

中华人民共和国行业标准

铁路特殊土路基设计规则

TBJ 35—92

主编单位：铁道部第一勘测设计院

批准部门：铁 道 部

施行日期：1 9 9 2 年 9 月 1 日

q_u ——胀限下无侧限抗压强度；
 S ——总沉降量；
 S_c ——固结沉降量；
 $S_{s,f}$ ——竣工后的沉降量；
 s_r ——饱和度；
 s_0 ——地基抗剪强度增长线在地面上的截距；
 s_u ——每分层的平均抗剪强度；
 T ——荷载与地基分条重力在圆弧上的切向分力；
 \bar{U} ——地基平均固结度；
 w_m ——最大分子吸水量；
 w_n ——天然含水量；
 w_t ——总含水量；
 w_L ——液限；
 w_p ——塑限；
 φ ——内摩擦角；
 φ_{cu} ——固结不排水剪切的内摩擦角；
 φ_f ——峰值内摩擦角；
 φ_v ——残余内摩擦角；
 λ ——抗剪强度随深度的递增率；
 α ——残余剪切强度系数；
 ξ ——沿垂直方向振动衰减系数；
 η ——不均匀系数。

关于发布《铁路特殊土路基设计规则》 等六个铁路工程建设标准规范的通知

铁建函[1992]276号

《铁路特殊土路基设计规则》(TBJ35—92)、《铁路装配式小桥涵技术规则》(TBJ107—92)、《铁路程控数字交换通信工程设计规定》(TBJ36—92)、《铁路隧道喷锚构筑法技术规则》(TBJ108—92)、《铁路钢桥高强度螺栓连接施工规定》(TBJ214—92)和《铁路光缆数字通信工程施工规定》(TBJ215—92),经审查批准,现予发布,自1992年9月1日起施行。

本规范由部建设司负责解释。

铁 道 部

一九九二年六月四日

编 制 说 明

本规则是根据铁道部铁基〔1986〕1316号文件的通知，由我院负责主编，第三、四勘测设计院参加，共同编制完成的。在编制过程中，进行了调查研究，吸取了科研成果，总结了工程实践经验，经广泛征求意见、反复修改、协调、审查后定稿。

编制内容除对《铁路路基设计规范》(TBJ1—85)第七章“特殊土地地区路基”进行充实外，还增加了黄土路基、季节性冻土路基和振动液化土路基。本规则共分八章，另有六个附录；内容包括：总则、软土路基、膨胀土（裂土）路基、黄土路基、盐渍土路基、季节性冻土路基、多年冻土路基和振动液化土路基。

特殊土性质复杂，在其上修筑路基，技术难度较大、病害多。因此，特殊土路基设计，必须以土的工程性质为依据，以成熟的工程实践经验为基础，因地制宜地采取有效的预防或整治措施；同时还应不断地总结经验、研究新问题，补充完善本规则。

在执行过程中，希各单位结合工程实践和科学研究，总结经验，积累资料。如发现需要修改和补充之处，请将意见及有关资料寄铁道部第一勘测设计院（甘肃兰州和政路75号，邮政编码730000），并抄送铁道部建设司标准科情所，供今后修订时参考。

铁道部第一勘测设计院

一九九一年七月

主 要 符 号

- a_0 ——钢轨接头处路基面上的振动加速度；
 a_c ——相应于要求填料一定相对密度的临界加速度；
 a_h ——路堤顶面下 h 深度处的最大振动加速度；
 C_c ——压缩指数；
 C_u ——不排水抗剪强度；
 c ——粘聚力；
 D_r ——相对密度；
 d_{10} ——有效粒径；
 d_{50} ——平均粒径；
 e_0 ——土的天然孔隙比；
 e_{0i} ——第 i 层土的初始孔隙比；
 e_{si} ——第 i 层土的稳定孔隙比；
 F ——安全系数；
 F_s ——自由膨胀率；
 H ——路基边坡高度；
 H_{\min} ——路堤最小高度；
 h_c ——毛细水强烈上升高度；
 h_s ——蒸发强烈影响深度；
 h_f ——有害冻胀深度；
 h_w ——冻胀期地下水埋藏深度或地面积水深度；
 $h_{\bar{w}}$ ——非冻胀期地下水埋藏深度或地面积水深度；
 I_P ——塑性指数；
 i ——水沟纵坡；
 K ——压实系数；
 N_{II} ——填土荷载重力在圆弧上的法向分力；

目 录

第一章 总 则	1
第二章 软土路基	2
第一节 一般规定	2
第二节 路 堤	2
第三节 稳定与沉降计算	3
第四节 地基加固	5
第三章 膨胀土(裂土)路基	7
第一节 一般规定	7
第二节 路 堑	9
第三节 路 堤	9
第四节 基 床	10
第五节 边坡防护加固	11
第四章 黄土路基	13
第一节 一般规定	13
第二节 路 堑	14
第三节 路 堤	17
第四节 基 床	18
第五节 边坡防护加固	19
第六节 路基排水	19
第七节 陷穴处理	21
第五章 盐渍土路基	23
第一节 一般规定	23
第二节 路 堤	24
第三节 边坡防护加固	27
第四节 地基处理	28
第六章 季节性冻土路基	29
第一节 一般规定	29

第二节	防治措施.....	30
第七章	多年冻土路基	32
第一节	一般规定.....	32
第二节	富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层地段路基.....	33
第三节	沼泽地段路基.....	36
第四节	冰丘、冰椎和热融湖(塘)地段路堤.....	36
第五节	路基排水.....	37
第六节	取土坑和弃土堆.....	38
第八章	振动液化土路基	39
第一节	一般规定.....	39
第二节	防止振动液化的措施.....	39
第三节	路堤断面形式及防护.....	40
第四节	地基加固.....	41
第五节	施工要求.....	42
附录一	季节性冻土最大冻结深度线图	插图
附录二	多年冻土地基沉降量的计算	43
附录三	多年冻土保温层厚度的计算	46
附录四	振动液化土的计算参数	48
附录五	浸水护坡面层设计要素的计算	51
附录六	本规则用词说明	54
附加说明	55
	《铁路特殊土路基设计规则》条文说明	57

第一章 总 则

第1.0.1条 为了统一铁路特殊土路基工程设计的技术要求,提高设计质量,制订本规则。

第1.0.2条 本规则适用于国家铁路网中标准轨距铁路特殊土路基工程的设计。

第1.0.3条 特殊土是指土体具有特殊成分、结构、状态,并形成特殊工程性质的土。

特殊土路基是指在特殊土地区修筑的路基,且特殊土的工程性质影响路基的坚固、稳定、耐久性需作处理者。

第1.0.4条 特殊土路基设计,必须根据当地特殊土的工程性质,并结合路基位置,分析其对路基工程的不良影响及危害程度,有针对性地采取经济、合理的预防或整治措施。

第1.0.5条 特殊土路基设计采用的主要物理力学指标,应以取土试验或原位测试所测定的指标值为主要依据,并经综合分析确定。

第1.0.6条 特殊土路基设计,应积极采用经实践检验,行之有效的新技术、新结构、新材料、新方法。

第1.0.7条 铁路特殊土路基设计除应符合本规则外,尚应符合铁道部现行的《铁路路基设计规范》和其他有关标准规范的规定。

第二章 软土路基

第一节 一般规定

第2.1.1条 软土是指近代水下沉积的饱和粘性土,具有含水量大、渗透性弱、天然强度低、压缩性高等特性。

第2.1.2条 软土可按下列物理力学指标值进行判别:

天然含水量: $w_n \geq w_L$;

天然孔隙比: $e_0 > 1.0$;

压缩模量: $E_s < 4000 \text{ kPa}$;

渗透系数: $k < 1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$;

不排水抗剪强度: $C_u < 30 \text{ kPa}$ 。

第2.1.3条 在软土地区,线路应以路堤通过,其高度不宜小于1.2m。

第2.1.4条 软土地区路基位置的选择应符合下列要求:

- 一、应选在软土范围窄,厚度薄的地段。
- 二、在低缓丘陵地区,路基应避开封闭或半封闭洼地。
- 三、在山间谷地,路基应避免设在软土底面横坡较陡处。
- 四、在河流中下游地带,路基应设在高级阶地。
- 五、在沉积平原地区,路基应远离河流、湖塘和人工渠道。

第二节 路堤

第2.2.1条 填筑临界高度应根据填土重量由稳定检算确定,也可用适宜的估算公式计算确定,必要时可作填筑试验确定。

第2.2.2条 设计临界高度应根据填土重量与列车荷载由稳定检算确定。

第2.2.3条 在软土地基上设计路堤,必须考虑地基的稳定和沉降的影响。

第2.2.4条 路堤应有足够的天然护道宽度,并不得在路堤坡脚两侧地面取土、挖沟,若必须取土时,其天然护道宽度应由稳定检算确定。

第2.2.5条 在软土地区增建的第二线宜离开既有线,新、老线坡脚间的净距宜大于较高路堤高度的2倍,个别并行地段,应考虑新线路基变形对既有路基的影响。

采用排水固结措施的路堤,如需预留第二线,可一次建成双线路堤。

第2.2.6条 I、II级铁路路堤竣工后的地基沉降量不宜大于0.5m。

第2.2.7条 路堤顶面每侧加宽量,应根据路堤竣工后的沉降量与道床边坡坡度由计算确定。

第2.2.8条 填筑路堤时必须控制填筑临界高度以上的填土速度,填土速度应满足下列要求:

一、填筑时间不小于地基抗剪强度增长需要的固结时间。

二、控制观测桩的位移,每天水平位移不得大于20mm,竖向位移不得大于15mm。

三、一天内填土厚度不得大于0.5m。

第2.2.9条 为减少路堤竣工后的地基沉降量可采用排水固结措施,并应提前安排施工。施工完毕后应停放一段时间,必要时可采用增加预压荷载进行预压。

有架桥作业的桥头路堤,必须进行试压或预压。

第三节 稳定与沉降计算

第2.3.1条 软土地基上路堤的滑动稳定性分析,可采用圆弧法检算,其安全系数应根据软土不同情况选用下列公式计算:

