测的路堤段落、观测项目、观测点数量及位置,确定观测稳定控制标准,说明施工中注意事项。

表 10.3.3 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。
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。
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。

注: 一般软土地基路段施工应每间隔 200m 左右设置一个观测点。桥头引路段至少应设置 3 个观测断面,第一块沉降板应设置在桥头搭板末端,沉降板间距离不宜超过 50m。

附录 A 岩质边坡的岩体分类

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倾角 $> 75^{\circ}$ 或 $< 35^{\circ}$	30m 高边坡长期稳定, 偶有掉块
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倾角 $> 75^{\circ}$ 或 $< 35^{\circ}$	30m 高边坡长期稳定, 偶有掉块
II	完整	同上	外倾结构面或外倾不同结构面的组合倾角 $35^{\circ} \sim 75^{\circ}$	15m 高边坡稳定, 15m ~ 25m 高边坡欠稳定
	完整	结构面结合差	外倾结构面或外倾不同结构面的组合倾角 $> 75^{\circ}$ 或 $< 35^{\circ}$	边坡出现局部塌落
	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倾角 $> 75^{\circ}$ 或 $< 35^{\circ}$	

续表 A-1

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
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倾角 $35^{\circ} \sim 75^{\circ}$	8m 高边坡稳定, 15m 高边坡欠稳定
	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倾角 $> 75^{\circ}$ 或 $< 35^{\circ}$	
	较破碎 (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倾角多为 $35^{\circ} \sim 75^{\circ}$	8m 高边坡不坡稳
	不完整 (散体碎裂)	碎块间结合很差	结构面无明显规律	

- 注: 1 边坡岩体分类中未含由外倾软弱结构面控制的边坡和倾倒崩塌型破坏的边坡;
- 2 I 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 类岩体可根据具体情况降低一档;
- 4 强风化岩体和极软岩可划分为 IV;
- 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 当有贯通性较好的外倾结构面时应验算沿该结构面破坏的稳定性;
- 7 岩体完整程度按表 A-2 确定。

表 A-2 岩质完整程度划分

岩体完整程度	结构面发育程度		构类型	完整性系数 K_v	岩体体积结构面数
	组数	平均间距			
完整	1 ~ 2	>1.0	整体状	>0.75	<3
较完整	2 ~ 3	1.0 ~ 0.3	厚层状结构、块状结构和镶嵌、碎裂结构	0.75 ~ 0.35	3 ~ 20
不完整	>3	>0.3	裂隙块状结构、碎裂结构、散体结构	<0.35	>20

- 注： 1 完整系数 $K_v = (V_R/V_P)^2$, V_R 为弹性纵波在岩体中的传播速度, V_P 为弹性纵波在岩块中的传播速度；
- 2 结构类型的划分应符合现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB50021 表 A.0.04 的规定；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类型；
- 3 岩体体积结构面数系指单位体积内的结构面数目（条/ m^3 ）。

附录 B 土压力计算

B.0.1 挡土墙墙后破坏棱体上,作用附加均布荷载时的主动土压力,可按下式计算:

1 附加均布荷载作用于破坏棱体坡面上(图 B.0.1-1),主动土压力为:

$$E = \frac{1}{2} \gamma L H (H + 2h_0) K_a \quad (\text{B.0.1-1})$$

土压力作用点至计算土层底边的距离(图 B.0.1-1)为:

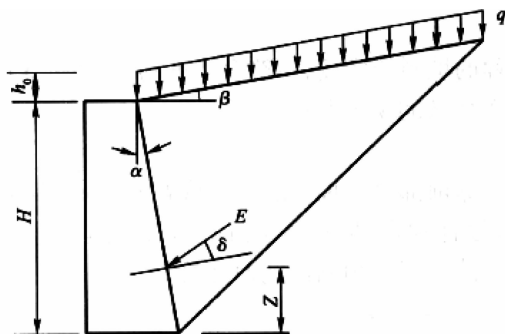


图 B.0.1-1 墙后破坏棱体坡面上作用附加均布荷载时,主动土压力计算

$$Z = \frac{H}{3} \left(1 + \frac{h_0}{H + 2h_0} \right) \quad (\text{B.0.1-2})$$

附加均布荷载 q 换算为等代均布土层厚度 h_0 (m),可按下式计算:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma (1 + \tan \alpha \tan \beta) L} \quad (\text{B.0.1-3})$$

库仑理论主动土压力系数 K_a 按下列公式计算:

砂性填料:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \beta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (\text{B.0.1-4})$$

黏性土填料:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi_0 - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_0 + \delta) \sin(\varphi_0 - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (\text{B.0.1-5})$$

式中: E ——作用于挡土墙墙背上的主动土压力(kN);

Z ——土压力作用点至所计算土层底边的距离(m);

L ——顺行车方向的挡土墙计算长度(m),可取单位长度计算,以下主动土压力计算公式均按单位长度列出;

γ ——墙后填料的重度(kN/m³);

h_0 ——附加均布荷载的换算土层厚度(m);

φ ——墙后砂性填料的内摩擦角(°);

φ_0 ——墙后黏性土填料的综合内摩擦角(°),可按 B.0.5 条的规定计算;

α ——过墙背顶点的竖直面与墙背的夹角,竖直面位于墙背内为正,竖直面在墙背外为负;

β ——填土表面与墙顶水平面的夹角(o)(见图 B.0.1-1),填土表面位于墙顶水平面之上为正,填土表面位于墙顶水平面之下为负;

δ ——墙背与填土间的摩擦角(°),可按 B.0.4 的规定采用。

2 附加均布荷载作用于破坏棱体顶面的路堤式挡土墙,可按下列计算:

$$\left. \begin{aligned}
 \tan\theta &= -\tan\psi \pm \sqrt{(\cot\varphi + \tan\psi)(\tan\psi + A)} \\
 \psi &= \alpha + \varphi + \delta \\
 A &= \frac{ab + 2h_0(b + d) - H(H + 2a + 2h_0)\tan\alpha}{(H + a)(H + a + 2h_0)} \\
 E &= \frac{1}{2}\gamma H^2 K K_1, E_x = E\cos(\alpha + \delta), E_y = E\sin(\alpha + \delta) \\
 K &= \frac{\cos(\theta + \varphi)}{\sin(\theta + \psi)}(\tan\theta + \tan\alpha), K_1 = 1 + \frac{2\alpha}{H}\left(1 - \frac{h_3}{2H}\right) + \frac{2h_0h_4}{H^2} \\
 h_1 &= \frac{d}{\tan\theta + \tan\alpha}, h_3 = \frac{b - a\tan\theta}{\tan\theta + \tan\alpha}, h_4 = H - h_1 - h_3 \\
 Z_y &= \frac{H}{3} + \frac{a(H - h_3)^2 + h_0h_4(3h_4 - 2H)}{3H^2K_1}, Z_x = B - Z_y\tan\alpha
 \end{aligned} \right\}$$

(B.0.1-6)

破裂角 θ 计算公式中的 $\pm \sqrt{(\cot\varphi + \tan\psi)(\tan\psi + A)}$ 项, $\psi < 90^\circ$ 时, 取正号; $\psi > 90^\circ$ 时, 取负号。

式中: h_0 ——作用于破坏棱体顶面附加荷载的换算土层厚度 (m);

a ——挡土墙顶面填土高度 (m);

b ——墙顶后缘至路基边缘的水平投影长度 (m);

其余符合本条中, 款 1 的公式符号注释或标注于图 B.0.1-2 上。

当为黏性土填料时, 可以综合内摩擦角 φ_0 替代公式 B.0.1-6 中的内摩擦角 φ 进行计算。

B.0.2 墙顶填土表面为水平面 ($\beta = 0$) 且无附加荷载作用时, 墙后破坏棱体的破裂面与竖直面夹角 θ 的正切值, 可按下式计算:

$$\tan\theta = -\tan\psi \pm \sqrt{(\cot\varphi + \tan\psi)(\tan\psi - \tan\alpha)}$$

(B.0.2-1)

$$\psi = \alpha + \varphi + \delta$$

(B.0.2-2)

根号前的正负号取法: $\psi < 90^\circ$ 时, 取正号; $\psi > 90^\circ$ 时, 取负号。

式中： h_0 ——附加均布荷载换算土层厚度(m)；

其余符合同 B.0.1 条或标注于图 B.0.3 中。

当为黏性土填料时,可用综合内摩擦角 φ_0 替代式(B.0.3)中的内摩擦角 φ ,进行计算。

B.0.4 挡土墙墙背与填料间的摩擦角,可根据墙背的粗糙程度、填料的性质和排水条件,按表 B.0.4 所列数值采用。

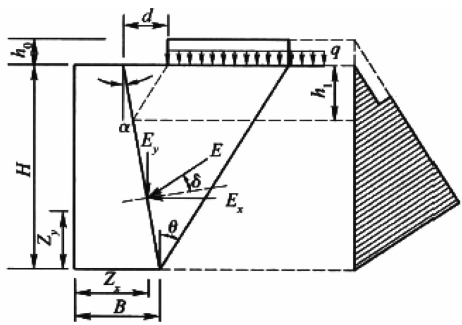


图 B.0.3 破裂面交于荷载之内的路肩式挡土墙的土压力计算

表 B.0.4 填料与墙背间的摩擦角 δ

墙身材料	墙背填料	
	渗水填料	非渗水填料
混凝土,钢筋混凝土	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$ 或 $\frac{1}{2}\varphi_0$
片、块石砌体,墙背粗糙	$\frac{1}{2}\varphi \sim \frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi \sim \varphi$ 或 $\frac{1}{2}\varphi_0 \sim \frac{2}{3}\varphi_0$
干砌或浆砌片、块石砌体,墙背很粗糙	$\frac{2}{3}\varphi$	φ 或 $\frac{2}{3}\varphi_0$
第二破裂面土体	φ	φ_0

注： 1 φ 为填料的内摩擦角, φ_0 为黏性土填料的综合内摩擦角；

2 按本表计算的墙背摩擦角 $\delta > 30^\circ$ 时,仍采用 $\delta = 30^\circ$ 。

B.0.5 黏性土填料应按《公路土工试验规程》(JTG E40—2007)

取样测定重度 γ 、黏聚力 c 、内摩擦角 φ 值,可采用下式计算综合内摩擦角 φ_0 :

$$\varphi_0 = \tan^{-1} \left[\tan \varphi + \frac{c}{\gamma H} \right] \quad (\text{B.0.5-1})$$

式中: γ ——填料试件的重度(kN/m^3);

φ ——试验所测定的内摩擦角($^\circ$);

c ——试验所测定的黏聚力(kN/m^2);

