

铁路特殊路基设计规范

TB10035—2006 J 158—2006

(铁建设[2006]第 116 号,2006 年 6 月 25 日发布施行)

1 总 则

- 1.0.1 为统一铁路特殊路基设计的技术标准,使特殊路基设计符合安全适用、技术先进、经济合理的要求,制定本规范。
- 1.0.2 本规范适用于铁路网中客货列车共线运行、旅客列车设计行车速度等于或小于 200km/h、货物列车设计行车速度等于或小于 120km/h 的 I、II 级标准轨距铁路特殊路基的设计。
- 1.0.3 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。
- 1.0.4 特殊路基工程应绕避规模大、性质复杂、处理困难的不良地质和特殊土(岩)地段以及河流水文地质条件复杂、冲刷严重地段,并避免高填、深挖和长路堑。
- 1.0.5 路基受洪水、强降雨影响地段,应采取使用水稳性好的填料,放缓边坡,设置边坡平台,加强边坡防护等措施,提高路基抵抗连续强降雨及洪水冲刷的能力。
- 1.0.6 特殊路基工程设计应因地制宜,采取有效的加固处理措施,提高防御自然灾害的能力。设计所需要的物理力学参数,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。
- 1.0.7 特殊路基工程填料设计时,应对移挖作填、集中取(弃)土、填料改良等方案进行经济、技术比较。采用特殊土(岩)作填料进行改良时,应通过室内外试验,提出相关的技术参数和施工工艺。
- 1.0.8 特殊路基工程设计应重视环境保护、水土保持和文物保护,减少对天然植被和山体的破坏,防止诱发地质灾害。特殊路基工程宜少开挖,边坡少暴露,并加强边坡工程防护,有条件时宜采用绿色防护。
- 1.0.9 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,按土工结构物进行设计。对可能造成的路基病害,应遵循预防为主、防治结合的原则。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。对已经造成的路基病害,应一次根治。

- 1.0.10 特殊路基工程设计应加强截排水及隔水措施,排水设施应完整、系统、通畅,并与桥涵、站场排水和农田水利灌溉系统衔接。
- 1.0.11 特殊路基工程设计应积极推广采用新技术、新结构、新材料、新工艺,提高路基工程质量。
- 1.0.12 特殊路基工程设计除应符合本规范外,尚应符合国家现行的有关强制性标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

- 2.1.1 特殊路基 subgrade of special area
特殊土(岩)路基和特殊条件路基的统称。
- 2.1.2 特殊土(岩)路基 subgrade of special rock and soil area
位于软土、膨胀土(岩)、黄土、盐渍土等特殊土(岩)地段的路基。
- 2.1.3 特殊条件路基 subgrade of special condition
位于不良地质地段的路基,以及受水、气候等自然因素影响强烈的路基。
- 2.1.4 路基工后沉降 residual settlement of embankment
有碴轨道路基竣工铺轨工程(包括铺碴)开始时的沉降量与最终形成的总沉降量之差。
- 2.1.5 固结沉降 consolidation settlement
由土体排水固结所产生的沉降。
- 2.1.6 复合地基 composite subgrade
部分土体被加固、挤密、置换等处理形成增强体,由增强体和周围地基土共同承担荷载的人工地基。
- 2.1.7 自由膨胀率 free swell
人工制备的松散干土浸水膨胀后所增加的体积与原体积之比,以百分比表示。
- 2.1.8 改良土 improved soil
通过在土中掺入砂、砾石、碎石或石灰、水泥、粉煤灰等物理或化学材料以改善其工程特性的混合料。
- 2.1.9 黄土的湿陷性 collapsibility of loess
黄土在自重或一定压力下受水浸湿,土体结构迅速破坏,并产生显著下沉的性质。
- 2.1.10 湿陷量的计算值 computed collapse
采用室内压缩试验资料,根据不同深度湿陷性黄土试样的湿陷系数,考虑现场条件计算的湿陷量累计值。
- 2.1.11 剩余湿陷量 remnant collapse
湿陷性黄土地基湿陷量的计算值与基底拟处理土层湿陷量之差。
- 2.1.12 湿陷起始压力 initial collapse pressure

非自重湿陷性黄土浸水饱和,开始出现湿陷时的压力。

2.1.13 毛细水强烈上升高度 maximum height of capillary rise

受地下水直接补给的毛细水上升的最大高度。

2.1.14 冻土天然上限 natural permafrost table

天然条件下,多年冻土层顶板的埋藏深度。

2.1.15 年平均地温 mean annual ground temperature

某一深度处地温,其在一年中最高与最低温度的差值为零(一般按一年中最热月与最冷月的月平均温度计算),该深度称为地温年变化深度。

2.1.16 冻胀丘 frost heaving mound

由土的差异冻胀作用所形成的丘状地形。

2.1.17 主滑段 main slide section

在滑坡轴向断面上沿滑动面(带)产生下滑力的滑体段。

2.1.18 抗滑段 slid—resisting section

在滑坡轴向断面上沿滑动面(带)产生抗滑力的滑体段。

2.1.19 水库坍岸 sloughing bank of reservoir

由于库水作用而引起的库岸边坡变形失稳。

2.2 符 号

$a_{0.1\sim 0.2}$ ——压缩系数

e ——天然孔隙比

I_L ——液性指数

I_p ——塑性指数

ω ——天然含水率

ω_L ——液限含水率,简称液限

ω_p ——塑限含水率,简称塑限

ϕ_u ——不排水剪切内摩擦角

ϕ_{cu} ——固结不排水剪切内摩擦角

H_c ——毛细水强烈上升高度

P_s ——静力触探比贯入阻力

S_r ——饱和度

3 软土地段路基

3.1 一般规定

3.1.1. 软土是指在静水或缓慢的流水环境中沉积,具有含水率大($\omega \geq \omega_L$)、孔隙比大($e \geq 1.0$)、压缩性高($a_{0.1\sim 0.2} \geq 0.5 \text{MPa}^{-1}$)、强度低($P_s < 0.8 \text{MPa}$)等特点的黏性土。

松软土是指虽达不到软土的指标,但含水量较大、承载力较低,或压缩性较高,一般工

程需对其进行工程处理的土,包括饱和粉细砂及粉土、软黏土、饱和黄土等。松软土地基上的路基宜按软土地段路基进行设计,并应采取防止饱和粉土及粉细砂地基产生振动液化的措施。

3.1.2 在软土地基上,路基宜为路堤形式,其高度不宜小于基床厚度。在深厚层软土地区,应根据软土类型及厚度、地基加固工程难易程度及路基工后沉降控制等因素,合理确定路桥分界高度,严格控制路堤高度。

3.1.3 软土地基上路基位置选择应符合下列要求:

- 1 宜选在软土范围窄、厚度薄的地段;
- 2 在低缓丘陵地区宜避开封闭或半封闭洼地;
- 3 在山间谷地宜避免设在软土底面横坡较陡地段;
- 4 在河流中下游地带宜设在高阶地上;
- 5 在沉积平原地区宜远离河流、湖塘和人工渠道。

3.1.4 软土地基上的路基,应通过滑动稳定检算、沉降计算或地基承载力验算分析,进行相应的地基加固设计。

3.1.5 软土地基上路堤的稳定安全系数应符合表 3.1.5 的要求。

表 3.1.5 路堤的稳定安全系数

铁路等级	旅客列车设计行车速度 (km/h)	安 全 系 数	
		不考虑轨道及列车荷载	考虑轨道及列车荷载
Ⅰ 级铁路	200	≥1.25	≥1.20
	120~160	≥1.20	≥1.15
Ⅱ 级铁路	≤120	≥1.20	≥1.10

有架桥机作业的桥头路堤,应检算在架桥机作业条件下的路堤稳定性,其稳定安全系数不得小于 1.05。

3.1.6 路基的工后沉降量及沉降速率应符合表 3.1.6 的要求。

表 3.1.6 路基工后沉降控制标准

铁路等级	旅客列车设计行车速度 (km/h)	工后沉降量(cm)		沉降速率(cm/年)
		一般地段	路桥过渡段	
Ⅰ 级铁路	200	≤15	≤8	≤4
	120~160	≤20	≤10	≤5
Ⅱ 级铁路	≤120	≤30	—	—

注:路桥过渡段是指路堤与桥台衔接时,需作特殊处理的地段,范围可取桥台尾后 2 倍台后路堤高度加 3~5m。

- 3.1.7 软土地基上路堤坡脚两侧地面不应取土、挖沟。当必须取土时,其安全距离应通过稳定性检算确定。
- 3.1.8 在软土地区增建第二线时,宜远离既有线;当第二线靠近或与既有线并行时,应考虑新线路基对既有线路基的影响。
- 采用排水固结措施加固的新建路堤,当预留第二线时,宜一次建成双线路堤。
- 3.1.9 路基每侧加宽值应根据路基工后沉降量与道床边坡坡率计算确定。
- 3.1.10 软土地基上的路堤在施工过程中应进行稳定和沉降观测。

3.2 稳定性检算与沉降计算

3.2.1 软土地基上路堤的滑动稳定性,可采用圆弧法分析检算,其稳定安全系数 F 应根据软土地基的特征和加固措施类型按下列不同情况计算:

1 软土层较厚,其抗剪强度随深度变化有明显规律时:

$$F = \frac{\sum (S_0 + \lambda h_i) l_i}{\sum T_i} \tag{3.2.1-1}$$

式中 S_0 ——地基抗剪强度增长线在地面上的截距(kPa);

λ ——抗剪强度随深度的递增率(kPa/m);

h_i ——地基分条深度(m);

l_i ——分条的弧长(m);

T_i ——荷载与地基分条重力在圆弧上的切向分力(kN/m)。

2 当软土层次较多,其抗剪强度随深度变化无明显规律时,安全系数根据分层抗剪强度平均值计算:

$$F = \frac{\sum S_{ui} l_i}{\sum T_i} \tag{3.2.1-2}$$

式中 S_{ui} ——第 i 层的平均抗剪强度(kPa)。

当其中有较厚层,其抗剪强度随深度变化又有明显规律时,可按式(3.2.1-1)和式(3.2.1-2)综合计算。

3 当考虑地基固结时:

$$F = \frac{\sum (S_0 + \lambda h_i) l_i + \sum \bar{U} N_{\parallel i} \tan \phi_{cui}}{\sum T_i} \tag{3.2.1-3}$$

或

$$F = \frac{\sum S_{ui} l_i + \sum \bar{U} N_{\parallel i} \tan \phi_{cui}}{\sum T_i} \tag{3.2.1-4}$$

式中 $\bar{U}$ ——地基平均固结度;

$N_{\parallel i}$ ——填土重力和上部荷载在圆弧上的法向分力(kN/m);

ϕ_{cui} ——第 i 层地基土固结不排水剪切的内摩擦角($^{\circ}$)。

4 地基表层铺设土工合成材料加筋时,其承受的拉力应纳入抗滑力部分。

5 复合地基稳定性应根据滑弧切割地层及范围分别采用加固土(复合)或天然地基土抗剪强度指标进行检算。

6 软土层较薄或软土底部存在斜坡时,应检算路堤沿软土底部滑动的稳定性。

3.2.2 软土天然抗剪强度宜采用三轴不排水剪切试验、无侧限抗压强度、直剪快剪试验或十字板剪切试验确定。

3.2.3 路堤填筑临界高度宜根据稳定检算确定,也可用经验公式计算确定。

3.2.4 软土地基沉降量计算时,其压缩层厚度应按附加应力等于 0.1 倍自重应力确定。软土地基的总沉降量(S)可按瞬时沉降(S_d)与主固结沉降(S_c)之和计算。对泥炭土、富含有机质黏土或高塑性黏土地层,可根据情况考虑次固结沉降(S_s)。

1 主固结沉降(S_c)采用分层总和法计算时,应符合下列要求:

(1)采用 $e-p$ 曲线时应按下式计算:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} \Delta h_i \quad (3.2.4-1)$$

式中 n ——地基层数;

e_{0i} ——第 i 层土中点自重应力所对应的孔隙比;

e_{1i} ——第 i 层土中点自重应力与附加应力之和对应的孔隙比;

Δh_i ——第 i 层土的厚度(m)。

(2)采用 $e-\lg p$ 曲线时应按下列公式计算:

正常固结、欠固结条件下

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_{0i}} C_{ci} \lg \left(\frac{P_{0i} + \Delta P_i}{P_{ci}} \right) \quad (3.2.4-2)$$

式中 C_{ci} ——土层的压缩指数;

P_{0i} ——第 i 层土中点的自重应力(kPa);

e_{0i} ——第 i 层土中点的初始孔隙比(对应于 P_{ci} 时);

P_{ci} ——第 i 层土中点的前期固结压力,正常固结时 $P_{ci} = P_{0i}$;

ΔP_i ——路堤荷载对第 i 层土中点的附加应力(kPa)。

超固结条件下

$$S_c = S'_c + S''_c \quad (3.2.4-3)$$

利用原始压缩曲线和原始再压缩曲线分别确定土的压缩指数(C_c)和回弹指数(C_s),对有效附加应力 $\Delta P > P_c - P_0$ 的土层,其沉降量 S'_c 按下式计算:

$$S'_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_{0i}} \left[C_{si} \lg \left(\frac{P_{ci}}{P_{0i}} \right) + C_{ci} \lg \left(\frac{P_{0i} + \Delta P_i}{P_{ci}} \right) \right] \quad (3.2.4-4)$$

对于 $\Delta P \leq P_c - P_0$ 的土层,其沉降量 S''_c 按下式计算:

$$S''_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_{0i}} \left[C_{si} \lg \left(\frac{P_{0i} + \Delta P_i}{P_{0i}} \right) \right] \quad (3.2.4-5)$$

式中 C_{si} ——土层的回弹指数。

2 对较均质土或复合地基,主固结沉降 S_c 也可按地基压缩模量进行计算,即

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta P_i}{E_{si}} \Delta h_i \quad (3.2.4-6)$$

式中 E_{si} ——第 i 层土或复合地基的压缩模量(kPa)。

3 地基总沉降量(S)中的瞬时沉降可不单独计算。将主固结沉降乘以修正系数(m_s)来考虑瞬时沉降及其他因素的影响,即

$$S = m_s S_c$$

(3.2.4-7)

式中 m_s ——修正系数,与地基条件、荷载强度、加荷速率等有关;对饱和软黏性土,采用堆载预压排水固结法处理时,其值宜取 1.2~1.4;采用真空预压排水固结法或复合地基处理时,其值可取 1.0~1.2。

4 双线路地基沉降计算时,列车荷载可按单线有荷计算。

5 复合地基沉降量应包括复合地基加固区的压缩量和下卧土层的压缩量。

6 地基工后沉降量,应根据加荷形式、加荷速率及地基加固措施等因素的影响进行计算分析,并根据观测资料进行调整。

3.3 地基加固

3.3.1 软土或松软土地基加固处理应满足路堤稳定和工后沉降要求;路堑及高度小于基床厚度的低路堤,地基加固措施应满足基床承载力要求;饱和粉土及粉细砂地基,加固深度及密度应满足防止振动液化的要求。

3.3.2 软土地基加固措施应根据软土厚度及特性、埋深、成层情况、软土底面横坡、路堤高度、施工工期、机具设备、填料及环境条件等因素进行经济、技术比较确定。

3.3.3 当软土层厚度小于 3m,且表层无硬壳时,宜采用换填措施处理。

3.3.4 当软土层厚度小于 6m 时,可按下列原则选择适宜的处理措施:

1 表层硬壳厚度小于 2m 时,宜采用排水砂垫层处理,砂垫层厚度不宜小于 0.5m,砂垫层内可采用土工合成材料加筋补强,加筋的层数应根据稳定检算确定,且不宜超过 3 层;

2 采用反压护道加固时,反压护道宜用单级,其高度宜为路堤高度的 1/3~1/2,且应小于填筑临界高度;宽度应根据稳定性检算确定;

3 当上述单一的措施不能满足稳定要求时,可采取在排水砂垫层内用土工合成材料加筋补强与反压护道综合处理的措施;

4 采用强夯置换墩加固时,应在施工前选择代表性试验段进行试夯,确定其可行性和施工工艺,指导施工。

3.3.5 当软土层较厚时,可采用预压排水固结法处理措施,并应符合下列要求:

1 排水固结措施宜采用袋装砂井、塑料排水带等竖向排水井,地基表层设排水砂垫层。竖向排水井的直径、间距和深度,应根据地基情况、施工工期、固结要求等,按渗透固结理论计算确定。

2 预压措施包括堆载预压和真空预压,一般应采用路堤填土堆载预压法。工期较紧、路堤较矮或预压时间较短时,可采用真空预压法。当以路堤填土荷载或真空预压排水固结法处理的路基工后沉降量仍不能满足要求时,可采取增加堆载预压荷载或真空联合堆载预压措施,加快沉降速率,加大预压期的沉降量。

3 当以预压排水固结法仍不能满足稳定要求时,可采取在砂垫层内用土工合成材料加筋补强或增设反压护道措施。

4 采用堆载预压时,施工组织设计应预留足够的预压期,对路基面以上的预压荷载应确定合理可行的方案。

3.3.6 下列情况或地段,应采用水泥土搅拌桩、石灰桩、水泥粉煤灰碎石(CFG)桩、高压旋喷桩等复合地基或混凝土桩基础等措施加固:

1 软土层较厚,采用预压排水固结法处理不能满足稳定、工后沉降、工期要求或预压

荷载困难时；

- 2 软土层较厚的路堑及高度小于基床厚度的低路堤地段；
 - 3 软土层较厚的支挡建筑物基础或路堑边坡；
 - 4 软土层底面横坡较陡的路堤可能沿该层面滑动时；
 - 5 与既有线并行增建的第二线软土地基。
- 3.3.7 松软土地基应根据土质、厚度及加固要求等条件,采用以下处理措施：
- 1 松软土层厚度小于 3m 时,宜采用换填措施；
 - 2 路堑及高度小于基床厚度的低路堤地段,松软土层为饱和粉土、粉细砂,当厚度小于 6m 时,可采取强夯法处理；当厚度大于 6m 时,宜采取挤密砂桩、碎石桩等复合地基措施加固；
 - 3 当松软土层为软黏性土,厚度大于 3m 时,宜采用碎石桩、水泥土搅拌桩、CFG 桩、高压旋喷桩等复合地基加固处理措施。
- 3.3.8 复合地基或桩基础应在桩顶与路堤基底之间设置厚度不小于 0.4m 的砂砾石或碎石垫层,垫层内宜夹铺土工格栅,强度不应小于 50kN/m。
- 3.3.9 对呈流塑状态、极不稳定的泥沼地段,厚度小时可采用挖除换填、碾压片石处理措施。厚度大时应做技术经济比较,宜以桥通过。

3.4 施工要求及观测

- 3.4.1 软土地基上填筑路堤时,应在边坡坡脚外设置边桩,在路堤中心线地面上设置沉降观测设备,进行水平位移和沉降观测,控制填土速率,测定地基沉降值,同时作为验交时控制工后沉降量的依据。
- 3.4.2 路堤填土速率应满足下列要求：
- 1 天然地基及采用排水固结法处理的地基,填筑时间不应小于地基抗剪强度增长需要的固结时间；
 - 2 路堤中心沉降每昼夜不得大于 10mm,边桩水平位移每昼夜不得大于 5mm。
- 3.4.3 采用排水固结法加固地基的地段,应提前安排施工。施工完毕后应放置一段时间,必要时可增大荷载进行预压。
- 3.4.4 采用复合地基加固的地段,施工前应根据设计进行工艺性试桩,确认设计与施工有关参数技术上可行后,方可正式施工。复合地基加固质量检测合格后方可填筑路堤。
- 3.4.5 有架桥机作业的桥头路堤在架梁前应进行试压,试压及架梁过程中应加强路基的位移和沉降观测。
- 3.4.6 软土地段路堤宜结合工程实际,选择代表性地段提前填筑试验路堤。

4 膨胀土(岩)路基

4.1 一般规定

- 4.1.1 膨胀土指土中黏土矿物主要由亲水矿物组成,具有吸水膨胀、软化、崩解和失水急剧收缩开裂,并能产生往复变形的黏性土。

含有大量亲水矿物,含水率变化时产生较大体积变化具有膨胀土特征的岩石,应判定为膨胀岩。

膨胀土(岩)的分类应符合《铁路工程特殊岩土勘察规程》(TB 10038)的有关规定。

4.1.2 红黏土具有膨胀性时,应按膨胀土设计。

4.1.3 膨胀土(岩)路基应考虑下列特性的影响:

- 1 膨胀土(岩)具有干缩湿胀特性,吸水膨胀时将对路基支挡建筑物产生膨胀力;
- 2 膨胀土(岩)具有强度随干湿循环产生剧烈衰减的特性,其残余强度远低于峰值强度;受干湿循环影响强度剧烈衰减的层位为气候影响层;

3 膨胀土(岩)裂隙发育,裂隙面往往充填灰白、灰绿色高塑性黏土,有地下水时,结构面强度大大降低,导致路堑边坡失稳。

4.1.4 膨胀土(岩)地区路基应严格控制边坡高度,避免高路堤及深长路堑。路堤边坡高度不宜超过 10m,路堑边坡高度不宜超过 15m,并应加强稳定边坡措施。

4.1.5 膨胀岩体存在不利的结构面或软弱夹层时,线路宜垂直或大角度与其相交通过,路基边坡应采取防止顺层滑动的措施。

4.1.6 膨胀土(岩)土质改良时,掺和料宜采用石灰或水泥等,掺入量应根据试验确定。

4.2 路 堑

4.2.1 膨胀土(岩)路堑边坡坡率应根据岩土的性质、软弱层和裂隙的组合关系、气候特点、水文地质条件以及自然山坡、人工边坡的稳定坡度等综合确定。

4.2.2 膨胀土(岩)边坡设计应遵循缓坡率、宽平台、加固坡脚和适宜的坡面防护相结合的原则。边坡高度不超过 10m 时,边坡坡率及平台宽度可根据边坡的高度和土质按表 4.2.2 设计;边坡高度大于 10m 时,边坡坡率及形式应结合稳定性分析计算进行设计。稳定性检算宜采用圆弧法,安全系数不应小于 1.25。

表 4.2.2 膨胀土(岩)路堑边坡坡率和平台宽度

膨胀性 边坡 高度(m)	边 坡 坡 率			边坡平台宽度(m)			侧沟平台宽度(m)		
	弱	中	强	弱	中	强	弱	中	强
<6	1 : 1.5	1 : 1.5~ 1 : 1.75	1 : 1.75~ 1 : 2.0	可 不 设			1.0	1.0~ 2.0	2.0
6~10	1 : 1.75	1 : 1.75~ 1 : 2.0	1 : 2.0~ 1 : 2.5	1.5~ 2.0	2.0	≥2.0	1.5~ 2.0	2.0	≥2.0

4.2.3 路堑坡脚不应位于两种不同分类等级膨胀土(岩)层交界面处。交界面下部为强膨胀土(岩)时,应采取加强排水和边坡支撑加固的措施。

4.2.4 路堑堑顶距建筑物应有一定的安全距离,并采取可靠的边坡稳定措施。路堑弃土应远离堑顶或弃于低侧山坡。

4.3 路 堤

4.3.1 基床以下路堤填料应符合下列规定:

- 1 采用中、强膨胀土(岩)作路堤填料时必须改良；
- 2 采用弱膨胀土(岩)作路堤填料时,时速 200km 铁路必须改良,其他Ⅰ、Ⅱ级铁路可采取改良或加固及防排水措施。
- 4.3.2 路堤边坡高度不大于 6m 时,坡率可按 1：1.5～1：1.75 设计。当边坡高度大于 6m 时,边坡坡率及形式应根据填料重塑或改良后性质、气候条件、加固措施等因素进行路堤边坡稳定性分析,并结合既有路堤的成熟经验综合确定。稳定检算宜采用圆弧法,安全系数不应小于 1.25。
- 4.3.3 膨胀土(岩)路堤应根据路堤高度及填料改良条件等预留沉降加宽量。

4.4 基 床

- 4.4.1 膨胀土(岩)路堑基床处理应符合下列规定：
- 1 基床表层应全部换填符合相应铁路等级标准要求材料。
- 2 基床底层应采取换填或土质改良措施。对弱、中膨胀土(岩)处理厚度,时速 200km 铁路不应小于 1.0m,其他Ⅰ、Ⅱ级铁路不应小于 0.5m;强膨胀土(岩)处理厚度应大于气候剧烈影响层,且不宜小于基床底层深度。
- 4.4.2 路堤基床表层不得采用膨胀土(岩)或其改良土填筑;基床底层采用膨胀土(岩)作填料时,应采取土质改良措施。

4.5 边坡防护加固

- 4.5.1 路堤边坡防护加固应符合下列规定：
- 1 可能发生浅层破坏时,宜采取半封闭的相对保湿防渗措施；
- 2 可能发生深层破坏时,应结合浅层破坏,通过边坡稳定分析确定加固处理措施；
- 3 用于稳定和力学分析的膨胀土(岩)强度指标应采用低于峰值强度值,可采用试验、反算、经验指标或综合分析确定；
- 4 支挡结构基础埋深应大于气候影响层深度,反滤层厚度不应小于 0.5m。
- 4.5.2 路堑边坡防护和加固可依据工程地质条件、环境因素和边坡高度按表 4.5.2—1 及表 4.5.2—2 进行设计。骨架净间距不宜大于 3m,宽度不宜小于 0.5m,深度不应小于 0.6m。

表 4.5.2—1 膨胀土(岩)路堑边坡防护加固措施

膨胀性 边坡 高度(m)	弱	中	强
≤4	植被网植物护坡	空心砖植物护坡	支撑渗沟加空心砖植物护坡
>4	拱形截水骨架植物护坡,拱形截水骨架加空心砖植物护坡,浆砌片石护坡、护墙	拱形截水骨架加空心砖植物护坡,浆砌片石护坡、护墙,支撑渗沟加拱形截水骨架植物护坡	护墙,支撑渗沟加拱形截水骨架植物护坡,锚杆框架加空心砖植物护坡

表 4.5.2—2 膨胀土(岩)路堑边坡支挡加固措施

膨胀性 边坡 高度(m)	弱	中	强
≤6	可不设	坡脚墙	抗滑挡土墙
>6	坡脚墙、抗滑挡土墙	抗滑挡土墙、抗滑桩	桩基承台抗滑挡土墙、抗滑桩 (桩板墙)

4.5.3 路堤边坡防护和加固可根据填土的工程地质条件及高度按表 4.5.3 进行设计。骨架净间距不宜大于 3m,宽度不宜小于 0.5m,深度不应小于 0.6m。

表 4.5.3 膨胀土(岩)路堤边坡防护加固措施

填土条件 边坡 高度(m)	改 良 土	弱 膨 胀 土
<4	植被网植物护坡	空心砖植物护坡
4~8	空心砖植物护坡,拱形截水骨架植物护坡,边坡加筋加植被网植物护坡	拱形截水骨架植物护坡,边坡加筋加空心砖植物护坡,坡脚墙
>8	拱形截水骨架植物护坡,边坡加筋加空心砖植物护坡,坡脚墙	边坡加筋加空心砖植物护坡,支撑渗沟加拱形截水骨架植物护坡,坡脚墙

4.6 路基排水

- 4.6.1 堑顶及边坡应根据地形及边坡高度,设置单侧或双侧天沟及边坡平台截水沟。天沟内边缘至堑顶距离不宜小于 5m,且不宜设吊沟排水。较高的路堤及中、强膨胀土(岩)路堑边坡,宜设置边坡渗沟,加强引排地表水及坡面积水。
- 4.6.2 基床底层顶面或换填底面应加强封闭、隔水处理。路堤及地下水发育的路堑基床,不宜采用土质填料封闭层处理。采用土工合成材料封闭、隔水时,应全断面铺设。地下水发育的路堑基床应采取降低或加深侧沟,设必要的纵横向排水渗沟、渗管等防排地下水措施。
- 4.6.3 地下水发育路堑边坡,宜采取仰斜排水孔、支撑渗沟和纵向盲沟等地下排水措施。
- 4.6.4 路堤坡脚应采取排水沟、抬高式护道或坡脚墙等措施,防止受水浸泡。
- 4.6.5 低路堤、低洼地段基底,应采用渗水土填料填筑,必要时,可增设纵横向排水渗沟、渗管等措施,防止和排除地表积水。
- 4.6.6 天沟、截水沟、侧沟、排水沟均应采取防冲、防渗加固措施,路堑侧沟应加强防止积水反渗的处理措施。

5 黄土路基

5.1 一般规定

5.1.1 黄土是指第四纪以来在干旱、半干旱气候条件下陆相沉积的一种特殊土,土颗粒成分以粉粒为主,富含钙质,呈棕黄、灰黄或黄褐色。新近堆积黄土是指沉积年代近,具高压缩性、承载力低、在 50~150kPa 压力下变形较大的全新世(Q_4^0)黄土。

5.1.2 黄土的时代及其工程性质特点应按表 5.1.2 划分。黄土地区路堤边坡高度,Ⅰ级铁路不宜大于 10m,Ⅱ级铁路不宜大于 15m;新黄土路堑边坡高度不宜大于 20m,老黄土路堑边坡高度不宜大于 25m。

表 5.1.2 黄土的时代及其工程性质

时 代		地 层 名 称		工 程 性 质				
				湿陷性	抗水性	透水性	压缩性	直 立 性
全新世 (Q_4) 黄土	近期(Q_4^2)	新 黄 土	黄土状土	一 般 具 有 湿 陷 性	易 冲 蚀、 潜 蚀、崩 解	中	高至中	直立性较差,不 能维持陡边坡
	早期(Q_4^1)							
晚更新世(Q_3)黄土			马兰黄土					
中更新世(Q_2)黄土		老 黄 土	离石黄土 上部(Q_2^2)	上 部 部 分 土 层 具 有 湿 陷 性	冲 蚀、潜 蚀、崩解 较慢	弱	中至低	直立性强,能维 持高、陡边坡
			离石黄土 下部(Q_2^1)					
早更新世(Q_1)黄土			午城黄土	不 具 有 湿陷性	冲 蚀、潜 蚀、崩解 慢	弱	低	直立性强,能维 持高、陡边坡,但 易剥落

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

5.1.4 黄土河谷地带,当路基位于阶地陡坎或岸坡陡壁附近时,应考虑土体自身的稳定性和水流冲刷对路基稳定性的影响。

5.1.5 黄土冲积、洪积平原地区应加强排水,妥善处理农田水利设施与路基的相互干扰。

5.1.6 位于冲沟沟脑和陷穴附近的路基,应考虑冲沟和陷穴对路基稳定性的影响。

- 5.1.7 位于湿陷性黄土地段的路基,宜设在湿陷性轻微、湿陷土层较薄、排水条件较好的地段。
- 5.1.8 黄土作为填料进行土质改良时,掺和料宜采用水泥、石灰等,其掺入量应根据试验确定。
- 5.1.9 湿陷性黄土地基应根据路基的工后沉降要求,采取减少或消除地基湿陷性的处理措施;饱和黄土地基,应按本规范第 3 章的有关要求进行地基处理。

5.2 路 堑

- 5.2.1 路堑边坡形式应根据黄土类别、均匀性及边坡高度按表 5.2.1 确定,并应符合下列规定:
- 1 边坡小平台,在年平均降水量小于 300mm 地区应每高 12m 设一级;年平均降水量 300~500mm 地区应每高 10m 设一级;年平均降水量 500~700mm 地区应每高 8m 设一级。
 - 2 边坡大平台宜设在边坡的中部。
 - 3 非均质土层平台或变坡点的位置,应结合不同土层分界面和钙质结核层的位置综合确定。
 - 4 边坡平台宽度应根据稳定性计算确定,小平台宽度宜为 2.0~2.5m,大平台宽度宜为 4~6m。
 - 5 边坡平台应设截水沟,其底宽及深度均应为 0.4m。
 - 6 侧沟平台宽度可为 1.0~1.5m。

表 5.2.1 路堑边坡形式及适用条件

边坡形式	适 用 条 件
直线形(一坡到顶)	(1)均质土层, Q_4 、 Q_3 黄土边坡高度 $H \leq 12\text{m}$; Q_2 、 Q_1 黄土边坡高度 $H \leq 15\text{m}$ (2)非均质土层,边坡高度 $H \leq 10\text{m}$
折线形(上缓下陡)	非均质土层,边坡高度 $H \leq 15\text{m}$
阶梯形(小平台)	(1)均质土层, Q_4 、 Q_3 黄土边坡高度 $12\text{m} < H \leq 25\text{m}$; Q_2 、 Q_1 黄土边坡高度 $15\text{m} < H \leq 25\text{m}$ (2)非均质土层,边坡高度 $15\text{m} < H \leq 25\text{m}$
阶梯形(大平台)	边坡高度 $H > 25\text{m}$

5.2.2 路堑边坡坡率,当边坡高度不大于 20m 时,可按表 5.2.2 的规定设计;边坡高度大于 20m 或工程地质、水文地质条件复杂时,应采用工程地质类比法结合边坡稳定性检算确定。设有大平台的深路堑,除应对全高边坡作稳定性检算外,还应对大平台毗邻的上下分段边坡作局部稳定性检算。

表 5.2.2 路堑边坡坡率

黄 土 名 称	适用地区	边 坡 坡 率	
		$H\leqslant 10\text{m}$	$10\text{m}<H\leqslant 20\text{m}$
全新世坡积黄土(Q_4^{dl})	①	$1:0.75\sim 1:1$	
	②	$1:0.5\sim 1:0.75$	$1:1\sim 1:1.25$
全新世冲积、洪积黄土($Q_4^{\text{al,pl}}$)	①	$1:0.5\sim 1:0.75$	
	②	$1:0.5$	$1:0.75\sim 1:1$
晚更新世坡积黄土(Q_3^{dl})	①	$1:0.5\sim 1:0.75$	
	②	$1:0.5\sim 1:0.75$	$1:1\sim 1:1.25$
晚更新世风积黄土(Q_3^{eol})	①	—	
	②	$1:0.5$	$1:0.5\sim 1:0.75$
晚更新世冲积、洪积黄土($Q_3^{\text{al,pl}}$)	①	$1:0.3\sim 1:0.5$	
	②	$1:0.5$	$1:0.5\sim 1:0.75$
中更新世黄土(Q_2)	①	$1:0.5\sim 1:1$	
	②	$1:0.5$	$1:0.5\sim 1:0.75$
早更新世黄土(Q_1)	①	—	
	②	$1:0.5$	$1:0.5\sim 1:0.75$