一、当软土沉积较厚,抗剪强度随深度成比例增加时

$$F = \frac{\sum (s_0 + \lambda h) l}{\sum T} \quad (2.3.1-1)$$

式中 F ——安全系数；

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 ——地基分条深度(m)；

l ——分条的弧长(m)；

T ——荷载与地基分条重力在圆弧上的切向分力(kN/m)。

二、当软土层次较多，抗剪强度随深度无明显规律时，可分层求取平均值

$$F = \frac{\sum s_u l}{\sum T} \quad (2.3.1-2)$$

式中 s_u ——每分层的平均抗剪强度(kPa)。

当软土层次较多，其中较厚层次的抗剪强度随深度有明显规律时，可综合公式(2.3.1-1)、(2.3.1-2)计算。

三、当考虑地基固结时

$$F = \frac{\sum (s_0 + \lambda h) l + \sum \bar{U} N_{\Pi} \operatorname{tg} \varphi_{cu}}{\sum T} \quad (2.3.1-3)$$

$$\text{或 } F = \frac{\sum s_u l + \sum \bar{U} N_{\Pi} \operatorname{tg} \varphi_{cu}}{\sum T} \quad (2.3.1-4)$$

式中 \bar{U} ——地基平均固结度；

N_{Π} ——填土荷载重力在圆弧上的法向分力(kN/m)；

φ_{cu} ——地基土固结不排水剪切的内摩擦角(°)。

四、当地基表层铺设土工合成材料加固时，由其承受的拉力应纳入抗滑力部分。

五、对软土层较薄的地基，还应以复式圆弧检算其滑动稳定性。

第2.3.2条 软土天然抗剪强度宜用三轴不排水抗剪强度，或现场十字板剪切强度，或无侧限抗压强度之半。当无上述试验条件时，可用直剪仪的快剪强度。

第2.3.3条 路堤的安全系数应符合下列规定:

- 一、不考虑列车荷载作用时,安全系数可采用1.15~1.25;
- 二、考虑列车荷载作用时,安全系数可采用1.05~1.15。

第2.3.4条 软土地基的沉降量应包括路堤作用下的固结沉降量及路堤与列车荷载作用下的瞬时沉降量。

一、固结沉降量可用分层总和法按下式计算:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} h_i \quad (2.3.4-1)$$

式中 S_c ——固结沉降量(m);

e_{0i} ——第*i*层土的初始孔隙比;

e_{1i} ——第*i*层土的稳定孔隙比;

h_i ——第*i*层土的厚度(m)。

对于正常固结的软土,可用下式计算:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{C_c}{1 + e_{0i}} \lg \frac{p_{0i} + \sigma_i}{p_{0i}} \cdot h_i \quad (2.3.4-2)$$

式中 C_c ——压缩指数;

p_{0i} ——第*i*层土自重应力(kPa);

σ_i ——填土荷重对第*i*层土的附加应力(kPa)。

二、瞬时沉降量可选用适宜公式计算,或以固结沉降量的0.2~0.4倍估算。

第四节 地基加固

第2.4.1条 当路堤高度大于设计临界高度,建成后即行通车的路堤,应根据地貌特征、软土成因及成层情况、软土底面横坡、路堤高度、现场条件、施工期限、机具设备、填料等,选用增强地基稳定的措施。

第2.4.2条 当软土层厚度小于3m、表层无硬壳、软土呈流塑状态时,可采用抛石挤淤,或换填与抛石相结合的措施。

第2.4.3条 当路堤用地不是良田时，可采用反压护道。反压护道宜用单级，其高度可为路堤高度的 $1/3 \sim 1/2$ ，但应小于填筑临界高度，其宽度应由稳定检算确定；如用多级，应根据占地多少和稳定检算确定。

第2.4.4条 当路堤高度大于设计临界高度 $1 \sim 2\text{m}$ ，且沉降不控制时，可采用土工合成材料加固。

第2.4.5条 当路堤高度为设计临界高度的 $1.5 \sim 2$ 倍，若软土层不厚、表层无硬壳或硬壳厚小于 2m 时，可采用砂垫层加固；若软土层很厚时，宜采用砂井（包括套管砂井、射水砂井、袋装砂井）、塑料排水板等排水固结措施加固。

第2.4.6条 套管砂井、射水砂井、袋装砂井、塑料排水板等排水固结措施的选用，应根据造价、施工机具及对周围环境的影响综合研究确定，其直径、间距和深度，应根据地基情况、通车期限、固结要求等，按渗透固结理论计算确定。

砂井内应灌入中、粗砂、灌砂率不应小于 90% ，并应保证灌砂的连续性。

第2.4.7条 当路堤高度大于设计临界高度 2 倍，单以排水固结仍不能满足稳定要求时。可采用排水固结与土工合成材料或反压护道综合加固措施。

第2.4.8条 当沉降要求严格时，可采用预压排水固结加固。当工期紧时，也可采取砂桩、石灰桩、深层搅拌桩（包括粉体喷射桩与浆液喷射桩）、旋喷桩等措施，但必须先作现场试验，确认技术上可行，并作经济比选后确定。

第2.4.9条 当软土层较薄、底面横坡较陡，路堤可能沿该层面滑动时，宜采用侧向齿墙或桩架支挡等有效措施，有条件时也可采用反压护道。

第2.4.10条 当路堤竣工后的沉降量大，不能满足本规则第2.2.6条要求，且占地多时，应与设桥方案作比较，即使设桥造价略贵，也应以桥通过。

第三章 膨胀土(裂土)路基

第一节 一般规定

第3.1.1条 膨胀土是指具有裂隙性、胀缩性和超固结性的高塑性粘土，具有失水收缩开裂、吸水膨胀软化并强度大幅度衰减等特性，其粘土矿物成份以伊利石和蒙脱石为主。

第3.1.2条 膨胀土应按下列条件进行判别：

一、具有表3.1.2所列的野外地质特征，且自由膨胀率 $F_s \geq 40\%$ 的土，应判定为膨胀土。

二、当野外地质特征明显具有表3.1.2所列特征，同时自由膨胀率 $F_s \geq 35\%$ ；或野外地质特征不明显具有表3.1.2所列的特征，但自由膨胀率 $F_s \geq 45\%$ 时，也应判定为膨胀土。

膨胀土的野外地质特征

表3.1.2

项 目	特 征
地 层	以第四系中、上更新统为主，少量为全新统和新第三系
地 貌	分布于山前丘陵区，盆地边缘区及河谷高阶地区为主，岗顶多呈浑圆状，无明显的天然陡坎，自然坡度平缓
颜 色	以褐黄、棕黄、棕红、黄褐、灰白、灰绿色为主，且常呈夹层出现，其中灰白、灰绿色土质更差
粘 性	土质细腻，手触摸有滑感，雨天走路易粘鞋底
含有物	含有钙质结核(砂、僵石)，有时富集成层，并有豆状铁锰质结核
结 构	结构致密，土块破碎后呈菱块状，更细小的碎屑呈鳞片状，俗称鸡粪土
裂 隙	裂隙发育，有2~3组以上的裂隙，裂面光滑或有擦痕，或为铁锰胶膜附着，裂隙中常有灰白、灰绿色粘土矿物充填
崩解性	含水量低于硬塑状态的土块浸水，很快沿裂隙崩解
胀缩性	晴天新挖的坑壁，裂隙迅速张开，土块易剥落；雨后表层裂隙很快闭合，坑壁土体易沿裂隙坍塌

第3.1.3条 膨胀土路基的设计应按膨胀土强度指标进行分类,分类等级列于表3.1.3。必要时可按物理化学指标进一步评定。

膨胀土强度指标分类

表3.1.3

边坡破坏形式	指标名称	分类等级		
		弱	中	强
深层破坏	残余内摩擦角 $\varphi_r(^{\circ})$	>20	20~15	15
	残余剪切强度系数 α	<0.4	0.4~0.6	>0.6
浅层破坏	胀限(单向膨胀)下无侧限抗压强度 $q_u(\text{kPa})$	>25	25~15	<15

注:①表内 $\alpha = \frac{\varphi_f - \varphi_r}{\varphi_r}$, 式中 φ_f 为峰值内摩擦角, φ_r 为残余内摩擦角。

②分类等级弱、中、强分别为抗剪强度衰减微弱、中强、强烈。

③深层破坏是指边坡整体破坏,有坍滑与滑坡;浅层破坏是指边坡局部破坏,有冲蚀与溜坍。

第3.1.4条 路基设计应考虑膨胀土下列特性的影响:

一、膨胀土的表层为气候影响层,厚度为0.8~2.0m,其强度明显低于下部的强度。

二、膨胀土地层开挖后将产生不可逆的卸荷膨胀。

三、膨胀土具有可逆的湿胀干缩效应,经多次胀缩循环后,胀缩能量仍将保持一相对稳定值。

四、膨胀土的裂缝发育,通常具有2~3组以上互相交错的裂隙,从而降低土体强度,影响路基边坡的稳定性。

五、膨胀土强度随变形明显衰减,其残余强度远低于峰值强度。

第3.1.5条 路基应避免高路堤及深长路堑。如不能避免,应与桥隧通过的方案进行综合比选确定;以路基通过时,必须有保证路基稳定的措施。

当堑顶附近有重要建筑物时,路基宜远离建筑物或以隧道通过,否则应采取稳定堑坡的措施。

第3.1.6条 路堑的坡脚应避免位于两种不同分类等级膨胀

土层交界面处，如不可避免，且交界面下部为强膨胀土时，必须采取排水和边坡支挡措施。

第3.1.7条 当土中裂缝构造面明显或有软弱夹层时，线路宜垂直软弱层面走向通过，并应采取稳定边坡的措施。

第二节 路 堑

第3.2.1条 路堑边坡坡度应根据土的性质，软弱层和裂缝面的组合关系，当地气候特点，水文地质条件，自然山坡，人工边坡的稳定坡度等综合确定。

第3.2.2条 边坡高度不大于10m的路堑，边坡坡度和平台的设置，应根据土的分类等级和边坡高度，按表3.2.2所列数值设计。同时还应及时采取防护加固、排水、保湿等措施。