H ——挡土墙高度(m)。

当填土内摩擦角 φ 较小,黏聚力 c 较大或墙高 H 较大时,应按工程经验对上式计算结果作适当调整。

B.0.6 当墙后填料的物理力学特性有变化或受水位影响,需分层计算作用于墙背上的主动土压力时,仍可采用库仑公式计算,并假定上、下填料层面相平行,将上层填料重量作为附加均布荷载,作用于下层填料顶面上,其计算公式如下:

$$E_2 = \left(\gamma_1 H_1 H_2 + \frac{1}{2} \gamma_2 H_2^2 \right) K_{2a} \quad (\text{B.0.6-1})$$

$$Z_2 = \frac{H_2}{3} \left(1 + \frac{\gamma_1 H_1}{2\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2} \right) \quad (\text{B.0.6-2})$$

式中: γ_1 ——上层填料的平均重度(kN/m^3);

γ_2 ——计算填料层的重度,如在水中,应为计入水浮力的重度(kN/m^3);

H_1 ——上层填料的计算厚度(包括上层顶面附加均布荷载换算土层厚度)(m);

H_2 ——计算填料层的实际厚度(m);

K_{2a} ——计算填料层的土压力系数,可参照 B.0.1 条、B.0.3 条的规定计算;

其余符合见 B.0.1 条、B.0.3 条的符号注释或标注于图 B.0.6 中。

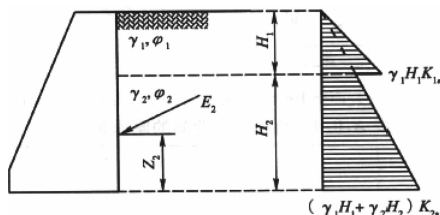


图 B.0.6 不同填料层的土压力计算图式

B.0.7 第二破裂面的土压力计算,可按以下规定:

1 判定第二破裂面产生的条件:

- 1) 墙背倾角 α 大于第二破裂面产生的临界角 α_i , 即: $\alpha > \alpha_i$;
- 2) 作用于墙背上的下滑力, 小于墙背处的抗滑力。

2 第二破裂面临界破裂角, 应根据墙背倾角、墙后填料的物理力学参数及边界条件进行计算。

对于填土表面有坡度的挡土墙:

$$\alpha_1 = \frac{(90^\circ - \varphi)}{2} + \frac{(\beta - \varepsilon)}{2} \quad (\text{B.0.7-1})$$

$$\theta_1 = \frac{(90^\circ - \varphi)}{2} - \frac{(\beta - \varepsilon)}{2} \quad (\text{B.0.7-2})$$

$$\varepsilon = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \right) \quad (\text{B.0.7-3})$$

式中: α_1 ——第二破裂面与竖直面间的夹角;

θ_1 ——第一破裂面与竖直面间的夹角;

α ——墙背的倾角, 当为 L 形墙背时, 为假想墙背(计算截面后踵点与墙背顶点的连线面)与竖直面之间的夹角;

φ ——填料的内摩擦角, 当为黏性土填料时, 应以综合内摩擦角 φ_0 替代内摩擦角 φ 值;

其余符合见图 B.0.7-1。

3 第二破裂面土压力, 可根据折线墙背上的填土高度, 附加荷载的位置等条件分类计算, 常用类型的计算公式如下:

1) 路堤式挡土墙, 第一破裂面交于附加荷载之内, 可按下列公式(B. 0. 7 - 4) 计算:

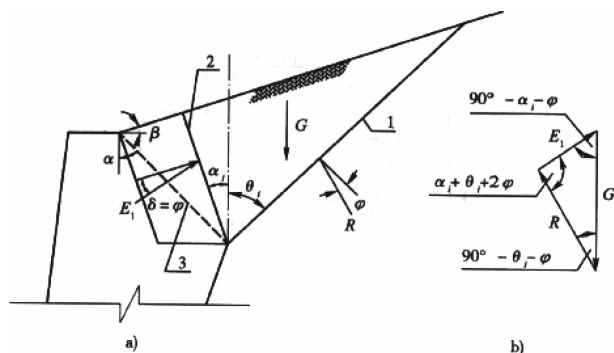


图 B. 0. 7 - 1 第二破裂面计算图示

1 - 第一破裂面 ; 2 - 第二破裂面 ; 3 - 假想墙背

$$\tan \theta_i = -Q \pm \sqrt{Q^2 - R}, h'' = H_1 \sec \alpha \cos(\alpha - \beta)$$

$$Q = \csc(2\varphi + \beta) \frac{h''}{H_0 \sqrt{1 + \frac{2h_0}{H_0}}} - \cot(2\varphi + \beta)$$

$$R = \cot \varphi \cot(2\varphi + \beta) + \frac{1}{1 + \frac{2h_0}{H_0}} \frac{\cos(\varphi + \beta)}{\sin \varphi \sin(2\varphi + \beta)}$$

$$\left\{ \frac{h''^2}{H_0^2} + \tan(\varphi + \beta) \times \left[\frac{2h''}{H_0 \sin \beta} - \cot \beta \left(1 + \frac{h''^2}{H_0^2} \right) - \frac{2h_0}{H_0} \left(\cot \beta - \frac{h''}{H_0 \sin \beta} + \frac{d}{H_0} \right) \right] - \frac{2h''}{H_0} \sqrt{1 + \frac{2h_0}{H_0}} \frac{\cos \varphi}{\cos(\varphi + \beta)} \right\}$$

$$\tan(\alpha_1 - \beta) = \cot(\varphi + \beta) - \frac{\cos \varphi}{\sin(\varphi + \beta)} \frac{H_0}{h''}$$

$$\sqrt{1 + \frac{2h_0}{H_0}} (1 - \tan \varphi \tan \theta_i)$$

$$\left. \begin{aligned}
 E_{1x} &= \frac{1}{2} \gamma H_0^2 \left(1 + \frac{2h_0}{H_0} \right) (1 - \tan \varphi \tan \theta_i)^2 \cos^2 \varphi \\
 E_1 &= E_{1x} \sec(\alpha_i + \delta), E_{1y} = E_x \tan(\alpha_i + \delta) \\
 Z_{1y} &= \frac{h^3 + a'(3h^2 - 3hh_1 + h_1^2) + 3h_0h_3^2}{3[h^2 + a'(2h - h_1) + 2]h_0h_3}, \\
 Z_{1x} &= B - Z_{1y} \cdot \tan \alpha_i \\
 h &= h'' \sec(\alpha_i - \beta) \cos \alpha_i, \\
 a' &= H_0 - h, b' = a' \cot \beta \\
 h' &= \frac{b' - a' \tan \theta_i}{\tan \theta_i + \tan \alpha_i}, h_2 = \frac{d}{\tan \theta_i + \tan \alpha_i}, h_3 = h - h_1 - h_2
 \end{aligned} \right\} \quad (\text{B.0.7-4})$$

式中其余符号规定见图 B.0.7-2。 $\tan \theta_i$ 的有效根,取正值中较小者。

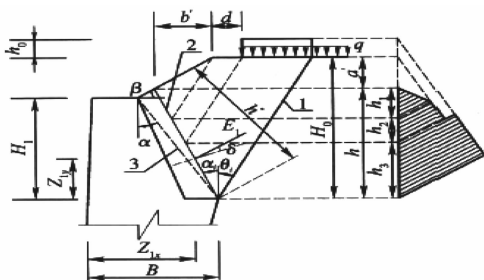


图 B.0.7-2 路堤式挡土墙第二破裂面土压力计算图式

1 - 第一破裂面 ; 2 - 第二破裂面 ; 3 - 假想墙背

②路肩式挡土墙的第一破裂面、第二破裂面均交于附加荷载之内时,可按下列公式(B.0.7-5)计算:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \theta_i = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}, K_a = \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \sec\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \\ E_1 &= \frac{1}{2} \gamma H_1 (H_1 + 2h_0) K_a \\ E_{1x} &= E_1 \sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), E_{1y} = E_1 \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \\ Z_{1y} &= \frac{H_1}{3} \left(1 + \frac{h_0}{H_1 + 2h_0}\right), Z_{1x} = B - Z_{1y} \tan \alpha_i \end{aligned} \right\} \quad (\text{B.0.7-5})$$

公式中,其余符号规定见图 B.0.7-3。

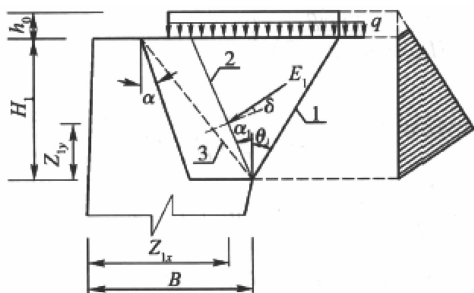


图 B.0.7-3 路肩式挡土墙第二破裂面土压力计算图示

1—第一破裂面;2—第二破裂面;3—假想墙背

B.0.8 位于挖方地段,墙后仅有限范围填筑填料的挡土墙,当填料破裂面为沿挖方界面滑动时,可按下式计算作用于墙背上的主动土压力:

$$E = G \frac{\sin(\theta - \delta_1)}{\cos(\alpha + \delta + \delta_1 - \theta)} \quad (\text{B.0.8-1})$$

式中: θ ——坚硬坡面的坡度角,一般大于或等于 45° ;

δ ——滑动楔体与墙背之间的摩擦角,按 B.0.4 条的规定采用;

δ_1 ——滑动楔体与挖方坡面之间的摩擦角,当挖方坡面为软质岩石,坡面较光滑时: $\delta_1 = 2\varphi/3$;当坡面粗糙

或作成台阶时: $\delta_1 = \varphi$;

G ——有限范围破棱体的重力。

其余符号规定见图 B.0.8。

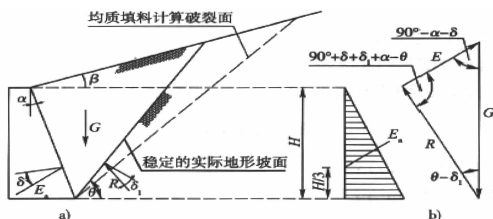


图 B.0.8 有限范围填土的土压力计算

B.0.9 当墙后填料表面倾斜度较大或地表面形状不规则,采用库仑公式计算土压力有困难时,可采用图 B.0.9 所示的楔体试算法求解。即先任意假定滑动面,由各个滑动面上土楔的力的平衡关系,试求各个面的土压力,找出其中最大值作为主动土压力的合力 E ,其作用点距计算截面的距离,近似取墙顶至计算截面高度的三分之一。