- 注：1 适用地区栏内①是指华北、东北平原及内蒙古高原东部地区；②是指黄土高原、豫西等地区。
- 2 表列边坡坡率是指单一土层的综合边坡坡率，若为多种土层，可根据不同时代、成因土层性质的差异性及其在边坡中所占比例，综合考虑确定。
- 3 阶梯形边坡的分级坡率，对均质土层可取同一坡率值，对非均质土层可选用不同坡率值。
- 4 当堑顶地面横坡小于 20° 时，不计其对边坡坡率的影响。当为 $20^\circ\sim 35^\circ$ 时， Q_4 黄土边坡高度大于 12m、 $Q_3^{\text{al,pl}}$ 黄土边坡高度大于 15m，边坡坡率可放缓一级（按 0.25 计）；当大于 35° 时，应通过稳定检算确定。
- 5 对 Q_2 、 Q_1 黄土尚应考虑构造裂隙对边坡稳定性的影响。

5.2.3 路堑边坡稳定性检算，宜用圆弧法，安全系数不得小于 1.25。

5.3 路 堤

5.3.1 当路堤边坡高度不大于 15m 时，边坡形式及边坡坡率可按表 5.3.1 确定。当边坡高度大于 15m 时，宜采用工程类比法结合稳定性检算确定路堤的边坡形式及边坡坡

率。

表 5.3.1 路堤边坡形式及边坡坡率

边坡形式	路基面以下边坡分段坡率	
	$0<H\leqslant8\text{m}$	$8<H\leqslant15\text{m}$
折线形	1 : 1.5	1 : 1.75
阶梯形	1 : 1.5	1 : 1.75

注:阶梯形断面适用于年平均降水量大于 500mm 的地区,在边坡高 8m 处设宽为 2m 的边坡平台,边坡平台宜设截水沟。

5.3.2 路堤边坡稳定性检算宜采用圆弧法,安全系数不得小于 1.25。填土的抗剪强度指标值应按设计填筑压实标准的要求,采用夯后快剪试验测定。

5.4 基 床

5.4.1 黄土路堤基床应满足以下规定:

- 1 I 级铁路的基床表层不得采用黄土或黄土改良土作填料;II 级铁路的基床表层可采用黄土改良土作填料。
- 2 I 级铁路的基床底层可采用黄土改良土作填料;II 级铁路的基床底层可采用黄土作填料,但在年平均降水量大于 500mm 地区,其塑性指数大于 12、液限大于 32%时,应采取土质改良或加固措施。

5.4.2 黄土路堑基床应进行以下处理:

- 1 I 级铁路的基床表层应进行换填处理,填料应符合有关规定,基床表层以下应采取换填或土质改良措施,时速 200km 铁路处理厚度不应小于 1.0m,其他 I 级铁路处理厚度不应小于 0.5m;
- 2 II 级铁路的基床表层应采取换填或土质改良等措施;
- 3 基床表层底部应采用复合土工膜进行封闭、隔水处理。

5.5 边坡防护加固

- 5.5.1 根据土质、降水量、边坡高度、坡率及防护材料等条件,边坡防护措施应符合现行《铁路路基设计规范》(TB 10001)的有关要求。
- 5.5.2 路堑边坡宜采用空心砖植物、骨架植物、浆砌片石或混凝土块护坡、护墙、坡脚墙或综合措施加强防冲、防渗及坡脚加固处理。
- 5.5.3 黄土路堤宜在两侧边坡内分层水平铺设土工格栅,其竖向间距不应大于 0.6m。路堤坡面可采取立体植被网、空心砖植物、骨架植物护坡等措施防护。

5.6 路基排水

5.6.1 堑顶地表水应及时排出,天沟内边缘至堑顶距离不宜小于 5m,天沟内、外侧的积

水洼地应回填夯实整平,夯实后土的干重度不得小于 15kN/m^3 。

5.6.2 路堤坡脚受水浸泡、冲刷时,应采取防冲、防渗的防护加固措施。

5.6.3 低洼地段路堤基底,应采用渗水土填料填筑;湿陷性黄土地段,路堤应设坡脚排水沟,坡脚至水沟间应进行封闭防渗加固;黄土地段的水沟应进行防冲防渗加固,加固措施宜采用混凝土块板。

5.6.4 路基附近的冲沟危及路基安全时,应采取排水或防护措施。

5.7 湿陷性黄土地基处理

5.7.1 湿陷性黄土应包括非自重湿陷性黄土和自重湿陷性黄土。

5.7.2 湿陷性黄土地基,应经分析检算,提出防止、减少或消除地基湿陷性的处理措施。

5.7.3 湿陷性黄土地基的自重湿陷量(Δ_{zs})应按下列式计算:

$$\Delta_{zs} = \beta_0 \sum_{i=1}^n \delta_{zs i} h_i \quad (5.7.3)$$

式中 $\delta_{zs i}$ ——第 i 层土的自重湿陷系数;

h_i ——第 i 层土的厚度(mm);

β_0 ——因地区土质而异的修正系数:缺乏实测资料时,陇西地区取 $\beta_0 = 1.50$;陇东—陕北—晋西地区取 $\beta_0 = 1.20$;关中地区取 $\beta_0 = 0.90$;其他地区取 $\beta_0 = 0.50$ 。

Δ_{zs} 应从天然地面(挖方地段应自路肩)算至其下非湿陷性黄土层顶面止,其中 δ_{zs} 值小于 0.015 的土层不累计。

5.7.4 湿陷性黄土地基受水浸湿饱和时,其湿陷量(Δ_s)应符合下列规定:

1 湿陷量(Δ_s)应按下列式计算:

$$\Delta_s = \sum_{i=1}^n \beta \delta_{s i} h_i \quad (5.7.4)$$

式中 $\delta_{s i}$ ——第 i 层土的湿陷系数;

h_i ——第 i 层土的厚度(mm);

β ——考虑基底下地基土的受水浸湿可能性和侧向挤出等因素的修正系数:缺乏实测资料时,基底下 $0 \sim 5\text{m}$ 深度内取 $\beta = 1.50$;基底下 $5 \sim 10\text{m}$ 深度内取 $\beta = 1.00$;基底下 10m 以下至非湿陷性黄土层顶面,在自重湿陷性黄土地场,可取工程所在地区的 β_0 值。

2 湿陷量 Δ_s 的计算深度,应从天然地面(挖方地段应自路肩)计算,在非自重湿陷性黄土地场,累计至基底下 10m (或地基压缩层)深度止;在自重湿陷性黄土地场,累计至非湿陷性黄土层的顶面止。其中湿陷系数(δ_s)(10m 以下为 δ_{zs})小于 0.015 的土层不累计。

5.7.5 符合下列任一条件的地基均应采取减少或消除湿陷性的处理措施:

1 在自重湿陷性黄土地场,地基湿陷量的计算值大于或等于路基工后沉降量容许值;

2 在非自重湿陷性黄土地场,地基内各土层的湿陷起始压力值,小于其附加压力与上覆土的饱和自重压力之和,且地基湿陷量的计算值大于或等于路基工后沉降量容许值。

5.7.6 湿陷性黄土地基的处理宽度,应符合下列规定:

1 挡土墙地段在非自重湿陷性黄土地场,应至基础底面外侧不小于 1m ;在自重湿陷性黄土地场,应至基础底面外侧不小于 2m ;

2 路堤地段应至坡脚排水沟外侧不小于 1m ,路堑地段为路基的整个开挖面。

- 5.7.7 湿陷性黄土地基的处理深度应通过检算确定。
- 5.7.8 黄土地基湿陷性处理,应根据地基特性、处理深度、施工设备、材料来源和对周围环境的影响等因素进行分析,可选择表 5.7.8 中的一种或多种相结合的措施。当需要采用注浆或桩基础等特殊处理措施时,应通过试验确定其可行性、设计参数和施工工艺。

表 5.7.8 湿陷性黄土地基常用的处理措施

处理措施	适 用 范 围	可处理的湿陷性黄土层厚度(m)
换填垫层法	地下水位以上	1~3
强夯法	地下水位以上, $S_r\leq 60\%$ 的湿陷性黄土	3~7
挤密法	地下水位以上, $S_r\leq 65\%$ 的湿陷性黄土	5~15

5.8 陷穴处理

- 5.8.1 陷穴的处理范围应符合下列规定：
- 1 对外露的陷穴,在路堤坡脚或路堑坡顶线外上方侧 50m 以内,下方侧 10~20m 内,应全部处理,处理深度自地面至陷穴底；
 - 2 对横穿路基隐蔽的暗穴,自路堤坡脚或路堑坡脚向外侧按 $(45^\circ+\phi/2)$ 向下扩展至需要处理的暗穴底。
- 5.8.2 陷穴处理方法可按表 5.8.2 选用。

表 5.8.2 陷穴的处理方法及适用条件

处 理 方 法	适 用 条 件
回填夯实	明陷穴
明挖回填夯实	暗穴埋藏浅
支撑回填夯实	暗穴埋藏较深
灌 砂	暗穴小而直
灌泥浆	暗穴大而深

- 5.8.3 流向陷穴的地面水,应采取拦截引排措施;堑顶的裂缝和积水洼地,应填平夯实;路堤应做好靠山侧的排水工程,并填平夯实积水洼地。

6 盐渍土路基

6.1 一般规定

- 6.1.1 盐渍土指易溶盐含量大于 0.3%的土。地表以下 1.0m 深度内易溶盐的平均含量

大于 0.3%时,应判定为盐渍土地区或场地。盐渍土具有较强的吸湿、松胀、溶蚀及腐蚀等特性。

6.1.2 盐渍土应根据含盐成分按表 6.1.2 分类。

表 6.1.2 盐渍土按含盐成分分类

盐渍土类型	$D_1 = \frac{b(\text{Cl}^-)}{2b(\text{SO}_4^{2-})}$	$D_2 = \frac{2b(\text{CO}_3^{2-}) + b(\text{HCO}_3^-)}{b(\text{Cl}^-) + 2b(\text{SO}_4^{2-})}$
氯盐渍土	$D_1 > 2$	—
亚氯盐渍土	$2 \geq D_1 > 1$	—
亚硫酸盐渍土	$1 \geq D_1 > 0.3$	—
硫酸盐渍土	$D_1 < 0.3$	—
碱性盐渍土	—	$D_2 > 0.3$

注： $b(\text{Cl}^-)$ 、 $b(\text{HCO}_3^-)$ 、 $2b(\text{SO}_4^{2-})$ 、 $2b(\text{CO}_3^{2-})$ 是指 1kg 土中所含括号内物质的质量摩尔浓度(单位为 mmol/kg)。

6.1.3 路基位置应选在地势较高、地下水位较低、排水条件好、土中含盐量低、地下水矿化度低、盐渍土分布范围小的地段,并应以路堤通过。

6.2 路 堤

6.2.1 路堤最小高度($H_{\min}$)应满足不发生次生盐渍化的要求,按式(6.2.1)计算。

$$H_{\min} = H_c + \Delta h + h_s \pm h_w \tag{6.2.1}$$

式中 H_c ——毛细水强烈上升高度(m);

Δh ——安全高度,一般取 0.5m;

h_s ——蒸发强烈影响深度(m),指自地面或路面以下天然含水率曲线有明显变化的深度;

h_w ——最高地下水水位埋藏深度或最高地面积水深度,其中前者取负值(m)。

当盐渍土路基同时为季节性冻土路基时,应按本规范第 7.7.1 条的规定计算路堤最小高度,两者取其大值。

一般情况下,路堤最小高度不宜小于 2.5m。

6.2.2 毛细水强烈上升高度(H_c)应在现场测试取得。困难时,可根据土的类别、均质性

及其有关物理指标,按下列公式计算:

1 均质土的毛细水强烈上升高度(H_c)

1)砂类土

$$H_c=0.290+0.0567w_m+1.5457d_{10}^{-0.246}+1.409d_{50}^{-0.198} \tag{6.2.2-1}$$

式中 w_m ——最大分子吸水率(%)；

d_{10} ——有效粒径(μm)；

d_{50} ——平均粒径(μm)。

2)细粒土

$$H_c=0.590+0.0485I_p+1.6963d_{10}^{-0.323}+2.293d_{50}^{-0.229} \tag{6.2.2-2}$$

式中 I_p ——土的塑性指数。

2 非均质土的毛细水强烈上升高度(H_c)

$$H_c=\sum_{i=1}^nh_i-H_{cn}\left(\sum_{i=1}^n\frac{h_i}{H_{ci}}-1\right) \tag{6.2.2-3}$$

式中 h_i ——第 i 层土的厚度(m)；

H_{ci} ——第 i 层土视为均质时的毛细水强烈上升高度(m)；

n ——自地下水位算起的毛细水强烈上升高度顶点所在土层层数, $\sum_{i=1}^n\frac{h_i}{H_{ci}}\geqslant 1$ 时的土层数 n ；

H_{cn} ——第 n 层土视为均质时的毛细水强烈上升高度(m)。

6.2.3 路堤基床不得采用盐渍土、石膏土作填料；基床以下不应采用石膏土作填料。采用盐渍土作填料时,其容许含盐量($\overline{DT}$)不应大于表 6.2.3 的规定。

表 6.2.3 路基工程对土层容许易溶盐含量的要求

盐渍土类型	地基或填料的容许含盐量($\overline{DT}$)
氯盐渍土	$5\%\leqslant\overline{DT}\leqslant 8\%$ (一般为 5%,如加大夯实密度,可提高其含盐量,但不得大于 8%,其中硫酸钠含量不得大于 2%)
亚氯盐渍土	$\overline{DT}<5\%$ (其中硫酸钠含量不得大于 2%)
亚硫酸盐渍土	$\overline{DT}<5\%$ (其中硫酸钠含量不得大于 2%)
硫酸盐渍土	$\overline{DT}<2.5\%$ (其中硫酸钠含量不得大于 2%)
碱性盐渍土	$\overline{DT}<2\%$ (其中易溶的碳酸盐含量不得大于 0.5%)

注:在干燥度大于 50、年平均降水量小于 60mm、相对湿度小于 40%的西北内陆盆地地区,当无地表水浸泡时,路堤填料和地基土可不受氯盐含量的限制。

6.2.4 当路堤高度小于式(6.2.1)计算的最小高度时,路堤底部应设置毛细水隔断层,其

底面高程应高于当地最高地面积水高程。

6.2.5 毛细水隔断层可采用渗水土、复合土工膜,并应符合下列规定:

- 1 渗水土隔断层的厚度不宜小于 50cm,隔断层顶面应设厚 15cm 的反滤层,底面应设厚 10cm 的砂垫层;
- 2 复合土工膜隔断层的技术指标、性能及铺设要求应符合现行《铁路路基土工合成材料应用设计规范》(TB 10118)的规定。

6.3 地基处理

- 6.3.1 地基和天然护道的表土含盐量大于本规范表 6.2.3 规定的容许值时应予铲除,设隔断层时可不铲除。
- 6.3.2 地基表层土松散时应予碾压密实或翻挖分层回填压实。松散土层较厚时,可采取换填、强夯等加固措施。
- 6.3.3 地基土为软弱土层时,应根据软弱土层的性质、厚度、含水率、地表积水深度等,按本规范第 3 章的规定处理。

6.4 边坡防护加固

- 6.4.1 盐渍土路堤表土的松胀、溶失、风蚀等可采用下列处理措施:
 - 1 路基面每侧加宽 0.4m,与路堤本体同时施工;
 - 2 骨架植物或空心砖植物护坡;
 - 3 M10 水泥砂浆块板护坡;
 - 4 干砌片石护坡;
 - 5 浆砌片石护坡。
- 6.4.2 地下水水位较高、毛细水进入路堤本体时,应自毛细水强烈上升高度顶面以下两侧边坡上加设护道,宽度不应小于 1.5m。

7 冻土地区路基

7.1 一般规定

- 7.1.1 冻土是指温度为 0℃或低于 0℃并含有冰晶的土(岩)。根据冻结状态持续时间(T),冻土可分为多年冻土($T \geq 2$ 年)和季节性冻土($T < 1$ 年)。
- 7.1.2 多年冻土应按表 7.1.2 分类。

表 7. 1. 2 多年冻土分类及融沉性分级表

多年冻土类型	土 的 名 称	总含水率 $w_A(\%)$	平均融沉系数 $\delta_0(\%)$	融沉等级	融沉类别
少冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量不大于15%)	$w_A < 10$	≤ 1	I	不融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)	$w_A < 12$			
	细砂、粉砂	$w_A < 14$			
	粉 土	$w_A < 17$			
	黏 性 土	$w_A < w_p$			
多冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量不大于15%)	$10 \leq w_A < 15$	$1 < \delta_0 \leq 3$	II	弱融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)	$12 \leq w_A < 15$			
	细砂、粉砂	$14 \leq w_A < 18$			
	粉 土	$17 \leq w_A < 21$			
	黏 性 土	$w_p \leq w_A < w_p + 4$			
富冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量不大于15%)	$25 \leq w_A < 25$	$3 < \delta_0 \leq 10$	III	融 沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)				
	细砂、粉砂	$18 \leq w_A < 28$			
	粉 土	$21 \leq w_A < 32$			
	黏 性 土	$w_p + 4 \leq w_A < w_p + 15$			

多年冻土类型	土 的 名 称	总含水率 w_A (%)	平均融沉系数 δ_0 (%)	融沉等级	融沉类别
饱冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量不大于15%)	$25 \leq w_A < 44$	$10 < \delta_0 \leq 25$	IV	强融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)				
	细砂、粉砂	$28 \leq w_A < 44$			
	粉 土	$32 \leq w_A < 44$			
	黏 性 土	$w_p + 15 \leq w_A < w_p + 35$			
含土冰层	碎石类土、砂类土、粉土	$w_A \geq 44$	$\delta_0 > 25$	V	融 陷
	黏 性 土	$w_A \geq w_p + 35$			

- 注:1 总含水率包括冰和未冻水;
- 2 盐渍化冻土、泥炭化冻土、腐殖土、高塑性黏土不在表列;
- 3 平均融沉系数 $\overline{\delta_0}=\frac{h_1-h_2}{h_1}=\frac{e_1-e_2}{1+e_1}\times100\%$
- h_1,e_1 ——冻土试样融化前的高度(mm)和孔隙比;
- h_2,e_2 ——冻土试样融化后的高度(mm)和孔隙比。

- 7.1.3 高原多年冻土的地温分区,可根据多年冻土年平均地温 T_{cp} 分为以下四类:
- 1 多年冻土的年平均地温 $T_{cp} \geq -0.5^{\circ}\text{C}$ 时,属高温极不稳定冻土区;
 - 2 多年冻土的年平均地温 $-1.0^{\circ}\text{C} \leq T_{cp} < -0.5^{\circ}\text{C}$ 时,属高温不稳定冻土区;
 - 3 多年冻土的年平均地温 $-2.0^{\circ}\text{C} \leq T_{cp} < -1.0^{\circ}\text{C}$ 时,属低温基本稳定冻土区;
 - 4 多年冻土的年平均地温 $T_{cp} < 2.0^{\circ}\text{C}$ 时,属低温稳定冻土区。
- 7.1.4 多年冻土地区线路宜绕避不良冻土现象发育和地下水丰富地段,当绕避困难时,应选择在病害轻、范围窄的地段通过,并采取合理的工程措施。线路位于下列不良冻土区时,宜以桥梁通过。
- 1 大型的冻胀丘、冰椎发育地段;
 - 2 发展性热融湖(塘)、范围宽广的大片沼泽或横向坡度较陡的沼泽地段;
 - 3 高温极不稳定区或不易保温的岛状冻土区。
- 7.1.5 多年冻土地区路基宜采用路堤形式。在高含冰量(富冰冻土、饱冰冻土、含土冰层)冻土地段的路堤,当采用保护冻土的设计原则时,路堤最小高度应根据不同地区、填料种类、不同地温分区综合确定。

- 7.1.6 山坡上的路基应选在坡度较缓、地表干燥、向阳的地段通过。
- 7.1.7 位于冻胀丘、冰椎地段的路基宜在其下方影响距离之外以路堤通过,并应有足够高度;位于其上方时应考虑地下水活动变化对路堤稳定性的影响。多年冻土沼泽、厚层地下冰和冻结层上水发育的地段应避免设路堑。
- 7.1.8 热融滑坍体地段路基宜从其下方以路堤通过。
- 7.1.9 大片多年冻土带和地温较低、保温条件好的岛状多年冻土带的路基应按保护多年冻土的原则设计。在人为活动频繁、地温极高、地面保温条件差的岛状多年冻土带应按破坏多年冻土的原则设计。
- 7.1.10 少冰冻土、多冰冻土地段路基,可按一般地区设计处理,但路堤基底不宜清除地表草皮,向阳侧应按高含冰量冻土地段路基设置护道;富冰冻土、饱冰冻土、含土冰层地段以及有冻胀丘、冰椎、冻土沼泽、热融滑坍、热融湖(塘)等不良冻土现象地段的路基,应采取特殊处理措施。
- 7.1.11 路堤设计时应计算地基的融化沉降量和压缩沉降量,并按工后沉降量确定路基面每侧预留加宽值。地基沉降量应按附录 A 计算。
- 7.1.12 填筑在地面横坡陡于 1:2.5 或天然上限以上土质松软的斜坡上的路堤应按路堤沿山坡表面及冻融交界带滑动的稳定性分析,采取相应的支挡加固措施。
- 7.1.13 多年冻土区的防护建筑物不得采用浆砌片石结构。挡土墙宜采用预制拼装化的轻型、柔性结构,基础宜采用混凝土拼装基础或桩基础,埋深不应小于该处多年冻土天然上限的 1.3 倍。
- 7.1.14 多年冻土区支挡结构设计荷载除计算土压力外,还应考虑作用在基础上的冻胀力和墙背上的水平冻胀力。土压力、水平冻胀力应按暖季和寒季分别计算,土压力和水平冻胀力不应叠加。
- 7.1.15 路堤基床的厚度、填料及压实度除应符合一般地区的有关规定外,填料的选用还应考虑冻结层上水的发育程度及填料的冻胀敏感性。
- 7.1.16 高含冰量冻土区的路基应结合地温分区优先采取主动防护措施;对高温、高含冰量冻土区的路基,应采取综合防护措施。
- 7.1.17 下列地段应按要求设长度不小于 20m 的路基过渡段:
- 1 高含冰量冻土不同地温间,在低地温段按相对高地温段要求设计路基过渡段;
 - 2 高含冰量冻土与少冰、多冰冻土间,在少冰、多冰冻土区按高含冰量冻土区要求设计路基过渡段;
 - 3 融区与多年冻土间,在融区按多年冻土要求设计路基过渡段。
- 7.1.18 路基设计应根据路基工程场地的多年冻土条件和路基工程类别,确定适宜的施工季节。
- 7.1.19 季节性冻土的冻胀分级应根据土的类别、天然含水率、地下水位、平均冻胀率按

表 7.1.19 划分。

表 7.1.19 季节性冻土的冻胀分级

土 的 类 别	冻前天然含水率 $w(\%)$	冻结期间地下水 位距冻结面的最 小距离 $h_w(\text{m})$	平均冻胀率 $\eta(\%)$	冻胀等 级及类 别
粉黏粒质量不大于 15%的粗颗粒土(包括 碎石类土、砾、粗、中 砂,以下同),粉黏粒质 量不大于 10%的细砂	不考虑	不考虑	$\eta \leq 1$	I 级 不冻胀
粉黏粒质量大于 15% 的粗颗粒土,粉黏粒质 量大于 10%的细砂	$w \leq 12$	> 1.0		
粉 砂	$12 < w \leq 14$	> 1.0		
粉 土	$w \leq 19$	> 1.5		
黏 性 土	$w \leq w_p + 2$	> 2.0		
粉黏粒质量大于 15% 的粗颗粒土,粉黏粒质 量大于 10%的细砂	$w \leq 12$	≤ 1.0	$1 < \eta \leq 3.5$	II 级 弱冻胀
	$12 < w \leq 18$	> 1.0		
粉 砂	$w \leq 14$	≤ 1.0		
	$14 < w \leq 19$	> 1.0		
粉 土	$w \leq 19$	≤ 1.5		
	$12 < w \leq 22$	> 1.5		
黏性土	$w \leq w_p + 2$	≤ 2.0		
	$w_p + 2 < w \leq w_p + 5$	> 2.0		

土 的 类 别	冻前天然含水率 $w(\%)$	冻结期间地下水位距冻结面的最小距离 $h_w(m)$	平均冻胀率 $\eta(\%)$	冻胀等级及类别
粉黏粒质量大于 15% 的粗颗粒土,粉黏粒质量大于 10%的细砂	$12 < w \leq 18$	≤ 1.0	$3.5 < \eta \leq 6$	Ⅲ级冻胀
	$w > 18$	> 0.5		
粉 砂	$14 < w \leq 19$	≤ 1.0		
	$19 < w \leq 23$	> 1.0		
粉 土	$19 < w \leq 22$	≤ 1.5		
	$22 < w \leq 26$	> 1.5		
黏性土	$w_p + 2 < w \leq w_p + 5$	≤ 2.0		
	$w_p + 5 < w \leq w_p + 9$	> 2.0		
粉黏粒质量大于 15% 的粗颗粒土,粉黏粒质量大于 10%的细砂	$w > 18$	≤ 0.5	$6 < \eta \leq 12$	Ⅳ级强冻胀
粉 砂	$19 < w \leq 23$	≤ 1.0		
粉 土	$22 < w \leq 26$	≤ 1.5		
	$26 < w \leq 30$	> 1.5		
黏性土	$w_p + 5 < w \leq w_p + 9$	≤ 2.0		
	$w_p + 9 < w \leq w_p + 15$	> 2.0		
粉 砂	$w > 23$	不考虑	$\eta > 12$	Ⅴ级特强冻胀
粉 土	$26 < w \leq 30$	≤ 1.5		
黏性土	$w > 30$	不考虑		
	$w_p + 9 < w \leq w_p + 15$	≤ 2.0		
	$w \geq w_p + 15$	不考虑		

- 注：1 平均冻胀率为地表冻胀量与冻层厚度减地表冻胀量之比；
- 2 w_p 为塑限含水率；
- 3 盐渍化冻土不在表列；
- 4 塑性指数大于 22 时,冻胀性降低一级；
- 5 碎石类土当充填物大于全部质量的 40%时,其冻胀性按填充物土的类别判定。

7.1.20 当土体具有始冻负温和更低的持续负温,且具备下列条件之一时,可按产生季节性冻胀的情况进行路基设计：

- 1 符合表 7.1.19 所列的冻胀土或强冻胀土；

2 黏性土,尤其是天然含水率 w 明显大于塑限含水率 w_p 的粉质黏土及饱和度 $S_r > 0.8$ 的粗粒土。

7.2 高含冰量冻土地段路基

7.2.1 多年冻土地段路堤按保护多年冻土的原则设计时,应采取加强地面排水、设置工业保温材料保温层、路堤下部埋设通风管、热棒降温、遮阳板护坡、保温护道及两侧坡脚外 20m 范围地表植被不得破坏等措施。

高原地区还可采用块石或片石路基,路基边坡设置碎石或块石护坡措施。

7.2.2 路堤两侧应设置保温护道,护道材料可采用黏性土或黏性土内埋设聚苯乙烯泡沫隔温板等。根据路基边坡的朝向不同,护道尺寸应符合表 7.2.2 的规定,并满足下列要求:

- 1 位于人为活动频繁或地面排水困难的地段,宜设土护道,其尺寸取大值;
- 2 位于岛状多年冻土带或地温较高地面保温条件差的地段,护道尺寸宜取大值;
- 3 朝向差别明显地段,向阳侧的护道尺寸宜取大值或仅在向阳侧设置护道;
- 4 高原地区还可采用块片石保温护道,块、片石宜采用粒径 0.1~0.3m,无级配的不易风化的坚硬石块;保温护道尺寸可取表 7.2.2 中细粒土的小值。

表 7.2.2 保温护道尺寸

填 筑 材 料	护道尺寸(m)		边 坡 坡 率
	高 度	宽 度	
细粒土	1.5~2.0	2.5~3.0	1 : 1.75
聚苯乙烯泡沫隔温板或聚氨酯板	0.5	1.5~3.0	1 : 1.75

注:1 护道材料为聚苯乙烯泡沫隔温板(即 EPS 板)时,根据地层含冰情况选用双层或单层(EPS 板一般厚 30mm 或 50mm)。板下铺设 0.2m 厚的中砂(或炉渣)作垫层,板上铺 0.2m 细粒土厚防火层。聚氨酯板一般厚 60~80mm。

2 护道顶面设 4%排水横坡。

7.2.3 富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层上的路堑,应根据多年冻土的情况,对路堑边坡采取部分或全部挖除换填的措施,挖除换填的厚度应能满足计算保温层厚度的要求。边坡坡率应比一般地区路堑边坡放缓一级,堑顶采用包角的形式,并做好边坡加固及排水工程。

7.2.4 低填浅挖、零断面路基及路堑基床,根据地基季节融化层和多年冻土性质,可采取全部或部分挖除换填渗水土,换填的厚度应满足保温层厚度的要求。当基床范围全部采用碎石类、砾石类等粗粒土时,应在地面上设复合土工膜防渗层,防渗层表面设 4%的横向排水坡,路基边坡应做好保温层、加固及排水设备等。保温层厚度应根据当地经验确定。当无经验时,可按附录 B 计算确定。

7.2.5 路基采用工业保温材料(聚胺酯板、聚苯乙烯板或挤塑聚苯乙烯板等)保温时,保

温层设置应根据路堤高度、地表地温、地层含水情况经热工计算确定,保温板应避免在高温季节进行铺设施工。

7.2.6 在路基下侧埋设通风管时,通风管可采用预制钢筋混凝土管、钢管或PVC管、EP双壁波纹管。埋设位置、有效孔径及间距应通过热工计算确定。

7.2.7 采用热棒降温时,热棒直径和间距应根据热棒类型、所采用的工质和地—气温差等因素通过计算确定。

7.2.8 路基的两侧或向阳一侧边坡可设遮阳板防护。

7.2.9 路堤基底、路堑路面以下2倍天然上限范围内夹有累计小于0.15m厚的含土冰层或0.4m厚的饱冰冻土或0.6m厚的富冰冻土地段的路基可按少冰、多冰冻土地段路基设计,但应加宽路基面预留沉降量。

7.3 多年冻土沼泽地段路基

7.3.1 多年冻土沼泽地段的路基宜采取保护多年冻土的原则,并应采取加强排水、预留沉降、防止冻害的综合措施。

7.3.2 多年冻土沼泽地段的路堤底部可采用块片石填筑,其厚度应为路堤沉降后至少高出冻前积水水位0.5m。路堤边坡两侧应设置保温护道。

7.3.3 多年冻土沼泽地段路堤,基底为富冰冻土、饱冰冻土或含土冰层时,应根据基底冻土类型按本规范第7.2节的规定进行设计。

7.3.4 线路通过缓山坡沼泽时,应进行基底处理或边坡支挡加固,并应根据沼泽水源补给来源,在路堤一侧或两侧设置挡水埝。

7.4 冻胀丘、冰椎和热融湖(塘)地段路基

7.4.1 冻胀丘、冰椎地段的路堤,其高度不得低于冻胀丘、冰椎的最大高度,并应采取防治冻胀措施。

7.4.2 冻胀丘地段的路堤,宜在路堤上方侧坡脚20m外,根据水文地质情况采取截堵地下水措施。

7.4.3 冰椎地段的路堤应根据地下水的出口位置、泉水类型以及水量水温、积冰高度等,采用积冰坑、冻结沟、挡冰堤、渗水暗沟、集水井等措施。

7.4.4 路堤通过热融湖(塘)时,应根据地基融化和发展情况、湖(塘)内积水深度,选用填料和确定防护加固措施。浸水部分宜用片块石或渗水土填筑,其顶面应在路堤沉降后高出冻前积水水位不得小于0.5m。

7.4.5 热融湖(塘)地段路基,当基底为松软地层时,应考虑基底土层压实沉降的影响,采取必要的地基处理措施。

7.5 路基排水

7.5.1 多年冻土区的路基,应采取排除地表水的措施,并应具有足够的过水能力。在排水困难地段应增设桥涵。

7.5.2 有天然积水或修筑路基后有可能造成积水、排水困难的地段,应在路堤坡脚设防

水护道或填土压实整平低凹处,并设 4%的向外排水坡。

7.5.3 排水沟、天沟、侧沟设计应符合下列规定:

1 排水沟边缘至路堤坡脚或保温护道坡脚的距离,在富冰冻土和饱冰冻土地段不得小于 5m,在含土冰层地段不得小于 10m;天沟边缘至堑顶的距离不宜小于 5m。

2 排水沟、天沟、侧沟应采用宽浅型,深度不宜超过 0.4m,边坡坡率 1:1.0~1:1.5,排水沟、天沟的边坡必要时可选用草皮、黏性土等加固。

3 在厚层地下冰和冻土沼泽地段可采用挡土埝或挡水埝与排水沟结合使用,排水沟的边缘至挡水埝的坡脚间的距离不应小于 1.0m;路堑侧沟可采用混凝土板、混凝土槽或干砌片石加固,并以灰土或三合土作垫层。

4 高原多年冻土区的排水设施应优先选用挡水埝或带有隔水板的挡水埝。

7.5.4 挡水埝设计应符合下列规定:

1 当按保护多年冻土的原则设计,地面横坡明显时,应在路基上方设挡水埝;当地面横坡不明显时,应在两侧设挡水埝。

2 挡水埝的横断面应为梯形,挡水埝应有足够的挡水高度,顶宽不应小于 1.0m,边坡坡率应为 1:1.5~1:1.75。

3 天沟、排水沟靠线路一侧的边缘距挡水埝坡脚的距离不应小于 1.0m。

4 挡水埝距堑顶或路堤坡脚的距离不宜小于 5m。

7.5.5 对路基有危害的地下水,应根据地下水类型、水量、积水和地层情况,选用冻结沟、积冰坑或渗沟等措施,并应符合下列规定:

1 当采用渗沟排除地下水时,渗沟及检查井均应采取保温措施;出水口的位置应选在地势开阔、高差较大、纵坡较陡、向阳、避风等处,并采用掩埋式锥体或其他形式的保温措施。

2 当路堑边坡有地下水出露时,应将水引排,并应在边坡上采取保温措施。

7.6 取土坑和弃土堆

7.6.1 取土坑的设置应远离线路,分段集中取土,并应符合环境保护的要求。

7.6.2 多年冻土区的路基,不宜在路基两侧取土;高含冰量冻土及不良冻土现象发育地段的路基,不得在路基两侧取土。

7.6.3 取土场应选择在植被稀疏的少冰多年冻土的山坡或融区、河滩等地。路堑挖方、隧道弃渣及路基换填地段挖出的高含冰量冻土不得作为路基及保温护道的填料,并应弃于远离路堑的下方侧,并应考虑对地下多年冻土的影响,不得影响地表水顺利排泄。

7.6.4 取(弃)土场至路基间应设计固定的行车路线,不得随意行车,行车道路宜按填方路堤形式设计。

7.7 季节性冻土防治措施

7.7.1 防止路基冻害设计应符合以下规定:

1 基床顶面至地面的最小距离($H_{\min}$)应按下式计算:

$$H_{\min} = H_c + \Delta h + h_f \pm h_w \tag{7.7.1}$$

式中 H_c ——毛细水强烈上升高度(m),可根据土的类别按式(6.2.2—1~3)计算;
 Δh ——安全高度,一般取 0.5m;
 H_f ——有害冻胀深度(m),可取最大冻结深度的 60%~95%;
 h_w ——冻胀期地下水埋深或地面积水深度,当为地下水时取负号。

2 路堤高度不应小于按式(7.7.1)计算的路堤最小高度。不能满足时,可采用下列措施:

- 1)引排地面积水或降低地下水水位;
- 2)基底设毛细水隔断层;
- 3)在有害冻胀深度范围内,采用弱冻胀土作填料;
- 4)采用聚苯乙烯泡沫塑料板隔温层。

7.7.2 改建既有线和整治路基冻害时,应符合下列规定:

- 1 就地取土方便并有修筑施工便线条件时,宜将路堤抬高至满足式(7.7.1)所要求的路堤最小高度;
- 2 当有炉渣可利用时,宜结合线路抬坡,在有害冻胀深度内加设炉渣保温层或工业保温材料保温层;
- 3 当既有路堤高度偏低且线路难以抬坡时,宜在有害冻胀深度内换填弱冻胀土或采用横向渗沟等排除地下水的措施。

8 风沙地区路基

8.1 一般规定

8.1.1 风沙地区路基设计,应接近期与远期防护相结合、铁路建设与防治同时进行的原則,采取工程与植物防沙相结合的综合治理措施。

8.1.2 风沙地区路基宜以路堤通过,Ⅰ级铁路路堤高度不宜小于 2.5m,Ⅱ级铁路路堤高度不宜小于 1.0m,并应根据风沙范围、对路基危害程度、风沙活动特征、水文地质条件等因素,确定有效的防护措施。地基为松软土时,应按本规范第 3 章的规定进行地基处理。

8.1.3 风沙地区路基基床应符合下列要求:

1 路堤:砂类土不得作为Ⅰ级铁路基床表层填料;Ⅱ级铁路基床表层采用粉、细砂作填料时,应采取土质改良措施;Ⅰ级铁路基床底层采用粉、细砂作填料时,应采取土质改良或加固措施;

2 路堑:Ⅰ级铁路基床表层应采取换填措施,填料应符合有关规定;Ⅰ级铁路基床底层、Ⅱ级铁路基床表层土质为粉、细砂时,应采取换填、土质改良或其他加固措施。

8.1.4 当横向取、弃土时,取土坑和弃土堆应设在背风侧。取土坑内边缘距路堤坡脚不应小于 5m,弃土堆内边缘距堑顶不应小于 10m,并应采取防风沙措施。

8.1.5 路基工程应避免在大风季节施工。施工时应保护原有地表硬壳及植被,对车辆和施工机械应划定行驶路线。线路两侧各 500m 范围内的天然植被和地表硬壳均不得破坏。

8.2 路 堑

8.2.1 粉、细砂路堑边坡形式应采用直线型。边坡高度 $h \leq 6\text{m}$ 时,边坡坡率应采用 1 : 1.75; $6\text{m} < h \leq 12\text{m}$ 时,采用 1 : 2。戈壁风沙流地区的浅路堑,宜采用展开式,其边坡坡率宜缓于 1 : 4。

8.2.2 粉、细砂地层应设置侧沟并铺砌加固。干旱与极干旱荒漠带,一次降雨能全部渗入沙层不产生径流时,可不设侧沟。

8.2.3 路堑地段应根据沙源、风向及一次最大积沙量情况,在侧沟外设置宽度不小于 2m 的积沙平台;不设侧沟时,积沙平台宽度不应小于 3m。积沙平台应采用卵石土、碎石土、粗砾土、黏性土或水泥砂浆块板等覆盖。

8.3 路 堤

8.3.1 粉、细砂路堤边坡形式应采用直线型。边坡高度 $h \leq 6\text{m}$ 时,边坡坡率应采用 1 : 1.75;边坡高度为 $6\text{m} < h \leq 12\text{m}$ 时,应采用 1 : 2。

8.3.2 当大风地区采用碎石类土作填料时,路基每侧应加宽 0.3~0.5m。

8.4 路基边坡防护

8.4.1 路基本体为粉砂、细砂及易被吹蚀的粉土时,应对路肩、坡面以及路堤坡脚或堑顶外 2~5m 范围的地表进行防护。当基床采用其他填料时,宜根据情况对路肩和坡面采取防风蚀措施。

8.4.2 路基边坡防护形式及结构尺寸,应根据路基土质、风沙活动规律,材料来源和施工条件等确定。有条件时,应优先采用植物防护措施,也可采用碎石类土、黏性土或土工网(垫)植草、坡面栽砌卵石方格、铺砌水泥砂浆块板等防护。

8.4.3 防护材料应根据当地情况选用卵石土、碎石土、粗砾土、黏性土、矿渣、片石、水泥砂浆块板、土工合成材料或其他不易被风吹蚀的材料。施工期间的临时防护可选用草席、树枝、土工合成材料等。

8.5 路基两侧防护

8.5.1 路基两侧应结合当地的治沙经验,采取固沙、阻沙、输沙和封沙育草、保护天然植被等多种防护措施,构成严密的、整体性的防沙结构体系。

8.5.2 两侧防沙体系应自路堤坡脚(或堑顶)外依序设置防火带、防护带、植被保护带等。防护带内工程防护和植物防护措施应相互协调配合,发挥整体效能。

8.5.3 防沙林和采用草类等易燃材料的防护带,应在路基坡脚或堑顶外选用卵石土、碎石土、粗砾土等铺设防火带。防火带宽度应符合《铁路工程设计防火规范》(TB 10063)的规定。

8.5.4 路基两侧应根据沙源、风况、沙丘活动情况和天然植被状况等因素,分别按严重、中等和轻微风沙地段设置防护带和植被保护带,其宽度应符合下列规定:

1 严重风沙地段,迎主导风向侧防护带宽度宜为 250~300m,植被保护带宽度不宜

小于 400m;背主导风向侧防护带宽度宜为 100~200m,植被保护带宽度不宜小于 150m。

2 中等风沙地段,迎主导风向侧防护带宽度宜为 150~200m,植被保护带宽度不宜小于 300m;背主导风向侧防护带宽度宜为 100m 左右,植被保护带宽度不宜小于 100m。

3 轻微风沙地段,迎主导风向侧防护带宽度宜为 100m 左右,植被保护带宽度不宜小于 200m;背主导风向侧防护带宽度宜为 50m 左右,植被保护带宽度不宜小于 50m。

4 I 级铁路的防护带和植被保护带宽度应取大值。

8.5.5 路基两侧的植被保护带范围内应在植被保护区边缘处,设置严禁采樵、放牧和开垦等护林标志或带刺铁丝网、护林沟堤等设施。

8.5.6 大风地区路基两侧,除应设置各种防沙的设施外,在风力集中的风口地段,迎主导风向侧应采取降低风速或挡风措施。

8.5.7 防沙工程长度应沿线路两端适当延长,并宜形成封闭的防护形式。

8.6 工程防沙措施

8.6.1 工程防沙措施适用于无植物防沙条件或为植物固沙创造条件的风沙地区路基。防护措施应在查明风沙源头和径路的基础上前移远离线路。

8.6.2 防护类型应依据风沙活动特征、输沙量、地形和防护材料性质等综合确定,一般可采用下列防护措施:

- 1 平铺卵石土、碎石土、粗砾土、矿渣、炉渣等粗颗粒土;
- 2 设置草方格、苇把、树枝栅栏、黏性土埂等沙障;
- 3 设置挡沙沟堤、土坯墙、干砌片石墙及高立式沙障、挡风墙等。

8.6.3 高立式沙障和挡沙沟堤距路基坡脚或埝顶迎主导风向侧不应小于 200m,背主导风向侧不应小于 100m。在沙源丰富地段,可向外适当增加沙障排数,其排间距离不宜小于障高的 20 倍。

8.6.4 单一挡沙沟堤宜在沙源较少地段使用。当沙源较多时,可在其外侧设置防沙栅栏,距挡沙沟堤的距离不宜小于 20m。

8.6.5 防沙工程跨越沟谷或漫流区时,应采取防止被水流冲毁的措施,增加防护设施。

8.7 植物防沙措施

8.7.1 有水源可利用或年平均降水量大于 250mm 地区,应采用植物固沙;在年平均降水量为 100~250mm 且湿沙层含水率大于 3%的地区,宜采用植物固沙。

8.7.2 防护林带应根据当地造林经验和水源条件,采用乔木、灌木、草本植物相结合,以灌木为主的混交林或纯林,每条林带宽度宜为 20~40m。每两条林带间应设林间空地,其宽度可采用 30~40m。防护林带数量应按下列原则布置:

- 1 严重风沙地段,迎主导风向侧设 4~5 条,背主导风向侧 2~3 条;
- 2 中等风沙地段,迎主导风向侧设 3~4 条,背主导风向侧 2 条;
- 3 轻微风沙地段,迎主导风向侧设 2 条,背主导风向侧 1 条。

8.7.3 树(草)种应选择生长良好、固沙能力强的当地沙漠植物。引种外地树(草)种时,应经过栽培试验,成功后推广应用。先锋植物与后期植物应互相配合。

- 8.7.4 植物应配置合理、密度适宜,宜采用稀疏结构林带。
- 8.7.5 植物的灌溉应优先采用喷灌和滴(渗)灌。
- 8.7.6 植树造林初期应采取工程防沙过渡措施,同时应在距林带 20m 以外设置阻沙设施。

9 雪害地区路基

9.1 一般规定

- 9.1.1 线路不宜靠近严重积雪的山坡坡脚,绕避困难时应采取有效的防护措施,线路走向宜与风雪流的主导风向平行或交角不宜大于 30°。
- 9.1.2 路基应避免低填浅挖,路堤高度宜大于平均积雪深度的 3 倍,且不得小于 1.5m,路堑深度不得小于 2.0m。当不可避免时,应采取适宜的防护措施。
- 9.1.3 路基横断面形式应有利于防止积雪。与主导风向垂直的迎风侧路堤边坡宜放缓。路堑的断面形式,当路堑深度小于 2.0m 时,宜采用展开式路堑;当路堑深度为 2.0~6.0m 时,宜在两侧坡脚留积雪平台;当路堑深度大于 6.0m 时,可按一般地区路基设计。
- 9.1.4 路堤迎风侧的边坡宜放缓,沿主导风向的边坡坡率不宜陡于 1:4。

9.2 防护措施

- 9.2.1 雪害地区应根据地形、地貌、植被、气候、风向、积雪厚度,并结合线路位置、路基高度等因素在路基一侧或两侧设计防护林带。
- 9.2.2 防护林带宜采用乔、灌混合林型。林带树种应根据当地土壤和气候条件,选用适合当地生长、易于成活、生长快的树种。防护林带的宽度不宜小于 20m,林带内侧距路堑顶或路堤坡脚不应小于 20m。林区的防火距离应符合《铁路工程设计防火规范》(TB 10063)的有关规定。
- 9.2.3 在不宜种植防护林和防护林未能起作用前,可在迎风一侧设置固定式或活动式防雪栅栏、防雪堤、防雪沟或导风板等,并与主导风向垂直。固定式防雪栅栏高度不应小于 3.0m,活动式的高度宜为 1~2m,其位置可距路堑堑顶或路堤坡脚外 30~50m。当地形开阔积雪严重时,可采用防雪堤、防雪栅栏、灌木林带相结合的综合防护体系。
- 9.2.4 对经常发生掩埋线路的严重雪害或有雪崩情况的地段,可采用明洞或棚洞等防护措施。

10 滑坡地段路基

10.1 一般规定

- 10.1.1 线路应绕避巨型、大型和性质复杂的滑坡地段或滑坡群。当绕避中、小型滑坡困难时,应选择在有利于滑坡稳定和线路安全的位置通过,并采取可靠的工程处理措施。

10.1.2 滑坡地段路基应根据滑坡的类型、规模、滑坡体岩土性质、水文地质条件、滑坡形成与发展条件,分析其对工程的危害程度,及时采取有效整治措施,保证路基稳定及施工、运营安全。

10.1.3 滑坡整治应遵循一次根治、不留后患的原则,采取截排水与减载或反压、支挡等相结合的工程措施综合治理。

10.1.4 滑坡体宜进行地表变形监测,必要时应进行深孔位移监测。

10.1.5 厚层松散堆积体、断裂构造破碎带、风化破碎带、岩体顺层、岩层软硬不均、斜坡软弱地基及特殊岩土等地段,应加强工程地质选线,采取可靠的预防措施,防止产生工程滑坡。

10.2 滑坡稳定性分析及下滑力计算

10.2.1 滑坡稳定性分析除应考虑滑体重力、建筑荷载、滑面阻力、设计水位的浮力作为永久荷载外,尚应考虑作用在滑体上的施工临时荷载、地震水平作用力及其他临时荷载的影响。

10.2.2 滑坡稳定性可根据工程地质类比法和力学平衡计算综合分析。滑坡稳定系数应根据滑面形状(圆弧、直线及折线滑面)、滑带土性质、滑体饱水情况选择综合 c 法、综合 ϕ 法、或兼有 c 和 ϕ 法进行计算。

10.2.3 滑坡剩余下滑力可采用传递系数法计算。条块作用力系如图 10.2.3 所示,计算公式如下:

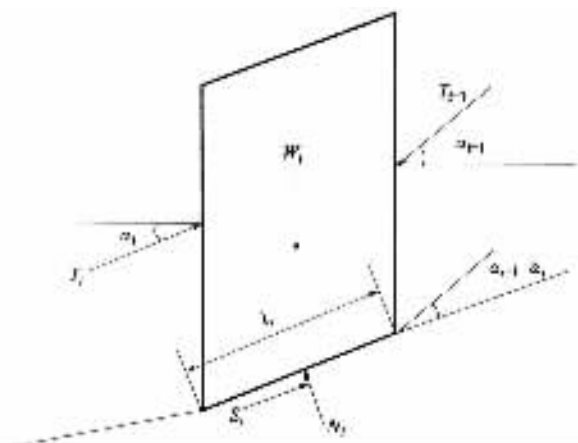


图 10.2.3 滑坡剩余下滑力计算示意图

S_i —抗滑反力; N_i —法向反力

$$T_i = F_i W_i \sin \alpha_i + \phi_i T_{i-1} - W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i - c_i L_i \quad (10.2.3-1)$$

$$\varphi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \phi_i \quad (10.2.3-2)$$

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

F_i ——安全系数,应根据滑坡的发展阶段、滑面岩土抗剪强度的可靠性、工程的重要性等综合确定;一般情况可采用 1.1~1.25;当考虑临时荷载

时,可适当降低,但不应小于 1.05;

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 滑块滑面岩土黏聚力(kPa);

l_i ——第 i 滑块滑面长度(m);

ψ_i ——传递系数。

当滑坡体最后一个条块的剩余下滑力小于或等于零时,滑坡稳定;当大于零时,滑坡不稳定。

10.2.4 滑面岩土抗剪强度取值,可依据滑面岩土室内试验资料、极限平衡反算值、工程类比经验数据,并结合滑坡可能出现的最不利情况等分析确定,必要时可根据现场试验资料确定。一般情况下,应根据滑坡发展阶段、滑面不同段落,在峰值强度与残余强度之间取值。

10.3 防护工程

10.3.1 滑坡的地表排水工程应符合下列要求:

- 1 在滑坡后缘以外的稳定地层应设环状截水沟,其排水纵坡不应小于 2%,断面尺寸可按小流域 1/50 频率流量设计;
- 2 滑坡范围较大时,可结合地形条件在滑坡体范围内设置树枝状排水沟,并采取防渗、防裂措施;对滑坡有影响的自然沟应进行疏通与防渗处理;
- 3 滑坡体上的封闭洼地或泉水露头,应设排水沟将水引出;
- 4 滑坡体裂缝、松散坡面应平整夯实;
- 5 地表水下渗严重的土质滑坡,宜在滑坡体上植树、种草。

10.3.2 滑坡的地下排水工程,应结合地形和水文地质条件,采取合理有效的措施。

1 支撑渗沟应符合下列要求:

1)浅层滑坡可于滑坡前缘设置支撑渗沟,必要时与抗滑支挡建筑物结合设置,排除或疏干滑坡体地下水或浅层滞水,兼起支撑滑坡体的作用;

2)支撑渗沟沟底应置于滑动面以下不小于 0.5m。

2 渗沟应符合下列要求:

1)有地下水进入滑坡体时,可设置截水渗沟,截水渗沟宜垂直于地下水流方向;

2)滑坡体浅层地下水或土体浅层滞水,可设置渗沟引出滑体外;

3)渗沟沟底应置于含水层下的不透水层或基岩内,其排水纵坡不应小于 2%。

3 仰斜排水孔应符合下列要求:

1)滑坡深层地下水,宜设置仰斜排水孔排水,长度应穿过滑动面;

2)仰斜排水坡度不应小于 5%,内置软式透水管或塑料渗水管,必要时可向管内充填中粗砂或砂砾石。

4 泄水洞应符合下列要求:

1)泄水洞宜埋入稳定地层内,洞底排水纵坡不应小于 1%;

2)泄水洞断面净空高应为 2~2.5m,宽应为 1.0~1.5m,其集水段的衬砌可采用花边墙;

3)在泄水洞顶部可设置竖向或放射状集水孔。

10.3.3 采取减载和反压措施时,应符合下列要求:

1 滑坡主滑段滑床较陡时,可在滑体中后部减载,但应确保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。

2 有条件时可采取在滑坡前缘填土反压的措施。填土反压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,必要时应做地基处理。

10.3.4 采取抗滑支挡建筑物措施时,应符合下列要求:

1 抗滑桩(锚索抗滑桩)

1)抗滑桩宜布置在滑坡的抗滑段,桩长应防止滑体从桩顶滑出和从桩底产生新的深层滑动;

2)根据滑坡剩余下滑力大小,结合路基工程边坡支挡型式等,可布置为单排或多排,也可与预应力锚索组成锚索桩;

3)在土层或破碎岩层中开挖桩井应设置护壁;当存在有害气体或桩井深度大于 10m 时,应考虑井下通风。

2 预应力锚索:

1)预应力锚索锚固段应置于滑面以下的稳定地层中;

2)预应力锚索外锚体根据滑坡体岩土承载力可采用格子梁、锚墩或承压板等,其坡面应采取防止表土被雨水冲蚀、防止局部溜坍的措施。

3 抗滑挡土墙

1)抗滑挡土墙宜设置在滑坡前缘;

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)挡土墙基坑较深、土体稳定性较差时,应采取挡板支撑、临时锚杆等临时防护措施,其施工应分段跳槽进行,保证滑坡在施工期间的稳定和施工安全。

10.3.5 土质、中小型滑坡可采取高压旋喷桩、微型桩等措施,提高滑动带岩土抗剪强度,增强滑坡稳定性。

10.3.6 滑坡前沿受河水冲刷时,应采取防冲刷措施。

10.4 工程滑坡预防

10.4.1 厚层松散堆积体、断裂构造或风化破碎带、岩体顺层带,易产生工程滑坡,工程地质选线应符合下列要求。

1 线路不应与大断裂平行,应绕避地下水发育地段的厚层构造破碎带及岩体顺层带;

2 不宜切割厚层松散堆积体、风化破碎带的坡脚或在其上部填方。

10.4.2 厚层松散堆积体或破碎带、岩体顺层带、特殊岩土或存在软硬不均岩层的路堑,应降低边坡高度;斜坡软弱地基上的路堤,应控制填方高度。设计时应通过对路堑开挖、

路堤加载后路基及边坡的稳定性分析,采取相应的工程措施,预防产生工程滑坡。

10.4.3 厚层松散堆积体或破碎带、软硬不均岩层地段的路堑高边坡,宜采取坡脚预加固措施或加强边坡中下部锚固处理。特殊岩土边坡、岩体顺层边坡,宜采取放缓边坡或顺结构面刷坡及防护的处理措施;地形陡峭时,可于坡脚设锚固桩或采取分层开挖、坡面分级锚固等措施,保证施工安全及边坡稳定。

10.4.4 斜坡软弱地基上路堤,应采取加强边坡支护和软弱地基处理措施,防止路堤加载引起边坡或地基失稳变形。

10.4.5 在地表水汇集或地下水发育地段,应加强截排水工程措施,防止表水强烈冲蚀、下渗或浸泡边坡,地下水软化边坡及地基岩土体,确保路基工程的长期稳定。

11 危岩、落石和崩塌与岩堆地段路基

11.1 一般规定

11.1.1 线路应绕避可能发生大范围的危岩、落石或大规模崩塌地段。对中小型危岩、落石和崩塌地段,绕避困难时,应根据病害类型及危害程度等,合理地选择线路位置及防治措施。

11.1.2 在危岩、落石和崩塌地段,路基应选择在其影响范围小、边坡较矮缓、易于防治处理的位置,并采取遮蔽、拦截、清除、加固或综合处理等安全可靠的工程措施。

11.1.3 在岩堆地段,应根据岩堆的规模和物质组成、下伏岩土的性质和坡度、地下水、地表水的活动情况等地形地质条件,分析评价岩堆的发展阶段、稳定性及其对工程的影响,合理选择线路位置和工程措施。

11.1.4 对岩堆面积较大、堆积层松散、堆积床坡度较陡、补给来源丰富、地下水和地表水对其稳定性影响较大、可能产生滑动的大型岩堆,线路应绕避。对中小型岩堆,绕避困难时,路基宜以低填浅挖通过,并采取稳定加固措施。

11.2 危岩、落石和崩塌地段的防治措施

11.2.1 线路距中型危岩、落石或崩塌地段较近时,应采用明洞、棚洞等遮挡建筑物处理。遮挡建筑物应有足够的长度,防止危岩、落石和崩塌岩块落入路基。

11.2.2 危岩、落石范围和崩塌体规模较小或虽较大但距线路较远时,可采用清坡、支挡、挂网锚喷的处理措施或设落石平台、落石槽、拦石堤、拦石墙、柔性防护系统等拦截建筑物防护。

11.2.3 对路基有危害的山坡危石或危岩,应清除或采用支撑、锚固等措施加固;局部凹槽部分应进行嵌补,危岩与母岩间的裂隙可进行灌浆或注浆处理。

11.2.4 对路基范围内可能发生坍塌的破碎岩体,应根据岩性、破碎程度等采取适宜的刷坡、防护或支挡加固措施,并进行坡顶的截排水处理。有地下水出露时,应采取疏导、引排措施。在构造节理发育、岩性十分破碎的高陡山坡上,不宜刷坡,可采取支挡加固与拦截建筑物相结合的措施或采取遮挡建筑物处理。

- 11.2.5 危岩落石拦截建筑物的类型、结构尺寸、设置排数及位置应根据落石的大小、数量、分布位置、冲击力和与线路的距离确定。
- 11.2.6 落石的弹跳高度和速度可根据落石质量、山体边坡坡率、坡面堆积物类型及植被等因素进行计算。
- 11.2.7 拦挡建筑物的位置和高度应根据地形和落石的弹跳轨迹确定。根据最大的冲击动能确定拦挡建筑物的类型和大小,以及防护层的厚度。
- 11.2.8 危岩、落石和崩塌地段的防治工程施工时,不得采用大爆破方法开挖。

11.3 岩堆地段路基设计

- 11.3.1 岩堆地段路基设计时,应根据路基类型及位置进行路基稳定检算。检算方法可采用折线法,其安全系数可采用 $1.10 \sim 1.25$ 。以路堤通过时,应检算加载后路堤的稳定性;以路堑通过时,应检算开挖卸载边坡的稳定性。当堆积床体具有向下倾斜岩面或岩堆体内存在薄弱夹层时,尚应分别检算其稳定性。
- 11.3.2 岩堆地段路基应根据岩堆的水文地质条件,采用截、排地表水和地下水措施。沟谷中的岩堆应加强防排水措施。临河的岩堆应做好冲刷防护。
- 11.3.3 不稳定岩堆地段路基应采取相应的抗滑支挡等综合措施,保证路基的稳定。
- 11.3.4 稳定岩堆地段的路堑边坡宜采用与岩堆天然安息角相适应的边坡坡度。在边坡中间出现松散夹层时,应对夹层进行砌石防护。当边坡较高时,宜采用阶梯形边坡。当岩堆的厚度较薄、挖方边坡切割岩堆可能破坏岩堆的平衡条件时,宜在上侧或下侧修建支挡工程。
- 11.3.5 松散堆积层地段应根据坡体岩性、密实程度等,采取刷坡、边坡防护或基底防滑加固等措施。边坡应控制高度,宜采取全坡面防护,并进行坡顶的截排水处理,防止边坡产生病害。有地下水出露时,应采取疏导、引排措施。
- 11.3.6 活跃的岩堆补给区应根据其面积、岩体类型和规模,采取拦截或加固工程措施。
- 11.3.7 较复杂的路基加固工程应设置变形观测系统,根据观测数据,调整施工方法和完善设计措施,确保施工和运营安全。
- 11.3.8 路堑基床及路堤基底岩堆体土质或密实度不满足要求时,应采取原地碾压、翻挖夯实、换填或灌浆加固等处理措施。

12 岩溶与人为坑洞地段路基

12.1 一般规定

- 12.1.1 线路应绕避岩溶发育地区。绕避困难时,路基工程宜选择在岩溶发育最窄、易于处理的位置通过。必要时,应与桥梁等工程进行技术经济综合比较。
- 12.1.2 岩溶地段路基应加强工程地质勘察,采用综合勘探方法,查明岩溶地表形态、地表径流和地下水活动特征、覆盖土层厚度、岩溶发育程度、土洞状况及抽排地下水等人为活动情况,分析地面致塌因素,综合评价地基稳定性。岩溶地段路堑,当施工开挖至路基

面后,应进行必要的补充勘察和评价。

12.1.3 岩溶地段路基设计应根据工程地质勘察资料,对路基稳定性及环境影响进行综合分析,合理采取回填、跨越、加固等处理措施。

12.1.4 线路应绕避大型采空区及难以查明的小型采空区和人为洞穴。对小型采空区和人为洞穴,绕避困难时,路基工程应采取可靠的处理措施。

12.1.5 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。

12.2 岩溶地段路基设计

12.2.1 溶洞距路基的安全距离 L ,可按坍塌时的扩散角计算:

$$L = H \times \cot \beta \quad (12.2.1-1)$$

$$\beta = \frac{1}{F} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (12.2.1-2)$$

式中 H ——溶洞顶板厚度(m);

β ——坍塌扩散角($^\circ$);

F ——安全系数,取 1.10~1.25;

ϕ ——岩石的内摩擦角($^\circ$)。

溶洞顶板以上有覆盖土层时,岩土界面处用土体稳定坡率(综合内摩擦角)向上延长坍塌扩散线与地面线相交,路基边坡坡脚应在距交点不小于 5m 以外范围。不能满足时,应采取收坡或稳定坡脚的处理措施。

12.2.2 对路基稳定有影响的岩溶水应采取疏导、引排的措施。路基上方的岩溶泉或冒水洞应采用截水沟将水引排至路基外;基底的岩溶泉或冒水洞宜采用涵洞将水排除。

12.2.3 路基位于溶蚀洼地时,应做好地面排水设施;积水不能排除时,基底宜采取注浆等封闭隔水措施,防止地表水下渗导致地面塌陷,并采用岩块或粗粒土填筑路堤至高出积水位不小于 0.5m。

12.2.4 危及路基稳定的溶洞、溶蚀裂隙发育带及覆盖层土洞处理,应符合下列要求:

1 裸露和埋藏较浅的溶洞可根据其大小、深度、所处位置及施工条件选择回填封闭、盖板跨越、支顶加固等措施处理。覆盖层厚度小于 5m 的溶洞和溶蚀裂隙发育带,采用注浆加固时,注浆深度应根据溶蚀裂隙发育情况或溶洞大小、顶板厚度、溶洞的厚跨比等综合确定。路基基底以下处理深度不宜小于 10m。

2 埋藏较深的溶洞和溶蚀裂隙发育带宜采用注浆封闭土、石界面,形成隔水帷幕,厚度为 5~8m,其中进入基岩内的深度不宜小于 3m;岩溶很发育,溶洞呈串珠状或空洞较大时,进入基岩内的深度应适当增加。

3 覆盖层土洞埋藏较浅时,宜回填夯实并作好地表水的引排封闭处理;土洞埋藏较深时,宜采用充填、注浆或全覆盖层注浆加固等措施处理。

4 对易产生土洞的覆盖层,宜针对诱发因素采取注浆加固或封堵等措施。

5 注浆加固分段应综合考虑加固后地下水条件变化等因素的影响,消除隐患。

12.2.5 注浆孔距应根据溶蚀发育程度、溶隙、溶缝的连通性等地质条件和注浆压

力、浆液浓度等确定,并通过现场注浆试验验证。注浆段的单位注浆量宜通过现场试验确定。

12.2.6 注浆材料主要为水泥浆,水泥浆的水灰比为 $1:1\sim 0.6:1$ 。空隙较大时,可适量掺入黏性土、细砂、粉煤灰或碎石等充填物。当遇特殊情况时,可采用加入适量水玻璃等混合浆液,加快凝结速率,控制进浆范围和浆量。

12.3 人为坑洞地段路基设计

12.3.1 危及路基稳定的采空区,应根据其位置、顶板厚度、坚固程度、坑道的走向、形状、大小和坑道的充填物及其密实程度等确定加固方法。

- 1 埋藏较浅的采空区宜采用明挖回填处理;
- 2 埋藏较深、坑道通畅的采空区宜采用片石回填、支顶、注浆等措施处理;
- 3 埋藏较深、多层重叠交错、无法进入的采空区宜采用注浆、灌砂处理。

12.3.2 墓穴、地窖、枯井、掏砂坑、坎儿井(地下渠)等人为洞穴,应根据情况采取开挖回填、夯实、注浆加固等防止坍塌的措施。

12.3.3 采空区的路基应根据矿区规划和调查资料,采取防止坍塌、预留足够的沉降量及加宽路基等措施。

12.3.4 在采空区或人为洞穴地段修建铁路时,不宜采用抽排地下水的措施。

13 浸水路基

13.1 一般规定

13.1.1 浸水路基是指设计水位以下受水浸泡的河滩、滨河及滨海路基。穿越积水洼地、池塘的路基,可根据具体情况按照本章有关规定办理。

13.1.2 河滩、滨河路基应避免过多挤压河床和压缩桥长,不得侵入山区河流的河槽。在洪水经常泛滥区域内不应设置路基。河滩路堤的平面布设应使河滩水流顺畅,不宜在河滩范围内设计成折向下游的路堤。

13.1.3 滨海路基应选择在海面最短、水深不大、波浪较小、海滩地势较为平坦、地质条件好的地段通过。

13.1.4 路堤两侧有较大水头差时,应设置过水建筑。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。

13.1.5 路堤浸水部分应采用渗水土填筑。在严寒地区,应在浸水侧坡脚外采取挡水埝等措施,防止路基浸水产生冻胀病害。

13.1.6 取土坑应远离坡脚或护底石。河滩路堤取土坑应设在下游一侧。

13.1.7 浸水路堤应根据浸水深度、水流状况、波浪、基底地层、河道(海岸)地貌等条件选择断面形式和边坡防护加固类型。

13.1.8 浸水路堤地基为松软土层、受水浸泡及地下水壅升后将形成的松软土层、湿陷性

黄土的地基、列车振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。

13.2 河滩及滨河路基

13.2.1 边坡浸水防护高程,应大于设计水位加波浪侵袭高或斜水流局部冲高加壅水高(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。

13.2.2 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应与非浸水路基相同,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检算确定。进行稳定性检算时,应考虑浸水部分重力密度变化及渗透压力的作用。

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 0.3~0.5m,并可根据填料粒径采用土工合成材料等。