路堑边坡坡度和平台宽度

表3.2.2

边坡高度 (m)	边 坡 坡 度			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~ 1:17.5	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

边坡高度大于10m的路堑，其边坡坡度应根据本规则第3.2.1条的要求确定，同时还必须采取稳定堑坡的措施。

第3.2.3条 路堑弃土应远离堑顶或弃于低侧山坡，至堑顶边缘的距离不宜小于10m。

第三节 路 堤

第3.3.1条 用膨胀土填筑路堤，其边坡坡度应根据路堤边坡的高度、填料重塑后的性质、区域气候特点，并参照既有路堤的成熟经验综合确定。

边坡高度不大于10m的路堤边坡坡度和平台的设置，可按表

3.3.1所列数值设计。

边坡高度大于10m的路堤宜个别设计。

路堤边坡坡度和平台宽度

表3.3.1

边坡高度 (m)	边 坡 坡 度		边坡平台宽度 (m)	
	弱	中	弱	中
<6	1:1.5	1:1.5~1:1.75	可	不
6~10	1:1.75	1:1.75~1:2.0	2.0	>2.0

第3.3.2条 用膨胀土作路堤填料、土块应击碎,基床以下填土的压实系数不得小于0.90。

第3.3.3条 强膨胀土不得作为路堤填料,如不得已而采用时,必须外包一层低塑性土、砂类土或改良土,包层厚度垂直坡面方向不得小于1.5m。

第3.3.4条 膨胀土路堤应预留沉降加宽量,可根据路堤高度,每侧加宽0.5~1.5m。

第四节 基 床

第3.4.1条 膨胀土不得作为基床土,如不得已而采用时,应根据膨胀土的分类等级采取下列措施:

一、路堑基床从路肩至其下0.5m范围内换填低塑性土、砂类土、或其他适合的填料,否则应进行土质改良或采取其他适宜的加固措施。对强膨胀土、地下水发育、运营中处理困难的路堑,基床的换填深度应加深至0.6~1.2m,并应采取地下排水措施(设纵横向排水渗沟、渗管等)。

二、路堤基床应从路肩至其下0.5m,采用低塑性土、砂类土或其他适合的填料填筑,对强膨胀土可加深至0.6~1.2m。

第3.4.2条 基床土质改良的掺料,常用石灰或水泥,也可用沥青、粉煤灰、矿渣、石膏、水玻璃等。

第3.4.3条 基床表层可选用适宜的土工合成材料分别作为

基层的封闭、排水、加筋或反滤层。

第3.4.4条 地下水位浅的路堑和沉降还没有完成的路堤基层，不宜采用封闭层处理。

第五节 边坡防护加固

第3.5.1条 边坡防护加固应符合下列规定：

- 一、可能发生浅层破坏时，应采取预防性的保湿防渗措施。
- 二、可能发生深层破坏时，应先着重解决整体边坡的长期稳定，再按本条第一款采取浅层破坏的防护措施。
- 三、必须及时引排地面水和地下水以及坡面的积水。
- 四、土质较差的路基，坡脚处应有良好纵向排水，并宜设矮脚墙。
- 五、防护加固工程均应及时修建。

第3.5.2条 边坡防护应按适用条件选用下列加固类型：

- 一、植物防护：边坡坡面满铺草皮或种草子、种紫穗槐等。适用于防止边坡浅层变形。
- 二、骨架护坡：常用拱形或方格形骨架，骨架格内坡面应及时铺草皮，也可铺设混凝土块板、三合土捶面等。适用于堑坡较高和分类等级属中等的土质。
- 三、边坡支撑渗沟：在坡脚处可设片石垛或矮挡墙作支撑渗沟的基脚，渗沟间距宜为6~8m，必要时可在支撑渗沟间加设拱形渗沟。适用于堑坡较高，分类等级属中、强，土体中有地下水时。
- 四、重塑土反压法：利用坍滑土体经开挖、搬运、夯实或掺入其他材料（石灰、砂等），并配合相应的排水措施进行反压以稳定边坡。适用于超固结性较强的膨胀土。
- 五、浆砌片石或喷射混凝土等全封闭护坡：护坡的堑顶应设1.5~2.0m宽的浆砌片石或其他封闭式镶边与护坡连接。适用于高度大于6m的路堑，分类等级属中、强，且无地下水。当坡面

有地下水出露时，必须引出坡面。

六、挡土墙或抗滑桩加固边坡：挡土墙墙背的反滤层或垫层宜适当加厚；基础宜适当加深，基底可埋于气候影响层之下；土压力计算的力学指标，应低于峰值强度。

抗滑桩的间距宜为6~10m。

第四章 黄土路基

第一节 一般规定

第4.1.1条 黄土是指第四纪以来在干旱和半干旱地区沉积的，以粉粒为主，富含钙质的粘性土，呈浅黄或棕黄色。

第4.1.2条 黄土的分类及其工程性质列于表4.1.2。

黄土的分类及其工程性质

表4.1.2

分		类		工 程 性 质				
名 称		地层	符 号	湿 陷 性	抗水性	透水性	压缩性	直立性
新 黄 土	全新世坡积黄土	马兰黄土	Q_4^{pl}	强湿陷性	易冲蚀、潜蚀、崩解	中	高至中	直立性较差，不能维持陡边坡
	全新世冲积、洪积黄土		$Q_4^{al, fl}$	中至强湿陷性				
	晚更新世坡积黄土		Q_3^{pl}	强湿陷性	易冲蚀、潜蚀、崩解	中	中	直立性一般，不能维持高、陡边坡
	晚更新世风积、黄土		Q_3^{al}	强湿陷性				
	晚更新世冲积黄土		$Q_3^{al, fl}$	强湿陷性				
老 黄 土	中更新世上部黄土	离石黄土	Q_{2-2}	一般为非湿陷性	冲蚀、潜蚀、崩解较慢	弱	中至低	直立性强，能维持高、陡边坡
	中更新世下部黄土		Q_{2-1}	非湿陷性				
	早更新世黄土	午城黄土	Q_1	非湿陷性	冲蚀、潜蚀、崩解慢	弱	低	直立性强，但易剥落

第4.1.3条 黄土塬梁地区，路基位置应避开有滑坡、崩塌、陷穴群、冲沟发育、地下水出露的塬梁边缘和斜坡地段。如必须通过，应有充分依据和切实可靠的工程措施。

第4.1.4条 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。

第4.1.5条 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干扰。

第4.1.6条 位于冲沟沟脑和陷穴附近的路基，应考虑冲沟和陷穴的发展对路基稳定性的影响。

第4.1.7条 位于湿陷性黄土地段的路基，宜设在湿陷性弱、湿陷土层较薄、排水条件较好的地段。

第二节 路 堑

第4.2.1条 路堑边坡形式，应根据黄土类别及其均匀性、边坡高度按表4.2.1选用，并符合下列规定：

一、小平台间距

年平均降水量小于300mm地区，边坡高每12m设一级；

年平均降水量300~500mm地区，边坡高每10m设一级；

年平均降水量500~700mm地区，边坡高每8m设一级。

二、大平台宜设在边坡高的中部；

三、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；

四、小平台宽度可为2~2.5m，大平台宽度应根据稳定计算确定，宜为4~6m；

五、年平均降水量大于300mm的地区，边坡平台应设截水沟，其底宽及深度均为0.4m，并宜用轻型混凝土块板或浆砌片石加固；

六、侧沟平台宽度可为1.0~1.5m。

第4.2.2条 路堑边坡坡度，应根据黄土的时代成因、构造斜节理、所处地貌单元、地下水分布、降水量、边坡高度、施工开挖方法，并结合自然或人工稳定边坡坡度和稳定检算综合分析确定。

路堑边坡形式及适用条件

表4.2.1

坡形式	图式	适用条件
直线形 (一坡到顶)		<p>1. 均质土层, 新黄土边坡高度 $H \leq 15\text{m}$; 老黄土边坡高度 $H \leq 20\text{m}$</p> <p>2. 非均质土层, 边坡高度 $H \leq 10\text{m}$</p>
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)		<p>1. 均质土层, 新黄土边坡高度 $15\text{m} < H \leq 30\text{m}$; 老黄土边坡高度 $20\text{m} < H \leq 30\text{m}$</p> <p>2. 非均质土层, 边坡高度 $15\text{m} < H \leq 30\text{m}$</p>
阶梯形 (大平台)		边坡高度 $> 30\text{m}$, 宜设大平台

当边坡高度、黄土名称符合表4.2.2要求时, 路堑边坡坡度可参照表4.2.2设计。

路 堑 边 坡 坡 度 表4.2.2

边坡坡度 黄土名称		边坡高度H (m)	$H \leq 10$	$10 < H \leq 20$	$20 < H \leq 30$
新 黄 土	全新世坡积黄土 (Q_4^{pl})		1:0.5~ 1:0.75	1:1~1:1.25	
			1:0.75~1:1		
	全新世冲积、洪积黄土 ($Q_4^{al, fl}$)		1:0.3~ 1:0.5	1:0.75~1:1	1:1~ 1:1.25
			1:0.5~1:0.75		
	晚更新世坡积黄土 (Q_3^{pl})		1:0.5~ 1:0.75	1:1~ 1:1.25	
			1:0.5~1:0.75		
土	晚更新世风积黄土 (Q_3^{el})		1:0.3~ 1:0.5	1:0.5~ 1:0.75	1:1
	晚更新世冲积、洪积黄土 ($Q_3^{al, fl}$)		1:0.3~ 1:0.5	1:0.5~ 1:0.75	1:1
			1:0.3~1:0.5		
老 黄 土	中更新世上部黄土 (Q_{2-3})		1:0.3	1:0.5	1:0.75
			1:0.5~1:1		
	中更新世下部黄土 (Q_{2-1})		1:0.3	1:0.5	1:0.75
			1:0.5~1:1		
	早更新世黄土 (Q_1)		1:0.3	1:0.5	