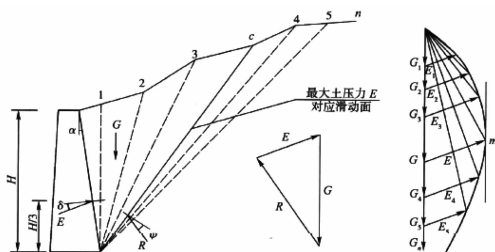


图 B.0.9 楔体试算法的土压力图解法

B.0.10 作用于墙背上的静止土压力与墙背形式无关,作用在墙背深度为 H 处的静止土压应力,可按下列公式计算:

$$\sigma_j = K_j H \quad (\text{B.0.10-1})$$

砂性填料:

$$K_j = 1 - \sin \varphi \quad (\text{B.0.10-2})$$

黏性土填料:

$$K_i = 1 - \sin\varphi_0 \quad (\text{B.0.10-3})$$

式中: σ_j ——距填土表面深度为 H 处墙背的静止土压应力 (kN/m^2);

H ——计算点距填土表面的深度 (m);

K_j ——静止土压力系数;

φ ——砂性填料的内摩擦角 ($^\circ$);

φ_0 ——黏性土填料的综合内摩擦角 ($^\circ$)。

当墙后地面为平面时,作用于墙背单位长度上的静止土压力合力 E_j ,可按下式计算:

$$E_j = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_j \quad (\text{B.0.10-4})$$

式中: H ——挡土墙计算高度 (m);

γ ——填料的重度 (kN/m^3);

其余符号规定见图 B.0.10。

静止土压力之合力,作用在墙背计算截面至墙底面高度的三分之一处。

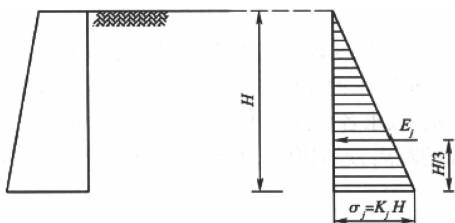


图 B.0.10 路肩式挡土墙的静止土压力计算

B.0.11 挡土墙单位长度上,墙前被动土压力可按朗金理论计算 (图 B.0.11):

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h_2 (h_2 + 2d) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{B.0.11})$$

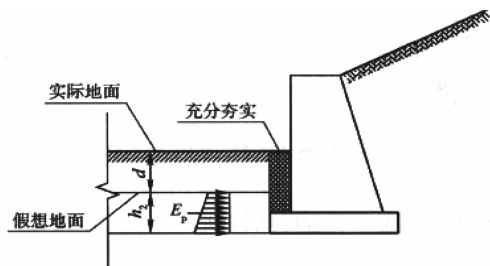


图 B.0.10 墙前被动土压力计算

式中： E_p ——被动土压力(kN)；

γ ——墙前土体的重度(kN/m^3)；

d ——地面至假想地面的高度(m)；

h_2 ——计算截面至假想地面的高度(m)；

φ ——墙前土体的内摩擦角($^\circ$)；

其余符号规定见图 B.0.16。

本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1) 表示很严格,非这样做不可的:

正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”;

2) 表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”;

3) 表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:

正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”;

4) 表示有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为:“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 2 《建筑地基基础设计规范》GB 50007
- 3 《建筑桩基技术规范》JGJ 94
- 4 《锚杆喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086
- 5 《岩土工程勘察规范》GB 50021
- 6 《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300
- 7 《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202
- 8 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204
- 9 《砌体工程施工质量验收规范》GB 50203
- 10 《城市道路工程设计规范》CJJ37 - 2012
- 11 《城镇道路工程施工与质量验收规范》CJJ1 - 2008
- 12 《建筑边坡工程技术规范》GB 50330
- 13 《建筑变形测量规程》JGJ8 - 2007

重庆市地方工程建设标准

城镇道路路基设计规范

Specifications for design of town road subgrades

DBJ50-145-2008

条文说明

2012 重 庆

目 录

1	总则	125
2	术语	127
3	基本规定	128
3.1	一般规定	128
3.2	道路边坡工程安全等级	128
4	一般路基	130
4.2	路基填料	130
4.4	填方路基	130
4.5	挖方路基	131
4.6	路基填挖交界处理	132
4.7	填石路堤	132
4.8	管线地段路基	137
5	路基排水	138
5.1	一般规定	138
5.2	地表排水	138
5.3	地下排水	141
6	路基防护与绿化	144
6.1	一般规定	144
6.2	坡面防护	144
6.3	冲刷防护	150
6.4	坡面绿化	150
7	路基支挡结构工程	151
7.1	基本规定	151

7.2	作用(或荷载)	153
7.5	加筋土挡墙	157
7.6	桩板式挡墙	159
7.7	锚杆(索)挡墙	162
8	路基拓宽改建	167
8.1	一般规定	167
8.2	既有路基调查与评价	167
8.3	既有路基利用与处治	168
8.4	路基拓宽	169
9	特殊路基	171
9.2	高路堤与陡坡路堤	171
9.7	堆积体地段路基	177
9.8	岩溶与人工洞室地段路基	179
10	路基监控与测量	181

1 总 则

1.0.2 本规范适用范围为新建、改建、扩建城镇道路的路基设计,其它道路的路基设计亦可参照使用。

1.0.3 路基是路面的基础,必须确保路基长期稳定,防止产生病害。

1.0.5 城镇道路山区地质地形条件复杂,道路施工影响区域内有高楼林立,道路边坡失稳,若发生灾害后果将非常严重。本条强调路基设计必须准确掌握山体 and 地基的水文、地质条件以及路基工程影响范围内建(构)筑物及管线等相关资料后才开展,使设计符合实际。

1.0.7 山区地形复杂,受城镇道路城市总体规划中交通规划的限制、路线平面和纵面技术标准限制,路堤边坡高度达到 20m ~ 30m,有的工程设计路堤边坡高达 40m ~ 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。

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,又要考虑道路两侧用地规划红线、场平设计标高、道路两侧土地整治与道路建设时序,路基工程对临近建(构)筑物安全影响。

1.0.9 本条规定道路的防洪标准应考虑该道路在路网的功能。除快速路、主干路之外,其余等级道路若受实际情况限制,城市道路路基设计洪水频率按城市防洪标准执行有困难时,可适当放宽,但结构工程物的安全必须达到相应的要求。

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。各级城市

道路路基设计洪水频率应符合表 1.0.9 规定。

表 1.0.9 路基设计洪水频率

城市道路等级	快速路	主干路	次干路	支路	特殊道路
路基设计洪水频率	1/100	1/100	1/50	1/25	1/10

2 术 语

本章的一些术语主要是按照城市道路新建、改建、扩建的特点和实际工程中的习惯来定义的。其术语的解释主要参考了1990年建设部颁布了《城市道路设计规范》CJJ37-90、重庆市地方标准《建筑边坡支护技术规范》DB50/5018-2001的规定。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.10 城市道路路基设计要综合考虑如:城市现状及规划中的综合管网等公用设施、道路两侧用地性质、时序,要求实行动态设计和信息化施工。主要是道路周边建(构)筑物比较密集、地质勘察参数难以准确确定、设计理论和方法带有经验性和类比性,设计者根据施工开挖反映的真实地质特征、周边建筑物基础变形量,对原设计作校核和补充、完善设计。确保工程安全,设计合理。

3.2 道路边坡工程安全等级

3.2.1 城镇道路路基设计与公路路基设计最大的区别在于工程所处的环境条件复杂程度不同,边坡若发生失稳破坏其后果严重性不同。因此城市道路边坡设计比其他道路边坡设计要求严格很多。由于土与岩石不仅在力学数值上存在很大的差异,其破坏模式、设计及计算方法等也有很大的差别,因此将道路边坡分为土质道路边坡和岩质道路边坡是必要的。

3.2.2 石质道路边坡破坏型式的确定是边坡支护设计的基础。不同的破坏模式应采用不同的支护设计。本规范参照《建筑边坡支护技术规范》DB50/5018-2001 的规定将石质边坡破坏模式确定为滑移型与崩塌型两类。

3.2.3 石质道路边坡的岩体分类是支护设计的基础,本规范强调结构面与道路坡向的关系、结构面倾角大小和岩体完整程度对边坡稳定性的控制作用,对边坡岩体进行侧重稳定性的分类。

3.2.4 城镇道路路基边坡设计所处的环境条件与建筑边坡设计所处的环境条件是同样的复杂,具有相似性,因此道路边坡的安全等级确定可参照地方标准《建筑边坡支护技术规范》DB50/5018 - 2001的规定。

4 一般路基

4.2 路基填料

4.2.3 选择路基填料时,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。

4.4 填方路基

4.4.1 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,主张提高路基压实度标准,本次修订时,根据城镇道路建设经验,将《城市道路设计规范》CJJ37-90 中的第 8.4.1 条进行调整,参照地标重庆市《城镇道路施工及验收规范》DBJ50-078-2008、国标《城镇道路工程施工与质量验收规范》CJJ 1-2008 规定其压实度。全部采用重型击实标准,取消轻型击实标准。

4.4.5 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,本规范参照提出了《公路路基设计规范》、《铁路路基设计规范》的规定,道路路堤与桥台、横向构造物(涵洞、通道、检查井)等连接处设置过渡段,并将路堤压实度提高至 96%。

4.4.6 护肩路基、护脚路基具有经济适用等特点,使用效果较好,在山区郊区乡镇道路中应用较广。设计时,应注意护肩、砌石地基应稳定,泥质页岩、千枚岩、泥灰岩等软质岩石不能使用。建

议采用 MU30 以上的岩石。

4.5 挖方路基

4.5.1 表 4.5.1 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、环境约束条件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。

4.5.2 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。

岩石路堑边坡的稳定性主要由岩体结构控制的,本次规范修订时,按照边坡岩体类型制订表 4.5.2 对于边坡高度不大于 30m 时,无外倾软弱结构面的岩质边坡,可参照表 4.5.2 确定。

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。

对边坡高度大于 20m 的软弱松散岩质路堑或道路环境条件受限制的边坡,建议采用逆作法、分层开挖、分层加固和预加固。

4.5.5 当土质路堑边坡高度超过 15m、岩质路堑边坡高度超过 30m 后,不良地质地段路堑边坡、临近安全等级较高的建(构)筑物较为复杂,路堑边坡稳定性比较差,采用一般设计尚不能保证边坡稳定、边坡坍塌影响范围内建(构)筑物安全。在对城市道路改建拓宽中,建筑边坡所处的工程环境与道路边坡所处的工程环境约束条件基本相同。因此本规范规定土质路堑边坡高度超过 15m、岩质路堑边坡高度超过 30m 的路段可参照本规范第 9.3 节相关规定进行个别设计。

4.6 路基填挖交界处理

4.6.2 对于介于横向填挖交界(90° 交角)与纵向填挖交界(0° 交角)的情况,在设计中,主要根据具体地形和坡度确定处治措施,一般交角大于 45° 时,可按照横向填挖交界考虑。