13.2.3 路基坡面受水流冲刷时,可根据路堤高度、填料性质、流向、流速、水深、地基等,按照《铁路路基设计规范》(TB 10001)的有关规定进行坡面防护加固,亦可采用当地行之有效的边坡防护加固措施。

13.3 滨海路基

13.3.1 滨海路基的路肩高程应大于设计高潮水位加波浪侵袭高(波浪爬高)加不小于 0.5m 的安全高度。当路堤顶设防浪墙时,路肩设计高程不应小于设计高潮位加不小于 0.5m 安全高度。

13.3.2 设计潮水位应采用重现期为 100 年一遇的高潮位。当滨海路堤兼作水运码头时,还应按照设计要求确定设计最低潮位。

13.3.3 防浪墙和坡面防护工程的强度和稳定性计算时,设计波高的波列累积频率应按表 13.3.3 采用。当推算的波高大于浅水极限波高时,均应按极限波高采用。

表 13.3.3 波列累积频率

滨海路堤形式	部 位	计 算 内 容	波列累积频率 $F(\%)$
斜坡式	胸墙,堤顶方块	强度和稳定性	1
	护坡块石,护坡块体	稳定性	13*
	护底块石	稳定性	13
直墙式	上部结构,墙身桩基	强度和稳定性	1
	基床护底块石	稳定性	5

注: * 当平均波高与水深的比值 $\overline{H}/d<0.3$ 时, F 宜采用 5%。

- 13.3.4 滨海路基与港区路基所采用的设计高程不同时,应设置路肩高程渐变段,使之与港区路基平顺衔接,并应采取防止路基面越浪的措施。
- 13.3.5 路基断面结构形式应根据水深、波高、地基条件、填料性质、施工条件及使用要求等因素综合分析确定。一般可采用斜坡式,也可采用直墙式。
- 13.3.6 路堤边坡坡率应根据路堤填料情况、路堤高度、防护形式及海洋水文条件确定。当外海侧缓于内海侧、块石护面缓于混凝土块护面、堤头部缓于堤身时,边坡坡率可按表 13.3.6 选用。

表 13.3.6 不同坡面防护类型的边坡坡率

坡面防护类型	边 坡 坡 率
抛填或安放块石	1 : 1.5 ~ 1 : 3
干砌或浆砌块石	1 : 1.5 ~ 1 : 2
干插条石	1 : 1.5 ~ 1 : 2
安放人工块体	1 : 1.5 ~ 1 : 2
抛填方块	1 : 1.0 ~ 1 : 1.5

- 13.3.7 坡面防护应根据水深、波浪高度、波浪压力及施工条件等,采用混凝土人工块体(扭工字块体、四脚锥体、四角空心方块等)、干砌块石、干砌条石、浆砌块石、混凝土板、栅栏板及模袋混凝土等。各种防护工程应能满足抗海水冲蚀、生物的侵蚀和抗冻等要求。
- 13.3.8 护坡垫层石块质量可取护石块体质量的 1/10~1/20。困难时,其质量不得小于 1/40。当采用四脚空心块和栅栏板护面时,其垫层石块不应小于护石结构的空隙尺度,垫层厚度不宜小于 400mm。
- 13.3.9 外海侧护坡底部应设抛块石或混凝土块体,块体顶面高程宜在设计低水位以下约 1.0 倍设计波浪高并高于施工水位,顶面宽度不宜小于 2.0m,厚度不宜小于 1.0m。
- 13.3.10 冲刷地基上外海侧坡脚应抛填护底石,内海侧可根据具体情况确定。护底石可采用 1~2 层,厚度不宜小于 1.0m,宽度可根据堤前水深和流速大小采用 5~10m。对砂质海底,在护底块石层下宜设置厚度不小于 0.3m 的碎石层,护底石宽度应根据冲刷情况确定。
- 13.3.11 坡面防护设计中护面块体重量和护面厚度的计算、护底块石的重量计算、栅栏板平面尺寸和厚度及强度的计算、防浪墙的强度及稳定性计算以及所采用材料(块石、混凝土等)的强度要求等,可根据《防波堤设计与施工规范》(JTJ 298)的有关规定办理。

14 水库地段路基

14.1 一般规定

- 14.1.1 水库路基是指线路沿水库边缘行进或跨越水库支沟、支流修筑的受库水作用影

响的路基。

14.1.2 水库路基设计时应根据水库的特点和要求及水库对路基的影响,考虑岸坡岩(土)体的物理力学性质、库水浸泡、水理性、水位变化、波浪侵袭、水流冲刷、坍岸、淤积和地下水壅升的变化以及大孔性土的湿陷等因素,进行路基和库岸稳定性分析,确定相应的防护加固措施。

14.1.3 水库路基的防护加固设计应包括路基的防护加固和水库坍岸的防护加固。

14.2 路基和库岸稳定性分析

14.2.1 库岸的稳定性应根据工程地质条件、水文气象特征及库水运行规律、库岸形态、水库坍岸、水库淤积、地下水壅升等因素,并考虑波浪、荷载、地震等作用力的影响,进行分析和评价。库岸的坍岸线应通过对水库坍岸的预测和计算确定。路基距预测坍岸线应有一定的安全距离。

14.2.2 路基稳定性分析应符合下列要求:

1 考虑上下游水头差在堤内产生的稳定渗流及水位骤然下降在堤内产生的不稳定渗流对路堤边坡产生的渗透压力和冲蚀作用,路堤应按路堤内渗流的最不利情况进行检算,必要时应进行流网计算。用不易风化的石块填筑的路堤,可不考虑水的渗流影响。

2 淤积后增加的抗滑力可不考虑。

3 库水对路基边坡的破坏以波浪作用为主。在封冰和流冰地区,还应考虑冰荷载作用。在水库的上游地段,当流速较大时,还应考虑水流的冲刷作用。

4 路基边坡稳定安全系数不应小于 1.25。

14.2.3 库岸浪高超过 1.0m 时,水库路基的支挡结构应考虑浪压和波浪的抽吸作用。

14.3 路基防护加固

14.3.1 路基浸水或由于水库坍岸而危及水库路基的安全与稳定时,应进行水库路基防护加固。水库路基防护加固应包括对本体内渗流的处理,路基边坡防护及路基基底的处理。

14.3.2 路基浸水部分应采用渗水土填筑。

14.3.3 路基本体内渗流的处理可采取下列措施:

1 当路基经常受水浸泡,两侧有较大的水头差时,路堤受库水位浸泡的部位宜用不易风化的石块填筑或在低水位一侧放缓边坡、加宽护道;

2 当渗透速度和渗透压力较大可能发生冲蚀时,除放缓边坡外,宜在低水位一侧设置排水设备。

14.3.4 路基边坡的防护应符合下列要求:

1 路基边坡浸水防护顶面高程应为线路设计水位(当线路设计水位低于水库正常高水位时,采用水库正常高水位为设计水位)加波浪侵袭高加安全高度 0.5m,底面高程应为水库设计低水位减波浪影响深度(可采用 2~2.5 倍低水位时的波浪高)。当蓄水初期由于浸水或水流的作用影响边坡稳定时,防护底面至路堤坡脚之间的坡面应进行适当防护。淤积较快的地段,可采用临时防护措施。

2 防护顶面高程以下边坡坡率可比非浸水路基的边坡坡率放缓一级。当浸水较深或条件复杂时,应经稳定性检算确定。

3 水库路堤应在防护顶面处设置宽度不小于 2m 的平台。

4 路堤采用不同填料时,填料分界处不应小于防护高程,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 0.3~0.5m,并可根据填料粒径采用土工合成材料等。

5 路基边坡防护类型应根据水库类型、波浪力大小、路基所处位置等因素考虑,可采用干砌片石、混凝土板护坡,并应做好反滤层。有冲刷时,可采用抛石、浆砌片石护坡、石笼、片石垛、土工织物沉枕、土工模袋、混凝土连锁块等防护措施。

14.3.5 路基基底的处理应符合下列要求:

1 水库地区浸水路堤地基为松软土层、受库水浸泡及地下水壅升后将形成的松软土层、湿陷性黄土的地基、列车振动荷载作用下可能产生液化的饱和粉土、粉细砂地基,应进行地基加固;

2 由于浸水、冲刷等原因而影响路基稳定时,可采用挡土墙、防淘建筑物、副堤等加固措施;

3 基底存在渗流而影响路基稳定时,应采取坡脚护底铺盖层、地基防渗墙或防渗帷幕等适宜的措施进行加固处理。

14.4 水库坍岸的防护

14.4.1 水库坍岸危及路基的稳定时,应根据线路的位置、库岸岩性、库岸高度和坡率、浸水深度、水库淤积等情况,对库岸采取相应的防护措施。

14.4.2 水库坍岸的防护顶面高程应为水库正常高水位加波浪侵袭高加 0.5m 的安全高度,底面高程应为水库设计低水位减波浪影响深度。

14.4.3 水库坍岸的防护类型可根据波浪、水冻结膨胀压力的破坏作用和地质、地形等情况合理选用。

14.4.4 水库坍岸防护长度应根据路基所在库岸边坡受波浪作用影响的范围而定,防护工程两端应有适当的安全距离,基础应嵌入库岸或路基边坡内。

14.4.5 位于坍岸范围内的支挡结构基础应置于坍岸线以下,其埋入深度和距坍岸线的水平距离应符合《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025)的规定。

附录 A 多年冻土地基沉降量计算

A. 0. 1 多年冻土地基总沉降量(S)等于路堤地基融化沉降量与压缩沉降量之和,可按下式计算:

S=\sum_{i=1}^n(\delta_0+m_{vi}P_i)h_i (A. 0. 1-1)

P_i=\sigma_i+\omega_i (A. 0. 1-2)

式中 δ_0 ——第*i*层季节融化层土的融沉系数(%)；
 m_{vi} ——第*i*层季节融化层土的压缩系数(MPa⁻¹)；
 h_i ——第*i*层季节融化层土厚度(cm)；
 P_i ——沿路堤中线第*i*层季节融化层土的附加应力与自重应力之和(MPa)；
 σ_i ——沿路堤中线第*i*层季节融化层土的附加应力(MPa)，基底处为 δ_c ，在最大融深处为 $\delta_i=k\delta_c$ ，计算中可近似采用可 $k=1$ ；
 ω_i ——沿路堤堤中线第*i*层季节融化层土的自重应力(kPa)。

施工中基底的沉降断面形式可按平行地面与基地等宽的矩形计算。

融化下沉系数 δ_0 和压缩系数 m_v 指标,应通过试验确定。对均质的冻结细粒土,可在实验室条件下用专门的试验装置确定。

1 当冻土融化下沉系数 δ_0 无试验资料时,可依据冻结地基土的土质、物理力学性质,按以下公式计算:

1)按含水率(w_A)确定

对于按本规范表 7. 1. 2 中地基土含水率判别的 I、II、III、IV 类土有

\delta_0=\alpha_1(w_A-w_0)(\%) (A. 0. 1-3)

式中 w_A ——冻土融沉含水率；

α_1 ——系数,按表 A. 0. 1-1 确定；

w_0 ——起始融沉含水率,可按表 A. 0. 1-1 确定;对于黏性土,可根据其塑限含水量(w_p),按下式进行计算:

w_0=5+0.8w_p(\%) (A. 0. 1-4)

表 A. 0. 1-1 α_1 、 w_0 值

土 质	砾石、碎石土 ^①	砂类土	粉土、粉质黏土	黏 土
α_1	0. 5	0. 6	0. 7	0. 8
w_0 (%)	11. 0	14. 0	18. 0	23. 0

注:①对于粉黏粒(<0. 074mm 的粒径)含量<15%者 α_1 取 0. 4；

②黏性土 w_0 按式(A. 0. 1-4)计算值与表 A. 0. 1-1 所列值不同时,取最小值。

对于 II 类土有

\delta_0=\sqrt[3]{w_A+w_0+\delta'_0} (A. 0. 1-5)

式中 $w_0 = w_p + 35$, 对于粗颗粒土可用 w_0 代替 w_p , 无试验资料时, 可按表 A. 0. 1—2 取值;

δ'_0 ——对应于 $w_A = w_0$ 时的 δ_0 值可按式 (A. 0. 1—3) 计算, 无试验资料时可按表 A. 0. 1—2 取值。

表 A. 0. 1—2 w_0 、 δ'_0 值

土 质	砾石、碎石土 ^①	砂类土	粉土、粉质黏土	黏 土
w_0 (%)	46	49	52	58
δ'_0 (%)	18	20	25	20

注：①对于粉黏粒(<0. 074mm 的粒径)含量<15%者, w_0 取 44%, δ'_0 可取 14%。

2)按冻土干密度 ρ_d 确定

对于含水率判别为 I、II、III、IV 类土有

$$\delta_0 = \alpha_2 (\rho_{d0} - \rho_d) / \rho_d \tag{A. 0. 1—6}$$

式中 α_2 ——系数, 按表 A. 0. 1—3 确定;

ρ_{d0} ——起始融沉干密度, 大致相当于或略大于最佳干密度, 无试验资料时可按表 A. 0. 1—3 取值。

表 A. 0. 1—3 α_2 、 ρ_{d0} 值

土 质	砾石、碎石土 ^①	砂类土	粉土、粉质黏土	黏 土
α_2	25	30	40	30
ρ_{d0} (t/m ³)	1. 96	1. 80	1. 70	1. 65

注：①对于粉黏粒(<0. 074mm 的粒径)含量<15%者, α_2 取 20, ρ_{d0} 取 2. 0。

对于 II 类土有

$$\delta_0 = 60(\rho_{d0} - \rho_p) + \delta'_0 \tag{A. 0. 1—7}$$

式中 ρ_{dc} ——对应于 $w = w_c$ 之冻土干密度, 无试验资料时按表 A. 0. 1—4 取值。

表 A. 0. 1—4 ρ_{dc} 值

土 质	砾石、碎石土 ^①	砂类土	粉土、粉质黏土	黏 土
ρ_{dc} (t/m ³)	1. 16	1. 10	1. 05	1. 00

注：①对于粉黏粒(<0. 074mm 的粒径)含量<15%者, ρ_{dc} 取 1. 2(t/m³)。

2 现场测定冻土含水率(w)及干密度(ρ_{d0})时, 应分别计算融化下沉系数(δ_0)值, 取大值作为设计值。

冻土融化后的体积压缩系数 m_v 可按表 A. 0. 1—5 确定。

表 A. 0. 1—5 各类冻土融化后体积压缩系数 m_v (MPa⁻¹)值

m_v (MPa ⁻¹) 冻土 ρ_d (t/m ³)	土质及压力 (kPa)	砾石、碎石土 $P_0=10\sim210$	砂类土 $P_0=10\sim210$	黏性土 $P_0=10\sim210$	草 皮 $P_0=10\sim210$
2. 10		0. 00	—	—	—
2. 00		10. 10	—	—	—
1. 90		0. 20	0. 00	0. 00	—
1. 80		0. 30	0. 12	0. 15	—
1. 70		0. 30	0. 24	0. 30	—
1. 60		0. 40	0. 36	0. 45	—
1. 50		0. 40	0. 48	0. 75	—
1. 40		0. 40	0. 48	0. 75	—
1. 30		—	0. 48	0. 75	0. 40
1. 20		—	0. 48	0. 75	0. 45
1. 10		—	—	0. 75	0. 60
1. 00		—	—	—	0. 75
0. 90		—	—	—	0. 90
0. 80		—	—	—	1. 05
0. 70		—	—	—	1. 20
0. 60		—	—	—	1. 30
0. 50		—	—	—	1. 50
0. 40		—	—	—	1. 65

A. 0. 2 竣工后多年冻土地基沉降量可按下式计算：

$$S_{af}=S\times n_2 \tag{A. 0. 2}$$

式中 S_{af} ——竣工后多年冻土地基沉降量 (cm)；

S ——路堤地基总沉降量 (cm)；

n_2 ——竣工后的路堤地基沉降系数:路堤高度 $H=1\sim2\text{m}$ 时, $n_2=0. 3$; $H=2\sim3\text{m}$ 时, $n_2=0. 2\sim0. 3$; $H=3\sim5\text{m}$ 时, $n_2=0\sim0. 2$; $H>5$ 时, $n_2=0$ 。

附录 B 多年冻土保温层厚度的计算

B. 0. 1 保温层厚度可按以下公式计算：

1 边坡保温层厚度

1)东北地区

$$h=K_F\times Z \tag{B. 0. 1-1}$$

式中 h ——设计的保温护坡厚度(m)；

Z ——天然上限(m)；

K_F ——安全系数,可采用 1. 2~1. 5,视坡面的朝向面定:向阳坡取大值,背阴坡取小值,朝向不明显时取中值;东北地区的天然上限列于表 B. 0. 1-1。

表 B. 0. 1-1 东北多年冻土地区各种土的代表性上限深度(m)表

土 名 保温情况	泥 炭	黏 性 土	碎石夹土	砂 砾	卵石夹砂及圆砂
差	0. 85	1. 9	2. 6	2. 3	3. 7
一 般	0. 65	1. 5	2. 1	1. 8	3. 1
良 好	0. 45	1. 1	1. 6	1. 3	2. 5

注:阴坡、植被茂密、厚层苔藓及塔头草孔隙为苔藓所充填者为保温良好,阳坡、植被稀少、附近人为活动频繁者属保温差,在上述二者之间者属保温一般。

2)青藏高原地区

$$h=K_G\times H_{\gamma Bmax} \tag{B. 0. 1-2}$$

式中 $H_{\gamma Bmax}$ ——计算点(边坡中部)季节最大融化深度(人为上限)(m)；

K_G ——安全系数,一般取 1. 05~1. 10。

$$H_{\gamma Bmax}=K\times K'\times K''\times H_t \tag{B. 0. 1-3}$$

式中 H_t ——路堑所在地段代表性地层季节最大融化深度(天然上限)(m)；

K ——填料修正系数,反映边坡换填材料与代表性天然上限材料性质的差异，

$$K=\sqrt{\frac{\lambda_1}{(\omega_1-\omega_{u1})\gamma_{d1}}\bigg/\frac{\lambda_0}{(\omega_0-\omega_{u0})\gamma_{d0}}} \tag{B. 0. 1-4}$$

式中 λ_1,λ_0 ——填料与天然地层的导热系数[W/(m·℃)]；

ω_1,ω_0 ——填料与天然地层的总含水量(%)；

ω_{u1},ω_{u0} ——填料与天然地层的未冻水含量(%)；

γ_{d1},γ_{d0} ——填料与天然地层的干容重(g/cm³)；

(以上参数均采用按深度的加权平均值)

K' ——朝向修正系数,可按表 B. 0. 1-2 取值；

表 B. 0. 1—2 朝向修正系数表

朝 向	空旷半地	阳 坡	阴 坡
坡 率	0	1 : 1. 5~1 : 1. 75	1 : 1. 5~1 : 1. 75
K'	1. 00	1. 15	0. 95

注:主要考虑阳坡修正。

K'' ——表面状态修正系数,按表 B. 0. 1—3 取值。

表 B. 0. 1—3 表面状态修正系数表

表面状态	草 皮	黏性土边坡	砂砾石边坡
K''	1. 00	1. 06	1. 03

2 基底保温层厚度

1)东北地区

$$h=Z/0.6\approx1.67Z \tag{B.0.1-5}$$

当保温层上有回填土时,

$$h=1.67Z-(Z/Z_1)h_1 \tag{B.0.1-6}$$

式中 h ——保温层厚度(m);

Z ——泥炭的代表性冻土天然上限深度(m),见表 B. 0. 1—1;

Z_1 ——与回填土相当的代表性冻土天然上限深度(m);

h_1 ——回填土厚度(m)。

2)青藏高原地区

$$h=K_G\times H_{\gamma Dmax} \tag{B.0.1-7}$$

$$H_{\gamma Dmax}=K\times K''\times K_D\times H_t \tag{B.0.1-8}$$

式中 $H_{\gamma Dmax}$ ——路堑基底的季节最大融化深度(人为上上限)(m);

K_D ——结构修正系数,反映路堑断面形式对基底融深的影响, $K_D=1.10$;

其余符号意义同式(B. 0. 1—3~4)。

3 保温层设计时还应注意的问题

1)代表性地层应选择路堑所在的地段草皮覆盖的空旷平地,最好选草皮覆盖良好、上限以上土质较均一的场地;

2)当堑顶不设挡水埝时,按以上公式确定保温(换填)

层厚度后,应在边坡中部以上增厚 ΔZ :

$$\Delta Z=(0.06\sim0.10)Z \tag{B.0.1-9}$$

3)设计时应考虑气温波动对天然上限的影响,即以 H_{tmax} ,代替 H_t :

$$H_{tmax}=K_T\cdot H_t \tag{B.0.1-10}$$

$$K_T=1+A(K_P-K_H) \tag{B.0.1-11}$$

式中 K_T ——气温波动修正系数;

K_P ——设计频率的年平均气温($^{\circ}C$),按 2%的保证率取值;

K_H ——勘察年(即设计选用年)的年平均气温($^{\circ}C$);

A ——由气温、地层、植被等条件决定的气温波动上限变化率(%/ $^{\circ}C$),应由年平

均气温—融沉变化规律确定;当无资料时,可取以下统计值:一般黏性土地
层、无植被覆盖 $A=20\% \sim 25\% / ^\circ\text{C}$ 一般黏性土地层、植被覆盖良好 A
 $=7\% \sim 10\% / ^\circ\text{C}$ 根据青藏铁路多年冻土地区 50 年以上气温趋势预测,可
按 $K_p - K_H = 1^\circ\text{C}$ 计算。

4) 天然地层季节最大融化深度(天然上限) H_t 可通过勘探、钎探、挖探、测温、近似计
算、海拔高程相关的经验公式计算等方式取得。

B. 0. 2 保温层厚度换算法

保温层厚度(h)可按式计算:

$$h = F \times h_j \times \sqrt{\frac{\lambda \cdot C_{jv}}{\lambda_j C_v}} = F \times h_j \times \sqrt{\frac{\lambda \cdot C_{jw} \cdot \rho_j}{\lambda_j \cdot C_w \cdot \rho}} \quad (\text{B. 0. 2-1})$$

当采取部分开挖,在其底部铺设保温层,再于其上回填土层的厚度为 h_1 时,则可按下
式计算:

$$h = F \times (h_j - h_1) \times \sqrt{\frac{\lambda \cdot C_{jw} \cdot \rho_j}{\lambda_j C_w \rho}} \quad (\text{B. 0. 2-2})$$

式中 F ——安全系数,可采用 1. 2;

h_j ——土层的最大融化深度(m);

h_1 ——回填土厚度(m);

λ ——保温层的导热系数 $[\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})]$;

C_v ——保温层的容积热容量 $[\text{kJ}/(\text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C})]$;

C_w ——保温层的比热 $[\text{kJ}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})]$;

ρ ——保温层的密度 (t/m^3) ;

λ_j ——土层的导热系数 $[\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})]$;

C_{jv} ——土的容积热容量 $[\text{kJ}/(\text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C})]$;

C_{jw} ——土的比热 $[\text{kJ}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})]$;

ρ_j ——土的密度 $[\text{t}/\text{m}^3]$ 。

本规范用词说明

执行本规范条文时,对于要求严格程度的用词说明如下,以便在执行中区别对待。

(1)表示很严格,非这样做不可的用词:

正面词采用“必须”;

反面词采用“严禁”。

(2)表示严格,在正常情况均应这样做的用词:

正面词采用“应”;

反面词采用“不应”或“不得”。

(3)表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的用词:

正面词采用“宜”;

反面词采用“不宜”。

表示有选择,在一定条件下可以这样做的用词,采用“可”。

《铁路特殊路基设计规范》

条文说明

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在的问题以及在执行中应注意的事项等予以说明。为了减少篇幅,只列条文号,未抄录原条文。

1.0.2 本次修订,加强了对特殊路基的基床处理措施,软土地基上路堤边坡稳定系数由原 1.15 提高到 1.20,提高了不同时速铁路的工后沉降控制标准。因此,本规范适用于旅客列车设计行车速度等于或小于 200km/h 标准轨距铁路特殊路基的设计。

3.1.1 所谓松软土,是对路基工程而言,一般包括软塑状黏性土、松散饱和状粉土、粉砂、细砂等,目前尚无成熟统一的判别标准。当基底以下 25m 范围内有软塑状黏性土层时,往往不能保证路基结构的稳定或不能满足路基工后沉降的控制标准,其中沉降变形往往控制地基加固设计;路堑及高度小于基床厚度的低路堤,地基为松散饱和状粉土、粉砂、细砂时,承载力不能满足基床要求,且在列车动荷载作用下,较易产生振动液化,从而导致路基失稳、变形破坏。因此,天然含水量较大、承载力较低或沉降较大的一般黏性土、饱和黄土及粉土、松散饱和的粉砂、细砂等松软土地基,当不能保证路基结构的稳定或不能满足路基工后沉降的控制标准时,应采取相应的地基加固措施,其中松散饱和的粉土、粉砂、细砂地基尚应考虑防止振动液化的地基处理。

3.1.2 软土地区通常地下水较高且土质软弱,铁路若以路堑通过,则堑坡的稳定、基床的处理等工程费用会很大,且施工、运营养护亦困难,故宜以路堤通过。

软土地区的路堤过低时,在列车荷载冲击震动的影响下,将导致软土强度降低,而在动荷载直接作用下的反复变形又影响地基的稳定,软土地基基床处理困难,加固工程巨大。因此规定路堤高度不宜小于基床厚度。

对于深厚层软土地基,根据沉降观测分析,一般实测沉降量比理论计算大 5%~20%,特别是后期发生的长期沉降量偏差更大,使路基工后沉降量难以控制。因此对于深厚层软土,应控制填土高度。当加固工艺、质量或预压期难以得到控制和保证时,应与设桥方案作全面的技术经济比较,确定合理的路桥分界高度,即使设桥造价略贵,也是必要的。

3.1.3 软土地区路基位置的选择原则,是指从工程地质角度对线路方案比选所应考虑的一般规律,在条件许可时应尽可能地满足。

3.1.4 软土具有天然强度低、压缩性高和排水固结缓慢的特点,所以在其上修筑路堤时必须进行稳定检算和沉降量计算;而地基加固设计是指通过各种具体措施条件下的反复计算分析,结合试验与已建工程的成果,使路堤的稳定和沉降符合要求。

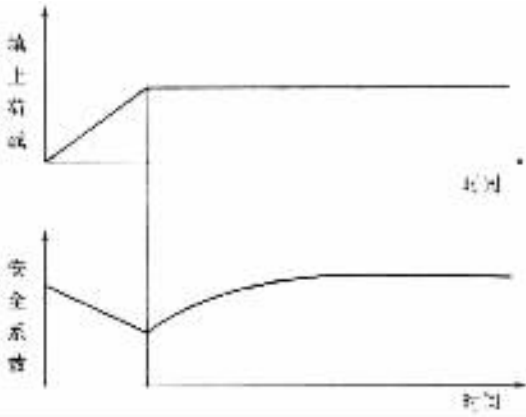
对软土路堑及高度小于基床厚度的路堤,要求基床表层厚度范围内天然地基的土质及密实度,基床底层厚度范围内天然地基的静力触探比贯入阻力 P_s 值或基本承载力 $[\sigma]$

应符合相应等级铁路的有关规定,否则应进行换填、改良或加固处理,使基床范围内的地基符合规定要求。

3.1.5 软土地基上填土的稳定性随时间变化有如下的规律,见说明图 3.1.5。

从说明图 3.1.5 可以看出,在填筑至设计高度的瞬间,其稳定性是最低的。随着软土在填土荷载作用下的固结压密,稳定性又逐渐增高。为提高较高路堤施工期的稳定性和安全度,路堤的稳定安全系数不考虑列车荷载作用时,最低值由原 1.15 提高至 1.20。

列车荷载(包括上部建筑)对软土路基的稳定性是有影响的,对路基本体的应力水平影响比较大,有荷载以后路基的应力水平影响明显提高,对地基也有一定的影响。总之,上部荷载会降低路基的稳定性。因此,考虑列车荷载将稳定安全系数的最低值可降至 1.10。



说明图 3.1.5 填土稳定性随时间变化曲线

研究与实践经验表明,路堤稳定安全系数取值标准,直接影响路基工后沉降量和地基加固费用。稳定安全系数越低,地基土的性状也越接近于塑性状态,这时沉降总量增加,而地基加固措施则较轻;反之,沉降总量减少,而地基加固措施则较重,这对工期或工后沉降控制要求不高的路基,又是较奢侈的。因此,为合理的控制地基加固的投资规模,又能较好地控制路基工后沉降量,规定路堤的稳定安全系数按铁路等级分别取值。

3.1.6 地基不仅应有足够的强度来保证路基的稳定,同时还应有一定的刚度,以保证路基竣工后不致产生过量下沉,影响线路轨道的稳定平顺。

路基建成后发生的变形、沉降主要有路堤(主要是基床)在列车荷载作用下发生的变形、路堤本体在自重作用下的压密沉降、支承路基的地基压密沉降。在路堤填料的材质与施工质量有保证的前提下,前两部分的数值是有限的,因此控制路堤沉降主要是指控制地基的工后沉降。由于软土具有压缩性大、渗透系数小、固结时间长等特性,路堤建成后,不仅沉降量大而且需延续较长时间才能完成。

路基工后沉降量的规定和取值,将直接影响到工程造价和线路的使用性能。不同铁路等级、不同的列车运行速度对线路轨道的平顺度和运营养护维修对路基工后沉降量控制都有相应的技术标准和的要求,见说明表 3.1.6。

说明表 3.1.6 不同类型铁路容许工后沉降量

速度(km/h)	120 及以下	120~160	200
一般地段允许工后沉降(cm)	30	20	15
路桥过渡段允许工后沉降(cm)	—	10	8
沉降速率(cm/年)	—	5	4

由于桥台与台后路基的工后沉降不同会造成轨道不平顺,这对列车的平稳运行非常不利,同时使该处的轨道结构不易保持稳定,维修工作量大增。速度越高,其不利影响越明显。因此对桥台台尾一定范围内的路基,容许工后沉降值比一般地段要小。

3.1.7 在软土路堤坡脚取土、挖沟,可能造成路基失稳。连云港地区曾经出现过因为在坡脚挖沟造成水沟内侧挤出、路基沉降增加的例子。国外也有类似的实例。在加拿大魁北克有一公路路堤,高 9m,在离坡脚 23m 处挖沟时,导致路基坍滑。因此应当避免在坡脚取土、挖沟。实在无法避免时,应当根据路堤高度、软土厚度、硬壳厚度等因素,在距路堤坡脚 2 倍路堤高度以外取土,而且应做路基稳定检算。

3.1.8 增建第二线的填土荷载,除第二线本身地基沉降外,还可引起既有线沉降。两线沉降不均,往往造成既有线路肩开裂,严重的甚至会影响既有路基的稳定,因此宜远离既有线,并应考虑新线路基对既有路基的影响。

3.1.9 软土路堤建成后,在运营期间基底会产生下沉,降低原有轨顶高程。为了保持原有轨顶面高程,就必须在运营期间加厚道床来抬高轨面。为使道床抬高后仍能维持规定的路肩宽度,故设计软土路堤的路基面宽度时,每侧必须留加宽量。

路基面每侧加宽值 Δb ,根据路基工后沉降量与道床边坡坡率由下式计算确定:

$$\Delta b=K_b m(S-\Delta S)$$

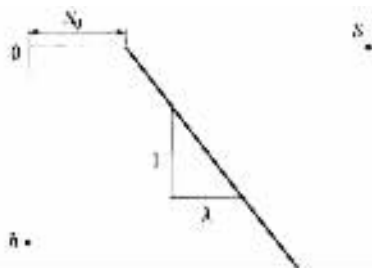
(说明 3.1.9)

式中 S ——软土地基总沉降量(m);
 ΔS ——地基在施工期间的沉降量(m);
 m ——道床边坡坡率, $m=1.75$;
 K_b ——折减系数,一般取 0.5~0.6。

3.1.10 稳定观测主要是指在施工过程中对路堤坡脚进行水平及竖向位移观测,位移的观测点一般设在坡脚外 2~10m 的地方;沉降观测是指在路堤建成验交前的施工过程中对路堤的垂直变形进行观测,沉降观测点一般设在路堤中心。根据沉降观测数据推算路基工后沉降量,作为路堤验交时控制工后沉降量的依据。稳定观测和沉降观测是软基工程中最基本最重要的观测项目,必不可少。

3.2.1 软土的稳定分析公式较多。对路堤设计,多年以来一直沿用圆弧法检算,实践证明这种方法基本符合实际。

λ 值为抗剪强度随深度的递增率,见说明图 3.2.1 所示。
多层软土的固结度计算,通常采用各土层的固结系数的平均值(可采用加权平均值,



说明图 3.2.1 λ 值的递增率

各地层的厚度相差不大时也可采用算术平均值)来计算地基的平均固结度。

采用散体材料桩或加固土桩对软土地基进行加固处理后,形成复合地基的稳定性计算较为复杂。目前一般仍采用圆弧滑动面法,并考虑桩与桩间土共同发挥作用,根据复合土层的抗剪特性引入桩土复合抗剪强度参数,进行稳定性分析。

3.2.2 软土的天然抗剪强度指标,是路基稳定性分析和承载力计算中常用到的重要指标,试验时应根据地基土的应力状态、应力变化速率、排水条件和应变条件等选用相应的方法。

3.2.3 填筑临界高度是指在天然的软土地基上快速填筑所能填筑的最大高度。临界高度的大小取决于软土的性质、地层的成层情况、硬壳的厚度和性质以及填料的性质等,通常用圆弧法检算确定,若能做现场填筑试验则更能切合实际。

填筑临界高度只从地基的强度、稳定出发,是线路选线、路基设计、填筑速率控制重要依据,不能以此作为控制沉降的划分高度。

3.2.4 列车活载属瞬时通过荷载,而地基沉降是在长期压密过程中逐步完成的。对双线路基而言,地基沉降计算一般按单线活载考虑,是经济的,也是合理可行的。但对低路堤或软土路堑,列车活载对地基浅层影响相对较大,为减少运营后的早期维护,仍建议按双线活载计算地基沉降。