注: ①表中所列边坡坡度是指实际边坡坡度。

②边坡坡度栏内横线下方的坡度值, 适用于华北、东北平原及内蒙古高原东部地区。

③当堑顶地面横坡小于 20° 时, 不计其对边坡坡度的影响; 当为 $20^\circ \sim 35^\circ$ 时,

Q、黄土边坡高度大于20m、 Q_3^{f1} 、 Q_4^{f1} 黄土边坡高度大于25m时，边坡坡度可放缓一级(按0.25计)；当大于35°时，应通过稳定检算确定。

④表列边坡坡度是指单一土层，若为多种土层，可根据不同时代或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。

⑤阶梯形边坡的分级坡度，对均质土层可取同一坡度值；对非均质土层可选用不同坡度值。

⑥对老黄土尚应考虑构造裂隙面对边坡稳定性的影响。

⑦如有可靠资料和经验可不受本表限制。

第4.2.3条 当边坡高度、黄土名称不符合表4.2.2要求或工程地质、水文地质条件复杂时、路堑边坡坡度的确定应以工程地质比拟法为主，并结合力学分析检算边坡的稳定性。

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

第4.2.4条 边坡稳定检算，可用圆弧法，其安全系数不得小于1.15。

第4.2.5条 黄土的抗剪强度指标值应取天然状态原状土沿水平方向按快剪试验测定。

第三节 路 堤

第4.3.1条 当路堤地基情况良好，边坡高度不大于30m时，路堤的断面形式及边坡坡度可标表4.3.1选用。

路堤断面形式及边坡坡度

表4.3.1

断面形式	路堤面以下边坡分段坡度		
	0~10m	10~20m	20~30m
阶梯形	1:1.5	1:1.75	1:2.0
阶梯形	1:1.5	1:1.75	1:1.75

阶梯形断面，适用于年平均降水量大于500mm的地区；在边坡高20m处设宽为2.5m的边坡平台；边坡平台宜设截水沟，并作

防渗加固处理。

第4.3.2条 当路堤边坡高度大于30m时,应根据路堤本体及地基土的性质、边坡高度、所承受的荷载,先用工程类比法初拟路堤的断面形式及边坡坡度,再用力学分析法检算其稳定性。

第4.3.3条 边坡稳定检算可用圆弧法,其安全系数不得小于1.25。填土的抗剪强度指标值,应按设计填筑压实要求,采用夯后快剪试验测定。

第4.3.4条 用 Q_1 、 Q_{2-1} 老黄土或古土壤作填料,当其粘土颗粒含量大于30%时,宜填筑于路堤基床以下的内部。

第4.3.5条 为了减少路堤本体及地基土层的湿陷和压缩沉降及其所引起的病害,应根据地基土层性质、路堤高度和施工条件,选用下列处理措施:

一、当地基为湿陷性黄土,应采用拦截、排除地表积水的措施。

二、当地基为厚层黄土,具有强湿陷性或较高压缩性,且地基容许承载力低于路堤本体自重压力时,应考虑地基土层在路堤自重作用下产生的压缩下沉,可采用预先浸湿或重锤夯实等措施。

三、对高度大于20m的路堤,应按竣工后的沉降量,预留路基面每侧加宽值。

竣工后的沉降量可按路堤高度的1%~1.5%估算。

四、因地基湿陷或压缩沉降而引起路堤坡脚两侧地面产生裂缝时,应视具体情况采用开挖回填夯实或重锤夯实处理,夯实后土的干容重不得小于 15kN/m^3 。

第四节 基 床

第4.4.1条 在年平均降水量大于500mm地区,当路堤基床为老黄土或古土壤,其液限大于32%、塑性指数大于12时,基床表层土应挖除换填新黄土或采取土质改良等措施。

第4.4.2条 路堤基床上应采用新黄土,并按基床土的压实要求填筑。在年平均降水量大于500mm地区,如用老黄土或古土壤填筑,当其液限大于32%、塑性指数大于12时,应采取土质改良或其他处理措施。

第五节 边坡防护加固

第4.5.1条 下列路堑应设边坡防护工程:

- 一、年平均降水量大于400mm地区的路堑坡脚和边坡平台坡脚处1.5~2.0m高范围内;
- 二、 Q_1 老黄土;
- 三、古土壤层;
- 四、松散的砂砾石夹层;
- 五、松散的坡积堆积体。

第4.5.2条 高路堤和边坡表层拟用 Q_1 、 Q_{2-1} 老黄土或古土壤填筑的路堤以及既有线边坡表层已产生坍滑的路堤,宜设边坡防护工程。

第4.5.3条 边坡防护类型应根据土质、降水量、气候条件、边坡高度及坡度、防护材料来源,按表4.5.3选用。

第六节 路基排水

第4.6.1条 路基排水设计,应根据地形、土质,采取拦截、分散、防冲、防渗的原则,设置综合排水设施,引水远离路基。选用的排水设备,应具有足够的排水能力和防冲防渗性能。

第4.6.2条 堑顶地表水应及时排出,不得汇集下渗影响堑坡的稳定性。天沟内边缘至堑顶距离不得小于5m,天沟内、外侧的积水洼地应回填夯实整平,夯实后土的干容重不得小于 5 kN/m^3 。

第4.6.3条 路堤坡脚不得受水浸泡、冲刷。否则,应采取排除或防冲防渗的加固措施。

边坡防护类型及其适用条件和使用范围

表4.5.3

防 护 类 型		适 用 条 件	使 用 范 围
机 械 防 护	种草或灌木	年降雨量大于500mm地区，气候适宜植物生长，边坡坡度不陡于1:1.25	路堑、路堤
工 程 防 护	混合土墙面	边坡坡度不陡于1:0.5，边坡土体呈半干燥状态，当地缺乏片石而有炉渣、石灰	路 堑
	炉渣砖		
	浆砌片石骨架内墙面	边坡坡度不陡于1:0.5，防护边坡较高、面积较大，当地有片石、炉渣、石灰	路 堑
	干砌片石骨架内种草	路堤边坡部分由老黄土、古土壤填筑，或用于整治路堤边坡坍塌，当地可长，气候适宜植物生长	路 堤
	预制混凝土骨架内墙面	边坡坡度不陡于1:1，防护边坡较高、面积较大，当地缺乏片石而有炉渣、石灰	路 堑
护	混凝土块板	边坡坡度不陡于1:0.5，防护边坡高度不大	路 堑
	喷射混凝土	老黄土和古土壤层	路 堑
	浆砌片石护坡	边坡坡度不陡于1:1，防护边坡不宜太高，但面积大，当地有片石	路 堑
	浆砌片石护墙	边坡坡度不陡于1:0.3，防护边坡高、面积大，当地有片石	路 堑

第4.6.4条 下列地段的水沟，应采取防冲防渗的加固措施：

一、湿陷性黄土地段的侧沟、天沟、截水沟和引入集中水流的排水沟；

二、非湿陷性黄土地段的水沟，当长度大于100m、纵坡符合表4.6.4所列的数值时；

三、填挖交界地段，引排侧沟水的排水沟；

四、斜坡填筑路堤，靠山侧的排水沟。

第4.6.5条 水沟加固宜用浆砌片石或混凝土块板。

第4.6.6条 当路基附近的冲沟危及路基安全时，应采取排水或防护措施。

水沟需加固的纵坡值

表4.6.4

水沟纵坡i (%)	水沟名称	年平均降水量 (mm)			
		黄土类别		≤300	>300
				侧沟、天沟、截水沟	排水沟
		新黄土		≥10	≥10
		老黄土		—	—
					均宜加固
					≥6
					≥10

注：表中排水沟是指引入集中水流的排水沟。

第七节 陷穴处理

第4.7.1条 陷穴的处理范围应按下列规定确定：

一、对外露的明陷穴，一般在路堤坡脚50m以内或路堑坡顶线外高边坡侧50m以内、低边坡侧10~20m以内，深度自地面至陷穴底。

二、对横穿路基隐蔽的暗穴，自路堤坡脚或路堑坡脚向外侧按 $45^\circ + \varphi/2$ 向下扩展至需要处理的暗穴底。

第4.7.2条 陷穴处理方法可按表4.7.2选用。

陷穴的处理方法及适用条件

表4.7.2

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
填砂	暗穴小而直
灌泥浆	暗穴大而深

第4.7.3条 为预防陷穴的产生或发展，对流向陷穴的地面

水，应采取拦截引排措施；对堑顶的裂缝和积水洼地，应填平夯实；对路堤应做好靠山侧的排水工程，并填平夯实积水洼地。

第4.7.4条 对危及路基安全的其它洞穴,应采用开挖回填夯实的处理措施。

第五章 盐渍土路基

第一节 一般规定

第5.1.1条 盐渍土是指在地表土层1m厚度内，易溶盐平均含量大于0.5%，且具有吸湿或松胀特性的土。

第5.1.2条 盐渍土应按表5.1.2分类。

盐 渍 土 分 类

表5.1.2

盐渍土名称	$\frac{b(\text{Cl}^-)}{2b(\text{SO}_4^{2-})}$	$\frac{2b(\text{CO}_3^{2-})+b(\text{HCO}_3^-)}{b(\text{Cl}^-)+2b(\text{SO}_4^{2-})}$
氯盐渍土	>2	—
亚氯盐渍土	$2\sim 1$	—
亚硫酸盐渍土	$1\sim 0.3$	—
硫酸盐渍土	<0.3	—
碱性盐渍土	—	>0.3