4.6.6 在工程实例中,填挖交界位置出现裂缝甚至侧向滑移的情况很多,因此,上述位置的路基稳定性问题应引起设计人员的重视,填挖交界位置的稳定性分析可参照高填方与陡坡路堤的分析方法。

4.6.7 削坡处理的主要目的时改善填挖交界处的突变、提供良好的压实条件,以减少填挖交界部位的差异沉降,在削坡处理较为困难时,通过开挖台阶,对较陡的位置适当削坡也可对填挖交界的差异沉降有一定的改善。

4.6.8 本条规定主要从工程的经济性出发,在有条件的情况下,一般应设置过渡段,对于交通量较小的道路,填挖交界主要采取挖台阶、良好填料、分层压实等措施,处治措施可适当简化。

4.6.9 水是造成填挖交界部位路基病害的主要原因,在填挖交界处理中,一方面要截断挖方区域渗往填挖交界面的地表、地下水(主要通过加深挖方一侧边沟或在边沟下增加纵向渗沟),另一方面,对于较深的地下潜水,特别是有地下水出露的段落,需要设置渗沟将地下水引出路基。

4.7 填石路堤

4.7.1 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。不宜用于路堤填筑。

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和摊铺表法进一步破碎和压实,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,较难对面平整,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。

目前,在一些工程中,大粒径采用机械进行破碎的趋势越来越明显,采用带破碎锤的挖掘机,可以对大部分大粒径石料进行有效破碎,可以大大提高工作效率,是一种值得推荐的方法。

4.7.2 从岩石的工程性质和施工工艺要求的角度出发,填石料的强度分类主要参考了《公路桥涵地基与基础设计规范》、《水利水电工程地质勘察规范》等。

实践经验表明,填石料在抗压强度小于 50Mpa ~ 60Mpa 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:只要湿抗压强度在 25Mpa ~ 30Mpa 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,在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。

4.7.3 在水利部门,对于类似于道路填石路堤的堆石坝工程的修筑,取得了较多的经验,表 4.7.1 中列出了国内外一些堆石坝工程的碾压参数。从表中可看出,对于主堆石区,坚硬岩石碾压厚度一般 0.80m ~ 1.0m,最大的达到 1.50m。对于软质岩石,其碾压厚度一般在 0.40m ~ 0.80m 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 4.7.1 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
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

续表 4.7.1

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			
温尼克	85	粉土岩,最大粒径400mm	0.5 ~ 0.6	10.0	6	19.6	24.6	
里恩拜恩	90	泥岩,最大粒径200 ~ 600mm	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 4.7.1 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 $20\text{KN/m}^3 \sim 23\text{KN/m}^3$,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:

$$\eta = \frac{e}{1 + e} = 1 - \frac{\rho_d}{G}$$

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 20% ~

28%)，同时规定相应的碾压参数(如碾重、遍数、铺料厚度)。采用以上的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。

4.7.4 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(据福建和广东试验工程统计，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。

沉降差的检测方法建议如下：

在压实后的填石路堤表面，用油漆或其他醒目标记标注测点，用水准仪测量测点高程，然后用静载20T以上振动压路机作碾压检测(碾压参数：车速2.0km/h~4.0km/h，频率30Hz，碾压2遍)，检测碾压后各测点高程，其碾压前后应无明显轮迹，沉降差平均值小于5mm，标准差小于3mm。

4.7.6 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型式。

目前,有一种带拉铲的挖土机,可以对填石坡面进行一定的整理和压实,因此,填石路堤坡面也可以采取这种压实方式,但需注意的是,采取坡面整理和压实的填石路堤边坡坡比应按照土质路堤处理。

4.7.7 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,在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。

4.8 管线地段路基

4.8.1 明确路基设计前要充分调查研究规划管线、既有综合管线在路基工程施工影响范围内的分布、结构形式、埋深。设计时应充分考虑规划管网的布设和既有管线的保护。

4.8.5 管线穿越快速路、主干道沟槽回填的压实度不应低于表4.4.1所列填方压实度的要求。次干路、支路原则上要求达到表4.4.1所列填方压实度的要求,若沟槽回填压实度达不到表4.4.1所列填方压实度要求时,应满足《给水排水管道工程施工及验收规范》GB 50268 中刚性管道沟槽回填土压实度(表4.6.3-1)、柔性管道沟槽回填土压实度(表4.6.3-2)的要求,并采取防止沉降措施。

5 路基排水

5.1 一般规定

5.1.1 城市(城镇)道路排水系统与公路和铁路路基排水系统的设计有相同之处,可以相互借鉴,但也有很多不同之处。因此,城市(城镇)道路的排水设计一般由排水专业设计工程师来完成。

5.1.2 ~ 5.1.4 城市道路排水包括道路的街沟、雨水口、雨(污)水管道(渠)、检查井、跌水井、连接支管、出水口以及路基的边沟、排水沟、涵洞等设施。设置这些排水设施的目的是为了防止道路和邻近街坊积存雨水或地下水,维护沿道路两侧建筑物的基础和地下室的正常使用,保持车辆和行人的正常通行,改善城市卫生条件,减轻城市道路养护管理工作,保证道路路基稳定,延长路面使用寿命。

5.1.5 城市(城镇)道路的施工一般与片区地块场平施工同步进行,或者晚于场平再进行施工。由于道路施工地域比较平坦、宽广,汇(集)水面积较大,因此必须做好路基施工场地的临时性排水设施,确保路基稳定和施工期间的安全。此时,临时排水应尽可能与永久性排水设施相结合,并与地方排灌系统密切配合。

5.2 地表排水

5.2.1 由于街沟、雨水口等城市(城镇)道路地表排水设施,在城市道路路面设计等相关规范中介绍,因此本规范中所指的地表排水设施主要包括:路基的边沟、排水沟、截水沟,以及跌水和急流槽等地表排水设施。

5.2.2 小城镇道路(或郊外城区连接道路)的排水设施设计与公

路排水设施的功能基本一致,其设计可参照公路路基排水设计进行,但应结合城市道路排水要求进行补充设计。

5.2.3 城市道路修建与道路两侧土地开发进程不同步时,为确保路基边坡的稳定性,需设临时排水设施,包括雨水管未形成前设置的土边沟、截水沟、排水沟、跌水井与急流槽等。

5.2.4 路基地表排水设施,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、冲刷等现象。

5.2.5 地表排水沟管排放的水流不得直接排入饮用水水源、养殖池等水源。

5.2.6 土质边沟

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,以及暗埋式边沟等,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、路基填挖情况等,经过水文、水力计算,并结合当地的经验确定。土质边沟的断面形式一般都采用梯形断面,底宽不小于40cm。

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,边沟出水口较远时,排水较困难时,方可减小至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。

边沟应根据不同的情况选用不同的防护加固措施。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。

5.2.7 截水沟

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、

埝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。

5.2.8 排水沟

将两侧的边沟水、截水沟截留的水、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。一般情况下,路基地表排水沟应尽可能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:饮用水源等),且道路所排污水不满足《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,对道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。

道路路面排出的污水一般以悬浮物(SS)和石油类为主,与其它行业相比,道路污水中含油污量一般较低,故推荐应以简易的沉淀法处理措施为主。目前国内已建道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。

下穿道路的路基排水应尽量采用自流的排泄方式。在地下水水位高的平原区,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,分别使用小泵或大、小泵。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。

5.2.9 跌水与急流槽

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,是山区城镇道路和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。

5.3 地下排水

5.3.1 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,作出地下水对道路路基影响的评价,为地下排水设计提供可靠的依据。

5.3.2 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,能有效排泄坡体中地下水。

5.3.3 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。

5.3.4 根据使用部位、结构型式,将渗沟可分为填石渗沟、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出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》GBT 17638 - 17642 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反滤层,用以防止细颗粒土堵塞无砂混凝土块的孔隙。

5.3.5 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备。

5.3.6 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的应用。近年

来在广东、福建、四川等省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75mm~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50mm~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反滤层。

6 路基防护与绿化

6.1 一般规定

当路基边坡处于整体稳定但其岩土体易风化、剥落或有浅层崩塌、滑落及掉块等影响路基边坡耐久性或正常运用,或可能威胁到人身和财产安全及路基边坡环境要求时,应进行坡面防护。因此,路基边坡防护工程只能在稳定路基边坡上设置,对于路基边坡稳定性不足和存在不良地质因素的路段,应注意采取路基边坡防护与支挡加固的综合设计。另外,坡面防护措施应能保持自身的稳定。

若坡面防护与锚固、支挡等加固措施联合使用,可一并进行计算。

坡面防护工程一般分为矿料防护和植物防护两大类。

6.2 坡面防护

6.2.1 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、收缩等工序而制成。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)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保护整体,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、稳固边坡之目的。

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。

6.2.2 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了锚杆挂网喷浆(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型破坏,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:锚杆砼框架+喷播植草、锚杆砼框架+挂三维土工网+喷播植草、锚杆砼框架+土工格室+喷播植草、锚杆砼框架+混凝土空心块+喷播植草等。

6.2.3 圬工防护包括喷护、锚杆挂网喷浆、浆砌片石护坡和护面墙等结构形式,圬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。若要采用圬工防护时,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,并结合边坡碎落台、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。

圪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。

6.2.4 柔性边坡主动网技术 1990 年代引进的新技术,目前在公路、铁路、水利等工程边坡防护工程应用逐渐增多。因此鉴于山地城市建设的需要,本规范对应用此技术作了相应的规定。

1 边坡柔性防护系统(flexible system for protecting slope) 是以高强度柔性网(菱形钢丝绳网、环形网、高强度钢丝格栅)作为主要构成部分,并以覆盖(主动防护)和拦截(被动防护)两大基本类型来防治各类斜坡坡面地质灾害和雪崩、岸坡冲刷、爆破飞石、坠物等危害的柔性安全防护系统技术和产品,它是一种集构件设计与加工、系统配置设计与定型、现场设计选型、现场布置与施工设计的系统化技术。自 1995 年边坡柔性防护系统技术引入我国以来,已经在多个工程中得到应用,解决了传统边坡防护措施难以解决的难题。其可靠的安全保障性、施工的快速标准化和利于环保等综合技术经济优势,及其新颖而巧妙的防护观念和 design 思想使边坡柔性防护技术有着很好的推广应用前景。

边坡柔性防护系统从防护原理和目的上可以分为主动防护系统(见图 6-1)和被动防护系统(见图 6-2)两类。

1) 主动防护系统(active protecting system)