次固结沉降是在土骨架上的有效应力基本上保持不变的条件下,地基随时间的增长而发生的沉降,可按从主固结完成后开始,由时间—压缩曲线的斜率近似地求得次固结沉降(S_0)。次固结沉降 S_s 可采用次固结系数参考下式计算:

$$S_s = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ai}}{1 + e_{1i}} \lg \left(\frac{t_2}{t_1} \right) h_i \quad (\text{说明 3.2.4-1})$$

式中 C_{ai} ——第 i 层的次固结系数,为 $e - \lg p$ 曲线在主固结完成后直线段的斜率; C_{ai} 无试验资料时,可参考说明表 3.2.4 经验值,或按式(说明 3.2.4-2)估算;

t_1 ——相当于主固结完成 100% 的时间;

t_2 ——需要计算次固结沉降的时间(可计至主固结完成后 20 年)。

$$C_a = 0.018w \quad (\text{说明 3.2.4-2})$$

式中 w ——土的天然含水量(按小数点取值)。

说明表 3.2.4 次固结系数

软土类型	泥 炭	富含有机质黏土	高塑性黏土	超固结黏土
特征	纤维结构手感如海绵	有机质含量大于 30 %	塑性指数大于 25	OCR>2
C _a	0.1~0.3	0.005~0.03	>0.03	<0.001

对于欠固结和轻微超固结的土,用考虑地基土应力历史的 $e-\lg p$ 曲线来计算沉降更接近实际,计算时应尽可能采用 $e-\lg p$ 曲线进行。

影响地基沉降的因素比较多,如填土高度、软土及硬壳的性质、地基加固的方法、软土路堤的稳定性安全系数,以至加荷速率等都会影响沉降量的值。根据多年来铁四院等单位所做的试验堤以及京津塘、广佛、深汕、沪宁、杭甬等高速公路的实测数据,除了个别硬壳比较厚或者是采用深层搅拌桩加固的工点以外,绝大部分软土地基路堤的计算沉降量偏小,上述公路的实测值是计算值的 1.1~1.7 倍,有的甚至更大一些,故现行《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(GTJ 017)规定软土地基沉降修正系数为 1.1~1.7,范围比较大,应用比较困难。因此,本规范根据地基土特征、加固方法对侧向变形的影响,结合实践经验,按修正系数法进行地基的总沉降量估算时,采用堆载预压排水固结法处理时,沉降修正系数建议采用 1.2~1.4,而采用真空预压排水固结法或复合地基处理时,由于地基强度已明显提高,侧向变形受到约束而显著降低,甚至向内,故建议降低至 1.0~1.2。

复合地基加固区压缩量可取经验值,或根据桩土复合模量进行估算。采用桩土复合模量进行估算时,将加固区中土体和桩体视为一复合体,采用复合压缩模量来评价复合土体的压缩性。复合地基加固区下卧土层压缩量采用分层总和法计算,作用于下卧层土层上的附加应力可参照有关规范采用应力扩散法或等效实体法计算。

3.3.1~3.3.2 软土或松软土地基加固的目的主要是对以下内容及指标实施控制:(1)满足稳定要求;(2)满足沉降要求;(3)满足路堑及低矮路堤基床承载力要求,并防止饱和粉土、粉细砂地基产生振动液化;(4)进行路堤填筑速度或施工期的设计,为满足环保要求,对施工条件、机具、材料的控制与选择等; (5)设计方案经济上合理、技术上可行。

3.3.3 换填系指挖除软土换填强度较高的土,一般采用砂、石等渗水土。考虑到碾压片石质量受施工因素影响很大,其施工处理的深度和均匀性很难达到设计要求,故本次修订时,取消了碾压片石处理措施。

3.3.4 砂垫层是在路堤基底增加的一个排水面,适用于软土层较薄,也适用于软土层稍厚,但中间或底部有透水层的地基。砂垫层施工简易,不需特殊的施工机具,但需放慢填筑速度,使地基有充分的时间进行排水固结。

土工合成材料(如土工格栅、有纺土工织物等)加筋补强加固地基,相当于柔性筏基,可提高地基稳定性,且具有施工简单、少占农田(与反压护道比较)等优点。根据铁四院在广珠线软土路堤试验的成果,当路堤稳定性由整体滑动破坏控制时,增加土工合成材料层数对提高路堤稳定性作用已不十分明显,故规定土工合成材料的铺设层数不宜超过 3 层。

反压护道施工简易,需要控制填土速率,且占地面积多,土方数量大,仅适用于非耕作

区和取土不困难的地区。

强夯置换墩在国内建筑、公路等部门已有不少成功经验,也有失败的教训,在铁路上应用实践较少,故强调施工前进行工艺性试验。强夯置换墩应穿透软土层至硬底,加固深度不宜超过 6m。强夯置换墩体材料应采用级配良好的块石、碎石、矿渣等坚硬粗颗粒材料,但粒径大于 300mm 颗粒含量不宜超过全重的 30%。强夯置换墩体计算直径可取夯锤直径的 1.1~1.2 倍,间距宜为夯锤直径的 2~3 倍。强夯置换墩加固地基设计计算可考虑置换、排水固结和应力集中作用。稳定和沉降计算可采用碎石桩复合地基方法。

3.3.5 经验证明,利用预压加速地基排水固结是用于路堤堤坝软基加固既经济又有效的措施,但要考虑充分的预压期。

预压期根据路基的稳定性和工后沉降的要求来定,若沉降与稳定均为控制因素,则选用两者中较长的预压期。

实践证明,真空预压处理地基时,真空度在砂井内的传递与井料的颗粒组成和渗透性有关。为了减少真空度沿深度的损失,当深度超过 10m 时,对砂井材料要求应提高。一般来说,真空预压处理深度不宜大于 15m。

3.3.6 设置水泥土搅拌桩、旋喷桩、石灰桩、CFG 桩后,桩与桩间土形成复合地基,应考虑桩对地基土的置换作用,应力集中效应、进而减少总沉降,但不考虑桩体加快地基的排水固结速度和对地基的挤密作用。

水泥土搅拌桩分干(粉)喷和湿(浆)喷,应根据土质及厚度选择采用合适的方法。干(粉)喷适用于处理深度不大于 15m、含水量一般在 30%~60%的淤泥、淤泥质土、软黏性土及粉土等;湿(浆)喷处理深度不宜大于 20m。当处理泥炭土、塑性指数 $I_p > 25$ 的黏土或地下水具有腐蚀性时,须通过试验确定其适用性。

高压旋喷桩适用于一般软弱地基,当土中含有较多的大粒径块石、大量植物根茎或有过多的有机质时,应根据现场试验结果确定其适用程度及施工方法。

混凝土桩主要用于深厚层(大于 20m)淤泥、淤泥质土、软黏性土地基。

CFG 桩适用于处理软黏性土,对淤泥质土应按地区经验或通过现场试验确定其适用性,处理深度不宜大于 25m。

石灰桩适用于一般软土地基,对缺少经验地区,施工前应进行桩身材料配合比、成桩工艺等试验。

增建二线与既有线并行地段,软土地基如采用排水固结法处理,在施工过程中,将产生较快、较大的地基固结变形,两线的差异沉降大,严重影响既有路基的稳定,因此,规范建议优先采用复合地基加固,否则,应于既有线坡脚设适当的隔离桩。

复合地基的加固设计、施工可按照《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)的有关规定执行。

3.3.7 当松软地基厚度不大,如水田、池塘、洼地等地段,地表土为软塑状,可直接采取疏干、挖除换填等措施进行处理。水田地段一般在填筑前,先挖好路堤两侧排水沟,疏干水田积水,挖除表层淤泥、腐植土等。在池塘、洼地等积水地段,则可采取填片石或砂砾石等渗水土,其高度应高出积水水位。

强夯、碎石桩、挤密砂桩加固粉土、砂土地基,考虑它们对地基的压实或挤密作用,是

防止松软土地基液化的合理有效的的主要处理措施。设置碎石桩后,桩与桩间土形成复合地基,对黏性土而言,主要考虑桩对地基土的置换作用、竖向排水体作用及应力集中作用,但一般要求黏性土的不排水剪强度 C_u 不小于 20kPa。

3.3.9 极不稳定的泥沼是指泥沼很烂,呈流塑状态,钻探机具在自重作用下能下沉的地层。

3.4.1 软土地基在施工过程中的观测主要为侧向位移观测和沉降观测。侧向位移是分析在荷载作用下地基的稳定性以及由于侧向位移所引起的沉降大小的重要依据,一般通过设置边桩进行量测,必要时可通过在坡脚附近埋设深层位移测斜仪,量测地基在不同深度处的侧向位移值,以判定某深度处软基挤出变形发展规律;沉降观测主要为路堤中心地基面总沉降量的观测,必要时进行地基分层沉降、路堤外地表沉降或隆起的观测。

利用边桩和路堤地基面沉降观测设备量测的数据,控制填土速率,保证路堤在填筑过程中的稳定。此外,根据沉降观测数据进行最终沉降量推算,使路基的工后沉降量在设计范围之内。当地基沉降与设计有出入时,可以根据实测数据采取相应的措施完善设计,使地基处理达到预定的目标。

目前利用沉降观测资料开展动态设计主要是根据绘制的“沉降量—时间”曲线,或计算地基的平均固结度,反算地基的平均固结系数和推算地基最终沉降量,与原设计采用参数比较确定设计方案和施工方案的可行性,并及时修正。利用实测数据推算最终沉降量方法很多,常用的有双曲线法、三点法、沉降速率法、星野法、修正双曲线法及修正指数函数法等,这些经验公式各有其适用条件,应根据工点的具体情况,视拟合程序的优劣,选择与实际情况较吻合或较接近的方法来推算最终沉降量、工后沉降量及沉降速率。根据沉降发展趋势及工期要求,采取相应措施,使地基处理达到预定的要求,并为铺轨前对路基进行评估提供依据。

3.4.2 天然地基及以排水固结法处理的软土地基上,路堤施工中必须严格控制填土速率,过快的填土速率会破坏地基土的结构,加大沉降总量。以往铁路路基施工中对填土速率的控制主要是从路基的稳定着眼的,以减少沉降为目的的控制施工速率的做法是从高速公路的建设开始的,它们采用的控制标准是中心沉降小于等于 10mm/d,边桩的水平位移小于或等于 5mm/d,现行《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(GTJ 017)中将这一标准应用到所有高速公路和一、二级公路的设计施工中。秦沈客运专线铁路采用了相同的控制标准。实践证明,对于沉降总量比较大的软土地基,应采用这个标准。

3.4.3 地基采用排水固结措施,可缩短固结时间,减少后期沉降,但软土地基中超静水压力的消散需经过一定的时间才能完成,所以应提前施工让其有足够时间固结。

3.4.4 复合地基加固属地下隐蔽工程,施工质量受人为因素的影响较大,对其事后检测和补救亦较困难。因此,施工质量控制及检测应贯穿于施工全过程的每道工序及各个操作环节。

复合地基加固竣工后质量检测及验收是上部路基施工前必须的控制工序。质量检测及验收方法应根据加固目的、要求及上部结构类型确定。

(1)以往大量的路基工程实践证明,水泥土桩(搅拌桩、旋喷桩等)复合地基的检测按铁道部现行《粉体喷搅法加固软弱土层技术规范》(TB 10113—96)执行,以检测桩身强度

为主,是合理、有效、经济的检测方法,以地基承载力控制设计的基床加固、支挡工程基础加固应以单桩及复合地基载荷试验为主要检测方法。

(2)散体材料桩(砂桩、碎石桩)及 CFG 桩复合地基的检测应按《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)的有关规定执行。

3.4.6 软土路堤填筑试验是一项十分重要的工作,而且必须提前在工程全面开工前取得试验成果,以利指导软土地基处理设计与施工。

4.1.1 膨胀土(岩)吸水会产生膨胀,而膨胀量的大小受黏土矿物的种类和含量等因素的影响。膨胀土中膨胀性黏土矿物以蒙脱石或伊利石为主。其中蒙脱石是强亲水性的,吸水膨胀,失水却会明显地收缩开裂。

膨胀土的基本特性除了具有较强的胀缩性外,大多数具有超固结性和裂隙性。少数土层虽然含有较多的强亲水性矿物,但是并不具备这些超固结性和裂隙性,有的 Q_4 坡积、残积层虽然含有较多的亲水性矿物,但不是超固结土。此外部分残积层,土中母岩碎屑的风化程度及含量大小也会影响土的膨胀性。深埋的膨胀土虽然具有膨胀潜能,但因含水量较稳定,又受上覆层压力的约束,胀缩能量难以发挥,同时也因深埋,不受气候变化影响,使裂隙不发育。

膨胀岩的基本特性除了具有较强的胀缩性外,还具有碎裂性和低强度性。膨胀岩由于岩体破碎和含水量大而导致的低强度性是突出特点。

4.1.3 从理论上讲,膨胀土(岩)吸水要产生膨胀变形,膨胀变形受到约束,土体就会对约束体产生膨胀压力。铁二院部控课题“南昆线膨胀土路基工程试验”对南昆线膨胀土挡土墙土压力膨胀力测试的结果表明,膨胀土(岩)地区的挡墙不仅要承受土压力,还要承受侧向膨胀力。

膨胀力的定量计算目前是一个尚未解决的问题,设计时一般可采用降低综合内摩擦角 ϕ 的方法来考虑膨胀力的影响。

根据铁道第二勘察设计院部控课题“南昆线膨胀土路基工程试验”以及中铁西北院部控课题“西南地区膨胀土(岩)的湿化性及处理措施”的研究成果,西南地区膨胀土的气候影响层厚度最大为 2.5m,见说明表 4.1.3。

说明表 4.1.3 西南地区典型膨胀土(岩)气候影响层深度

膨胀土名称	膨胀性分级	含水率 变化层厚度	含水率显著 变化层厚度	气候影响 层厚度
成都狮子山黏土	中	4.0m	2.5m	2.5m
广西那桐红黏土	弱	4.0m	2.5m	2.5m
云南蒙自膨胀土	弱	3.6m	2.4m	2.4m
广西田东膨胀岩	强	3.5m	2.5m	2.5m

根据对膨胀土(岩)地区裂隙统计分析与南昆线多处膨胀岩路堑边坡变形破坏实例分析的结果,如南昆线林逢膨胀试验工点的裂隙多数充填一层很薄的灰白色的次生黏土矿

物,取样分析表明,这层黏土矿物中蒙脱石含量高达 40%,路堑边坡破坏大多数是沿这组裂隙滑动造成的。

4.1.4 膨胀土(岩)工程地质性质极差,膨胀土(岩)地区既有线路基完好率仅为 25%左右,用膨胀土(岩)填筑的高路堤浅层溜坍和深层滑动的概率更大,路堑亦是如此。铁二院在南昆线膨胀土问题最严重的那百段采取了“抬坡减少挖方、高填方改桥(填方不低于 8m)”的优化方案,运营通车多年证明,凡是优化的地段,路基病害极少,效果显著。但当路堤高度大于 6m、路堑高度大于 10m 时,路基病害发生的概率仍然很大。铁四院在长荆线、新长线、西宁线等对较高路基通过采取填料改良、加强边坡加固防护和排水处理,大部分状况良好。因此,综合考虑,本条规定路堤边坡高度不宜超过 10m,路堑边坡高度不宜超过 15m。

4.1.5 线路走向垂直于主要裂隙构造面或软弱夹层,可避免路堑边坡产生顺层滑坡或顺层坍滑。

4.1.6 据宁西线南京至合肥段膨胀土路基试验研究成果,对弱、中膨胀土掺入 5%~8% 的石灰改良处理,膨胀特性明显改善,力学强度提高,水稳性大大增强。石灰改良土的现场 7d 无侧限抗压强度可达 0.6MPa 以上。

4.2.2 表 4.2.2 中的边坡高度、边坡坡率与平台宽度等项所列的值,经过现场大量调查统计核对,证实表列数值从总体上是符合实际的。

膨胀土(岩)路堑边坡的破坏形式是多样的,但从破坏的深度上来分,可大体归纳为浅层破坏与深层破坏两种类型。浅层破坏是指发生在气候影响层内的边坡变形,超过这层厚度的边坡变形便是深层破坏。在考虑边坡的稳定时,应该针对这两种破坏类型分别对待。

由于浅层破坏是受气候变化、风化程度、裂隙发育程度等因素的影响,其抗剪强度明显低于深部的强度。因此,对于整体边坡(包括浅层及深部)的稳定,如果不考虑边坡防护加固,则需按浅层土质特征考虑边坡。对较高的边坡,考虑边坡防护加固,则浅层的工程地质问题已基本得到解决,只需按深部的地层强度进行边坡稳定性分析决定边坡坡率,可以用较陡的边坡坡率。因此,本规范强调及时地采取防护加固和排水措施,防止浅层破坏。

4.2.3 考虑到两类土层的结合面是薄弱面,往往又是地下水富集带,路堑开挖后路基面位于地下水频繁活动带会加速坡脚附近土层抗剪强度的衰减,是路堑病害的隐患。

4.2.4 弃土堆的坡脚至堑顶的距离大于一般黏性土路堑,不宜小于 10m。考虑到膨胀土的堑坡破坏程度比一般黏性土边坡严重,既有线膨胀土堑坡破坏时,不少的弃土堆已经接近堑顶,故增大弃土堆至堑顶的距离是必要的。

4.3.1 根据铁四院在长荆线、新长线、西宁线等的试验及实践经验,对于弱膨胀土(岩),通过采取控制路堤高度及边坡加筋补强或填料改良等措施,效果显著,路基状况良好,因此规范建议,根据路堤高度,可采取填料改良或加固措施;对中、膨胀土(岩),考虑到边坡加固措施往往很难使路基强度及边坡稳定达到设计要求,因此,从确保中、膨胀土(岩)路基的安全稳定考虑,本规范强调用中、强膨胀土(岩)作填料时必须改良。

4.3.3 考虑到既有线膨胀土(岩)路堤普遍沉降这一实际情况,以及膨胀土(岩)的胀缩特

性(这些特性主要表现在胀缩残余变形、侧向挤出变形以及施工中压密过程的变形等),将会使填土产生后期沉降。因此,对于膨胀土(岩)路堤,应预先适当加大路基面宽度,以便在路堤沉降后抬高道床时能保持有足够的路肩宽度。加宽值可根据施工碾压条件、填料实际含水量、土质分类等级、改良特性、路堤高度等综合考虑决定。4.4.1~4.4.2 膨胀土(岩)路基基床处理主要考虑到以下情况:

(1)在既有线路基出现的各种病害中,基床病害所占的比例远大于其他部位的病害。

(2)膨胀土(岩)在胀限状态下的无侧限抗压强度一般为 $15\sim 30\text{kPa}$,远小于列车换算荷载 $50\sim 60\text{kPa}$ 。如果用膨胀土(岩)作为基床材料,显然路基面的承载力是不足的。

(3)膨胀土(岩)的液限大于 32% 、塑性指数大于 12 ,不能满足《铁路路基设计规范》(TBJ 10001—2005)对基床材料要求的规定。

将强膨胀土(岩)路堑基床处理厚度加深,是根据铁路路基基床厚度和膨胀土的气候影响层厚度,为减少基床病害确定的。

考虑到膨胀土(岩)地区往往缺乏其他适于作基床的材料,不得不用膨胀土(岩)时,就必须采取改良措施以防止基床病害的复发。

4.5.1 膨胀土(岩)路基边坡的破坏形式,基本上与一般黏性土相同,有浅层破坏与深层破坏两种。浅层破坏包括冲蚀与溜坍,是整体边坡稳定情况下所产生的局部破坏;深层破坏包括坍滑与滑坡,影响整体边坡的稳定性。因此,在防护与加固方面,应区别对待。

膨胀土(岩)路堤边坡表层由于受气候变化的影响明显,反复的干缩湿胀会降低边坡土的抗剪强度。本条强调了“保湿防渗”措施,目的是强调边坡不仅要求有防护坡面的措施,而且加固防护措施应及时修建。这样,可使边坡土体既能保持一定的湿度(一般保持在硬塑在中间含水状态),又能保持坡面排水畅通,即不致使边坡出现坑洼积水。

关于挡土墙压力计算的力学指标低于峰值强度,这是因为膨胀土(岩)的抗剪强度随变形的增加而衰减。对膨胀土(岩)地区的路堑边坡或水渠边坡发生滑坡后进行反算表明:滑面抗剪强度的下限值相当于残剪试验的残余抗剪强度;上限值略低于峰值强度,介于峰、残之间的抗剪强度。所以规定不管采用什么测试手段取得的土层抗剪强度,在具体取值时不宜偏高,即应低于峰值强度。

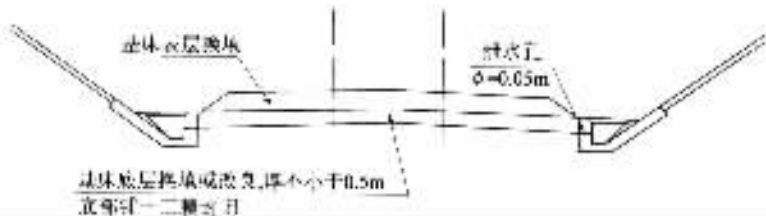
4.5.2~4.5.3 条文所列各项防护加固措施,是多年来既有线整治路基病害中效果好的成熟经验,经整理归纳而成,并突出了效果较好的边坡加筋及综合措施的应用,这些防护加固措施可供设计选用。边坡加筋一般不与拱形骨架结合使用,主要原因是骨架施工对筋材的破坏较大,可采用较轻型的空心砖满铺措施。

4.6.2 地下水发育的膨胀土(岩)路堑,为减小地下水对基床及坡脚的影响,降低基床处理难度,可参考采用“路堤式路堑”形式(如说明图 4.6.2 所示)。

5.1.2 黄土路基设计是根据黄土沉积的时代和成因,选用相适应的设计原则及设计参数。按时代和成因的分类,主要考虑以下因素:

(1)按时代成因的分类,是 50 年来在黄土地区铁路建设中对黄土不断认识和深化基础上所形成的分类方法。

(2)影响黄土工程性质及其物理力学指标的因素固然很多,而时代成因为主要因素。大量试验资料证实,不同时代成因黄土的工程性质及其物理力学指标具有明显的差别,这些差别在不同程度上影响了工程设计的准确性及措施的实用性。



说明图 4.6.2 路堤式路堑结构横断面图

(3)黄土路基的设计,也是按时代成因的不同来确定与之相适应的设计原则及处理措施的。如黄土路堑边坡坡率拟定,是按时代成因的不同而分别考虑的: Q_1 黄土、古土壤、坡积黄土的路堑坡面均应加强坡面防护工程;在多雨地区, Q_2 、 Q_1 黄土和古土壤易产生基床变形,应予以处理;黄土地段的水沟,应作防冲防渗的加固处理等。

(4)本次修订对表 5.1.2 中的内容进行了适当调整,调整后与新颁布的《湿陷性黄土地区建筑规范》(GB 50025—2004)和《铁路工程岩土分类标准》(TB 10077—2004)靠拢。

(5)表 5.1.2 中所列的工程性质,仅指出与路基工程有关的工程性质,它对路基工程的强度、稳定、耐久性有直接影响,设计时应予考虑。

5.2.1 根据调查,从既有线路堑坡面的冲刷与边坡高度二者关系来看,一般当边坡高度 $H \geq 12\text{m}$ 时,坡面下部受雨水冲刷易形成冲沟;当 $H > 15\text{m}$ 时,冲刷严重,冲沟加深。据此,黄土路堑边坡一般在坡脚设高 1.5m 的护脚,并且以 $H > 12\text{m}$ 作为选用阶梯形边坡的依据。

边坡设置小平台,不仅对坡面径流起缓冲、分流作用,还可拦截上方坡面少量剥落土块,便于养护维修。

小平台间距,主要是从节省土方数量、降水量的大小、坡度的陡缓综合考虑拟定的。根据计算,平台间距大则减少的土方数量多。根据调查统计资料,降水量大、坡度缓时,冲刷临界高度小,平台间距宜用小值;反之冲刷临界高度大,平台间距可取大值。

当边坡高度 $H > 25\text{m}$ 时,为了减轻坡脚压力,宜在边坡的中部设置大平台。宝鸡峡引水干渠和西北农大水利系对陕西某工程的黄土高边坡所作的力学检算资料均说明,在平均坡度相同的情况下,在坡高的二分之一稍高处设置大平台,既能减少土方数量,又可提高边坡稳定安全系数。

5.2.2 影响黄土路堑边坡坡率的因素有沉积时代和成因、地貌单元、地下水分布、构造斜节理、边坡高度等,在制定说明表 5.2.2 时,考虑了时代成因这一主要因素。

(1)我国黄土分布范围广,各地区黄土性质的差异性较大。为了使所拟定的坡率值覆盖面广、便于使用,特将黄土高原及豫西等地区与华北、东北平原及内蒙古高原东部的黄土路堑边坡坡率分列。

(2)表 5.2.2 中有关黄土高原及豫西地区路堑边坡坡率值,考虑了下面一些主要问题:

①广泛搜集了已建、在建和拟建铁路中的陇海线、包兰线、兰青线、石太线、侯月线、西侯线、神朔线、三门峡专用线、南北同蒲线、西延线、宝中线、罕东线、梅七线、阳涉线、孝柳线共 15 条和兰州、西安、太原三城市部分土建工程所做的黄土常规试验资料,总共 3700 多组,再根据数值统计方法,按时代成因,分别求出天然重度和抗剪强度指标的平均值,并作适当调整后,汇总列于说明表 5.2.2—1。

说明表 5.2.2—1 路堑边坡力学检算所采用的指标值

年代及成因		指 标	天然重度 $\gamma(\text{kN}/\text{m}^3)$	黏聚力 $c(\text{kPa})$	内摩擦角 $\phi(^{\circ})$
Q_4		坡 积	17.0	20	23
		冲、洪积	17.0	2.5	25
Q_3		坡 积	16.5	20	26
		冲、洪积	16.5	35	25
		风 积	15.0	35	26
Q_2	Q_2^2	—	18.0	60	28
	Q_2^1	—	18.5	90	30
Q_1		—	19.0	90	33

这样求得的指标不仅具有代表性,且能反映不同时代成因黄土的差异性,用以作为力学检算采用的指标值是合理的、可行的。

②根据说明表 5.2.2—1 所列的指标值,用圆弧法检算,其结果汇总列于说明表 5.2.2—2。

说明表 5.2.2—2 边坡稳定性检算汇总

年代及成因		边 坡 高 度	$H \leq 5\text{m}$		$5\text{m} < H \leq 10\text{m}$	
		检 算 项 目	$m-F$ 计算值	推荐坡率	$m-F$ 计算值	推荐坡率
Q_4		坡 积	0.30—1.59 0.50—1.76	1:0.5	0.50—1.15 0.75—1.72	1:0.75
		冲、洪积	0.30—1.98	1:0.3	0.30—1.23 0.50—1.36	1:0.5
Q_3		坡 积	0.30—1.68	1:0.3	0.50—1.19 0.75—1.37	1:0.75
		冲、洪积	0.30—2.56	1:0.3	0.30—1.52 0.50—1.73	1:0.3
		风 积	0.30—2.83	1:0.3	0.30—1.71 0.50—1.90	1:0.3
Q_2	Q_2^2	—	2.30—3.19	1:0.3	0.30—2.18	1:0.3
	Q_2^1	—	0.30—4.62	1:0.3	0.30—3.06	1:0.3
Q_1		—	0.30—4.22	1:0.3	0.30—3.06	1:0.3

续说明表 5.2.2-2

年代及成因		边 坡 高 度	10m<H≤15m		15m<H≤20m	
		检 算 项 目	m—F 计算倒	推荐坡率	m—F 计算值	推荐坡率
Q ₄		坡 积	1.00—1.19 1.25—1.71	1 : 1.25	1.25—1.17 1.50—1.27	1 : 1.5
		冲、洪积	0.50—1.12 0.75—1.26	1 : 0.75	1.00—1.21 1.25—1.35	1 : 1
Q ₃		坡 积	0.75—1.12 1.00—1.25	1 : 1	1.25—1.24 1.50—1.35	1 : 1.25
		冲、洪积	0.30—1.17 0.50—1.33	1 : 0.5	0.50—1.12 0.75—1.31	1 : 0.75
		风 积	0.30—1.25 0.50—1.43	1 : 0.5	0.50—1.22 0.75—1.36	1 : 0.75
Q ₂	Q ₂ ²	—	0.30—1.78 0.50—2.02	1 : 0.3	0.30—1.36 0.50—1.51	1:0.5
	Q ₂ ¹	—	0.30—2.28	1 : 0.3	0.30—1.82 0.50—2.02	1 : 0.5
Q ₁		—	0.30—2.24	1 : 0.3	0.30—1.82 0.50—2.11	1 : 0.5

年代及成因		边 坡 高 度	20m<H≤25m		25m<H≤30m	
		检 算 项 目	m—F 计算倒	推荐坡率	m—F 计算值	推荐坡率
Q ₄		坡 积	—	—	—	—
		冲、洪积	1.00—1.12 1.25—1.25	1 : 1.125	1.25—1.14 1.50—1.31	1 : 1.5
Q ₃		坡 积	—	—	—	—
		冲、洪积	0.75—1.12 1.00—1.28	1 : 1	1.00—1.17 1.25—1.33	1 : 1.25
		风 积	0.75—1.21 1.00—1.36	1:1	1.00—1.25 1.25—1.39	1 : 1
Q ₂	Q ₂ ²	—	0.50—1.33 0.75—1.50	1 : 0.75	0.75—1.14 1.00—1.57	1 : 0.75
	Q ₂ ¹	—	0.30—1.62 0.50—1.79	1 : 0.5	0.50—1.59 0.75—1.79	1 : 0.75
Q ₁		—	—	—	—	—

注:1 表中坡率是指平均坡率;
2 m—F 计算值是指坡率—安全系数计算值。

说明表 5.2.2—2 中所求得稳定安全系数具有不均匀性。一般低边坡的稳定安全系数大于高边坡; Q_2 、 Q_1 黄土的稳定安全系数大于 Q_4 、 Q_3 黄土。表中坡率值是设计中常用的经验数值,用力学分析法来求其稳定安全系数,这样既沿用了多年所积累的经验坡率值,也满足了稳定安全系数所要求的界限值,取得两者的统一。如若采用同一稳定安全系数反求坡率值,会造成 Q_2 、 Q_1 黄土和低边坡的坡率过陡,而 Q_4 、 Q_3 黄土和高边坡的坡率过缓。

③结合铁一院多年来西北黄土地区修建路基的工程实践,对上表所求坡率值作了局部调整,最后制定出表 5.2.2 所列的坡率值范围。

④黄土路堑,一般性质单一、问题不复杂,只要坡率值拟定合理,并做好排水工程是能确保边坡整体稳定的。

工程地质类比法,是选择附近自然条件接近的、地层类似的自然或人工稳定边坡,对比两者在工程地质、水文地质、边坡高度及坡率等方面的相似性,借以拟定设计地段的路堑边坡坡率,这种以客观实际为依据所拟定的坡率值,比较符合实际,已为常用的主要方法。用该法所拟定的边坡是稳定的,但稳定的程度尚需通过力学检算判定,借以进一步修改初拟的坡率值,使设计更趋合理。而力学检算的精度,常受土体抗剪强度指标的取值所制约,取少数土样往往难以反映不同土层的真实强度,缺乏代表性,加之地形、地貌、水文地质条件等皆非少数土样所能代表的,所以提出以工程地质比拟法为主并辅以稳定检算,两者综合确定。

5.2.3 用于黄土路堑边坡稳定性检算的方法,目前主要有圆弧法和裂隙法。本规范之所以采用圆弧法,主要依据为:

(1)通过对一些处于极限平衡状态的边坡所作的稳定性检算,说明用圆弧法所求得稳定安全系数 F 值能反映黄土边坡的实际稳定状态。

①选择 19 个处于极限平衡状态的天然黄土斜坡和人工路堑边坡,实测其物理力学性能指标(γ 、 c 、 ϕ)值,用圆弧法和裂隙法分别进行检算。其结果是:19 个计算点用圆弧法所求的 F 值基本接近于 1.0,而裂隙法竟有 11 处所求的 F 值小于 1.0,约占 58%。一般裂隙法比圆弧法所求的 F 值小 5%~15%。

②选择 5 处坍滑体,坍滑体背后所形成的滑面可理解为处于极限平衡状态,对其滑面进行检算。其结果为:这 5 个计算点用圆弧法所求的 F 值基本接近于 1.0,而裂隙法竟有 4 处小于 1.0,裂隙法也比圆弧法所得的安全系数小 5%~15%。

上述检算结果说明:所选择的断面是处于极限平衡状态的,野外判断和力学检算两者的结论是一致的;用极限平衡状态的边坡来衡量不同计算方法的实用性是可行的;用圆弧法所求的稳定安全系数是能够反映黄土边坡实际稳定状态的。

尚需指出的是:对高边坡,两者所求的 F 值比较接近,相对误差小;对黏聚力大或边坡低的堑坡,裂隙法所求的 F 值小,选用时尤应慎重。裂隙法求的 F 值之所以偏小,原因在于该法略去了竖直缝隙范围内的抗力作用。

(2)圆弧法计算简便,适用于各种非均质土层和复杂坡型的计算,并可得到符合实际的稳定安全系数。

5.3.1 本条所提的两种路堤断面形式及坡率值,是根据 440 组夯后土试验资料所求得

平均黏聚力 c 为 23kPa、内摩擦角 ϕ 为 22° ，用圆弧法对多年来常用的路堤断面形式进行检算，按稳定安全系数 F 不小于 1.25 的要求拟定的。

5.4.1 对 Q_2 、 Q_1 黄土和古土壤作为 II 级铁路基床底层填料，提出了需作处理的依据。
 Q_2 、 Q_1 黄土和古土壤的液限 w_L 和塑性指数 I_p ，统计汇总列于说明表 5.4.1。