注：表中 $b(\text{Cl}^-)$ ……指括号内物质的质量摩尔浓度，试验时取100g土测定。

第5.1.3条 路基设计应考虑盐渍土下列特性的影响：

一、氯盐渍土及亚氯盐渍土，能以较小含水量压实到最佳密度，当氯盐含量大于8%遇水时，可降低路堤强度和稳定性。

二、硫酸盐渍土和亚硫酸盐渍土，需以较大含水量才能压实到最佳密度，当硫酸钠含量接近2%时，可明显降低路堤强度和稳定性。

三、碱性盐渍土，需以较大含水量才能压实到最佳密度，当碳酸盐含量大于0.5%时，可降低路堤强度和稳定性。

第5.1.4条 路基位置应选在地势高、地下水位和矿化度低、排水条件好、取土方便、含盐量小、分布范围窄的地段，并应以路堤通过。

第二节 路 堤

第5.2.1条 路堤最小高度应按下列要求确定(图5.2.1), 取其大值。

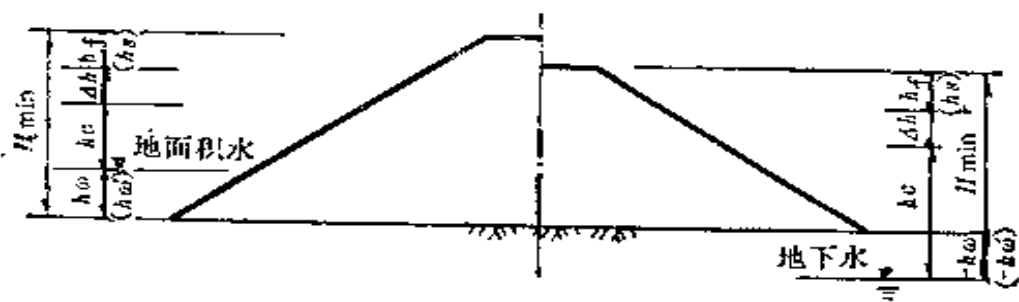


图 5.2.1 路堤最小高度示意

一、路堤不产生冻害的最小高度:

$$H_{\min} = h_c + \Delta h + h_f \pm h_w \quad (5.2.1-1)$$

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_f ——有害冻胀深度(m), 见本规则第6.1.4条规定;

h_w ——冻胀期地下水埋藏或地面积水深度(m), 计算地下水埋藏深度时取负号。

二、路堤不再盐渍化的最小高度:

$$H_{\min} = h_c + \Delta h + h_s \pm h_w \quad (5.2.1-2)$$

式中 h_s ——蒸发强烈影响深度(m), 系指自地面或路基面以下, 天然含水量曲线有明显变化的深度;

h'_w ——非冻胀期地下水埋藏或地面积水深度(m), 计算地下水埋藏深度时取负号。

三、一般情况下路堤最小高度不应小于1.5m。

第5.2.2条 地下水埋藏深度和地面积水深度, 应按下列情况分析确定:

一、在冻胀期, 应根据土体冻结与地下水(地面积水)水位两者的动态变化, 分析在土体中能形成毛细水强烈上升的全部高

度，并造成冻胀最深的地下水（地面积水）最高稳定水位，以此确定冻胀期地下水埋藏深度或地面积水深度。

二、在非冻胀期，应根据土体中水分的蒸发与地下水（地面积水）水位两者的动态变化，分析在土体中能形成毛细水强烈上升的全部高度，并促进盐渍化的地下水（地面积水）最高稳定水位，以此确定非冻胀期的地下水埋藏深度或地面积水深度。

三、在分析地下水动态变化时，应同时计及农灌区已建和拟建水利工程的渗漏、退水及排水的影响。

第5.2.3条 毛细水强烈上升高度，应在现场相应地段测试取得，粘性土用塑限含水量，砂类土用最大分子吸水量作为毛细水强烈上升高度的界限值；当有困难时，可根据土的类别、均质性及其主要物理指标值，按下列公式计算求得：

一、均质土

1. 砂类土

$$h_c = 0.290 + 0.0567w_m + 1.5457d_{10}^{-0.246} + 1.4090d_{50}^{-0.198} \quad (5.2.3-1)$$

式中 h_c ——毛细水强烈上升高度的计算值 (m)；

w_m ——最大分子吸水量(%)；

d_{10} ——有效粒径(μm)；

d_{50} ——平均粒径(μm)。

2. 细粒土

$$h_c = 0.590 + 0.0485I_p + 1.6963d_{10}^{-0.329} + 2.2930d_{50}^{-0.229} \quad (5.2.3-2)$$

式中 I_p ——塑性指数；

其余符号含义同前。

二、非均质土

$$h_c = \sum_{i=1}^n h_i = h_{nc} \left(\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{h_{ic}} - 1 \right) \quad (5.2.3-3)$$

式中 h_i ——第*i*层土的厚度 (m)；

h_{ic} ——第*i*层土视为均质时的毛细水强烈上升高度 (m)；

n ——毛细水强烈上升高度顶点所在的土层层数，当

$$\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{h_{ic}} \geq 1 \text{ 时，则该层即所求的层数 } n；$$

h_{nc} ——第*n*层土视为均质时的毛细水强烈上升高度 (m)。

第5.2.4条 用盐渍土作填料时，其含盐量不应大于表5.2.4中的容许值。

盐渍土作填料的容许含盐量

表5.2.4

盐渍土名称	容许含盐量 (%)	说 明
氯盐渍土	5~8	一般为5%，如增大压实系数，可提高其含盐量，但最高不得大于8%；其中硫酸钠含量不得大于2%
亚氯盐渍土	5	其中硫酸钠含量不得大于2%
亚硫酸盐渍土	5	其中硫酸钠含量不得大于2%
硫酸盐渍土	2.5	其中硫酸钠含量不得大于2%
碱性盐渍土	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，路堤填料和地基土均不受氯盐含量的限制。

第5.2.5条 用盐渍土作填料，其压实系数 K 值在基床表层不得小于0.95，基床底层及其以下部分不得小于0.90。

在年平均降水量小于400mm地区， K 值可减小0.05。

第5.2.6条 用石膏土作填料，石膏含量可没限制，但应严格控制填筑压实的规定。

路堤地基为石膏土且结构松散时，应予压实；当其结构呈蜂窝状时，应先打碎后再予压实。

第5.2.7条 盐渍土路堤，当不满足路堤最小高度，也难以降低地下水水位时，应设毛细水隔断层。

第5.2.8条 毛细水隔断层应设在路堤底部,其结构宜简单,所用材料宜就地取材。

第5.2.9条 毛细水隔断层应按当地条件选用下列类型:

一、渗水土隔断层:效果最佳,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的垫层。

二、天然级配卵砾石土隔断层:效果明显、结构简单,其厚度应结合土的颗粒级配、粉粘粒含量($15\% < P < 0.05 \leq 30\%$)、地下水埋藏深度和地基土质等条件确定,但不得小于80cm。

三、沥青胶砂隔断层:效果良好,厚度为3~5cm,下设1cm厚的砂垫层。沥青胶砂可按重量比1:9配制;沥青标号的选用,应根据当地气候及施工条件而定,宜用较软沥青;砂的选用以粗砂为佳,中砂、细砂次之。

施工前应铲除地表草皮,并整平压实,压实系数不得小于0.9。施工时应选择有利施工的气温条件,即日平均气温不得低于5℃和地温不得低于10℃。

四、沥青砂板隔断层:效果好,可预制,厚4cm,板下应设厚1cm的砂垫层。

施工前应整平压实地表,施工时不受气温和地温的限制。但板间接缝处需用沥青粘接,确保密贴与封闭。

五、盐壳隔断层:在西北极干燥地区的内陆盆地,当盐壳底面距地下水水位的距离大于0.35m时,可利用厚度不小于10cm、含盐量大于40%、质地坚硬的盐壳,就地作为毛细水隔断层。

第三节 边坡防护加固

第5.3.1条 为防止盐渍土路堤边坡表土的吸湿、松胀、冲(风)蚀,可选用下列措施:

一、加宽路基:路基面每侧加宽值可为0.1m,与路堤本体一次施工。

二、粗粒土包坡:有粗粒土可资利用时选用,包坡厚度可为

0.2m

三、100号粉细砂水泥砂浆块板护坡。

第5.3.2条 当地下水水位较高，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的两侧边坡上加设护道，护道宽不应小于1m。

第四节 地基处理

第5.4.1条 当地基和天然护道的表土含盐量大于本规则表5.2.4规定的容许值时应予铲除；如设置隔断层可不铲除。

当盐渍土地基表土松散时应予压实。

第5.4.2条 当地基土层的天然含水量大于液限时，应对地基进行处理。其厚度小于1m时，应全部清除，换填渗水土；大于1m时，应按软土地基采取加固措施。

第六章 季节性冻土路基

第一节 一般规定

第6.1.1条 季节性冻土是指冬季冻结、夏季全部融化的土层，路基常产生冻胀、融沉、翻浆等病害。

第6.1.2条 季节性冻土应根据土的类别、天然含水量、潮湿程度，按表6.1.2分类。

季节性冻土分类

表6.1.2

分类名称	土的类别	天然含水量 $w_n(\%)$	潮湿程度	冻胀分级	
				分级名称	冻胀高 (mm)
弱冻胀土	粉粘粒含量 $\leq 15\%$ (或粒径小于0.1mm的颗粒含量 $>25\%$)的粗粒土 (包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂)	$w_n \leq 10$	潮湿	微冻胀	≤ 4
		$w_n > 10$	饱和	弱冻胀	5~24
冻胀土	粉粘粒含量 $> 15\%$ (或粒径小于0.1mm的颗粒含量 $>25\%$)的粗粒土 (包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂、细砂、粉砂)	$w_n \leq 12$	稍湿	微冻胀	≤ 4
		$12 < w_n \leq 18$	潮湿	弱冻胀	5~24
		$w_n > 18$	饱和	冻胀	25~50
强冻胀土	粘性土	$w_n \leq w_p$	半干硬	微冻胀	≤ 4
		$w_p < w_n \leq w_p + 7$	硬塑	弱冻胀	5~24
		$w_p + 7 < w_n \leq w_p + 15$	次塑	冻胀	25~50
		$w_n > w_p + 15$	流塑	强冻胀	> 50