主动防护系统是采用锚索(柔性锚杆)和支撑绳固定方式将钢丝绳网和钢丝网覆盖在具有潜在地质灾害的坡面上,从而实现坡面加固或限制落石运动范围的一种边坡柔性防护系统,见图 6-1。

主动柔性防护系统的机理是通过锚固于稳定地层中的柔性锚杆、固定在柔性锚杆上的支撑绳、以及施以一定预张拉力的钢丝绳网对边坡进行加固,同时通过金属格栅网或土工格栅防止边坡风化、剥落、坍塌或抑制细小颗粒微落和土体流失,实现对整个边

坡形成连续的主动支撑。其预张拉作业使整个防护系统紧贴坡面,并形成了局部岩坡或土体移动在发生细小位移后将其裹缚于原位附近的预应力,从而实现柔性防护的功能。

柔性防护系统是防治浅层边坡失稳的轻型开放式护坡系统。由于系统的开放性,地下水可以自由排泄,避免了由于地下水压力的升高而引起的边坡失稳问题;该系统除对稳定边坡有一定贡献外,同时还能抑制边坡遭受进一步的风化剥蚀,且对坡面形态特征无特殊要求,不破坏和改变坡面原有地貌形态和植被生长条件,其开放特征给随后或今后有条件并根据需要进行人工坡面绿化保留了必要的条件,绿色植物能够在其开放的空间上自由生长,植物根系的固土作用与坡面防护系统结为一体,从而抑制坡面破坏和水土流失,反过来又保护了地貌和坡面植被,实现最佳的边坡防护和环境保护目的。

2) 被动防护系统(passive protecting system)

被动防护系统是采用柔性锚杆、钢柱、支撑绳和拉锚绳等固定方式将钢丝绳网在坡面上形成栅栏形式的高强钢绳拦石网,从而实现拦截落石的一种边坡柔性防护系统,见图 6-2。该系统是一种能够拦截和堆存落石的柔性拦石网墙,与传统拦挡结构的主要差别在于系统的柔性和强度足以吸收和分散传递预计的落石冲击动能,“以柔克刚”,即从观念上一改传统的刚性结构为高强度柔性结构来实现系统防护功能的有效性。其作用类似拦石墙,但其施工简单、不破坏植被、占地少、维护简便、综合造价低等方面大大优于其他拦石工程。

被动防护以落石所具有的冲击动能这一综合参数作为最主要的设计参数,避开了传统结构设计以荷载作为主要设计参数时所存在的冲击荷载难以确定的问题,实现了结构的定量设计。同时,由于该系统所具有的明显柔性特征,使其能够拦截高能量的大块落石,并可实现结构的轻型化,充分体现了柔性防护的思想。

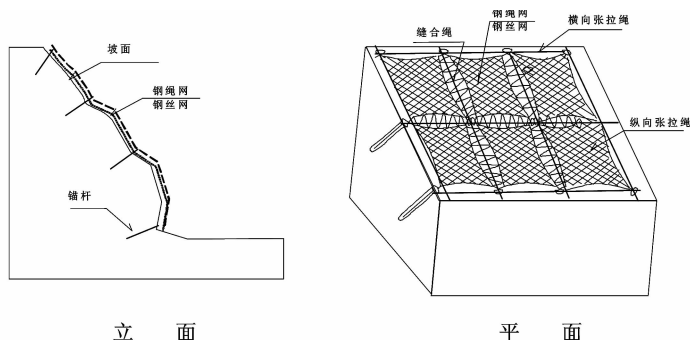


图 6-1 主动防护系统示意图

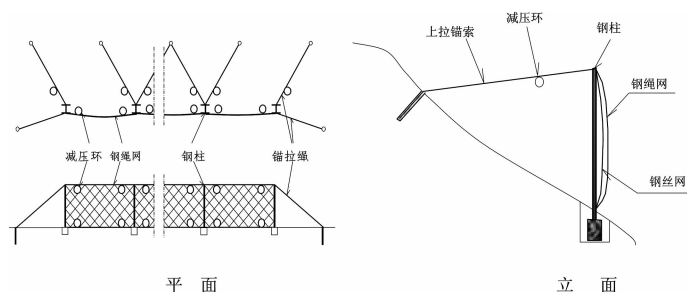


图 6-2 被动防护系统示意图

2 边坡柔性防护系统的组成及适用范围

1) 边坡柔性防护系统的主要构件

主动防护系统的常见规格及其构成、功能见表 6-1。各种规格的主动防护系统也可根据设计要求的不同进行构成的调整。

表 6-1 主动防护系统

型号	基本构成	防护功能
WF	边沿(上沿)钢丝绳锚杆 + 支撑绳 + 钢丝绳网 + 缝合绳	柔性防护围护网, 限制大块落石的运动范围、部分抑制崩塌的发生

续表 6-1

型号	基本构成	防护功能
WF-A	同 WF	同 WF,能满足更长的防腐寿命要求,但不适合于体积大于 1m^3 大块落石防护
JG	系统钢丝绳锚杆 + 支撑绳 + 钢丝绳网 + 缝合绳 + 孔口凹坑 + 张拉	柔性防护主动加固系统,主要抑制崩塌、风化剥落及坍塌的发生,限制局部或少量落石运动范围
JG-A	预应力钢筋锚杆 + 高强钢丝网 + 孔口凹坑 + 缝合绳	同 JG,能满足更长的防腐寿命要求,但其加固能力仅为 JG 的 70 ~ 80% 左右,不适合于体积大于 1m^3 大块孤危石加固

3) 被动防护系统的构成

被动防护系统的一般规格及其构成、功能见表 6-2。各种规格的被动防护系统也可根据设计要求的不同进行构成的调整。

表 6-2 被动防护系统

型号	基本构成特征	防护能量, kJ
PD-025	钢柱,带减压环的 $\varphi 12$ 双支撑绳和 $\varphi 16$ “1”字形上拉锚绳(每跨 3 个减压环), $\varphi 12$ 侧拉锚绳(单绳), DO/08/250 型钢丝绳网, $\varphi 8$ 缝合绳	250
PD-050	钢柱,带减压环的 $\varphi 16$ 双支撑绳和 $\varphi 14$ “人”字形上拉锚绳(每跨 6 个减压环), $\varphi 16$ 侧拉锚绳(单绳), DO/08/200 型钢丝绳网, $\varphi 8$ 缝合绳	500
PD-075	钢柱,带减压环的 $\varphi 18$ 双支撑绳和 $\varphi 16$ “人”字形上拉锚绳(每跨 10 个减压环), $\varphi 18$ 侧拉锚绳(单绳), DO/08/150 型钢丝绳网, $\varphi 8$ 缝合绳	750

4) 边坡柔性防护系统的适用范围

以钢丝绳网为主要构成特征的柔性防护系统,可以用于边坡的崩坍、坍塌、落石、坍滑、风化剥落、碎落和泥石流等坡面以坡面

或浅层破坏为特征的坡面地质灾害以及雪崩、岸坡冲刷、爆破飞石、坠物等危害防护中。在国外这些用途都有应用,比如日本的富士山旅游公路边坡大量使用了边坡柔性防护系统来控制边坡表面火山堆的松散残迹物的塌落、运动和保护游人的安全。但是在国内迄今为止边坡柔性防护系统还主要用作危岩和崩坍落石地质灾害的防护,如我国内昆铁路盐津段边坡落石防护工程等。

关于边坡柔性防护的具体设计方法,可以参照《公路支挡结构》一书(凌天清、曾德荣编著,人民交通出版社,2005 年)

6.3 冲刷防护

6.3.1 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。

6.4 坡面绿化

坡面绿化与植物防护是一个统一体,是在两个不同视野上的不同体现。其工程设计与施工没有本质区别。

坡面绿化与植物防护的唯一区别在于:前者注重美化边坡与景观作用,后者注重植物根系的固土作用,因而在植物种类的选择上有所区别。在城市道路边坡中,经常是必须两者同时兼顾。因此,城市道路路基边坡绿化既可美化路带环境、涵养水源、防止水土流失和滑坡、净化空气,也可以对坡面起到防护作用。对于石质边坡而言,边坡绿化的环保意义尤其突出。

7 路基支挡结构工程

7.1 基本规定

7.1.3 边坡支护结构型式可根据场地地质和环境条件、边坡侧压力的大小和特点、边坡高度对边坡变形的控制要求以及边坡工程安全等级等因素,参照表 7-1-1 选定。

表 7-1-1 边坡支护结构常用型式

结构类型 \ 条件	边坡环境条件	边坡高度 H (m)	边坡工程安全等级	说明
重力式挡墙	场地允许,坡顶无重要建(构)筑物	土坡, $H \leq 8$ 岩坡, $H \leq 10$	一、二、三级	土方开挖后边坡稳定较差时不应采用
扶壁式挡墙	填方区	土坡 $H \leq 10$	一、二、三级	适用于土质边坡
桩板式挡墙		土坡, $H \leq 15$ 岩坡 $H \leq 25$	一、二、三级	桩嵌固段土质较差,或对挡墙变形要求较高时,不宜采用
板肋式或格构支护		土坡 $H \leq 15$ 岩坡 $H \leq 30$	一、二、三级	坡高较大或稳定性较差时宜采用逆作法施工。对挡墙变形有较高要求的土质边坡,宜采用预应力锚杆

续表 7-1-1

结构类型 \ 条件	边坡环境条件	边坡高度 H (m)	边坡工程安全等级	说明
排桩式 锚杆挡墙	坡顶建(构)筑物需要保护, 场地狭窄	土坡 $H \leq 15$ 岩坡 $H \leq 30$	一、二级	严格按逆作法施工。对挡墙变形有较高要求的土质边坡, 应采用预应力锚杆
岩石锚喷		I 类岩坡 $H \leq 30$	一、二、三级	适用于岩质边坡
		II 类岩坡 $H \leq 30$	二、三级	
		III 类岩坡 $H < 15$	二、三级	
坡率法	坡顶无重要建(构)筑物, 场地有放坡条件、道路两侧即将开发的临时边坡	土坡, $H \leq 10$ 岩坡, $H \leq 25$	二、三级	不良地质段, 地下水发育区、流塑状土时不应采用
抗滑桩 (含桩-锚结构)		土坡, $H \leq 15$ 岩坡, $H \leq 30$	一、二、三级	适用于工程滑坡治理。滑面较深, 或边坡较高, 或对变形要求较高时宜加设锚杆。

7.1.5 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。

7.2 作用(或荷载)

7.2.8 作用在墙背上的主动土压力,可按附录 B 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 7-2-1 选用。

表 7-2-1 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	内摩擦角 φ	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。

7.2.9 岩石土压力计算

1 当岩石边坡的坡面为倾斜时,根据平面滑裂面假定(图 7.2.9-1),水平岩石压力的合力标准值可按下式计算:

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} K_a \quad (7.2.9-1)$$

$$K_a = (\cot\theta_{cr} - \cot\alpha) \tan(\theta_{cr} - \varphi) - \frac{\eta \cos\varphi}{\sin\theta_{cr} \cos(\theta_{cr} - \varphi)} \quad (7.2.9-2)$$

$$\theta_{cr} = \arctan\left(\frac{h}{x_{cr}}\right) = \arctan\left[\frac{\cos\varphi}{\sqrt{1 + \frac{\cot\alpha}{\eta + \tan\varphi}} - \sin\varphi}\right] \quad (7.2.9-3)$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma h} \quad (7.2.9-4)$$

式中: E_a ——水平岩石压力合力标准值(kN/m);

K_a ——水平岩石压力系数;

γ ——支挡结构后的岩体重度, 地下水位以下用有效重度(kN/m^3);

h ——边坡的垂直高度(m);

x_{cr} ——岩体滑动面的水平距离(m);

α ——边坡面与水平面的夹角($^\circ$);

φ ——岩体的内摩擦角($^\circ$);

C ——岩体的内聚力(kPa);

θ ——假定岩体滑动面与水平面的夹角($^\circ$);

θ_{cr} ——岩体的临界滑动面与水平面的夹角($^\circ$); 当岩体存在外倾结构面时, θ_{cr} 可取外倾结构面的倾角, 当存在多个外倾结构面时, 应分别计算, 取其中的最大值为设计值; 当岩体中不存在外倾结构面时, θ_{cr} 可按公式(7.2.9-3)计算。

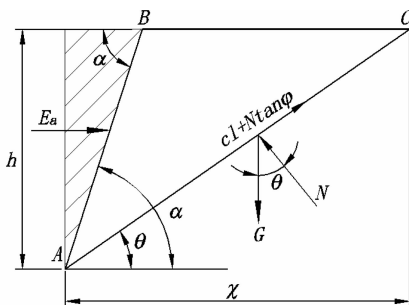


图 7.2.9-1 岩石边坡的坡面为倾斜时计算简图

2 当岩石边坡为二阶且竖直时, 根据平面滑裂面假定(图 7.2.9-2), 水平岩石压力的合力标准值可按下式计算:

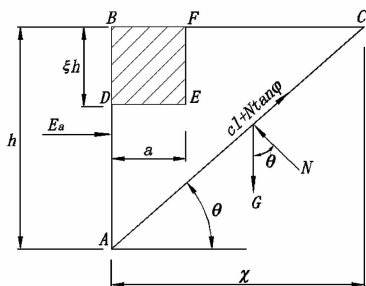


图 7.2.9-2 二阶竖直岩石边坡的计算简图

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} K_a \quad (7.2.9-5)$$

$$K_a = \left(\cot \theta_{cr} - \frac{2a\zeta}{h} \right) \tan(\theta_{cr} - \varphi) - \frac{\eta \cos \varphi}{\sin \theta_{cr} \cos(\theta_{cr} - \varphi)} \quad (7.2.9-6)$$

$$\theta_{cr} = \arctan\left(\frac{h}{x_{cr}}\right) = \arctan\left[\frac{\cos \varphi}{\sqrt{1 + \frac{2a\zeta}{h(\eta + \tan \varphi)}} - \sin \varphi} \right] \quad (7.2.9-7)$$

$$\eta = \frac{2c}{\gamma h} \quad (7.2.9-8)$$

式中: E_a ——水平岩石压力合力标准值(kN/m);

K_a ——水平岩石压力系数;

γ ——支挡结构后的岩体重度,地下水位以下用有效重度(kN/m³);

H ——边坡的竖直总高度(m);

a ——上阶边坡的宽度(m);

ζ ——上阶边坡的高度与总的边坡高度的比值;

x_{cr} ——岩体滑动面的水平距离(m);

φ ——岩体的内摩擦角(°);

C ——岩体的内聚力(kPa);

θ ——假定岩体滑动面与水平面的夹角($^{\circ}$);

θ_{cr} ——岩体的临界滑动面与水平面的夹角($^{\circ}$);当岩体存在外倾结构面时, θ_{cr} 可取外倾结构面的倾角,当存在多个外倾结构面时,应分别计算,取其中的最大值为设计值;当岩体中不存在外倾结构面时, θ_{cr} 可按公式(7.2.9-7)计算。

3 支护结构变形有控制要求或坡顶有重要建(构)筑物时,应按变形要求确定支护结构上的侧向岩土压力,也可按下表确定:

表 7-2-2 侧向岩土压力的取值

支护结构变形控制要求或坡顶重要建(构)筑物基础位置 a		侧向岩土压力取值方法
土质边坡	对支护结构变形控制严格;或 $a < 0.5H$	E_0
	对支护结构变形控制较严格; 或 $0.5H \leq a \leq 1.0H$	$E'_a = \frac{1}{2}(E_0 + E_a)$
	对支护结构变形控制不严格;或 $a > 1.0H$	E_a
岩质边坡	对支护结构变形控制严格;或 $a < 0.5H$	$E_0 = \beta_1 E_0$ $E'_a \geq (1.3 - 1.4)E_a$
	对支护结构变形控制不严格;或 $a \geq 0.5H$	E_a

- 注: 1 E_a 为主动岩土压力, E_0 为静止岩土压力; Ea' 为修正主动岩土压力; E_0' 为岩质边坡修正静止岩土压力
- 2 β_1 为岩质边坡静止侧压力的折减系数;
- 3 当基础浅埋时, H 取边坡高度;
- 4 当基础埋深较大,若基础周边与岩土间设有软性弹性材料隔离层或作了空位构造处理,能使基础垂直荷载传至边坡破裂面以下足够深度的稳定岩土层内,且基础水平荷载对边坡不造成较大影响, H 可从隔离下端算至坡底,否则 H 按坡高计算;
- 5 基础埋深大于边坡高度且采取了注 4 的处理措施,基础的垂直荷载与水平荷载均不传给支护结构时,边坡支护结构侧压力可不考虑基础荷载的影响;
- 6 表中 a 为坡脚到坡顶重要建(构)筑物基础外边缘的水平距离。
- 7 岩质边坡静止侧压力的折减系数 β_1 ,可根据边坡岩体类别按下表(7-2-3)确定:

表 7-2-3 岩质边坡静止侧压力折减系数 β_1

边坡岩体类型	I	II	III	IV
静止侧压力折减系数 β	0.0 ~ 0.45	0.4 ~ 0.55	0.50 ~ 0.65	0.65 ~ 0.85

7.2.10 具有明显滑动面的桩板式挡墙,应取滑动剩余下滑力设计值与 1.35 倍主动岩(土)压力两者中的较大值进行设计。

7.5 加筋土挡墙

7.5.1 ~ 7.5.6 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、面板之间的紧密、稳定结合是应予特别重视的设计、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,从而可使凸部外膨,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 7.3.11 ~ 7.3.15 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,可根据具体情况决定。

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。

为排除墙址的地表迳流,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 $T_{\max}$ 。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、整体稳定性验算等。“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。按照条文图 7.5.12 的简化破裂面图,则上、下两部分高度 H_1 、 H_2 按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} H_2 &= b_H \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \\ H_1 &= H - H_2 \end{aligned} \right\} \quad (7.5.2-1)$$

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($^\circ$)

条文中的式 7.5.2-10 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,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》(GB50290-98)容许抗拉强度综合安全系数的规定、《公路桥涵设计规范》对钢和钢筋混凝土构件性能设计值的规定,推导和确定的。

7.6 桩板式挡墙

7.6.1 桩板式挡墙墙顶位移应小于悬臂段长度的 $1/100$,且不宜大于 100mm 。地面处桩的水平位移不宜大于 100mm 。桩板式挡

墙用于滑坡支挡时,用于滑坡支挡无特殊要求时,可不作变形、抗裂、挠度等变形验算。桩身作用于地基地层的弹性抗力标准值应不大于地基的横向承载力特征值。当地基强度或位移不能满足要求时,应通过地面以上桩采取适当的加强措施、调整桩的埋深、桩的截面尺寸或桩的间距进行处理。

7.6.3 桩基埋入岩土层内部分内力采用地基系数法计算时,桩的计算宽度可按以下规定取值:

圆形桩: $d \leq 1\text{m}$ 时 $B_p = 0.9(1.5d + 0.5)$;

$d > 1\text{m}$ 时 $B_p = 0.9(d + 1)$;

矩形桩: $d \leq 1\text{m}$ 时 $B_p = 1.5b + 0.5$;

$d > 1\text{m}$ 时 $B_p = b + 1$;

式中: B_p ——桩身计算宽度;

d ——桩径;

b ——桩宽。

7.6.6 桩锚固深度的计算,主要应根据地基的横向承载力特征值确定。

1 地基为岩层时,桩的最大横向压应力 $\sigma_{\max}$ 应小于或等于地基的横向承载力特征值 f_H 。桩为矩形截面时,地基的横向承载力特征值可按式计算:

$$f_H = K_H \eta f_{rk} \quad (7.6.2-6-1)$$

式中: 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;

f_{rk} ——岩石天然(饱和)单轴极限抗压强度标准值(kpa)。

2 地基为土层或风化成土、砂砾状岩层,桩基在侧向荷载作用下发生转动时,桩身对地基的侧向压应力不宜大于桩前被动土压力与桩后主动土压力之差。滑动面以下或桩埋入稳定岩土层内深度为 $h_2/3$ 和 h_2 (滑动面以下或埋入稳定岩土层内桩长)处的

横向压应力应小于或等于地基横向承载力特征值。

1 当设桩处沿滑动方向地面坡度小于 8° 时,地基 y 点的横向承载力特征值可按下式计算:

$$f_H = \frac{4}{\cos\varphi} [(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 y) \operatorname{tg}\varphi + c] \quad (7.6.2-6-2)$$

式中: K_H ——地基横向承载力特征值(kpa);

γ_1 ——滑动面以上土体的重度(KN/m^3);

γ_2 ——滑动面以下土体的重度(KN/m^3);

φ ——滑动面以下土体的内摩擦角($^\circ$);

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)。

2) 当设桩处沿滑动方向地面坡度 $i \geq 8^\circ$ 且 $i \leq \varphi_0$ 时,地基 y 点的横向承载力特征值可按下式计算:

$$f_H = 4(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 y) \frac{\cos^2 i \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi_0}}{\cos^2 \varphi_0} \quad (7.6.2-6-3)$$

$$\varphi_0 = \arctg \left[\operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 y} \right] \quad (7.6.2-6-4)$$

式中: φ_0 ——滑动面以下土体的综合内摩擦角($^\circ$)。

3 当岩质滑床为倾斜面时,抗滑桩嵌固深度起算点应按下列式计算(图 11.2.5):