说明表 5.4.1 Q_2 、 Q_1 黄土和古土壤的 w_L 和 I_p 的统计值

土的名称	液限 w_L (%)				塑性指数 I_p			
	土样数目	平均值	$w_L > 32$ 的数目	所占百分数	土样数目	平均值	$w_L > 32$ 的数目	所占百分数
Q_3 古土壤	8	32.6	6	75	8	13.5	6	75
Q_2^2 黄土	399	30.4	105	26	476	11.9	207	43
Q_2^1 黄土	57	30.1	14	25	61	12	31	51
Q_2 古土壤	13	32.3	10	77	13	13.5	10	77
Q_1 黄土	40	30.4	11	28	40	12.7	20	50

可见， Q_2 、 Q_1 黄土和古土壤的 w_L 。和 I_p 偏大， Q_2 、 Q_1 黄土 $w_L > 32$ 约占 26%， $I_p > 12$ 约占 48%；古土壤 $w_L > 32$ 、 $I_p > 12$ 的约占 76%。根据《铁路路基设计规范》(TB 10001—2005)的规定，对 $w_L > 32$ 、 $I_p > 12$ 的 Q_2 、 Q_1 黄土和古土壤的基床底层填料，在多雨地区应予以处理。

5.5.2 坡面雨水，顺坡面愈向下其流量增加、流速加大、冲刷力强，使坡脚附近的坡面形成冲沟或掏空，进而可造成边坡坍塌。

根据统计资料， Q_1 黄土中黏粒含量约占 30%，古土壤约占 35%，因黏粒含量高，坡面土易剥落，需加强边坡及坡脚的加固防护。

近代堆积的 Q_4 、 Q_3 新黄土，由于土体松散、孔隙大、均匀性差，坡面受水冲刷后易形成冲沟、流泥，因此应加强边坡防冲防渗处理。

5.6.3 基于黄土的抗水性能差，同时还具有湿陷性，因此黄土地段的水沟应采取防冲防渗的加固措施。

黄土水沟的加固类型，现场曾做过多种方案。从使用年限来看，一般轻型加固使用寿命短，目前多用浆砌片石加固。故本条推荐宜用浆砌片石或混凝土块板。

5.7.1 湿陷性黄土是一种特殊的岩土，以往在黄土地区修建铁路时，由于受投资限制和设计理念的影响，未制订地基处理措施的标准，仅凭经验考虑地面排水，在运营过程中出现了不少问题，这些问题都很难进行处理。

目前随着新建铁路设计标准的不断提高，对湿陷性黄土地区的地基制订具体的处理标准，是急需的。

修订时，参考新颁布的《湿陷性黄土地区建筑规范》(GB 50025—2004)，结合铁路路基的特点，增加了本节内容，以指导湿陷性黄土地基处理的设计。

5.7.8 湿陷性黄土地基处理方法说明如下：

(1)换填垫层法

该方法在《湿陷性黄土地区建筑规范》(GB 50025—2004)中为“垫层法”，在铁路路基中如还采用该名称，设计时容易理解为在路堤底部设一层垫层，就会与其初衷相违背，因此，本规范中称为“换填垫层法”。

换填垫层法有土垫层和灰土垫层。仅消除 1~3m 湿陷性黄土的湿陷量时，宜采用土垫层进行处理；当同时要求提高垫层的承载力及增强水稳性时，宜采用灰土垫层进行处理。

换填垫层法施工时，先将基底下要处理的湿陷性黄土挖出，并利用挖出的黄土或灰土分层回填、分层碾压至设计高程。

(2)强夯法

夯击遍数一般为 2~3 遍，最末一遍夯击后，再以低能量（落距 4~6m）对表层松土满夯 2~3 击，也可将表层松土压实或清除，在强夯土表面宜设置 300~500mm 厚的灰土垫层。

单位夯击能与处理有效深度的关系见说明表 5.7.8。单位夯击能大，消除湿陷性黄土层的深度也相应大，但增加设备的起吊能力往往不容易解决。在工程实践中常用的单位夯击能为 1000~4000kN·m，消除湿陷性黄土层的有效厚度一般为 3~8m，夯锤底面宜为圆形，锤底的静压力宜为 25~60kPa。

说明表 5.7.8 采用强夯法消除湿陷性黄土层的有效深度(m)预估值

土的名称 单击夯击能	全新世(Q ₄)黄土、 晚更新世(Q ₃)黄土	中更新世(Q ₂)黄土
1000~2000kN·m	3~5	—
2000~3000kN·m	5~6	—
3000~4000kN·m	6~7	—
4000~5000kN·m	7~8	—
5000~6000kN·m	8~9	7~8
7000~8500kN·m	9~12	8~10

- 注：1 在同一栏中，单击夯击能小的取小值，单击夯击能大的取大值；
- 2 消除湿陷性黄土层的有效深度，从起夯面算起。

在城区或居民区，考虑振动的影响，建议不宜使用该方法。

(3)挤密法

挤密孔的孔位宜按正三角形布置，孔心距可按下式计算：

$$S=0.95\sqrt{\frac{\eta_c\rho d_{\max}D_z-\rho_{d0}d^2}{\eta_c\rho d_{\max}-\rho_{d0}}}$$

(说明 5.7.8)

式中 S ——孔心距(m);
 D ——挤密填料孔直径(m);
 d ——预钻孔直径(m),无预钻孔的挤密法中 $d=0$;
 ρ_{d0} ——地基挤密前压缩层范围内各层土的平均干密度(g/cm^3);
 $\rho_{d\max}$ ——击实试验确定的最大干密度(g/cm^3);
 $\bar{\eta}_c$ ——挤密填孔(达到 D)后,3个孔之间土的平均挤密系数,不宜小于0.9。

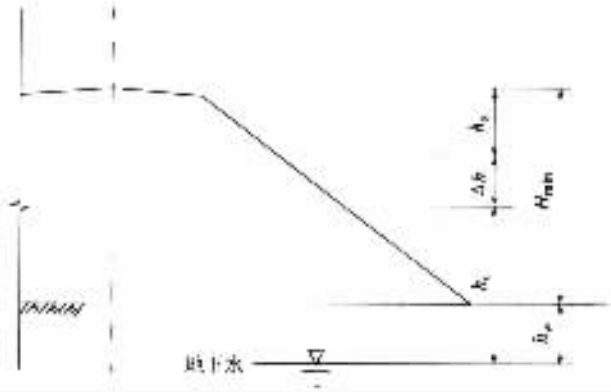
当挤密处理深度不超过12m时,不宜采用预钻孔,其挤密孔直径宜为0.35~0.45m;
当挤密处理深度超过12m时,可采用预钻孔,其直径 d 宜为0.25~0.30m,其挤密填料孔直径 D 宜为0.50~0.60m。

成孔挤密应间隔分批进行,孔成后应及时夯填。如为局部处理时,应由外向里施工。
挤密地基在基底宜设置0.50m厚的灰土(或土)垫层。

当地基土的含水量 $w\geq 24\%$ 、饱和度 $S_r>65\%$ 时,一般不宜直接选用挤密法。

- 6.1.1 将盐渍土判定指标由0.5%改为0.3%,主要是为与国家相关标准协调一致。
- 6.1.3 盐渍土地区地势多低洼,地下水埋藏较浅,水质矿化度高,易形成盐渍土路基病害,选择以路堤通过可避免或减轻病害的产生。
- 6.2.1 根据有关资料,细粒土中毛细水达到最大上升高度或强烈上升高度的时间较长,例如达到最大上升高度的时间由几十天到上百天,因此式(6.2.1)中所涉及的最高地下水位或最高地面积水水位有一定的延续时间,而对于临时性的高水位可根据其高程和延续时间酌情考虑。

路堤最小高度见说明图6.2.1。



说明图 6.2.1 路堤最小高度

6.2.2 多年来,铁一院曾在南疆线、青藏线、南疆公路及新疆和静、焉耆等地区对均质土的毛细水强烈上升高度进行了研究,并根据现场实测毛细水的强烈上升高度及对其有影响的主要物理指标值,用回归分析法,求出有关公式见说明表6.2.2。

说明表6.2.2中序号为4和8的计算公式,具有物理概念清楚、能反映诸因素的影响、精度较高、参数易取得等特点,本条采用了这两个公式。

在盐渍土地区常遇到粉质黏土、粉土与砂类土互层的非均质土。非均质土的每一层

可视为均质土,如说明图 6. 2. 1 所示。因此,非均质土层毛细水强烈上升高度计算公式可由均质土推出。设地下水位以上各均质土分层的厚度分别为 $h_1, h_2, h_3, \cdots, h_n$, 其毛细水强烈上升高度相应为 $h_{1c}, h_{2c}, h_{3c} \cdots, h_{nc}$, 并假定毛细水强烈上升高度的顶点距离第 n 层顶面的距离为 Δh , 则非均质土层毛细水强烈上升高度 h_c 为

说明表 6. 2. 2 均质土层毛细水强烈上升高度计算公式

土的类别	序号	公 式	子样数目 n	剩余标准差 S	单元回归相关性检验			多元回归显著性检验		
					γ	$\gamma_{n-2}^{a=0.01}$	$\gamma_{n-1}^{a=0.05}$	F	$F_{k,n-k-1}^{a=0.01}$	$F_{k,n-k-1}^{a=0.05}$
砂类土	1	$h_c=0.850+0.1702w_m$	32	0.135	0.913	0.449	0.349	—	—	—
	2	$h_c=4.637d_{10}^{-0.246}$	32	0.121	0.931	0.449	0.349	—	—	—
	3	$h_c=4.227d_{50}^{-0.198}$	32	0.132	0.916	0.449	0.349	—	—	—
	4	$h_c=0.290+0.0567w_m$ $+1.5457d_{10}^{-0.246}$ $+1.4090d_{50}^{-0.198}$	32	0.101	—	—	—	6.20	4.57	2.95
细粒土	5	$h_c=1.767+0.1456I_p$	22	0.161	0.904	0.537	0.423	—	—	—
	6	$h_c=5.089d_{10}^{-0.323}$	22	0.156	0.910	0.537	0.423	—	—	—
	7	$h_c=6.879d_{50}^{-0.229}$	22	0.134	0.935	0.537	0.423	—	—	—
	8	$h_c=0.590+0.0485I_p$ $+1.6963d_{10}^{-0.323}$ $+2.2930d_{50}^{-0.229}$	22	0.145	—	—	—	6.35	5.09	3.16

$$h_c=h_1+h_2+h_3+\cdots+h_n-\Delta h=\sum_{i=1}^nh_i-\Delta h \qquad \text{(说明 6. 2. 2-1)}$$

假定：
$$\frac{h_1}{h_{1c}}+\frac{h_2}{h_{2c}}+\frac{h_3}{h_{3c}}\cdots+\frac{h_n-\Delta h}{h_{nc}}=1$$

则
$$\Delta h=h_w\left[\sum_{i=1}^n\frac{h_i}{h_{ic}}-1\right] \qquad \text{(说明 6. 2. 2-2)}$$

将式(说明 6. 2. 2-2)代入式(说明 6. 2. 2-1)得

$$h_c=\sum_{i=1}^nh_i-h_{nc}\left[\frac{h_i}{h_{ic}}-1\right]$$

按上式所求的计算值与实测值一般相差 10%左右,个别达 15%。

在计算 h_c 之前,应先假定毛细水强烈上升高度顶点所在的层位,由地下水位算起,自下而上将 h_i/h_{ic} 值逐层累加,并据此作下列判别:

当 $\sum_{i=1}^n\frac{h_i}{h_{ic}}=1$ 时,毛细水强烈上升高度的顶点正好在第 n 层的顶面上;

当 $\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{h_{ic}} < 1$ 时,毛细水强烈上升高度的顶点在第 n 层以上;

当 $\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{h_{ic}} > 1$ 时,毛细水强烈上升高度的顶点在第 n 层之内。

6.2.3 盐渍土地区地表土层多为细粒土,属 C、D 组填料。盐渍土地区往往面积很大,线路以路堤通过,异地取土填筑运距较远,为充分利用当地资源而又符合路堤各部位填料标准,作出本条规定。

关于含盐量容许值规定说明如下:

氯盐渍土具有无膨胀等特性,它在大气降水或地下水位升高的影响下,土层中盐分可能溶失,使土质变软、强度降低,说明氯盐渍土的工程性质受大气降水、空气湿度等的影响。若能控制土中的水所溶解的氯盐含量,避免填土中含有盐晶,同时保证土体的压实密度,则部分溶于土层孔隙水中的盐分,即使降雨使之溶失,也不致使土体密度、强度等工程性质受到大的影响。因此本条对填土中的氯盐含量作了规定。试验证明,在最佳含水量的条件下,压实系数为 0.89 时,氯盐容许含盐量可为 5%~6%;若适当加大含水量和将压实系数提高为 0.91 时,可提高容许含盐量至 8%。

硫酸盐渍土中硫酸盐的主要成分为硫酸钠。硫酸钠在温度为 32.4℃ 时,溶解度达到峰值,高于或低于此温度值,溶解度都将降低。当温度低于 32.4℃ 时,溶解于水中的硫酸钠或呈粉末状存在的硫酸钠,都将吸收 10 个水分子变成芒硝晶体,此时体积增大,比重从 2.68 下降至 1.48;当温度高于 32.4℃ 时,晶体硫酸钠又很快溶解于水或变为粉末状态,体积相对变小,硫酸钠体积随温度的反复胀缩,破坏着土的密度和结构。这一过程在路基上的反映就是路基先膨胀变形,引起轨面抬高,而后则下沉,并使路基上体疏松、强度降低。铁一院和新疆交通科学研究所通过大量调查、观测、试验证明,当土中硫酸钠含量超过 2% 时,即有明显的膨胀现象,因此,规定填料中硫酸钠含量不得超过 2%;

碳酸盐中有大量的吸附性阳离子,具较强的亲水性,遇水后很快与胶体颗粒相互作用,在胶体颗粒与黏土颗粒周围形成稳固的结合水薄膜,从而减少了颗粒间的凝聚力,使之相互分离,引起土体膨胀。实践证明,当土中 Na_2CO_3 含量超过 0.5% 时,其膨胀量即显著增大,故规定填料中碳酸盐含量不得超过 0.5%。

关于硫酸钠和易溶碳酸盐含量的容许值,随着行车速度的提高是否需提出更高的要求,是值得研究和探索的,但因缺乏科学试验数据和实践经验,故还没法提出更好的定量指标,有待今后通过科学试验和生产实践积累经验。

6.2.4 路堤可以采取多种措施防止土体次生盐渍化,其中降低地下水位是一种有效措施。在新疆等地区多采用开挖长大排水沟的方法,但许多情况下,由于地势低洼、排水通路不畅,而无法采取降低地下水的措施。因而建议采用毛细水隔断层措施,切断毛细水上升和补给通路,防止地下水中盐分被带入路堤土体产生次生盐渍化。

隔断层设在路堤底部,一般可保证路堤整体不产生次生盐渍化病害。隔断层设在路堤上部和中部可以节省隔断层工程量,但不能保证隔断层以下部分路堤不产生病害。因此,一般新建路堤隔断层多设在路堤底部,只有在困难条件下(例如改建铁路时)才设在路堤上部。

6.2.5 复合土工膜隔断层,其运输施工方便,造价并不高,且国内生产厂家多,品种规格也多,适宜于缺乏渗水材料的地段采用。

沥青胶砂和沥青砂板隔断层虽然效果较好,但施工工艺复杂,劳动强度大,对环境有

污染,因此不再推荐采用。

用渗水土做隔断层,通过工程实践的回访、挖探证实效果最佳,为防止污染渗水土,故应铺设反滤层和垫层。

6.3.1 铲除含盐量大于表 6.2.3 所规定容许值的地基表土,可降低毛细水的含盐量,减缓填土的次生盐渍化。

6.4.1 用盐渍土填筑的路堤,尤其是用硫酸盐渍土填筑的路堤,由于松胀作用,造成路肩和边坡表层一定深度的土体有明显的松胀现象,易被风蚀和雨水冲蚀,为此,将路基每侧加宽 0.4m。

M10 粉细砂水泥砂浆块板护坡是 1980 年由铁一院和某部队共同研制的,曾在新(乡)荷(泽)铁路使用过,效果良好,适用于粉细砂来源丰富的地区。

6.4.2 为避免或减轻路堤中、下部在毛细水强烈上升高度范围内的松胀,防止其次生盐渍化而设护道。

7.1.3 多年冻土年平均地温是多年冻土稳定性评价的一个重要指标。青藏线根据在青藏高原多年冻土地区的科研成果,将青藏高原多年冻土按年平均地温分为四个区。

7.1.4 不良冻土现象是指厚层地下冰(包括厚度大于 0.5m 的含土冰层和厚度大于 0.3m 的纯冰层)、冻土沼泽、冻胀丘、冰椎、热融湖(塘)、融冻泥流等地段。这些地段一般都需要采取特殊的处理措施,因施工困难,造价昂贵,养护也不方便,应绕避。如必须通过时,也应选择在不良程度轻、长度短的位置通过。当处于大型的冻胀丘、冰椎或热融湖(塘)地段时,尤其是在跨越较宽沟谷沼泽地段时,由于防治工程量大,且不易根除病害,宜设桥通过。

7.1.5 在多年冻土地区,采用路堤通过时,不但不会破坏地基冻层,而且路堤土体也能起保温作用,有利于保护地基多年冻土的冻结状态。当采用路堑通过时,地层开挖后,改变了多年冻土的原来状态,往往会削弱路基的稳定性,增加处理的难度和费用,并且不容易彻底根治。路堤再施工和运营中的修筑和养护比路堑容易,冬季积雪、积冰的威胁较路堑为小,春季冰雪融化排水条件亦较路堑好,所以多年冻土地区线路宜以路堤通过。

当采用保护冻土设计时,东北地区对于大片多年冻土的路堤最小高度一般考虑不小于 1.5m,对于岛状多年冻土宜提高至 2m。

青藏高原地区路堤填料为一般黏性土时,最小高度根据多年冻土不同地温分区,可参考说明表 7.1.5—1 取值。

说明表 7.1.5—1 高含冰量冻土地段黏性土路堤最小高度

多年冻土地温分布	地温稳定区	地温基本稳定区	高温不稳定区	高温极不稳定区
多年冻土年平均地温(T_{cp})	$T_{cp} < -2.0^{\circ}\text{C}$	$-2^{\circ}\text{C} \leq T_{cp} < -1^{\circ}\text{C}$	$-1^{\circ}\text{C} \leq T_{cp} < -0.5^{\circ}\text{C}$	$-0.5^{\circ}\text{C} \leq T_{cp} \leq 0^{\circ}\text{C}$
最小设计高度(m)	1.50	1.90	2.30	>2.50

路堤填料为非黏性土时,最小高度还需考虑填料的影响。一般情况下,不同填料换算的最小高度可按说明表 7.1.5—2 规定的换算系数乘以说明表 7.1.5—1 规定的数值取值。

说明表 7.1.5—2 路堤最小高度土质换算系数

填料名称	一般黏性土	砂类土	砂、砾混合土	块、卵石土
换算系数	1	1.20	1.30	1.40

7.1.6 路基位置选在坡度较缓,地表干燥向阳的地段,不但可以避免融冻流泥、冻土沼泽,而且地基比较稳固。

7.1.7 路基在冻胀丘、冰椎地段的下方(即地势较低侧)以路堤通过时,其处理比较简单,因这种位置地下水的活动一般较少,冻胀丘、冰椎不致直接威胁路基的安全与稳定。如路基在冻胀丘、冰椎的上方(即地势较高侧)通过时,势必压实基底下的地层,压缩地下水的通道,阻碍地下水的排泄,很可能在路基上方又出现新的冻胀丘、冰椎,故应考虑由于地下水活动的变化对路基稳定性的影响。路基应避免在冻胀丘、冰椎地段的上方以路堑形式通过,尤其是在地下水位较高的地段。

路堤通过因厚层地下冰的融化而形成的热融湖(塘)地段,应考虑湖(塘)底冰层可能继续融化对路堤稳定性的影响,必要时应采取措施进行处理。

冻土沼泽地段,由于表层泥炭融后不易稳定和地势低洼积水不易疏干以及在厚层地下冰或层上发育地段均应避免以路堑通过。

7.1.8 当线路通过热融滑坍区时,宜从坍体下方通过。这是因为热融滑塌是溯源发展的,滑坍体下方山坡是稳定的,不受滑塌过程的影响。

7.1.9 在大片多年冻土带内,多年冻土分布面积广、厚度大,年平均气温及年平均地温均较低,多年冻土稳定,对保护多年冻土有利,应按保护多年冻土(即保护地基多年冻土的冻结状态)的原则设计。在岛状多年冻土带,多年冻土分布面积小、厚度较薄,在地面保温条件较好时,可采取加强保温的措施,按保护冻土原则设计;而在邻近季节冻土带的多年冻土的边缘地带,多年冻土多呈零星小块分布,厚度一般仅几米至十几米,年平均地温和年平均气温都较高,对外界条件变化引起的温度反映很灵敏,地面保温条件差、人为活动频繁,多年冻土处于不稳定状态,极易被破坏,难以保持其冻结状态,应按破坏多年冻土的原则设计。

7.1.10 当路堤地基为少冰冻土时,因冻土融化的融沉量很小,不会使路基产生病害,故可按一般地区路基设计。在富冰冻土、饱冰冻土或含土冰层地段,冻土融化将会因融沉问题引起路基病害,宜采取保护冻土的设计原则。如不易保持冻土或保持冻土措施不经济时,也可采取预先挖除冻土或换填不融沉土等破坏冻土的设计原则;在融沉量不大的情况下,也可采用加宽路基、预留沉降、让其自然融化等办法。

7.1.11 多年冻土上限以上的季节融化层和上限下降部分为可压缩土层,当路堤修筑后,由于融化沉降和压缩沉降,地基均有较大的沉降(实际施工季节难以掌握,因此不论采用何种原则,均应考虑沉降)。计算沉降的目的在于计算施工期间由于地基沉降所增加的土石方数量和计算在运营期间地基继续沉降所需预先加宽路堤顶面的宽度,以便在路堤继续沉降后,当需要抬道时,仍可保持足够的路肩宽度。

7.1.16 高含冰量冻土路基的防护措施分为主动防护和被动防护两类,主要是从其工作原理上划分的。能够促使地基或路基土体散热,降低土体温度,维持冻结状态,从而防止融沉和冻胀变形的工程措施,称为主动防护措施,如热棒、片石通风路基、碎石及片石护坡、通风管路等;采用隔热材料或其他工艺降低导热系数,增强保温效果,防止路基与大气进行热交换,从而防止季节性融沉和冻胀病害的工程措施,称为被动防护措施,如保温材料路基、保温护道等。由于被动防护措施不能有效地降低地基温度,填土中的蓄热也不能顺利散失,阴阳坡的不对称吸热效应也不能得到有效控制,因此,对高温不稳定区,特别是含厚层地下冰的多年冻土路基,应综合采取主动防护和被动防护相结合的措施。

7.1.20 黏性土具有较大的比表面积,冻胀性也较敏感。试验表明,粒径为 $0.005 \sim 0.05\text{mm}$ 的粉粒是最易形成冻胀的颗粒。实际也证明,发生冻害的路基,其土质中的粉粒含量都在 50% 以上。试验证明,当土中的水分超过一定界限值后,才会产生冻胀,此值称为起始冻胀含水量,即本条所列的 w_p 和 S_r 值。

土体的冻胀深度随地温的持续降低而增长,冻胀量的大小又与冻结速率的快慢呈反比。土中毛细水的始冻温度略低于 0°C ,重力水则为 0°C ,盐渍土的始冻温度随盐液浓度的增加而降低。

7.2.1 多年冻土地区路堤,当按保护多年冻土原则设计时,为使天然上限变化较小,在路堤(含护道)两侧坡脚外 20m 范围内的地表植被不得破坏。路堤基底要加强保温,如塔头草的空隙应以反扣塔头草充填;在地下冰发育的地段,甚至加设泥炭或泡沫塑料板等保温层,以加强保温。青藏高原地区当路堤修筑后,地基人为上限上升较高,形成冻土核,应使人为上限的曲度比较缓和,以防止路堤沿冻土核表面滑动;东北地区为防止阳坡侧人为上限的下降及缓和地基两侧人为上限变化的不一致性,应在路堤两侧或向阳侧设置保温护道,并应加强地面排水,防止地面水渗入地基等综合措施。仅采取一项或两项措施,往往收不到好的效果。

在青藏线建设中,采用了路基下部设通风管、热棒降温、设置工业保温材料保温层、块石或片石通风路基、路基边坡设置碎石或片、块石护坡等措施,修筑了试验段,立项进行了试验研究,初步证明有效。青藏线块、片石通风路基是在路基下部设置倾填块、片石,厚度 $0.8 \sim 1.2\text{m}$ (试验段厚度为 1.5m)块、片石采用粒径 $0.1 \sim 0.3\text{m}$ 。碎石或块、片石边坡防护为在路基两侧或一侧边坡倾填碎石或块、片石,厚度 0.8m 。由于青藏高原冻土和东北地区高纬度冻土两个地区的自然环境、地形、水文地质条件、气候、人文特点均有很大的不同,因此青藏线采用的块、片石通风路基以及碎石或块、片石边坡防护在东北地区能否采用,值得研究。东北地区由于降水量大(一般年均降水量在 500mm 左右,而青藏高原年均降水量小于 300mm),而且地形及植被发育的特点、地表径流及地下水均较发育,若以片、块石填筑,表水渗透路基,水流将导致基底热融,冬季往往不能回冻。热融随时间而发展,将影响路基稳定。因此,东北地区不宜采用,若采用应通过试验工程观测其效果而定。

7.2.2 据东北地区多年的观测资料分析,当路堤有一定高度时,由于两侧朝向不同,日照条件的差异,对地基多年冻土层上限的变化有明显的影响。因此在设计保温护道时应结合路堤的高低与两侧朝向的不同,对自然条件影响的差异进行具体分析。条文中表

7.2.2 保温护道尺寸系东北地区经验,在地面保温条件差的地段,保温护道的断面尺寸宜

选用表中的大值；在排水困难地段，宜选用土护道并取大值。用黏性土填筑的护道，可阻挡和减少路堤坡脚处的地面水渗入地基，并起反压作用。尤其是在沼泽地段，可阻止地基泥炭或其他软弱土层向两侧坡脚挤出，从而保证路堤不致产生大量沉降。保温护道材料为聚苯乙烯泡沫隔温板时，其表面设 0.2m 厚细粒土防护，是为使其不致潮湿而长期起到良好的保温作用。

多年冻土地区路基的保温材料在东北地区过去多采用泥炭和黏性土（泥炭多于黏性土）。国外（主要是美国、加拿大）从 20 世纪 60 年代以来现场试验工程采用聚苯乙烯泡沫隔温板（即 EPS 板），保温隔热效益较显著，其特点是保温性能良好、容重小、吸水率低，具有一定的抗压强度，使用时间上亦能保持较长久（可用 30 年）。我国在 20 世纪 70 年代由铁科院西北所在青藏线风火山试验路基中首次进行了铺设和观测，收到明显的隔温效果。1992 年既有牙林线 K382+775~+900 等处多年冻土路堤严重热融下沉病害地段试验铺设 EPS 板保温护道材料取得成功，隔温效果很好，路基热融下沉显著减少，而且具有施工方便、使用寿命长的优点。

EPS 板采用双层铺设时，要相互搭接交错铺设，避免产生对缝和通缝，以防止产生冷桥，降低保温性能。施工时间要严格控制，应避免在 7、8、9 三个月内进行施工。

7.2.3~7.2.4 在多年冻土地区，一般应尽量减少挖方。当路堑边坡和基床为少冰冻土、多冰冻土和弱冻胀土融化后不会出现边坡溜坍和冻害时，可按一般路堑进行设计。但对通过富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层或地下冰发育的路堑，开挖后地层融化将呈流塑状态，应采用部分或全部挖除换填、放缓边坡。换填的厚度应能满足保温层厚度的要求，做好边坡加固温以及排水等措施。

如有地下水，尚应根据具体情况采用渗沟、积冰坑、挡冰堤或冰结构等措施。

在冻胀性土或地下冰地段的低填浅挖（低填系指填高小于路堤最小高度的路堤）或零断面的路基，最易产生病害，故在路基设计时不但应根据多年冻土的性质（融沉影响），而且应根据季节冻层的土质（冻胀影响）采取措施。

低填浅挖和零断面的路基，由于无法采用保温措施，只得采取全部或部分挖除冻土的措施。挖除换填的措施，施工复杂、造价昂贵，只在不得已时使用，一般应与改移线路和抬高路基等作比较，并尽量减少其长度。保温层厚度应根据当地的经验确定，当缺少经验时，可按本规范附录 B 计算确定。

7.3.1 冻土沼泽地段，一般地形平坦、地势低洼、地表潮湿，甚至具有长年积水、泥炭层较厚、季节融化层土质松软、含水量大、上限以下冻土含水量大等特点。保护多年冻土是为了保护自然条件和地质环境，从而保证路基的稳定。

7.3.2 据东北地区的经验，多年冻土沼泽地段路堤高度小于 3m 时，应采取防止路基冻胀措施，一般可在路堤底部设置毛细水隔断层。在青藏高原多年冻土地区，路堤底部冻土上限上升进入堤身较高，形成冻土核，当堤身土融化时，冻土核的表面水分加大，会降低冻土核表层土的抗剪强度，很可能产生路堤沿冻土核表面滑动的现象。所以在地下水不易疏干的地段，青藏线采用在路堤底部采用块、片石填筑，尽可能少地改变原地面的水热平衡状态，同时也起到阻断毛细水的作用。

根据实践，毛细水隔断层的顶面高出冻前水位时才能起到防止路基冻胀的效果，因此

毛细水隔断层顶面应在路堤沉降后至少高出冻前水位 0.5m。

7.3.4 线路通过缓山坡沼泽时,如线路方向与山坡走向平行时,路基基底横向坡度最陡,在融化季节,路堤常会产生滑动。这是因为沼泽中冻土含冰量一般较大,冻土融化后易形成泥浆,流动状的泥浆如果上负路堤重量,极易滑动,列车通过时,在振动荷载的作用下,往往使路堤突然下滑,造成重大的行车事故。选线时,应尽量避免通过沼泽底横向坡度较陡的地段,否则应在掌握了足够的资料后,进行特殊处理,以保证路基的稳定。

线路通过沟谷沼泽时,因沼泽呈带状分布、绕行不能明显减少跨越沼泽的长度,应采取特殊处理措施。线路若通过冲、洪积阶地范围宽广的大片沼泽时,应选在沼泽的边缘。因为沼泽的边缘泥炭层一般较中间薄,冻土含冰量相对也小,故沼泽边缘地带较其部分基底地址条件好,且横向取土运距较近。

7.4.1 冻胀丘、冰椎地段路堤,宜在其下方以路堤通过,路堤高度不应低于冻胀丘、冰椎的最大高度,并以渗水土填筑,以防止冰胀。在这些地段应加强排水措施,首先在水源补给的上方截排,当地形不允许时才考虑在路基旁截排。

7.4.2 在冻胀丘地段宜在路堤(含护道)上侧坡脚 20m 以外设截堵地下水的措施,如东北地区设冻结沟,青藏高原设挡水埝,用以加速地下水在初冬冻结,阻止地下水流向路基。

如路基在冻胀丘上方通过,由于修筑的路基可能压实地基下含水层,阻碍地下水的通路,使路基上侧产生冻胀丘。因此仍应在上侧采用冻结沟或挡水埝等措施,以截断地下水,并采用适当填方高度,防止积冰漫道。

7.4.3 冰椎地段路堤高度应大于冰椎最大积冰高度,以防冰椎掩埋路基,危及行车安全。冰椎的范围与高度,均与降水量密切相关,应尽量搜集当地或附近气象台站历年降水量资料,以当年降水量所形成的冰椎大小、高度与最丰年降水量相比较、分析后确定。当不可能提高路堤高度时,应根据其出水口位置、泉水类型、水量、水温、积冰范围和高度等情况,确定具体措施。当积冰量不大时,可设冻结积冰坑,有时也可利用挖沟之土石方配合积冰坑修筑挡冰堤。当地下水流量较大时,可垂直于地下水水流方向设置渗沟以引出地下水。

7.4.4 在厚层地下水冰地段,由于自然营力或人为活动的影响,破坏了多年冻土的热平衡状态,使地表沉降形成凹地积水时,就成为热融湖(塘)。在东北地区热融湖(塘)较少,但在青藏高原地区热融湖(塘)现象比较发育,在这种地段修筑路堤时,首先应查明湖(塘)底部的地下冰层是否已融完,湖(塘)底如尚有冰层继续融化,就会对路堤稳定性产生影响。其次考虑积水对路堤稳定性的影响,一般水下部分应采用片、块石或渗水土,水较深或地基松软可在两侧设置护道;如水面较宽,风浪影响大,路堤的坡面还应采取冲刷防护措施;如路堤施工后还可能继续沉降,一方面要预先加宽路基面,另一方面在确定填筑渗水土部分的顶面时,应在路堤沉降后高出冻前积水位以上 0.5m。

7.5.1 按保护多年冻土设计路基时,要考虑水在地基中渗流的影响,即其所携带的热量对多年冻土的融化。据东北地区的调查,多年冻土路堤产生严重沉降的病害,绝大部分是由于排水不畅,坡脚积水造成的。因此要采取措施排除地面水,以防止在路堤坡脚附近积水和产生基底渗流。

7.5.3 东北地区过去对排水沟距离坡脚按 20m 设计,结果造成排水沟与坡脚间积水,形成基底渗流,融化了冻土,引起路基沉降。铁三院曾在东北作试验路堤,排水沟距路堤的