注：① w_p ——塑限。

② 碎石类土和砂类土的天然含水量界限为该两类土的中间值，含粉粘粒少的粗粒土比表列数值小；细砂、粉砂比表列数值大。

③ 粘性土天然含水量界限中的+7、+15两值，为不同类别粘性土的中间值，粘砂土比该值小，粘土比该值大。

④ 表中天然含水量是指冻前的含水量。

第6.1.3条 路基产生季节性冻胀必须具备下列条件：

一、路基的土质应为冻胀土或强冻胀土。形成冻胀最有害的颗粒是粉粒。

二、粘性土的天然含水量 w ，明显大于塑限含水量 w_p ，粗粒土的饱和度 $s_r > 0.8$ 。

三、土体必须具备始冻负温和更低的持续负温。

第6.1.4条 路基有害冻胀及有害冻胀深度可按下列规定确定：

一、路基的冻胀高度大于4mm为有害冻胀，其深度为有害冻胀深度。

二、有害冻胀深度可为最大冻结深度的60%~95%。其最大冻结深度宜实测或取自气象资料；如无条件，可由本规则附录一查得。

第二节 防治措施

第6.2.1条 防止路基冻害应选用下列措施：

一、取土方便时，路堤高度应满足本规则公式(5.2.1—1)所要求的路堤最小高度。当不能满足时，可选用下列措施：

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。

二、当路堑基床顶面至地下水水位的距离小于由公式(5.2.1—1)所求的数值时，应采取降低地下水水位的措施。如降低地

下水水位有困难，可在有害冻胀深度范围内换填弱冻胀土。

第6.2.2条 改建既有线和整治路基冻害时，可选用下列措施：

一、就地取土方便，并有修筑施工便线条件时，宜抬高路堤以满足本规则公式(5.2.1—1)所要求的路堤最小高度。

二、当有炉渣可资利用时，宜结合线路提坡，在有害冻胀深度内加设炉渣保温层。

三、当既有路堤偏低，线路又难以提坡时，宜在有害冻胀深度内换填弱冻胀土。

四、对道碴囊宜增设横向渗沟，引排囊中积水。

五、当路堑基床因地下水而形成冻害时，应增设纵向渗沟引排地下水。如引排地下水有困难，可在有害冻胀深度范围内换填弱冻胀土。

第七章 多年冻土路基

第一节 一般规定

第7.1.1条 多年冻土是指在季节融冻层下, 凡地温在3年或3年以上保持或低于 0°C , 且含冰的土。

第7.1.2条 多年冻土应根据土的类别、总含水量及其融沉情况, 按表7.1.2分类。

多年冻土分类

表7.1.2

分类名称	土的类别	总含水量 $w_i(\%)$	融化后的 潮湿程度	融沉 分级
少冰冻土	粉粘粒含量 $\leq 15\%$ (或粒径小于 0.1mm 的颗粒含量 $\leq 25\%$)的粗颗粒土(包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂)	$w_i \leq 10$	潮湿	I(不融沉)
	粉粘粒含量 $> 15\%$ (或粒径小于 0.1mm 的颗粒含量 $> 25\%$)的粗颗粒土(包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂、细砂、粉砂)	$w_i \leq 12$	稍湿	
	粘性土	$w_i \leq w_p$	半干硬	
多冰冻土	粉粘粒含量 $\leq 15\%$ (或粒径小于 0.1mm 的颗粒含量 $\leq 25\%$)的粗颗粒土(包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂)	$10 < w_i \leq 16$	饱和	II(弱融沉)
	粉粘粒含量 $> 15\%$ (或粒径小于 0.1mm 的颗粒含量 $> 25\%$)的粗颗粒土(包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂、细砂、粉砂)	$12 < w_i \leq 18$	潮湿	
	粘性土	$w_p < w_i \leq w_p + 7$	硬塑	
富冰冻土	粉粘粒含量 $\leq 15\%$ (或粒径小于 0.1mm 的颗粒含量 $\leq 25\%$)的粗颗粒土(包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂)	$16 < w_i \leq 25$	饱和出水 (出水量小于 10%)	III(融沉)
	粉粘粒含量 $> 15\%$ (或粒径小于 0.1mm 的颗粒含量 $> 25\%$)的粗颗粒土(包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂、细砂、粉砂)	$18 < w_i \leq 25$	饱和	
	粘性土	$w_p + 7 < w_i \leq w_p + 15$	软塑	

续表7.1.2

分类名称	土的类别	总含水量 w_r (%)	融化后的潮湿程度	融化分级
冻结土	粘粒含量 $\leq 15\%$ (或粒径小于0.1mm的颗粒含量 $\leq 25\%$)的粗颗粒土(包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂)	$25 < w_r \leq 44$	饱和大量出水(出水量 $\geq 10\% \sim 20\%$)	IV (融沉)
	粉粒含量 $> 25\%$ (或粒径小于0.1mm的颗粒含量 $> 25\%$)的粗颗粒土(包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂、细砂、粉砂)	$25 < w_r \leq 44$	饱和出水(出水量 $< 10\%$)	
	粘性土	$w_p + 15 < w_r \leq w_p + 35$	流塑	
含土冰层	碎石类土、砂类土	$w_r > 44$	饱和大量出水(出水量为 $10\% \sim 20\%$)	V (融陷)
	粘性土	$w_r > w_p + 35$	流塑	

注：①碎石类土和砂类土的总含水量界限为该两类土的中间值，含粉粘粒少的粗颗粒土比表列数值小，细砂、粉砂比表列数值大。

②粘性土总含水量界限中的+7、+15、+35为不同类别粘性土的中间值，粘砂土比该值小，粘土比该值大。

③表中的总含水量是指冻土中所有形式的水的总重量与冻土骨架重量之比。

第7.1.3条 多年冻土地区线路宜以路堤通过。应减少挖方、低填浅挖、不填不挖和半填半挖地段的处数和长度。

第7.1.4条 线路通过山坡时，路基位置应选在坡度较缓、干燥、向阳的地带，并且靠近取土地点和砂石、保温材料产地。

第7.1.5条 路基位置应避免通过不良地质和地下水丰富地段。如必须通过时，也应选择在不良程度轻和长度短的位置。

第7.1.6条 位于冰丘、冰锥地段的路基，宜在其下方一定距离以路堤通过；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。路堤通过热融湖（塘）地段，应考虑湖（塘）底土层对路堤稳定性的影响。多年冻土沼泽、厚层地下冰和冻土层上水发育的地段，应避免设路堑。

当路堤通过大型的冰丘、冰锥或热融湖（塘）地段时，应与

设桥方案进行比选。

第7.1.7条 路基位于少冰冻土、多冰冻土地段，可按一般设计；位于富冰冻土、饱冰冻土、含土冰层地段，以及冰丘、冰堆、多年冻土沼泽、热融湖（塘）、地下水路堑地段，应按多年冻上路基的原则设计。

第7.1.8条 多年冻土地地区路基，应根据多年冻土的分类、地面保温条件、路基高度等因素，按下列规定进行设计：

一、东北地区

在岛状融区多年冻土带、岛状多年冻土带、和零星岛状多年冻土带，应按保护多年冻土的原则设计。在人为活动频繁，地面保温条件差的地段和零星岛状多年冻土带邻近南界附近的边缘地带及地下冰层较薄或在富冰冻土、饱冰冻土、含土冰层地段内的低填浅挖、不填不挖、半填半挖等难以保持其冻结状态的地段，应按破坏多年冻土的原则设计。

二、青藏高原地区

在多年冻土腹部地区，应按保护多年冻土的原则设计；在边缘地带，对地下冰层埋藏浅而薄、地面保温条件差、人为活动频繁，难以保持多年冻土的地段，应按破坏多年冻土的原则设计；其他可按保护多年冻土的原则设计。

第7.1.9条 按保护多年冻土原则设计的路堤最小高度，东北地区可采用1.5~2.0m，青藏高原地区可采用1.0~1.5m。

第7.1.10条 路堤基床的填料及压实要求，除应符合一般地区的有关规定外，还应考虑因气温影响而产生的冻害，必要时应采用弱冻胀土填筑。

第7.1.11条 路堤的设计，应计算地基的融化沉降量和压缩沉降量，并按竣工后的地基沉降量和道床边坡坡度确定路基面每侧预留加宽值。沉降量应按本规则附录二计算。

第7.1.12条 多年冻土地地区路基工程的施工季节，应符合铁道部现行的《铁路路基施工规范》有关规定。

第二节 富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层地段路基

第7.2.1条 多年冻土路堤，当按保护多年冻土的原则设计时，应采取加强地面排水、设置保温护道、路堤基底塔头草空隙应以反扣塔头草充填或铺设泥炭隔温层、路堤两侧坡脚外20m范围内地表植被不得破坏等综合措施。