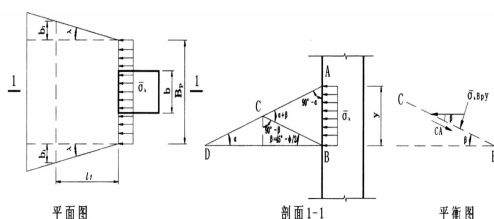


图 11.2.5 岩质滑床桩前临空面嵌入起点计算简图

$$y \geq \frac{\overline{\sigma_k B_p} (\cos\beta - \sin\beta \tan\varphi) - m B_p \cdot c}{cm^2 \cos\beta \tan\lambda} \quad (12.2.5-1)$$

$$\beta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (12.2.5-2)$$

$$m = \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \quad (12.2.5-3)$$

式中: y —— 桩前嵌入起点埋深 (m);

$\overline{\sigma_h}$ —— 桩前地基反力 (或称抗力) 在 y 段的平均值 (kPa);

β —— 岩体破裂隙与水平面的夹角 ($^\circ$);

φ —— 岩体内摩擦角 ($^\circ$);

θ —— 岩体破裂隙与竖直面的夹角 ($^\circ$);

α —— 岩质滑床临空面的倾角 ($^\circ$);

λ —— 岩体受压时压力扩散角 ($^\circ$), $\lambda = 22^\circ \sim 26^\circ$;

c —— 岩体粘聚力 (kPa)。

岩体存在不利结构面时, 还应对该结构面进行抗滑稳定性验算。

7.7 锚杆(索)挡墙

7.7.2 根据挡墙的结构型式可分为板肋式锚杆挡墙、格构式锚杆挡墙和排桩式锚杆挡墙;

下列边坡宜采用排桩式锚杆挡墙支护:

- 1 位于滑坡区或切坡后可能引发滑坡的边坡;
- 2 切坡后可能沿外倾软弱结构面滑动, 破坏后果严重的边坡;
- 3 高度较大、稳定性较差的土质边坡;
- 4 边坡塌滑区内有重要建筑物基础的Ⅳ类岩质边坡和土质边坡。

5 在施工期稳定性较好的边坡, 可采用板肋式或格构式锚杆挡墙。

6 对填方锚杆挡墙,在设计 and 施工时应采取有效措施防止新填方土体造成的锚杆附加拉应力过大。高度较大的新填方边坡不宜采用锚杆挡墙方案

7.7.2 坡顶无建(构)筑物且不需进行边坡变形控制的锚杆挡墙,其侧向岩土压力合力可按下式计算:

$$E_{ah}' = E_{ah}\beta_2 \tag{7.7.2}$$

式中: E_{ah}' ——侧向岩土压力合力水平分力修正值(kN);
 E_{ah} ——侧向主动岩土压力合力水平分力设计值(kN);
 β_2 ——锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数,应根据岩土类别和锚杆类型按表 7-7-1 确定。

表 7-7-1 锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数 β_2

锚杆类型 岩土类别	非预应力锚杆			预应力锚杆	
	土层锚杆	自由段为土层的 岩石锚杆	自由段为岩层的 岩石锚杆	自由段为 土层时	自由段为 岩层时
β_2	1.1 ~ 1.2	1.1 ~ 1.2	1.0	1.2 ~ 1.3	1.1

注:当锚杆变形计算值较小时取大值,较大时取小值。

锚杆(索)设计

7.7.9 锚杆的轴向拉力标准值和设计值可按下式计算:

$$N_{ak} = \frac{H_{tk}}{\cos\alpha} \tag{7.7.9-1}$$

$$N_a = \gamma_Q N_{ak} \tag{7.7.9-2}$$

式中: N_{ak} ——锚杆轴向拉力标准值(kN);
 N_a ——锚杆轴向拉力设计值(kN);
 H_{tk} ——锚杆所受水平拉力标准值(kN);
 α ——锚杆倾角($^\circ$);
 γ_Q ——荷载分项系数,可取 1.25,当可变荷载较大时应按现行荷载规范确定。

7.7.10 锚杆钢筋截面面积应满足下式的要求:

$$A_s \geq \frac{\gamma_0 N_a}{\xi_2 f_y} \quad (7.7.10)$$

式中: A_s ——锚杆钢筋或预应力钢绞线截面面积(m^2);

ξ_2 ——锚筋抗拉工作条件系数,永久性锚杆取 0.69,临时性锚杆取 0.92;

γ_0 ——边坡重要性系数;

f_y, f_{py} ——锚筋或预应力钢绞线抗拉强度设计值(kPa)。

7.7.11 锚杆锚固体与地层的锚固长度应满足下式要求:

$$l_a \geq \frac{N_{ak}}{\xi_1 \pi D f_{rb}} \quad (7.7.11)$$

式中: l_a ——锚固段长度(m);尚应满足,《建筑边坡工程技术规范》GB 50330-2002 第 7.4.1 条要求;

D ——锚固体直径(m);

f_{rb} ——地层与锚固体粘结强度特征值(kPa),应通过试验确定,当无试验资料时可参照表 7.7.11-1 和表 7.7.11-2 取值;

ξ_1 ——锚固体与地层粘结工作条件系数,对永久性锚杆取 1.00,对临时性锚杆取 1.33。

表 7.7.11-1 岩石与锚固体粘结强度特征值

岩石类别	f_{rb} 值 (kPa)
极软岩	135 ~ 180
软 岩	180 ~ 380
较软岩	380 ~ 550
较硬岩	550 ~ 900
坚硬岩	900 ~ 1300

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;

3 岩体结构面发育时,取表中下限值;

4 表中岩石类别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, $f_r \geq 60\text{MPa}$ 为坚硬岩。

表 7.7.11 -2 土体与锚固体粘结强度特征值

土层种类	土的状态	f_{rb} 值 (kPa)
粘性土	坚硬	32 ~ 40
	硬塑	25 ~ 32
	可塑	20 ~ 25
	软塑	15 ~ 20
砂土	松散	30 ~ 50
	稍密	50 ~ 70
	中密	70 ~ 105
	密实	105 ~ 140

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。

7.7.12 锚杆钢筋与锚固砂浆间的锚固长度应满足下式要求：

$$l_a \geq \frac{\gamma_0 N_a}{\xi_3 n \pi d f_b} \quad (7.7.12)$$

式中： l_a ——锚筋与砂浆间的锚固长度(m)；

d ——锚筋直径(m)；

n ——钢筋(钢绞线)根数(根)；

γ_0 ——边坡重要性系数；

f_b ——钢筋与锚固砂浆间的粘结强度设计值(kPa),应由试验确定,当缺乏试验资料时可参照表 7.2.12 取值；

ξ_3 ——钢筋与砂浆粘结强度工作条件系数,对永久性锚杆取 0.60,对临时性锚杆取 0.72。

表 7.7.12 钢筋、钢绞线与砂浆之间的粘结强度设计值 f_b (MPa)

锚杆类型	水泥浆或水泥砂浆强度等级		
	M25	M30	M35
水泥砂浆与螺纹钢筋间	2.10	2.40	2.70
水泥砂浆与钢绞线、高强钢丝间	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 0.85 折减系数；

2 当采用三根钢筋点焊成束的作法时,粘结强度应乘 0.7 折减系数；

3 成束钢筋的根数不应超过三根,钢筋截面总面积不应超过锚孔面积的 20%。当锚固段钢筋和注浆材料采用特殊设计,并经试验验证锚固效果良好时,可适当增加锚筋用量。

7.7.13 锚杆的弹性变形和水平刚度系数应由锚杆试验确定。当无试验资料时,自由段无粘结的岩石锚杆水平刚度系数 K_h 可按式估算:

$$K_h = \frac{AE_s}{l_f} \cos^2 \alpha \quad (7.7.13)$$

式中: K_h ——锚杆水平刚度系数(kN/m);
 l_f ——锚杆无粘结自由段长度(m);
 E_s ——杆体弹性模量(kN/m²);
 A ——杆体截面面积(m²);
 α ——锚杆倾角(°)。

7.7.14 预应力岩石锚杆和全粘结岩石锚杆可按刚性拉杆考虑。

8 路基拓宽改建

8.1 一般规定

8.1.1 改建路基的标准原则上应采用新建道路的标准,但由于道路改建是在既有现状的基础上进行的,其技术标准一般不能脱离既有道路的历史和现状。对布有大型防护构筑物、高填和深挖、隧道进出口、不良地质等地段,因改建困难,为避免引起大工程,不宜强求与新标准完全一致,在不影响运营安全和路基稳定的前提下,经上级主管部门批准后,可允许降底局部标准,或维持现状标准。

8.1.2 ~ 8.1.3 城市道路路基拓宽改建设计前的野外调查、勘探和必要的测试是道路勘察的重要组成部分,应注意搜集既有道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。

8.1.4 既有道路地基在路堤荷载和车辆荷载的作用下,地基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,应对新拼接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,以减小路堤自身压密变形。

8.2 既有路基调查与评价

8.2.1 ~ 8.2.4 既有道路路基拓宽改建设计前,应对既有路基及地基进行勘察试验与分析评价工作。勘察工作包括两部分:既有路基路表状况调查、路表强度测试和路基土勘探试验,既有路基下地基勘探试验。通过分析勘察试验结果,确定既有路基压实度、强度与水文状态、地基固结度、边坡稳定状况等,为拓宽设计

提供参考。

8.3 既有路基利用与处治

8.3.3、8.3.4 本规范在总结相关工程设计与施工经验的基础上,提出通过验算既有路基拓宽加铺后,路表弯沉值是否满足设计弯沉值来判断能否直接利用既有路基。当计算弯沉值大于设计弯沉值时,应遵循充分利用既有路基的原则,根据具体情况采取改善排水、翻挖晾晒、换填等措施提高路基的模量。

8.3.5 本条规定了既有填方路基改建设计应遵照的原则。

1 由于路堤帮宽值太小时,帮填土不易粘贴在既有路基上,因此规定帮宽部分的顶部宽度不应小于0.5 m,同时为了避免出现新帮填部分成为顶部宽底部窄,或倒三角形样式,对边坡稳定不利,所以要求底宽不应小于顶部帮宽值。

2 帮填路堤时,为使帮填部分与既有路基本体新老土体衔接紧密,因此要求在帮填时沿既有路堤坡面挖成宽度不小于1 m的台阶。

3 既有路堤边坡坡度历经多年,其既有坡度值陡缓不一,为确保路基边坡稳定,故帮填路堤边坡坡度一律采用新建路基坡度标准。

8.3.6 在既有路堑边坡不高且稳定,扩宽后高度增加不大时,一般可参照既有稳定边坡坡度或按新建路基标准刷方扩建。但对较高路堑边坡,如发生薄层开挖,特别是岩层地段因施工不易,影响坡面稳固时,宜采用挡护工程收坡,以减少剥皮刷方。