距离有 10m、15m 两种,观测结果没有任何影响。同时对既有线路的排水沟亦进行了大量勘探,一般上限变化时随地面变化的。水沟影响范围仅 1~2m,路堤坡脚的上限下降影响范围也仅 1~2m,故规定排水沟距坡脚不得小于 5m。但在地下冰地段考虑冰层侧向融化威胁路堤稳定,规定不得小于 10m。排水沟的横断面尺寸,应有足够的过水能力,为防止淤塞和便于清理,一般底宽不宜小于 0.6m,沟深对于青藏线一般不应超过 0.4m,东北地区不应超过 0.6m,边坡不陡于 1:1。其边坡必要时可选用草皮或黏性土进行加固。在厚层地下水和冻土沼泽地段,宜采用挡水埝代替排水沟,不破坏地表植被,对保护多年冻土有利。在纵向起伏又不宜深挖排水沟的地段,可考虑排水沟与挡水埝结合使用,但排水沟的边缘至挡水埝坡脚的距离不宜小于 1m,以保证排水系统的完整与稳定。

路堑的侧沟,必要时可用混凝土板或片石干砌,用灰土或三合土作垫层,以防冲刷和渗漏。

7.5.4 青藏高原路基排水与东北地区不同之处是设置挡水埝,在原地面填筑一定高度的土堤,使多年冻土上限上升。修筑挡水埝、天沟后该处的冻土上限就形成了和地表建筑物形状相似的冻土挡水埝和冻土排水沟,起到截排地表水和上层水的双重作用。

挡水埝断面尺寸,在青藏高原地区,挡水埝的高度一般不应低于 1.2m,顶宽不小于 1.0m,边坡 1:1~1:1.5。根据汇水面积大小,可在挡水埝外侧设天沟(排水沟),但应以尽量少破坏自然地表为原则,如果汇水面积不大,亦可不设天沟(排水沟),但挡水埝的尺寸要加大。

天沟靠线路一侧的边缘,距挡水埝坡脚的距离不小于 1.0m。天沟(排水沟)必要时用草皮铺砌。

挡水埝距堑顶(或路堤坡脚)的距离不宜小于 5.0m。当堑顶有保温层时,挡水埝设于堑顶换填交界处,以防地下水浸入,保护保温层底面不受浸泡,同时考虑到边坡稳定问题,挡水埝不宜过高。

7.7.1 有条件时,应首先满足所要求的路堤最小高度。无条件时,其他可供选择的工程措施,必须结合季节性冻土地区的特殊自然条件,经比选后确定。

(1)当有排水条件时,选用长、大、深排水沟是排除地面水或降低地下水的有效措施。水位降低,可相应降低对路堤高度的要求,大量减少工程量和工程造价。

(2)毛细水隔断层的建筑材料应做经济技术比较后确定。

(3)根据铁一院、铁三院及铁科院的冻害观测科研成果,在有害冻胀深度范围内,选用弱冻胀土作填料是防止季节性冻害的有效措施之一。

(4)近年来,哈尔滨局范围内采用聚苯乙烯泡沫板(EPS 板)防治冻害取得了良好的效果。

8.1.2 路堑和零断面较易积沙,当风沙流通过路堑时,因气流受阻,扬沙能力减弱,使气流中沙粒迅速沉积下来,路堑越深则积沙越严重,且堑内不易清沙,特别是深长路堑内的清沙工作十分繁重;在零填零挖断面地段,一场大风后路基即被积沙掩埋,影响行车。当风沙经填方地段时,由于路堤顶面风速大,沙粒不易大量停留,且可借不同方向的风力吹散,人工清沙也较容易,因此,就防止积沙而言,路堤是一种最好的断面形式。

包兰、兰新、沙通等线的调查表明,路堤高度不足 1m 时,积沙较为严重,随着路堤的

增高,路基面积沙则相应减少,而填方过高又将增加工程投资。根据《铁路路基设计规范》(TB 10001—2005)的规定,基床厚度为 2.5m,Ⅰ级铁路路堤基床底层应选用 A、B 组填料,而粉、细砂多为 C 组填料,为避免基床底层的换填或土质改良,路堤高度宜不小于 2.5m。

所以,对路堤的高度做出相应控制规定。而路堑越深,边坡越陡,积沙也越严重,因此,沙漠地区选线时,应力求避免路堑,无法避免时可采用展开式浅路堑。

8.1.3 本条是根据风沙地区地表土层为砂类土进行编写的。在进行勘察设计中需查明地层的性质,并根据填料颗粒组成、细粒含量、颗粒级配等按《铁路路基设计规范》(TB 10001—2005)表 5.2.2 分为 A、B、C 组,然后依据相关铁路标准的规定进行填料选择、调配、换填或改良等设计。

8.1.4 在风沙地区,路基土石方应尽量移挖作填,减少取、弃土工程。如必须设置时,弃土堆、取土坑应设在背主导风向侧,以避免被主导风吹蚀或积沙掩埋路基。

取土坑、弃土堆的位置对路基防沙的影响较大,如取土坑距离路基太近,则路堤坡脚易遭风蚀,造成边坡不稳定。弃土堆距离堑顶太近,则积沙易掉入堑内,直接威胁路基安全。因此取土坑、弃土堆设置应离开路基一定的距离,必要时还应采取防护措施。

8.1.5 线路附近地表原有植被和地表硬壳,为天然固沙层,在施工时不应破坏,并禁止在线路两侧一定距离内剥皮取土,或随意挖取和践踏,以免破坏原有稳定地表,使沙害加重。对破坏部分还应进行恢复和采取必要的防护措施。

8.2.1 风沙地区粉、细砂路基,边坡坡率不应陡于自然安息角。风成沙的自然安息角一般在 $28^{\circ}\sim 32^{\circ}$ 之间,相应的坡率约为 $1:1.5\sim 1:1.75$ 。考虑到机车振动及自然因素对路基稳定性的影响,路基边坡坡率不宜陡于 $1:1.75$,高度超过 6m 时,适当提高其稳定系数,采用 $1:2$ 。因变坡后坡面易积沙,且施工较困难,也不易保持,故均采用一坡到顶的直线型。

戈壁地区的浅路堑,当两侧有风沙流活动且风向与线路交角较大时,宜采用展开式,路堑边坡坡率应缓于 $1:4$ 。戈壁地区活动沙粒虽然不丰富,但分布范围广,加之风沙流活动的空间高度比沙漠地区高(据玉门铁路防沙组在玉门一带观测,平均可达 1.8m),故一般拦截措施难以见效。浅路堑易于积沙,做成展开式后,可使风沙流较平顺地越过路堑,即使有部分积沙现象,也可在较平缓的边坡上停留下来,不致直接危害线路。

8.2.2 沙漠地区年降水量不大,但雨量集中,常出现暴雨。以包兰线沙坡头为例,1954 年至 1962 年间,年平均降水量为 202mm,而 1958 年 7 月 25 日,1h 内集中降水 45mm,使一碗泉路基被破坏。沙层渗透系数虽较大,但当其表面有因积水形成的黏性土结皮时,则渗透能力大大降低。故一般情况下应设置排水设备。由于沙粒或沙性土沟壁易坍塌,不能保持沟的形状,故同时还应加以铺砌加固。

如果一次降雨能为沙层吸收渗透,不产生径流,则路基可不作排水设施,即路堑不设侧沟,路堤不设排水沟。

8.2.3 路堑易于积沙,为防止少数越过防护工程的沙流及堑坡局部风蚀物侵入道床,应在两侧留出平台。平台虽不能防止或减少积沙,但可供积沙暂时堆存,起到防止积沙掩埋钢轨的缓冲作用。平台宽度视当地风沙流活动强度、边坡高度及路堑长度而定,一般不小

于 2m。

8.3.2 大风地区风力强大,对路基风蚀作用强烈,不论用卵石土、碎石土、粗砾土或石质弃渣等填筑的路堤,均有不同程度的风蚀,特别是路肩和边坡上部最严重。故采用碎石类土等作填料时,应对路基面宽度每侧适当加宽,当细粒土被吹蚀后,还能保持标准路基面宽度。

8.4.1 风沙流通过路堤时,在迎主导风向侧下部气流明显减速,路堤坡脚风速最小,由坡脚向路肩逐渐增大,路肩处风速最大;背主导风向侧风速则由上而下递减,部分沙粒从气流中跌落堆积,故以粉、细砂填筑的路堤,迎主导风向侧上部易受风蚀,路肩最为严重,常被吹蚀成浑圆状,坡面呈风蚀槽,使路肩宽度不足,甚至轨枕头外露,危及行车安全。背主导风向侧因气流涡旋作用,坡面上部被掏蚀成凹槽和小坑,边坡下部形成堆积。因此,粉、细砂作填料的路堤,其路肩和边坡应予防护。

当风沙流越过路堑时,产生涡旋作用,堑内风速降低,背主导风向侧风速由堑顶向坡脚处锐减,迎主导风向侧坡脚向堑顶逐渐增加,因此,粉、细砂路堑边坡易遭风蚀,堑顶最为严重,随路堑的加深而逐渐减轻,迎主导风向侧受到风力冲击最大,坡面被掏蚀成凹坑。路堑风蚀造成边坡坍塌,沙粒堆积在坡脚平台上,甚至侵入道床影响养护作业和行车安全,所以,粉、细砂路堑坡面应予防护。

当基床表层填料为级配碎石、级配砂砾石或改良土等时,为避免被风吹蚀后使路肩宽度不足,也宜视情况对路肩和坡面采取防风蚀措施。

8.4.2 路基边坡防护的途径有多种,用不易风蚀的材料将路基包裹,能有效地防止风蚀,我国的风沙路基大多采用此法。常用的防护类型主要有以下几种形式:

(1)卵石土、碎石土、粗砾土、矿渣、炉渣等包坡:适用于可就地取材,且粉、细砂边坡高度 $h \leq 6\text{m}$ 、粉土 $h \leq 8\text{m}$ 的地段;包坡厚度一般采用 0.2m。

(2)黏性土包坡——在缺乏碎石类土时,可就地取黏性土防护,其缺点是容易开裂剥落,故应采用塑性指数为 10~20,含沙量小于 10% 的土质为宜;如塑性指数大于 20 时,可掺入适量的沙,以防止土中水分蒸发后,产生龟裂剥落。包坡厚度一般为 0.2m。

(3)栽砌卵石方格护坡——其特点是防风蚀能力强、稳固美观,是一种较好的防护形式,常用于风蚀严重的大风地区、路堑坡面防护等,适用于卵石材料丰富的地段,卵石方格的尺寸一般采用 $1\text{m} \times 1\text{m}$ 。

(4)水泥砂浆与沥青胶砂浆块板护坡——当地缺乏碎石类土、黏性土等防护材料时,可利用当地砂类土与水泥或沥青预制成砂浆块板,砂浆块板尺寸一般以 $0.5\text{m} \times 0.3\text{m} \times 0.05\text{m}$ 为宜。

8.4.3 路基边坡因防护线长、用料量大,其防护材料的选择,应根据当地情况就地取材,因材施用,并优先选用粗颗粒土,如卵石、碎石、砾石、卵石土、片石等坚实耐久、抗风蚀力强的材料做防护层,以达到既防风蚀又节省投资的目的。包兰线沙漠路基采用卵石方格防护,至今 40 多年仍完好如初。

如施工紧急,运输困难,可先用草席等作临时防护,待通车后再远运防护材料,更换成永久性防护。

8.5.1 为防止铁路发生沙害,在路基两侧一定范围内,需要采取各种工程防护和植物固

沙措施,用以控制地表风蚀和改变沙的搬运堆积条件,按其作用和性质分为输沙、固沙、阻沙。

输、固、阻沙等工程防沙措施,各有其特点和使用条件,按风沙活动规律有机组合为一个整体,各尽其职,层层阻拦,形成严密的防沙体系,以达到最佳防沙效果。如草方格沙障,虽是一种行之有效的固沙措施,但外缘仍不断遭到沙埋,需要设置高立式栅栏,作为阻沙屏障。包兰线中卫沙漠路基,以路基为中线,由近及远,设置砾石平台输沙带、草方格与植物固沙带及高立式栅栏阻沙带的综合防护体系,防沙效果十分显著。

8.5.3 沙漠地区气候干燥,草类沙障及防沙林带,容易引起火灾。如包兰线中卫沙漠路基两侧草方格曾多次被烧,火势蔓延,难以扑灭。餐车清除炉渣等也发生过类似事件。故为保证列车安全运营,应设置防火带。

8.5.4 风沙路基两侧平面防护,除应考虑其他因素外,还应根据风沙的严重程度而区别对待。风沙严重程度一般按严重、中等、轻微风沙地段进行划分。

沙漠地区铁路防护宽度是多年来一直有争议并期待解决的问题。沙障设置过宽,则造成人力物力的浪费;过窄,则路基积沙,会危及行车安全。

根据风沙活动特点,沙丘主梁移动对铁路危害不大,而造成危害的主要因素是风沙流的运动,即以“沙舌”方式迅速前移,而威胁线路安全。观测表明,风沙流中 80% 的沙是沿着距地表 0~5cm 高的范围内通过的,当改变下垫面的性质时,气流搬运能力也发生相应变化。故防止风沙危害的关键就在于防止和减弱风沙流的运动。

经观测,在采取工程与植物固沙措施后,风沙流的飞扬距离并不大,防护宽度在迎主导风向侧如能保持 300m,背主导风向侧 200m 时,即可保证列车行车安全。包兰线中卫至甘塘段从 1958 年以来按此宽度设置沙障,经 40 多年来的实地观察,采用此宽度控制铁路两侧的流沙,就能在数年内维持列车在沙漠中基本正常运行,且又较经济实用,但适宜的沙障宽度,还有待于作进一步的探讨。

列车运行速度越快,铁路等级越高,对钢轨、轨枕的要求越高,对沙害控制越严,故防护带和植被保护带宽度应取大值。

8.5.5 治理沙害,应消除发生沙害的原因,对路基两侧植被保护带内,不合理的取弃土、开垦、樵牧等破坏植被的行为应及时禁止,以免引起新的沙源。对破坏生态平衡的行为,往往不被人重视,等发展严重时再谋治理,就会耗去无谓的人力、物力和时间,故应将沙害控制在萌发之前。

8.5.6 大风区风沙流活动的基本特征与戈壁风沙地区相似,但风力更为强劲,最大风速可达 40m/s 以上,且出现的次数多,延续时间长,当出现暴风时,轻则吹坏建筑物和设备,重则造成列车颠覆,或酿成火灾。故在风口地段,当风速达到或超过临界翻车风速时,需要采取降低风速的措施。一般可采用挡风墙、防风栅栏等措施,均有较好的防风效果。

8.6.1 沙漠地区自然条件复杂严酷,虽光热充足,但干旱缺水,风沙活动频繁,不利于植物的发育和生长。根据多年实践观察,在年降水量小于 100mm 的荒漠地区,如果没有灌溉条件和较高的地下水位,就无法建立人工植被,故宜采用工程防沙。

另外,在干旱荒漠区,一开始就栽植植物,植物成活率低,难以达到固沙的目的,在流动沙丘上应先设置沙障,待沙面稳定后再栽植植物,造林前期主要由机械沙障起固定流

沙、保护幼林成活的作用。

8.6.3 高立式沙障和挡沙沟堤阻沙作用明显,积沙量较大时,一般宜设在离线路较远的地方,以免被积沙掩埋后形成新的沙源,造成对路基的危害。在沙源不丰富、风力不大的一般风沙地区,防沙栅栏可设在离线路不小于 100m 的地方;在沙源丰富,风力强劲的严重风沙地区,其距离还应加大,宜设置于距路基 300m 以外。

设置多排沙障时,为了尽可能地发挥沙障降低风速的作用,排间距离一般为障高的 20~30 倍,个别有小于 20 倍的,本规范规定以大于等于 20 倍为宜。

挡沙堤实质上是一种不透风高立式沙障,用以拦截外来流沙,一般适用于沙源较少,地形平坦的风沙流地区。在沙源较多处,可配合其他防护设施一起使用,当与防沙栅栏配合使用时,考虑到积沙的影响,沙障间应有间隔距离,根据实践经验,挡沙沟堤距栅栏的距离宜大于 20m。

8.7.1 在年降水量大于 250mm 的草原地区,固沙造林较容易,除可生长旱生植物外,还能生长中生植物,故当有水源可利用或年平均降水量大于 250mm 时,应采用植物固沙;在年降水量为 100~250mm 的半荒漠地区,湿沙层含水量为 2%~3%时,在人工沙障的配合下,能建立稀疏的植被,但随着植物生长,耗水量增大,植物处于衰退状态,同时沙面出现结皮和大量苔藓类,使流沙固定,故当年降水量在 100~250mm 时,可采用植物固沙。

8.7.2 植物固沙包括种草和种植乔、灌木。草本植物能够适应较差的自然条件,易于生长,枝条密集,能迅速固定沙面,但寿命不长;乔木、灌木林带防风和减少气流中输沙量的作用较强,但一般需要较好的水分条件才能成活生长。所以,理想的植物固沙措施是草、乔、灌木相结合,才能取长补短,达到较好的防风固沙效果。

铁路固沙林带宽度,是一个较为复杂的课题,影响因素很多,但主要还是考虑当地沙丘移动速度和风沙流活动强度。根据包兰、干武等线的治沙经验,当线路迎主导风向侧草方格或林带达到 300m 宽时,路基上不见积沙现象,说明风沙活动距离一般不超过 300m,故林带宽度太大没有必要。根据风沙严重程度及当地自然条件,一般设 1~5 条,每条林带宽度 20~40m。太宽不好管理。

8.7.3 采用当地植物,一般能适应当地的自然环境,较为稳妥可靠,且种源也有保证,但还须注意选择生长较快、覆盖度较大的种类。

先锋植物生长迅速,需要水分比后期植物迫切,流沙固定后,便不适应而趋向衰退,故选择树种时,需要混交和考虑先锋植物与后期植物相互配合,以便植物更替接应,而不造成采用单一树种时,植物大面积枯萎。

8.7.4 在沙源较丰富和风力较大的铁路沿线,多采用稀疏结构林带。因紧密结构林带的上下都很稠密,中等风速几乎不能透过,虽有利于防沙,但林缘及林中积沙现象严重,形成沙堆,压埋林带;通风结构林带不能有效的防沙,由于透风性大,造成林缘及林带中风蚀现象严重。而稀疏结构林带的防沙特点介于上述两者之间,林缘和林带中沙埋、风蚀现象也较轻,故设计时一般宜采用稀疏结构林带。

8.7.5 目前灌溉方式有明渠自流漫灌和暗管输水的喷灌、滴灌。采用漫灌虽能取得较好的灌溉效果,但须整平地面,且占地费水,水资源浪费较大;喷灌不需整平地面,且较为节

水,并能显著增大近地面的空气湿度,减少蒸发,有利于植物生长,但风力达到 3 级以上时,易产生喷水不均匀现象;滴灌是干旱荒漠地区营造防沙林的一种很好的灌溉方式,能够最大限度地节约用水,使干旱荒漠地区宝贵的水资源得到充分利用。故有条件时,宜优先采用喷灌和滴灌。

9.1.1 在山岳丘陵地带的迎风侧,风受到山丘屏障的壅塞作用,在山前山脚外一定范围内(一般为山高的 4~8 倍)风速减低,减速程度和距山脚的距离成反比。离山脚越近,减速越大,由山脚至山顶,风速又逐渐增大;当到山顶时,风速最大,风翻越山顶后又开始降低,至背风侧山脚降至最低值,后又逐渐增大,直至距山脚 12~14 倍山高时,风速趋向正常。

9.1.2 在路堤的迎风边坡上,因路堤的屏障作用,气流的流线加密,在坡脚处使风速减小,而坡脚至路肩则风速又逐渐增大,到路肩增至最大,翻越路堤后,气流再度扩散,使背风边坡的风速从路肩至坡脚逐渐减小,坡脚处风速减至最小,在降低至起动风速以下的区域中,便产生积雪。因此,当风雪流在较高路堤上面绕越时,由于路基面处于增速区域,故路基面上无积雪,只在减速区的坡脚和边坡上积雪。而对较矮的路堤,由于增速作用小,在路肩和部分路面上也产生积雪。为避免这一雪害,一般将路堤高度提高到多年平均积雪深度的 3 倍以上,同时不小于 1.5m 为宜。

9.1.3 当风遇到路堑时,在 2m 以下的浅路堑中形成减速区,积雪严重。在 2.5~4m 深的路堑中,背风的边坡上风速降低,而迎风侧的边坡附近产生旋风气流。当风雪通过这类路堑时,根据风速变化情况,在背风侧的边坡附近产生积雪,而在迎风侧的边坡附近不会产生积雪。风雪流遇到 4~6m 深的路堑,在其中既产生减速又产生较弱的旋风气流,故这类路堑中积雪较缓慢,积雪产生在背风边坡上。当风雪流遇到大于 6m 深的路堑时,在其中要产生旋风气流,阻止雪在路堑中堆积,故一般大于 6m 深的路堑是不易产生积雪的。

9.2.1 经验证明,防护林带不仅起到了很好的防雪作用,而且有绿化造林的意义。因为防护林带既是一种永久的防护措施,又能收到综合利用的效果。防护林带的防护效果与林带结构(林带布置、高度、透风度)有密切关系。防护林带应选用上、下紧密,使风雪流不易通过的乔、灌木混合林,使林带起到长期的防护作用。

9.2.2 近年来,根据我国东北地区通霍线铁路路堤雪害治理的经验,根据地形、地貌、气候、积雪厚度、植被及地表层土层情况,因地制宜的采用防雪堤、防雪栅栏、灌木林带相结合的综合措施,形成阻、固、防相结合防护体系,不但防雪,还能恢复植被。在山体上载土增加了覆盖土层的厚度,阻雪还能避免第二年春旱对植被的破坏,更好的促使植被生长,扩大植被的覆盖面积,既有效的达到防雪效果,又恢复和改善了生态环境。

10.1.1 规模较大、性质复杂的滑坡区,由于整治工程大,且因性质不明、工程可靠度低,应以绕避为主。

10.1.2 正确评价滑动的稳定性、分析骨坡对铁路的危害程度,是确定整治或绕避以及整治工程力度的关键。滑坡一经发现,应及早整治,争取主动,以求取得事半功倍的效果,防止病害蔓延恶化,造成处理困难,甚至发展至难以处理的地步。

10.1.3 整治滑坡,应一次根治,不留后患。

滑坡的形成和发展是多因素作用的结果,治理滑坡要从诸因素中分清主次,有针对性地进行整治设计,同时又要考虑各种因素的相互影响,进行综合整治,工程措施不能单打一,对大型滑坡尤应如此。水是滑坡的首恶,防止水进入滑动带和排除滑动带的水,都是十分重要的。南昆线八渡车站巨型滑坡采用立体排水(地面排水系统与地下排水的泄水洞)和支挡(锚索桩、锚索)相结合综合整治措施,取得显著效果。减载对减缓滑坡的变形,保证施工期间的安全,减小支挡工程,均十分有效。滑坡类型较多,同一类型的滑坡又有多种不同的情况,因此,实践中尚应根据具体情况具体分析,灵活应用各种技术,综合整治。

10.1.4 地表变形监测方法很多,如贴片对裂缝观测、地表高程和坐标测量等,但其成果不能反映滑坡深层的变形情况。当需要判明滑坡深层变形情况时,可采用深孔位移监测。

10.1.5 根据以往既有工程尤其是铁二院在西南地区的经验,在断裂带、特殊岩土及松散土质深路堑、破碎软质岩高边坡、具有不利软弱层面的路堑高边坡、斜坡软弱地基上填筑路堤,地表水汇集或地下水发育地段路基等易产生工程滑坡,应采取预防措施,设置预加固工程,避免产生滑坡后进行整治。

10.2.1 作用于滑坡体上的临时荷载,虽然作用时间短,但一些临时荷载对滑坡稳定极为不利,因此对于临时荷载应作分析检算。考虑地震对古滑坡的影响时,要调查分析滑坡产生的条件,是否经历了与设计相当的地震作用的影响,反算滑面 c 、 ϕ 值时应考虑历史上地震作用的影响。

10.2.3 滑坡剩余下滑力计算中的安全系数的取值,要根据滑坡规模大小、变形的快慢以及危害程度,综合滑坡的发展阶段、滑面岩土抗剪强度、工程的重要性——建筑物的重要性、永久性以及修复的难易程度,综合考虑,一般取 $1.1 \sim 1.25$ 。对于规模小、危害小的滑坡,且资料可靠以及属于附属或临时工程,安全系数可取小值,反之取大值;稳定检算考虑临时荷载时,安全系数可适当降低。特殊情况经必要的论证后可酌情增减。

10.2.4 土工试验应尽量选用岩土直剪实验方法。当滑坡为首次滑动时,可采用峰值强度;当滑坡为经常滑动或为古滑坡复活时,应作多次剪切或环剪,可采用残余强度;当滑带物质滞水时,应做饱和快剪或控制相应含水量下的快剪;当滑带物质的灵敏度高时,应在原位做试验,反之可在实验室内做;当滑带物质中粗颗粒的含量超过 30% 时,应做大面积剪,反之可用小试样做。

采用反算法求滑面 c 、 ϕ 值,必须注意地质条件基本一致,并根据其差异性,特别是反算时滑坡地质条件与滑坡以后可能出现的最不利情况之间的区别,分析所求 c 、 ϕ 值的合理性。

经验数据有其局限性,应注意使用条件。只有当滑带物质含水程度、生成历史及滑坡的滑动性质相似时,方可参照使用。

试验资料是代表该试样的现状含水率、密度和选定试验方法的试验值。试验条件、选用试验方法不能完全模拟现场情况。反算值是在假定滑坡处于极限条件或某一确定安全系数前提下得出的,反算值代表全滑面的平均抗剪强度,实际各段抗剪强度值是不同的,这样势必降低牵引段和抗滑段的实际值、增大主滑段值,因而其结果的合理性需要分析、斟酌。斜坡变形发生后,随着时间的推移,其断面形状、岩土性质、水文地质条件和人为作

用等将产生不同的变化,滑动面(带)的抗剪强度值亦会随之改变,因此需要结合可能出现的最不利组合条件等分析选用。

10.3.1 地表排水工程对滑坡长期稳定作用较大,其布置的总原则是:避免地表水流入滑体,并使滑体范围的地表水迅速排出滑体。

10.3.2 地下排水分浅层地下排水和深层地下排水。浅层地下水常用支撑渗沟、渗沟工程引排,支撑渗沟主要用来支撑滑坡前缘潮湿土体兼起引排土体中的浅层滞水、地下水,疏干土体的作用,对浅层滑坡,其作用明显。

对地下水,可疏而不可堵。应根据水文地质条件,特别是滑动带地下水分布类型、补给水源和方式,采取截、排、疏、引等措施。对浅层地下水,常用各种形式的渗沟,对深层地下水,常用仰斜排水钻孔、泄水洞。埋深较大的截水渗沟、泄水洞一般施工较困难,造价也较高。因此,工程修建前应收集详细、准确的工程地质、水文地质资料,进行充分的可行性论证。仰斜排水孔,为防止坍孔,保持长期排水效果,一般内置滤水管(渗水软管或PVC管),其中PVC管的上部 $2/3$ 处开孔,外裹透水土工布。

10.3.3 减载对减缓滑坡变形有明显作用。对中小型滑坡,减载可作为整治滑坡的主要手段采用;对大、中型滑坡,宜与其他工程措施联合使用,对保证施工期间的安全,减小抗滑工程,具有明显作用。应当注意的是,减载可能增加新的暴露面,要充分论证是否会产生次生滑坡,或是否会使滑坡稳定条件恶化,应慎重选择减载方案。反压时,应注意地基是否稳定,避免产生新的滑坡。

10.3.4 抗滑桩在整治滑坡中已被广泛应用,具有布置灵活、施工简便、施工对滑坡稳定性影响小等优点,效果显著。近年,结合路基边坡工程,各种桩间挡土结构与桩组成复合支挡,应用普遍,效果显著。

锚索与抗滑桩组成锚索抗滑桩,改善桩的受力,减少桩截面和锚固段长度,效果较好。

预应力锚索近年应用于整治滑坡的工程实例较多,但锚固段一般都置于稳定岩层中,锚固段为土层的实例较少,其内锚都采用砂浆锚固,外锚形式主要有钢筋混凝土的格子梁和垫墩,对土层宜采用格子梁。格子梁、垫墩尺寸根据滑坡体岩土承载力大小计算确定。防止锚索预应力松弛,是一种非常重要的措施,外锚梁、墩处土体的局部溜坍,常造成锚索预应力松弛,从而引起锚索失效,因此对土层坡面应采取防止表土被雨水冲蚀而产生局部溜坍的措施。

抗滑挡土墙必须置于滑面以下稳定地层,一般埋入完整基岩内不小于 0.5m ,或埋入稳定坚实地层内不小于 2m ,还应注意地基以下能否形成新的滑面,是否存在深层滑面。抗滑挡土墙基坑开挖深度较深时,对滑坡稳定性不利,施工中应采取不破坏滑坡稳定性的措施,如短跳槽开挖、及时砌筑等。

10.3.5 采用高压旋喷桩、微型桩等措施,提高滑动带土体抗滑强度,增强滑坡稳定性,对土质、中小型滑坡,经实践证明是有效的。

10.3.6 滑坡前沿受河水冲刷易诱发产生新的滑坡,设置河岸防护工程可阻止进一步冲刷滑坡前沿、防止滑坡变形。

10.4.3 土质及破碎软质岩石路堑边坡,特殊岩土边坡,当边坡高度大于边坡极限坡高时,坡脚和下部应力大于岩土强度,容易出现岩土破坏而引起边坡破坏。铁二院在南昆

线、内昆线,铁四院在梅坎线、赣龙线等,对破碎软质岩石路堑高边坡、岩堆碎石土路堑采取锚固桩坡脚预加固后再开挖,工程效果显著;在京珠高速公路粤境北段路路堑高边坡采用锚管或锚杆锚固边坡中下部,以“固脚”、“强腰”,亦取得好的工程效果。岩性软硬不均或岩石顺层地段,无条件放缓边坡或顺层面开挖时,宜设置坡脚锚固桩预加固后再开挖。赣龙等线的工程实践证明,边坡较高时,采取分层开挖、坡面分级锚固稳定的措施,是技术先进、经济合理、行之有效的新方法、新工艺。

10.4.4 与水平软弱地基相比,斜坡软弱地基上填筑路堤,易出现地基失稳变形。为防止斜坡软弱地基上填筑路堤,对薄层软弱土层,可采取全部挖除,对较厚的软弱土层,可采取土体改良、提高密实度等地基加固措施消除土体可压缩性,或采取锚固桩侧向约束,限制地基侧向变形。铁二院内昆线、渝怀线工程经验表明,斜坡软弱地基路堤采取设置锚固桩侧向约束为主,结合软弱地基地基加固,工程效果显著。

11.1.2 《岩土工程勘察规范》(GB 50021—94)的规定:总体积达到 5000m³ 及以上的崩塌为大规模崩塌,总体积不超过 500m³ 的崩塌为小型崩塌,两者之间的为中型崩塌。

11.2.2 若山坡上的可能崩塌物的体积数量不大,或危岩的数量不多,而且其母岩的破碎程度不甚严重,则以全部清除为宜,并在清除后对母岩进行适当的防护加固;若边坡岩层较破碎易产生吊块,无大的危石时,可采用挂网喷浆、浆砌片石护墙防护;若危岩分布零散、边坡不高,检算跳跃高度不大时,可采用拦石墙或钢轨拦石防护;若堑坡较高,崩塌落石区坡面顺坡长度小于 15m 或顺坡长度小于 30m 且落石动能大于 500kJ 时,宜采用 SNS 主动拦石网防护;若坡面危石分布较多且体积较大,可根据检算采用 SNS 主动或分级 SNS 被动拦石网防护;若坡面危石、孤石分散且难以清理时,宜采用 SNS 被动拦石网或拦石墙进行加固防护,也可进行综合治理;若山坡上部的母岩风化破碎,崩塌坠石的物质来源丰富,崩塌的规模虽不大,但可能频繁发生,则应设置拦截建筑物。

11.2.6 落石的弹跳高度和速度可按边坡岩体和坡面堆积物类型,把边坡简化为折线段,取最大的危岩岩块计算。岩块和坡面碰撞后的速度衰减用法向弹性系数 R_n 。和切向摩擦系数 R_t 确定。一般情况下可参考说明表 11.2.6 确定 R_n 和 R_t 的值。

说明表 11.2.6 岩块和坡面碰撞系数

岩 性 碰撞系数	硬 岩	软 岩	硬 土	普通土	松 土
R_n	0.40	0.35	0.30	0.26	0.22
R_t	0.86	0.84	0.81	0.75	0.65