第7.2.2条 保温护道的设置及尺寸应按表7.2.2采用，并符合下列要求：

一、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。

二、位于零星岛状多年冻土带或地面保温条件差的地段，护道尺寸宜取大值。

三、要考虑向阳与背阳的差别，在差别明显地段，向阳侧的护道尺寸宜取大值或仅在向阳侧设置护道。

保温护道尺寸

表7.2.2

填筑材料	护道 (m)		边坡坡度
	高度	宽度	
塔头草、泥炭、草皮	1.0	2.0	1:2
细粒土	1.0~2.0	2.5~3.0	1:1.75

注：①护道材料为塔头草、泥炭、草皮时，其表层应覆盖厚0.2m的细粒土防护。

②护道顶面应设4%横向排水坡度。

第7.2.3条 按保护多年冻土的原则设计时，路堤底部不宜用较大的石块填筑，否则应在路堤两侧增设土护道。

第7.2.4条 低路堤和不填不挖应根据所处地段的冻土地质条件，采用部分或全部挖除换填弱冻胀土或设保温层的措施。

路堤的边坡坡度应比一般地区边坡放缓一级，还应设置保温

层：对浅路堑可放缓边坡或设坡脚挡土墙。

保温层厚度应按本规则附录三由计算确定。

上述地段，均应做好防水、排水设施。

第7.2.5条 路堤地基或路堑基床及边坡上，如地下冰埋藏较浅、冰层较厚，可采用加宽路基让其自行融沉或全部挖除换填的措施。

第7.2.6条 按保护多年冻土的原则设计时，必须重视车站附近的环境地质保护和人为频繁活动的影响。当开垦、种植、挖草皮或泥炭、取土、挖沟、行车等作用而破坏当地的保温条件时，应采取相应措施，以防止在厚层地下冰地段形成热融湖(塘)或积水洼地及由于水文地质条件改变而形成新的冰丘、冰椎等。

第三节 沼泽地段路基

第7.3.1条 多年冻土沼泽地段的路堤，应根据沼泽特点、积水深度、多年冻土类型等，采取保护多年冻土的原则，并应采取加强排水、预留沉降、消除冻害的综合措施。

第7.3.2条 多年冻土沼泽地段的路堤高度，当填筑细粒土时，应按路堤不产生冻害的最小高度确定；如低于所要求的最小高度，应采取防止路基冻害的措施，可在路堤底部设置毛细水隔断层，其厚度应根据路堤沉降后高出冻前积水水位不得小于0.5m确定。

第7.3.3条 多年冻土沼泽地段的路堑，应将基床和边坡上的泥炭、腐植土挖除换填，其边坡坡度应比一般地区边坡放缓一级，对地面水和地下水应采取拦截或引排措施。

第四节 冰丘、冰椎和热融湖(塘)地段路堤

第7.4.1条 冰丘、冰椎地段的路堤，其高度不得低于冰丘、冰椎的最大高度；并应根据水源、水量、出水口位置、积冰范围等条件，分别采取防治措施，必要时可设桥跨过。

第7.4.2条 冰丘地段路堤，宜在路堤上方侧坡脚20m外设冻结沟，以堵截地下水通道。

第7.4.3条 冰椎地段路堤，应根据地下水的出口位置、泉水类型及水量、水温、结冰高度等，采取结冰坑、挡冰堤、挡冰墙、渗沟等措施。

第7.4.4条 路堤通过热融湖（塘）时，应根据地基的融化和发展情况、湖（塘）内积水深度，选用填料和确定防护加固措施。浸水部分宜用渗水土或水稳性好的土填筑，其顶面应在路堤沉降后高出冻前积水水位不得小于0.5m。

第五节 路基排水

第7.5.1条 按保护多年冻土的原则设计路基，必须采取排除地面水的措施。在排水困难地段应增设桥涵。

第7.5.2条 排水沟的设计应符合下列规定：

一、富冰冻土、饱冰冻土地段排水沟的边缘至路堤坡脚的距离不得小于5m；含土冰层地段不得小于10m。

二、排水沟的横断面应有足够的过水能力，除需按流量计算外，一般可采用底宽0.6m、深0.6m、边坡坡度为1:1~1:1.5的梯形断面。排水沟的边坡，必要时可选用草皮、粘性土等加固。

三、在厚层地下冰和冻土沼泽地段可采用挡水埝，或挡水埝与排水沟结合使用，排水沟的边缘至挡水埝坡脚间的距离不小于1m。

第7.5.3条 路堑地段，当按保护多年冻土的原则设计时，如地面横坡明显。应在路堑上方设挡水埝；如地面横坡不明显，可在两侧设挡水埝。挡水埝的高度不宜低于0.6m。当流量较大时，尚应在挡水埝外侧增设天沟。当修筑挡水埝的土源有困难时也可设天沟。天沟边缘至堑顶的距离不宜小于5m，同时于内侧利用挖沟土移挖作埝。

路堑侧沟，必要时可采用混凝土板或片石干砌加固，并以灰土或三合土作垫层。

第7.5.4条 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、挡水堤、挡冰墙或渗沟等措施。

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

路堑边坡有地下水出露时，必须将水引排，并应在边坡上采取保温措施。

第六节 取土坑和弃土堆

第7.6.1条 地面横坡明显时，取土坑应设在路堤上方侧，但应防止山坡热融滑坍；地面横坡不明显时，可在两侧设取土坑。取土坑的底部应在层上水水位以上，并平顺地与排水系统衔接，当无法衔接时，宜有单独排水出口，使之兼起排水作用。

按保护多年冻土的原则设计的路堤，取土坑边缘距路堤坡脚不得小于20m，并宜将挖出的草皮覆盖在靠路堤一侧的取土坑边坡上。

第7.6.2条 路堑和换填地段所挖出的富冰冻土、饱冰冻土或含土冰层，均应弃于路基的下方侧，弃土堆内侧坡脚距堑顶或坡脚不得小于5m。

第八章 振动液化土路基

第一节 一般规定

第8.1.1条 振动液化土是指在列车振动作用下产生液化的饱和粉细砂。

第8.1.2条 路堤及地基产生振动液化,应根据下列特征粒径指标进行判别:

一、路堤本体:当粉细砂的平均粒径 $d_{50} < 0.22\text{mm}$,有效粒径 $d_{10} < 0.085\text{mm}$,小于 0.1mm 的颗粒含量 $P_{<0.1} > 13\%$ 或粘土颗粒含量小于 15% 时。

二、地基:当粉细砂的平均粒径 $d_{50} < 0.22\text{mm}$,有效粒径 $d_{10} < 0.085\text{mm}$,小于 0.1mm 的颗粒含量 $P_{<0.1} > 13\%$ 或粘土颗粒含量小于 15% ,天然密度小于振稳密度,而路堤高度又小于 2.5m 时。

第二节 防止振动液化的措施

第8.2.1条 粉细砂填筑路堤的压实密度必须大于要求的振稳密度。

要求的振稳密度 ρ_{ah} ,应按下列公式计算:

$$\rho_{ah} = \frac{\rho_{max} \cdot \rho_{min}}{\rho_{max} - D_{ra}(\rho_{max} - \rho_{min})} \quad (8.2.1-1)$$

式中 ρ_{max} 、 ρ_{min} ——路堤填筑用砂的最大、最小密度(g/cm^3);
 D_{ra} ——砂土填筑路堤时施工要求达到的相对密度,可根据砂的级配曲线按附图4.4确定其类型,然后再根据 a_h 查附图4.5求得。当砂的级配曲线与附图4.4不符时,应通过试验求得。

$$a_h = a_0 \cdot e_0 e^{-\xi h} \quad (8.2.1-2)$$

式中 c —— 饱和砂层顶面(设计水位加毛细饱和带高度)的最大振动加速度 (cm/s^2);

a_0 —— 钢轨接头处路基面上的振动加速度 (cm/s^2), 可按 $a_0 = 50V$ 计算求得; 当行车速度 $V > 60 \text{ km/h}$ 时, 仍按 60 km/h 计算;

e —— 自然对数的底;

ξ —— 沿垂直向振动衰减系数 (cm^{-1}), 粘土采用 0.015 cm^{-1} , 砂粘土采用 0.012 cm^{-1} , 粘砂土采用 0.011 cm^{-1} , 非饱和粉细砂采用 0.009 cm^{-1} , 饱和粉细砂采用 0.0015 cm^{-1} ;

h —— 路堤顶面至饱和粉细砂层顶面的距离 (cm)。

第8.2.2条 当路堤附近有细粒土填料时, 可在路堤顶部填筑一定厚度的细粒土层 (基床范围内, 选择符合基床要求的土), 细粒土层的厚度可按公式 (8.2.2) 计算确定。

$$h_{cl} = F \frac{1}{0.4343\xi} (\lg a_0 - \lg a_c) \quad (8.2.2)$$

式中 h_{cl} —— 细粒土层的厚度 (cm);

F —— 安全系数, 根据工程的重要性可采用 $1.1 \sim 1.2$;

a_c —— 相应于填料在一定相对密度下的临界加速度 (cm/s^2), 由附图4.1~4.3查出, 取其小值。

第8.2.3条 抬高线路或改善线路轨道条件, 使列车对饱和粉细砂层的振动强度适应于振稳密度。

第三节 路堤断面形式及防护

第8.3.1条 粉细砂浸水路堤断面形式, 必须保证在列车振动和波浪袭击下的稳定。当浸水深度等于或小于 6 m 时, 其水下边坡坡度不得陡于 $1:2$, 并根据浸水深度, 在防护顶面处设置宽度为 $1 \sim 2 \text{ m}$ 的护道; 当浸水深度大于 6 m 时, 其边坡坡度不得陡于 $1:2.5$, 并应在防护顶面处设置大于 2 m 宽的护道, 必要时应通