8.3.7 对有重大病害(如崩塌、滑坡或其它等),经多年整治已稳定的既有路堑或有挡护设施的地段,为避免病害重新复发或引发新的病害而引起更大工程,设计时应慎重对待,尽量保留,不宜轻易对原有边坡进行改动。

8.3.8 岩石路堑刷方时,如施工方法选择不当,容易致使既有路

堑边坡产生裂缝,破坏堑坡的整体性,而影响其边坡稳定,甚至造成永久病害,危及行车安全。因此,岩石路堑刷方时,应注意避免使用大爆破,而应采用光面、预裂爆破等控制爆破技术,必要时,采用机械或人工刷方。此外,施工刷下的石块易砸坏道路设施和砸伤行人等,故应按规定采取防护和封闭施工的措施。

8.3.9 本条规定了对既有构筑物的利用与处治设计应遵照的原则。

1 在改建(改移中线、调整纵断面、病害处理等)或拓宽道路时,不可避免地会大量遇到对既有构筑物的处理问题。其处理尺度把握的恰当与否,对改建工程量的大小及投资影响极大。因此设计时,在确保行车安全和路基稳固的前提下,既有构筑物使用状况良好时,为节省投资,应首先考虑尽量保留。

2~3 对既有构筑物采用加大截面、接高或加深基础等措施时,首先应在既有构筑物本身坚固的前提下进行。既有构筑物截面与新增大的截面作为设计截面的共同组成部分,必须成为一个整体,才能起到共同承受土压力或其他外力的作用。因此在设计时,可采用在既有构筑物中锚入弯钩筋等办法,使新旧混凝土与砌体紧密结合,形成整体。

4 挡护工程基础埋置深度不够或暴露,易遭受自然和人为因素的破坏,而影响既有构筑物的强度和稳定性,甚至酿成更大的危害,所以要求基础埋置深度不够时,应对其进行处理并满足有关规范的要求。

8.4 路基拓宽

8.4.1 拓宽改建道路的路基横断面形式应根据道路等级,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,应满足技术可行、经济合理的要求。拓宽的路基和改线新建道路路基的设计标准按新建道路的标准执行。

8.4.4 为确保新老路基拼接效果,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时,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既有路基等措施,当路基填筑、压实施工完毕后,再进行削坡处理,形成最终的路基断面,严禁出现贴坡现象。

8.4.8 对于穿越软弱地基地段道路的拓宽改建,由于原有道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,并对既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,减小拓宽路基对既有道路路基的沉降影响。同时,应加强新老路面拼接处的差异沉降控制,避免路面纵向裂缝的产生。根据江苏、浙江、广东等省软土地基地段高速公路拓宽实践经验,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道路拓宽路基处理设计原则。

9 特殊路基

9.2 高路堤与陡坡路堤

一般规定

9.2.1 高边坡路堤与陡斜坡地基上的路堤至今没有明确的界定,本规范规定当边坡高度超过 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。

9.2.3 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。

9.2.4 高填方路堤采用不同类型的填料填筑,其路堤稳定性与工后沉降差异较大,从道路使用的填料看,大致可分为五类:粘性土、砂性土、粉性土、填石、砾石土,从这几种填料的工后沉降与稳定性比较,稳定性好、压缩性小的依次是:砾石土、填石、砂性土、粉性土、粘性土。因此,高填方路堤和陡坡路堤最好采用工程性能较好的填料,对于粘性土和粉土,不宜用于高填方路堤和陡坡路堤的填筑。

对于重庆地区较常见的泥岩、页岩,有大量成功的工程实例,完全可用于高填方路堤填筑。

9.2.5 高路堤边坡坡面比较宽阔,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。

9.2.6 高路堤、陡坡路堤边坡坡面宽阔,容易造成雨水冲刷、下渗,因此高路堤、陡坡路堤边坡坡面应进行适当的防护坡面防护和排水设计。

设计计算

9.2.7 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,在一定的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,建议采用直剪的固结快剪或三轴剪的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,设计中予以重视。

9.2.8 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。当路堤填筑速度使地基固结度处于 $0 \sim 1$ 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正,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。

9.2.9 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安全系数非常困难。根据不同的验算工况和边坡安全等级确定了相应的安全系数。

9.2.12 路基基底长期处于地下水浸泡时,地基强度会明显降低,变形增大,容易造成高填方、斜坡路堤的稳定性和沉降问题,因此,必须采取合适的措施减少地表、地下水对路基和基底的浸泡。

9.2.13 重庆交通科研设计院在“高填方路堤沉降变形规律研究及压实技术”课题中,对多条高速公路的工后沉降情况进行了长期监测,监测结果表明:工后沉降的发展具有初期快,后期慢的特

点。在道路路基填筑完成后的两年内,是路基工后沉降发展最快的两年,一般,两年以内的工后沉降可以达到整个工后总沉降的70%以上。这说明,在路基完工后,如果有一定时间的预压期(如1年左右),可以有效减少路堤的工后沉降。

对减少高填方路堤沉降的工程措施与研究表明,高填方路堤的沉降变形,主要和地基沉降、填方高度、填料类型、填料密实程度等有关,根据工程经验,要减少高填方路堤的压缩变形,可以采用以下几种方法:

- 1 采用更高的压实控制标准;
- 2 采用较长的预压时间;
- 3 采用优良的填料和一定的技术措施;
- 4 采用其它压实手段(如强夯、冲击夯)进行补强碾压或直接用这些手段碾压;
- 5 采取措施控制地基沉降。

实践证明,在地基沉降有效控制的情况下,选择合适填料、延长路基预压时间、严格控制施工质量是减少高填方路堤沉降值得推荐的工程措施,在工期较为紧张的情况下,采用其它压实手段(如强夯)进行补强碾压可有效提高填料的密实程度,减少填料变形。

9.2.3-9.2.5 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,为后合理的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。

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。

由于高填方路堤沉降发展有一定的过程,不同的工程也呈现较大的差异,因此,通过沉降监测,了解路堤的沉降变形情况,在路基沉降基本稳定后再进行路面铺筑,可以大大提高减少路面的沉降病害。

各地在路面铺筑前沉降监控的控制标准大致如下:

泉厦高速公路对路面底基层施工铺筑时的路基沉降速率作出了如下规定:

一般路段连续两次月平均沉降小于 8mm,桥头路段连续两次月平均沉降小于 6mm。

沪宁高速公路,对路面各层次铺筑时间也进行了规定:

预压期填筑底基层的条件为:路床顶面的沉降速率连续两个月的观测值小于每月 5 毫米;填筑沥青混凝土面层的条件为:基层的沉降速率连续两个月的观测值应小于每月 3 毫米。

沪宁高速公路经过 1 年多的工后沉降量实测成果验证,表明全线软基段在路面完工后,其工后沉降量均达到高速公路质量标准。推算所得设计年限内的工后沉降量 90% 以上仅为允许值的 50% ~ 70%。

四川成南高速公路,对路面各层次铺筑时间也进行了规定:

底基层铺筑要求:沉降速率不大于 10 毫米每月;基层铺筑要求:沉降速率不大于每月 8 毫米;油面铺筑要求:沉降速率不大于每月 0.5 厘米左右;油面上面层铺筑要求:沉降速率不大于每月 0.3 ~ 0.4 厘米左右。

从这几条路与相关资料的实践证明,该沉降稳定控制标准是基本可行的,符合或严格按照上述标准进行控制铺筑的路面,一般不会出现较大的沉降问题。

9.7 堆积体地段路基

9.7.2 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,一种意见是按传统的固结理论认为“软土不宜应用强夯法加固”。第二种意见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、碎石或其它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》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 9.7.2。

表 9.7.2 强夯的有效加固深度

单击夯击能($\text{kN} \cdot \text{m}$)	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
2000	6.0 ~ 7.0	5.0 ~ 6.0
3000	7.0 ~ 8.0	6.0 ~ 7.0
4000	8.0 ~ 9.0	7.0 ~ 8.0
5000	9.0 ~ 9.5	8.0 ~ 8.5
6000	9.5 ~ 10.0	8.5 ~ 9.5

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 50mm ~ 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的排出的通道,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。 $5\text{m} \sim 7\text{m}$ 的夯点间距在主副夯完成后实际间距为 $3.5\text{m} \sim 4.9\text{m}$ (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 $3\text{d} \sim 7\text{d}$ 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)。

9.8 岩溶与人工洞室地段路基

9.8.1 根据洞穴形态及顶板完整程度可将顶板岩体视作梁、板、拱、壳等自重结构进行结构力学和验算。

对人工洞室的路基进行稳定性评价时,应考虑如下主要影响因素:

1. 结构面产状及其与洞轴线的关系;
2. 岩石的坚硬程度及矿物的可溶性;
3. 地下水的情况;
4. 已有支护结构的利用。

对地基承载能力、变形及稳定分析有不利影响的人工洞室,经综合分析后,可依据具体情况采取如下加固措施:

1. 封填加固

对已经废弃的防空洞,可采用块石填筑、混凝土灌注堵塞封闭。对于大型人工洞室,当条件容许,可按照基础工程所在的位置设置刚性横墙。

2. 衬砌加固

对未设置衬砌结构的人工洞室,加设衬砌结构。当原有衬砌结构不能安全承载时,应加固。

3. 贯穿式顶撑

当顶板上作用有较大的集中荷载,且条件允许时,可采用贯穿顶板的桩,或在洞室内设置钢筋混凝土柱,将顶板荷载直接专递到洞底。

4. 当围岩裂隙发育,局部岩块可能发生滑塌时,宜采用灌浆、锚杆锚固或锚喷支护。

5. 洞室围岩侧壁岩体有良好的支承条件时,宜采用梁、板、拱等跨越体系承载。否则,应对洞室围岩进行加固或用桩基作为承深入到可靠的岩层后,在采用跨越体系承载。

10 路基监控与测量

10.1 高填方,深挖方边坡、特殊路堤及陡坡路堤应进行监控与量测。

10.2 为使高填方,深挖方边坡、特殊路堤及陡坡路堤等路基的设计和施工安全、合理、保证工程质量进行监控与量测,通过监测实行动态设计,信息法施工。

10.3 在软弱地基上修筑道路时,路基的沉降和稳定问题较突出。进行观测可掌握施工期路堤的变形动态。主干路及快速路,路面平整度要求高,在施工中进行沉降和稳定性观测可保证路堤在施工中的安全和稳定,另外能正确预测工后沉降,使工后沉降控制在设计的允许范围。