注:坡面被灌木丛覆盖, R_t 减少 0.1。

11.2.7 根据最大的冲击动能确定拦挡建筑物的结构和遮挡建筑物的防护层的厚度。结构安全系数 K 取 1.2~1.5。

在一般设计中,不考虑随机因素的影响,取参数的均值进行计算。块体离开地面后,按自由落体计算。

一般来说,坡面上的岩块体由于降雨时的动、静水压力、植物的根劈作用等自然营力作用下,发生缓慢的变形,当这种变形积累到一定程度时,岩块就会失稳,向坡下滚动。由于失稳前的位移为长期积累,所以其初始速度一般都很小,可以略去不计,即

$$v_{x0}^{(1)} = v_{x0}^{(0)} = 0 \tag{说明 11.2.7-1}$$

$$v_{y0}^{(1)} = v_{y0}^{(0)} = 0 \tag{说明 11.2.7-2}$$

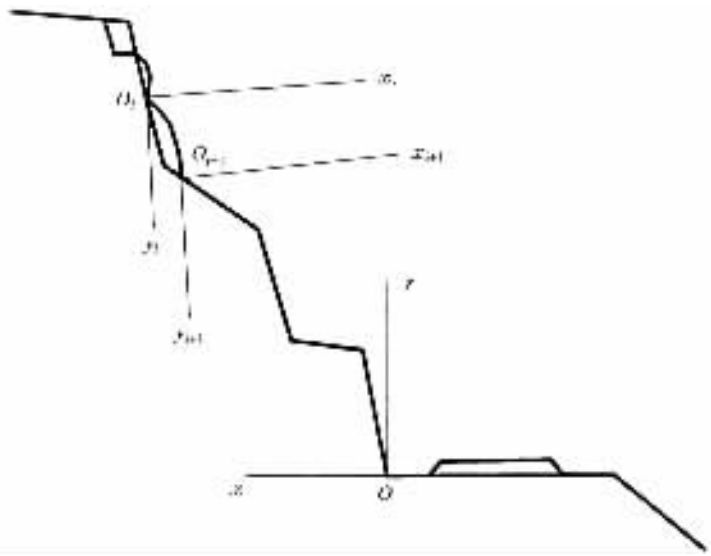
式中上角标(0)表示第*i*次碰撞点碰撞前的状态;上角标(1)表示第*i*次碰撞点碰撞后的状态;下角标0表示初始碰撞点。

当块体和坡面碰撞时,其动能和运动轨迹都会发生变化,设第*i*次碰撞前的速度分量为 $v_{xi}^{(1)}, v_{yi}^{(1)}$,法向弹性系数为 R_{ni} 和切向摩擦系数为 R_{ti} ,见说明图 11.2.7-1。

则碰撞后的运动分量为

$$u_{xi}^{(1)} = -R_{ni} v_{xi}^{(0)} = 0 \tag{说明 11.2.7-3}$$

$$v_{yi}^{(1)} = R_{ti} v_{yi}^{(0)} = 0 \tag{说明 11.2.7-4}$$



说明图 11.2.7-1 第*i*次碰撞点到*i*+1次碰撞点的轨迹

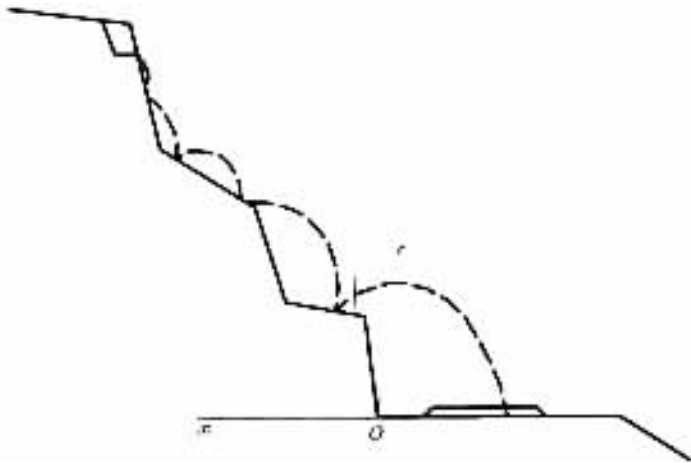
根据线路位置和基础状态选定拦挡建筑物的位置后,就可根据块体运动轨迹选择其高度,见说明图 11.2.7-2。

块体的轨迹和能量,为防护工程设计提供依据。

计算结果,以图的形式绘出块体的运动轨迹曲线,拦挡建筑物部位的块体的弹跳高度,以及该位置块体的速度 v_{xB} 和 v_{yB} 。质量为 m 的块体在拦挡建筑物碰撞点的动能(E_B)为

$$E_B = \frac{1}{2} m (v_{xB}^2 + v_{yB}^2) \tag{说明 11.2.7-5}$$

11.3.1 当岩堆具有倾斜较陡的基底接触面或其体内具有倾斜较陡的层理面或软弱夹层时,再加上路基荷载后或者切割其某一部分后,可能诱发岩堆的全部或某一部分沿最软弱的结构面或下伏岩土界面发生滑动。因此,应根据试验资料的分析,考虑地面水和地下水



说明图 11.2.7—2 运动轨迹与拦挡建筑物

的作用,采用最不利的物理力学指标,分别进行稳定性检算。

11.3.2 当岩堆体地下水较发育时,可采用支撑渗沟等措施。沟谷中的岩堆一般分布较厚,结构松散,易受水影响,应考虑加强排水及支护措施。对于临河的岩堆应根据设防标高做好冲刷防护。

11.3.3 岩堆发生滑动的事例是相当多见的,不管规模大小,都可能造成严重的后果。当判定岩堆有沿下伏岩石界面(特别有软弱夹层)发生滑动时,应按滑动地段路基进行设计。

11.3.5 从既有线的调查分析。护坡一般设计到坡高的 $2/3$ 和 $3/4$ 的高度。这一设计,仅从力学分析的角度可能是合理的,但留出的这一部分正是强风化带,易受雨水的侵蚀,在边坡竣工后,边坡顶部发生坍塌的概率极大。如果把护坡高度与坡面高度相当,并做好坡顶的排水措施、增加的费用不算很大,从长远看,安全和经济上都是合理的。

11.3.8 当路基以挖方通过,基床应满足土质及密实度要求,否则应采取换填、压实或加固措施。

12.1.1~12.1.2 岩溶对路基的危害,一般为溶洞顶板、土洞坍塌引起的路基下沉和破坏;岩溶地面坍塌对路基稳定性的破坏;反复泉与间歇泉浸泡路基的基底,引起路基沉降,突发性的地下涌水冲毁路基等。因此,在岩溶地区选线,必须认真勘察,全面了解岩溶发育范围、特征及严重程度,慎重确定线路的走向和位置。一般情况下,对大型的、不易搞清楚的岩溶严重发育地段,应尽量设法绕避;对不太严重的岩溶地段,选择其最窄的、最易于处理的地段通过。当覆盖层厚,土洞特别发育、岩溶处理困难、费用巨大时,应以桥代路通过。

12.1.3 实践证明,岩溶发育区的覆盖土层、土洞及溶洞、溶蚀裂隙带,在地表水和地下水循环反复变化及抽排地下水等人为活动影响下,极易破坏地基稳定性,诱发地面塌陷,从而危及路基稳定。因此,岩溶地区路基设计,应在综合分析路基稳定性的前提下,对影响路基稳定的岩溶和岩溶水进行预防和处理。不加处理或处理不当,不仅会产生各种路基病害,影响行车安全,而且将导致水资源污染、利用严重受限,影响当地生产、生活正常秩序等环境问题。

12.1.4 人工坑洞的种类很多,经常遇到的有煤窑、古墓、枯井等。其中煤窑,特别是大规模煤矿采空区,对铁路危害最大,开采深度越深,地表影响面积越大。采空区常发生的病

害有沉陷、坍塌和坍塌,因此,在采空区选线,要了解矿区的开采规模和实际开采的情况。对大型采空区,尤其是对煤层陡峭的矿区更应注意,将线路位置设于采区以外,即在地表移动盆地的边界外通过;对小型采空区和对路基有危害的其他人为洞穴,一般变形延续时间长,成为长期隐患,亦应尽量避免,不可避免时,应查明情况,尽可能以低填浅挖通过并采取可靠的措施处理。

12.1.5 实践证明,注浆是治理岩溶路基塌陷的一种行之有效的方法,但检测注浆质量的方法在煤炭、冶金和水利等部门都各不相同,铁道部也没有统一的方法。以往,铁路岩溶路基注浆效果检测主要是依据中国有色金属工业总公司与中华人民共和国冶金部联合发布的《注浆技术规程》(YSJ 211—92,YBJ 44—92),采用抽样钻孔取芯观察和压水试验两种方法进行检测。

由于地质体的各向异性和不均匀性,导致水泥浆液渗透方向和注入量的不定性,因此钻孔取芯观察水泥结石率具有一定的偶然性。压水试验检验虽是一种比较好的方法,但设备笨重,工作效率低,检验标准目前尚不统一,难以进行大面积的压水试验检测,故有一定的局限性。

近年来,随着计算机技术的发展,瞬态面波法是一种新的物探检测方法。它是根据岩土体注浆后面波速度大小和面波频散曲线形态变化进行综合分析评价注浆效果,能比较全面、客观地反映受浆介质体的实际状态,具有使用方便灵活、劳动强度低等优点,可以大面积地实施检测,能达到立体评价注浆质量的作用。

1996 年浙赣铁路彬江车站岩溶路基注浆工程和 1998 年浙赣铁路江山 K310、K312 岩溶注浆工程均采用了面波检测方法,通过与钻孔取芯观察和压水试验对比、相互印证、综合评价,效果良好。特别是彬江工程已历时近 5 年时间,路基状况良好,未发生新的塌陷,表明面波检测是一种可行的注浆质量检测方法。

铁四院与上海铁路局通过试验研究,提出如下岩溶路基塌陷注浆质量面波检测标准,可作为参考,见说明表 12.1.5。

说明表 12.1.5 路基岩土体注浆质量检测标准

介 质	面波检测速度 $v(\text{m/s})$	面波频散曲线	注浆后岩土体单位吸水量 w [$\text{L}/(\text{min} \cdot \text{mm})$]	备 注
土层(路堑)	$v \geq 19.7h + 58.2$	不离散	$w \leq 0.33$	(1)面波检测以速度标准为主,辅以频散曲线 (2)压水试验检测孔可按 3% 计,但每个注浆工点的压水试验检测孔数量不应少于 2 个 (3)当两种检测方法判定的注浆质量结果不一致时,应以压水试验检测判定为准
岩层(路堑)	$v \geq 9.8h + 342.8$	不离散	$w \leq 0.42$	
土层(路堤)	$v \geq 12.0h + 58.7$	不离散	$w \leq 0.33$	
岩层(路堤)	$v \geq 9.8h + 207.8$	不离散	$w \leq 0.42$	

注:面波检测深度 $h \leq 25\text{m}$ 。

12.2.1 路基附近的溶洞,当其顶板不能判断为安全厚度时,距离路基坡脚应有一定距离。若洞口坍塌呈漏斗形,不致危及路基安全,该距离称为路基的安全距离。条文中所提到的计算公式,是以往在工程中按坍塌时的扩散角进行估算时常采用的公式。由于影响的因素较多,在实践中还可以调查参考既有工程的实例确定。

12.2.2 岩溶水是危及路基安全的主要因素之一,宜以疏导为主,以往工程实践采用疏导措施,收到了良好的效果。对岩溶上升泉(上升泉、多潮泉、间歇泉等)不宜堵塞。在以往工程实践中,由于堵塞了上升泉,造成路基翻浆冒泥、边坡坍塌等病害。如贵昆线乌速龙填方地段,路堤基底有两处间歇性上升泉,与邻近的一个约40m的岩溶洼地有着水力联系,由于事先没有作处理,将路堤直接修在上升泉上,以至每逢雨季,路堤地基及坡脚受到上升泉涌水的浸泡冲蚀,引起了长约160m的路堤边坡坍滑。处理时,先将上升泉附近的填土清除,然后填筑一层厚约1m的片石,以利水流渗透,防止地基岩溶裂隙水由于毛细管作用上升软化路堤土体,再在片石层之上填筑土方,并在两处上升泉口分别增设半节涵洞和纵向排水沟,以引出季节性的岩溶水流,坍塌严重的一段路堤改作桥通过。经过处理以后效果很好,路基未见新的病害。

疏导、截围措施的内容及使用条件说明如下:

(1)疏导——在岩溶地段,地表水和地下水具有较强烈的侵蚀性,是使岩层溶解与破坏的主要因素。因此,在设路基时,必须注意调整地表流水,疏导洼地积水及地下水。一般采用排水沟、泄水隧洞、渗水暗沟、涵洞等建筑物以疏导之,防止地表水和地下水对路基的危害。水量很小时亦可在路堤下部用片石或其他透水性较强的材料填筑,以利水流渗透,防止积水危害路基。

(2)截围——“截”是指沿垂直水流方向设置排水沟、截水渗沟、截水墙、截水隧洞等建筑物,截住水流是使其改变原有的流动途径。当路堑边坡上出露暗河,如水量不大时,亦可用急流槽将水流引入侧沟排出;当水流急或水量大时,则可在暗河上游距路堑一定距离处设浆砌片石截水墙,并开挖一新的通道,将水流引入附近的沟谷中。“围”是指在岩溶洞穴顶部周围设浆砌片石围墙,或设浆砌片石水沟围截地表水,不使地表水进入岩溶洞穴中。洞穴很大很深,附近又缺填料时,可用此法处理。当洞穴平时为落水洞,雨季期间由于地下河排泄条件不良,暂时又可能转变为上升泉时,也可用此法处理。围墙高度应根据上升泉压力大小和水头高度而定。

12.2.3 路基通过封闭的溶蚀洼地时,往往破坏原有地表水系,有的路堤是直接掩盖了落水洞,造成路基病害。因此,排泄封闭的溶蚀洼地的地表水很重要,应在查清水情的基础上,做好疏导工程,使地表水畅通。当洼地四周地形不高时,可在较低处开挖排水沟;当洼地四周地势较高或开挖排水沟较长时,则可选择适当位置开凿泄水洞,将洼地内的地表水引入邻近沟谷排走。对不可避免受雨季期间积水浸泡的路堤,其浸水部分宜用水稳定性较高的中粗砂、碎石、不易风化的石块等作为填料。

12.2.4 溶洞、溶蚀裂隙发育带及覆盖层土洞,危及路基稳定时,应视具体情况采取回填、跨越、加固等措施处理。使用说明如下:

(1)回填——系采用片石、碎石等填料,填充露出地表或埋藏于路基地部的溶洞,适用于较浅的干涸或水量很小的溶洞。

对于路堑边坡上的干溶洞,洞内可用片石回填,洞口设干砌片石并用砂浆勾缝或采用浆砌片石封闭。对位于路基基底或支挡结构物基底的干溶洞,深度较浅时,宜用砂、碎石或片石等回填夯实,洞口用浆砌片石或片石混凝土封闭。

溶洞充填物通常松散、软弱,溶洞表层溶蚀部分亦较松散、破碎,作为路基的基底,其承载力往往不能满足设计要求。对不能满足承载力要求的溶洞充填物及溶洞表层溶蚀部分,应予以清除并换填强度高稳定性好的填料,如碎石、片石等,换填必须填满填实,保证其上部荷载传递到稳定岩层中。当路基以下溶洞顶板很薄,而且洞口很小,以至无法进洞清除充填物和换填加固时,可先将顶板炸开,以清除洞内充填物及松散物,再回填片石;对于很深的溶洞,当充填物密实时,亦可采取其上部一定厚度范围内清除,换填碎石,表层用浆砌片石封闭的措施处理。

(2)跨越——对于狭小又深的溶洞,可根据其宽度的大小采用混凝土或钢筋混凝土盖板跨越;对于跨度较大的溶洞,或需要保持排水者,一般宜采用桥或涵通过。

(3)加固——为加强岩溶顶板强度,防止坍塌,可采取以下加固措施:

①洞内加固——溶洞洞径大、顶板完整、洞内施工条件较好时,可采用浆砌片石或片石混凝土支顶墙或支顶柱加固。用于砌片石、浆砌片石回填也能起加固作用。

②嵌补支顶加固——对于影响路堑边坡稳定的坡面上的溶洞,可采用洞内片石回填,洞口用圬工嵌补支顶加固。

③注浆加固——对于溶蚀裂隙发育带及埋藏较深的溶洞、土洞,一般采用注浆加固;采用回填、支顶、跨越等措施处理影响既有运营安全时,宜采用注浆加固。

岩溶注浆的深度,一般应根据病害发生地区的岩溶地面塌陷的致塌机理和注浆加固的目的来确定。若加固埋藏较浅的破碎顶板、溶洞或溶蚀发育带,减缓溶蚀速率,作为路基地基,加固深度10~15m即可;若为埋藏较深的溶洞或溶蚀发育带,加固厚度5~8m即可,着重加固基岩面附近,既能充填开口的洞隙,又能固结岩土体,使其形成硬壳,阻隔地下水、上、下活动,防止坍塌,这也是近年来南昆线、株六线、洛湛线、赣龙线等岩溶病害整治的常用深度。

2006年在浙赣线提速改造工程岩溶地基处理中,未加固的覆盖层、土洞发生多处塌陷,危及路基稳定。主要原因是,在地下水位高、波动大、抽取地下水等人为活动频繁的条件下,易加剧覆盖层土洞的形成、发展和塌陷,诱发病害。为吸取类似教训,本次修订时,进一步明确了覆盖层及土洞处理的原则性要求。

此外,岩溶病害分段处理后,将改变区域内水文地质条件,诱发新的岩溶病害,因此,分段处理时,应综合考虑岩溶的潜伏性、多变性、勘探资料的精确性及水文地质条件的变化,避免分段过于零碎,消除隐患。

12.2.5 注浆孔距和注浆段的单位注浆量等与溶蚀发育程度、溶隙、溶缝的连通性和浆液浓度有关,波动范围较大,因此强调通过现场试验确定。注浆压力宜通过试验确定,一般为0.1~0.5MPa,压力最大时可达1.5MPa以上;对覆盖土层、溶蚀裂隙发育带及埋深大的溶洞、土洞,注浆压力应取较大值。

电气化铁路岩溶病害采用注浆加固时,其注浆孔位布置应注意钻机塔架避开接触网输电线危险区。

12.2.6 注浆水泥一般采用 42.5 级普通硅酸盐水泥(特殊情况可用 32.5 级普通硅酸盐水泥)。对酸性地层及地下水地段,可采用抗酸水泥等特种水泥。对于空溶洞注浆加固,实践证明,浆液中掺一定量的砂、粉煤灰等物质,其加固效果很好,且可以节省工程造价。遇以下特殊情况时,宜采用水泥—水玻璃双液注浆:

- (1)当地下水流速大于 200m/d,用双液速凝;
- (2)水泥单液地表冒浆时,用双液封堵;
- (3)注浆已超出有效范围或整治范围,浆液扩散过远时,用双液控制;
- (4)为提高工作效率,缩短需清孔再注浆的时间,用双液增效;
- (5)岩溶垂直裂隙贯通性好,浆液渗流太深,用双液处理。

根据多年实践,其水泥与水玻璃重量比不大于 1 : 0.2~1 : 0.1(体积比约为 1 : 0.1~1 : 0.05)。

12.3.1~12.3.2 人为坑洞的种类很多,危害最大的为煤矿采空区,常发生的病害有坍塌、坍塌和沉陷,且病害持续时间长。对埋藏较浅的小型煤矿采空区,可以采用明挖回填的措施;对埋藏较深的坑洞可用洞探方法查清,并进行回填,也可以采用注(压)土浆方法处理。

铁一院在包西线神木至延安北段对煤矿采空区所执行的主要设计原则为:顶板厚度小于 5m,采用明挖回填处理;顶板厚度大于 5m,根据其顶板厚度、岩性、开采时间、断面尺寸、开采方式、停采后煤窑的情况等综合分析确定是否处理,处理可采用灌浆、明挖回填和石块砌筑拱等措施;土层厚度宜按其实际厚度的 1/2~1/3 折减成岩层厚度;灌浆处理其孔间距(沿线路方向)5m,排距 8m,梅花型布置,钻探深度至处理煤层下 1m。

掏砂坑是西北干旱地区河流阶地上遇到的一种人为洞穴。它是由于当地农民挖取阶地底下的卵石覆盖在农田上,以减少农田的水分蒸发而形成的地下坑道。坎儿井是新疆居民为了引天山雪水灌溉田地所修建的地下水道。

上述人为洞穴仅是人工开挖所留下的空洞。只要在勘测阶段进行访问调查,早发现,妥善处理,则可以避免在施工或运营中发生路基病害。

对埋藏较浅的人为洞穴的处理,可采用开挖、回填、夯实的措施;埋藏较深时,可采用灌土浆、砂浆、混凝土浆等措施。

此外洞穴所产生的沉陷和坍塌,除与上覆岩层或土层的强度不够有关外,还与地下水的波动有关,因此强调了不可以采用引排地下水的措施。

13.1.1 被水浸泡的路基种类繁多、情况各异,很难包罗无遗,只能择取常见的、对路基安全影响较大的河滩、滨河及滨海路基作一般规定,至于穿越洼淀、池塘的路基可根据具体情况,参照本章有关部分办理。

13.1.2~13.1.3 河滩、滨河、滨海地段的铁路路基是路基的薄弱环节之一,其原因是多方面的,但主要的是除对水文地质条件难以准确掌握之外,人为地过多挤压河床、不适当的压缩桥长等严重的影响水流顺利通过,破坏了大自然的规律。因此,强调选线时应避免过多的挤压河床和压缩桥长。

路堤侵入河道后,压缩了河道流水断面,必然改变天然河道的水力因素,使水位壅高、流速增大,加剧对路堤的危害。同时,局部河床形态与水力因素的变化,将影响上、下游较

长河段的水流状态,引起对沿河建筑物、农田、房舍的危害。因此要求铁路定线时,滨河路堤宜避开洪水泛滥区。难以避免时,侵入泛滥区河滩范围内的路堤应减小其与水流的交角,以减轻冲刷。路堤侵入洪水泛滥区河槽,应通过全面的技术经济比较,采用完善的工程措施。路堤浸入山区河流的河槽,难以保证工程安全,吸取既有铁路的教训,故本条规定路堤不得侵入山区河流的河槽。近年来,我国在修建山区铁路时,通过技术经济比较,曾采用河道内修建桥梁以代替浸水滨河河道的措施。

为避免在河滩路堤与河岸间形成水袋,在路堤前形成回流或长期积水,影响路堤稳定,故应避免在河滩范围内设计折向下游的路堤。如必须设计折向下游的路堤时,可通过增长桥孔或增设导流工程的技术经济比较,以消除水袋。山区河流流速湍急,宜采用增长桥孔的措施。

13.1.4 填料和地基为粉土或砂类土的路堤,当两侧水头差较高时,易产生管涌现象,导致路基失稳或破坏。产生管涌的水头高度与土质、停滞时间、渗流径路有关,一般通过计算确定,对重大工程才进行模型试验。防止管涌的计算参数有时难以准确确定,因此在设计时,应优先考虑减小水头差的高度,消除管涌产生的条件,一般是通过扩大或增设过水建筑物来实现,有困难时才考虑防治措施,如截堵或延长渗流径路,放缓外侧边坡,增设护道或设置防渗措施等。

13.2.2 浸水深度及浸泡时间对路基的稳定性影响很大,浸水越深、时间越长、危害越大,所以当水深较小、浸泡时间较短时,可采取放缓边坡。为了加强路基的稳定性及抗冲刷能力以及满足养护要求,可在一侧或两侧设置护道。护道宽度根据稳定性检算确定,另外,为了防洪抢险需要(堆料、站人及走车),护道宽度一般不宜小于 2m。护道顶面应做成 2%~4% 的外向排水坡,外缘在乎纵剖面上应尽量顺直,避免凹凸不平,出现阻水现象。若当地渗水土填料来源丰富、造价便宜,以采用单一的水稳定性较好的填料为宜。当采用两种或两种以上的填料时,由于两种材料性质不同,接触面处边坡易产生冲蚀和剥落,故在接触面处设不小于 0.5m 宽的平台,以保护上部边坡的稳定。当上下部填料粒径相差过大,细颗粒容易渗入下部时,应设隔离垫层,其材料可用碎石或砂卵石,其厚度一般为 0.3~0.5m,也可采用土工布。

13.3.3 波列累计频率是指波列中某个波浪要素(如波高)不小于某一数值的波浪个数占该波浪波列总个数的百分数。它代表波浪要素的短期(以几十分钟计)统计分布规律,在该统计期内,可以认为海面处于定常状态,或者说波浪要素的平均状态不随时间变化。设计波浪重现期的标准主要反映建筑物的使用年限和重要性;设计波浪的累积频率标准则主要反映波浪对不同类型建筑物的不同作用性质。

各类建筑的设计波高波列累计频率系根据《铁路工程水文勘测设计规范》(TB 10017—99)规定列出的。

13.3.4 港区铁路采用的设计潮位频率一般为 1/50,与滨海铁路就会出现断高,此时应在滨海路基的一定区段内设置渐变段,逐渐降低路肩高程,使之与港区铁路平顺相接,同时必须采取可靠的防浪措施。为了保证不产生越浪,一般可采用防浪墙。

13.3.5 斜坡式断面形式与一般路基断面形式一致,易于衔接,且施工及养护方便,故只有在有使用要求或条件限制时才采用直墙式断面。

13.3.6 滨海路基的边坡坡率,因波浪作用远较滨河路基大,所以外海侧应缓于内海侧,坡石护面的稳定性较人工护面低,故其边坡坡率亦应相应放缓,堤头部分临空面多于堤身,抗御波浪能力相应较差,故应缓于堤身部分。

13.3.8 护坡垫层是护坡面层的基础,强度不够也会导致面层失稳,所以对垫层的重量和厚度都作了规定。本条系根据《港口及护岸工程设计与施工规范》(JTJ 300)、《防波堤设计与施工规定》(JTJ 298—98)的有关规定列出。

13.3.9 为了保证护坡基础稳定,一般均在外海侧设抛石棱体。为了施工方便,抛石棱体顶面应高出施工水位。棱体顶面宽度和厚度根据《防波堤设计与施工规定》(JTJ 298—98)的有关规定列出,是结合实际工程经验的数值。

13.3.10 护底的作用是防止堤前的地基土壤被冲刷,造成护面层和抛石棱体的下滑或局部坍塌,从而影响堤的稳定性。条文中护底块石层的厚度和宽度,以及在护底块石层下铺设碎石层的厚度是实际工程中一般采用的数值。对砂质海底,护底层的宽度和厚度可按《防波堤设计与施工规定》(JTJ 298—98)的有关规定确定。

14.1.1~14.1.2 沿水库边岸或跨越其支沟、支流修筑铁路时,由于水库水位升降、波浪侵袭、地下水壅升、坍岸、水流冲刷、淤积等因素对库岸和路基的破坏作用,及库水浸泡、渗透对库岸地基和路基本体强度的影响,在设计时应根据这些不利因素,分清主次,采取相应的加固防护措施。

水库路基的路肩高程见《铁路路基设计规范》(TB 10001—2005)有关规定。

14.2.1 水库蓄水后,随地下水壅升、水位升降变化、波浪的动力作用及库岸地层浸水后性质的变化,破坏了既有边坡的稳定,使库岸发生磨蚀、坍塌、滑坡等变形。根据工程建筑物的具体位置,应对库岸作出稳定性评价。当危及建筑物安全时,则应对库岸或路基进行防护加固。坍岸主要是在第四系松散地层中发生,基岩除风化层和能被波浪磨蚀的软质岩层外一般不考虑坍岸问题。

进行库岸稳定性分析,主要考虑以下三个方面:

(1)根据库岸地层、地质构造、岩性和岸坡坡率大小,预测坍岸的可能性、坍岸大小和规模及可能出现的其他不良地质现象。

(2)对水库回水范围内,因水流受阻而使流速变缓,导致大量泥沙下沉而淤积。水库淤积对水库蓄水、水库的抗洪能力是不利的,但对库岸起到了保护作用,特别是含沙量大的河流,淤积的速度很快,进行库岸稳定性分析时,宜充分考虑水库淤积的有利因素,避免造成不必要的浪费。

(3)水库蓄水后,地下水位相应壅升,破坏了既有的水文地质环境,有可能使地基承载力降低,并在铁路运营后易造成路堑和低路堤的翻浆冒泥现象。黄土地区,进行铁路勘测设计时,应注意地下水壅升对库岸稳定和铁路地基的影响。

14.2.2 对于跨越支沟的路堤,支沟中水位高出水库水位较大时,路基体内将产生稳定渗流,若其上下游的水位差不显著,在水库泄水或洪水来临时,水位骤然变化将在路基体内产生不稳定渗流。水库水位下降幅度和时间的变化比较复杂,一般认为当土体的渗透系数 $K \geq 0.001 \text{cm/d}$ 、水位消落速度小于 1m/d 时为缓降,而大于 3m/d 时为骤降。当水库水位骤然下降时,路堤内侧的水向库区渗流,对水库侧的边坡产生渗透压力和冲蚀作用;

当水位上升时,库区的水向路堤渗流,对外侧边坡产生渗透压力和冲蚀作用。

路堤失稳情况大多发生在水位骤降时,检算时一般采用假定破裂面的条分法,但必须按浸水和非浸水两部分分别考虑土体重度和强度指标的取值。土的强度参数按地下水位高度(浸润曲线以上加地下水壅升高度)以上和以下分别采用夯后快剪和夯后饱和快剪试验值。

在淤积快的水库区,由于蓄水初期为危险期,这时没有淤积物或淤积物很少,因此,检算路堤稳定性时,不考虑将来淤积后增加的路堤抗滑能力。

路堤体内的渗透变形主要为管涌和流土。对水库路基应从土的不均匀系数、颗粒直径、土体的密实度和渗透系数及路堤体内的渗透速度、渗透压力等因素分析其渗透破坏作用。

14.3.1 由于水库坍岸而危及水库路基的安全和稳定时,可根据实际情况,对水库路基进行直接防护和间接防护。间接防护包括对水库坍岸的防护或对水库坍岸和水库路基同时防护。

14.3.2 路堤在渗透压力作用下,一方面降低了路堤边坡的稳定性,同时还可能产生管涌和流土现象,不利于路堤的稳固,因此应选用级配良好的渗水土作填料。

14.3.4 路基边坡防护

防护建筑物顶面高程为按铁路设计的洪水频率计算的设计水位加波浪侵袭高加壅水高度加安全值 0.5m,由于大型水库的安全性比铁路的影响更大,铁路设计洪水频率往往低于水库设计洪水频率,当铁路设计水位低于水库正常高水位时,为确保路基稳定、安全,应采用水库正常高水位作为设计水位。底面高程为水库设计低水位减波浪影响深度(可采用 2~2.5 倍低水位时的波浪高)。当有封冰和流冰时,此下限应低于冰盖层的下缘。波浪影响深度,根据官厅水库实测资料及有关其他参考资料,约为波浪高的 2~2.5 倍。

水库地区浸水路堤,一般应在防护建筑物顶面设置宽度不小于 2m 的平台,这是考虑了水库地区浸水路堤一旦损坏,修复困难,影响面广等情况,有了 2m 宽的平台,就可以增强其稳定性,便于维修工作,加之浸水路堤的沉降量难以事先准确确定,运营期间若路堤沉降较大,需要进行路堤的加高加宽时,可由平台开始向上帮宽路基,而不影响原有防护建筑物。

库区路堤浸水部位的坡面,一般以防止波浪侵袭破坏作用为主,而水库上游地段,因库水下泄后流速增大,尚需考虑水流的冲刷作用。

在防护范围内应设置较强的防护建筑物,用以抵抗波浪的侵袭作用。防护类型宜用柔性结构,以适应库区浸水路堤沉降量大而快的特点。据对多数已成水库的调查,浸水路堤和土坝迎水坡面皆采用干砌片石或各种类型的混凝土块板铺砌而成。在防护建筑物与土体之间应做好反滤层,防止土粒流失。

14.3.5 松软土地基的处理可按本规范软土路基的有关规定进行,对湿陷性黄土地基,可预先浸水使其自行湿陷,或用强夯法加固地基土层。对设在饱和粉细砂地基上高度小于 2.5m 的低路堤,应采取防止列车振动液化的处理措施。

如地基砂层的天然密度小于振稳密度,则需考虑如下措施:如有条件,可抬高线路以提高路堤高度,或路堤顶部填筑高阻尼的黏性土,或用强夯、挤密砂桩、碎石桩等方法加固

饱和松砂地基。

14.4.1 水库蓄水后,库岸地层物理力学性质的变化及波浪等对水库边岸的冲刷、磨蚀,库岸将产生滑动、坍塌等变形现象,当建筑物距水库较近时,库岸变形将影响建筑物的稳定。

库岸距线路较远、最终库岸稳定时间较长、防护工程量较大时,可考虑预测期限、坍岸规模,采取分期分批防护措施。近期措施仅考虑急需的防护设施,远期的加固防护措施应保证在各种因素变化过程中不降低路基的安全性。对预测淤积严重地段,可采用简易防护或不设防护。

水库坍岸的快慢,根据库岸土质及其所在位置的不同而异。例如受主导风向作用的库岸,坍势比背风向的重;浸水深的库岸,坍势比浸水浅的重;高陡的库岸,坍势比低缓的重,具体应根据线路位置离开库岸远近的不同及上述不同因素综合考虑,区别缓急,分期投资。对坍势较重,近期将威胁路基安全的地段,在新建时应做好库岸的防护工程。

水库蓄水后,流速减小,从水库上游及支沟携带下的砂土将在水库中逐渐沉积。对水库路基有影响的是水库岸边淤积,而其沉积,一般最易发生在水库上游老河床及漫滩、支沟沟口,河湾凸出一侧或突出岸嘴的下游。在这些淤积迅速的地段,防护建筑物开始能发挥其应有的作用,但淤积后防护建筑将被掩埋而失去作用,使用时间较短。可尽量采用轻型的临时措施,以节省投资。

14.4.2 水库坍岸的防护高度与水库路基的防护高度有所不同。由于水库坍岸主要是由常水位时的波浪力对库岸的冲刷、磨蚀作用而产生的,故采用水库正常高水位作为控制防护建筑物的顶面高程,一般取水库正常高水位加波浪侵袭高加 0.5m 安全高来作为水库坍岸的防护顶面高程,但根据设防意图,亦可采用水库正常高水位或低于该水位。

14.4.3 水库坍岸的防护类型应根据地形、地质条件、波浪、冰荷、流速等情况确定,通常采用干砌片石护坡、挡土墙、堆石(抛石、片石垛)、石笼等工程措施,根据工程条件合理运用。如黄河中游某水库在洪水时期的水库坍岸抢险中,采用石笼防护,在枯水期则视需要采用挡土墙及干砌片石护坡防护,对有抗冲刷要求的特殊建筑物(如水库码头)可采用浆砌片石护坡防护。