过稳定检算确定。

第8.3.2条 粉细砂浸水路堤的稳定分析可采用圆弧法，滑动安全系数不应小于1.25。

抗剪强度指标应根据试验确定。对浸水深，时间久，地段长的路堤，应考虑砂土在列车振动影响下的强度折减，其折减系数采用0.9。

当路堤两侧有较大水头差时，应考虑动水压力的影响。

第8.3.3条 当路堤两侧水位差较大，对堤身及基底渗流的影响，可根据水力坡降计算，合理选用排水消能设施。如设坡脚滤水趾、水平排水或设坡脚护底铺盖层等。

第8.3.4条 路堤坡面防护类型应根据浸水深度、流速、波浪及波浪压力等因素确定。其防护顶面高程应为设计水位加波浪侵袭高加壅水高加0.5m。当采用砌石护坡时，必须设置反滤层，其材料可选用砂卵石、碎石或土工合成材料。

当防护工程不能在洪水期前建成时，可就地取材采取临时防护措施，以确保路基稳定。

护坡面层的设计要素应按本规则附录五计算。

第四节 地基加固

第8.4.1条 当地面下5m以内为振动液化砂土时，应根据液化土层的厚度、地下水水位等因素，可采取振动压实、挤密砂桩、振冲桩或强夯等进行加固处理，处理范围应包括基底和天然护道的宽度。亦可在液化土地基上填筑高度不小于2.5m的路堤。

第8.4.2条 当采用挤密砂桩加固地基时，其直径、间距、深度及灌砂量，应根据地层情况、施工条件、密度要求等因素综合确定。有条件时，应通过施工前的试验，在缺乏试验资料的情况下，砂桩直径可选用25~35cm，砂桩的平面布置宜用梅花形等边距，砂桩间距可采用4~6倍的桩径，深度可选用3~5m，其材料宜用粗砂或砾砂。

第8.4.3条 砂桩的灌砂量可根据地层的原有密度和达到要求的振稳密度按(8.4.3)式计算。

$$V_s = \frac{e_0 - e'}{1 + e_0} \cdot h \cdot A \quad (8.4.3)$$

式中 V_s ——灌砂量的计算值 (m^3);

e_0 ——土的天然孔隙比;

e' ——地层被挤密后(要求的振稳密度)的孔隙比;

h ——砂桩的长度 (m);

A ——一根砂桩所担负的挤密面积(m^2)。

要求的灌砂量应比计算值大10%~15%。

第五节 施 工 要 求

第8.5.1条 为使路堤填筑质量达到要求的振稳密度,施工宜用振动压实或机械碾压;当填料的含水量过低时,宜加水润湿,以提高压实效果。施工中应加强现场质量控制。

第8.5.2条 挤密砂桩施工中应控制下桩深度、灌砂量及挤密程度,并应采用轻型贯入试验随时检查质量。

附录二 多年冻土地基沉降量的计算

一、路堤地基总沉降量可按下列式计算：

$$S = \sum_{i=1}^n (A_i + a_i P_i) h_i \quad (\text{附}2.1)$$

式中 S ——路堤地基融化沉降量和压缩沉降量之和 (cm)；

A_i ——第 i 层融土的融沉系数 (%)；

a_i ——第 i 层融土的压缩系数 (1/MPa)；

h_i ——第 i 层融土厚度 (cm)；

$P_i = \sigma_i + w_i$ ——沿路堤中线第 i 层融土的附加应力与自重应力之和 (MPa)；

σ_i ——沿路堤中线第 i 层融土的附加应力 (MPa)，基底处为 σ_c ，在最大融深处为 $\sigma_n = K\sigma_c$ ，在计算中可近似采用 $K=1$ ；

w_i ——沿路堤中线第 i 层融土的自重应力 (MPa)。

施工中基底的沉落断面形式可按平行地面与基底等宽的矩形计算。

二、融沉系数 A_i 和压缩系数 a_i 值的确定：

由于影响 A_i 、 a_i 值的因素很多，各地区均存在一定的差异性，一般应由试验确定。当无试验资料或因条件限制不能进行时，可按下列公式计算或查表确定。

1. 融沉系数 A_i

(1) 粘土性： $A_i = 26.82 \ln w_i - 77.63$ (附2.2)

18% < w_i < 150% (宜用于东北地区)

(2) 砾石土、碎石土、砂类土、粘性土、重粘土；

对 I、II、III、IV 类冻土 $A_i = K_1 (w_i - w_c)$ (附2.3)

对 V 类冻土 $A_i = \sqrt[3]{w_i - w_c} + A_0$ (附2.4)

式中 w_i ——冻土总含水量 (%)；

w_0 —— e 起始融沉含水量，可按附表2.1确定；

K_1 ——经验系数，可按附表2.1确定；

K_1 、 w_0 值

附表2.1

土 质	砾石土、 碎石土	砂类土	粘性土	重粘土
K_1	0.5	0.6	0.7	0.8
w_0 (%)	11.0	14.0	18.0	23.0

注：砾石土、碎石土，当粉粘粒含量小于12%者， K_1 取0.4。

\ln ——以 e 为底的自然对数；

$w_0 = w_p + 35$ 时的含水量，对粗粒土可用 w_c 代替 w_p ；当无实验资料时，可按附表2.2确定；

A_0 ——相当于 $w_i = w_c$ 之 A_0 值，可按附表2.2确定。

w_c 、 A_0 值

附表2.2

土 质	砾石土、 碎石土	砂类土	粘性土	重粘土
w_c (%)	43	49	52	58
A_0 (%)	18	20	25	20

注：砾石土、碎石土，当粉粘粒含量小于12%者， w_c 取44， A_0 取14。

2. 压缩系数 a_1

(1) 粘性土

$$a_1 = 0.01185 \ln w_i - 0.0178 \quad (\text{附2.5})$$

$$18\% \leq w_i \leq 110\% \quad (\text{宜用于东北地区})$$

(2) 砾石土、碎石土、砂类土、粘性土按附表2.3选用。

三、竣工后的路堤地基沉降量可按式计算：

$$S_{af} = S \cdot n_2 \quad (\text{附2.6})$$

式中 S_{af} ——竣工后路堤地基沉降量 (cm)；

S ——路堤地基融化沉降量与压缩沉降量之和 (cm)；

n_2 ——竣工后的路堤地基沉降系数；当路堤高度 $H=1 \sim 2\text{m}$ 时， $n_2=0.3$ ； $H=2 \sim 3\text{m}$ 时， $n_2=0.2 \sim 0.3$ ； $H=3 \sim 5\text{m}$ 时， $n_2=0 \sim 0.2$ ； $H>5\text{m}$ 时， $n_2=0$ 。

各种冻土融化后的 α_i 值

附表2.3

$\alpha_i (1/\text{MPa})$ 冻土干容重 $\gamma_d (\text{kN}/\text{m}^3)$	土质及基底压 应力 σ_c (MPa)	砾石土、 碎石土	砂类土	粘性土
		0.01~ 0.108	0.01~ 0.206	0.01~ 0.206
20.6		0.000	—	—
19.6		0.102	—	—
18.6		0.204	0.000	0.000
17.7		0.306	0.122	0.153
16.7		0.408	0.245	0.306
15.7		0.408	0.367	0.459
14.7		0.408	0.489	0.612
13.7		0.408	0.489	0.765
12.8		0.306	0.489	0.765
11.8		0.306	0.489	0.714
10.8		0.255	0.408	0.714
9.8		0.255	0.357	0.612
8.8		0.204	0.306	0.510
7.8		—	0.255	0.408

注：①当外部压力超过表列压应力时，采用表列数值偏于安全。

②表列数值可内插。

③重粘土的 α_i 值可将粘性土的 α_i 值适当加大。

附录三 多年冻土保温层厚度的计算

一、换算法

$$h = F \cdot h_j \sqrt{\frac{\lambda \cdot C_{jv}}{\lambda_j \cdot C_v}} = F \cdot h_j \sqrt{\frac{\lambda \cdot C_{j\omega} \cdot \rho_j}{\lambda_j \cdot C_{\omega} \cdot \rho}} \quad (\text{附3.1})$$

如采取部分挖除后,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(附3.1)式可改为(附3.2)式。

$$h = F(h_j - h_1) \sqrt{\frac{\lambda \cdot C_{j\omega} \cdot \rho_j}{\lambda_j \cdot C_{\omega} \cdot \rho}} \quad (\text{附3.2})$$

式中 h ——保温层厚度 (m);

F ——安全系数,可采用1.2;

h_j ——当地土层的最大融化深度 (m);

h_1 ——回填土厚度 (m);

λ ——保温层导热系数 (W/m·K);

C_v ——保温层的容积热容量 (J/m³K), $C_v = C_{\omega} \cdot \rho$;

C_{ω} ——保温层的比热 (J/kg·K);

ρ ——保温层的密度 (kg/m³);

λ_j ——当地土的导热系数 (W/m·K);

C_{jv} ——当地土的容积热容量 (J/m³K);

$C_{j\omega}$ ——当地土的比热 (J/kg·K);

ρ_j ——当地土的密度 (kg/m³)。

二、东北地区的经验公式

如保温层的材料为泥炭时,保温层厚度可按公式(附3.3)计算。

$$h = \frac{Z}{0.6} \approx 1.67 Z \quad (\text{附3.3})$$

如保温层顶上有回填土时，则(附3.3)式可改为(附3.4)式

$$h = 1.67 Z - \frac{Z}{Z_1} h_1 \quad (\text{附3.4})$$

式中 h ——保温层厚度 (m)；

h_1 ——回填土厚度 (m)；

Z_1 ——与回填土相当的代表性上限深度 (m)；

Z ——泥炭的代表性上限深度 (m)。

各种土的代表性上限深度(m)

附表3.1

土的类型	泥 炭	粘 性 土	碎 石 土	砂 砾	卵 石 类 砂 砾
一般	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

三、青藏高原地区的经验公式

$$h = (a \cdot t_8 + b) F \quad (\text{附3.5})$$

式中 h ——保温层厚度 (m)；

t_8 ——八月份的平均气温 (°C)；

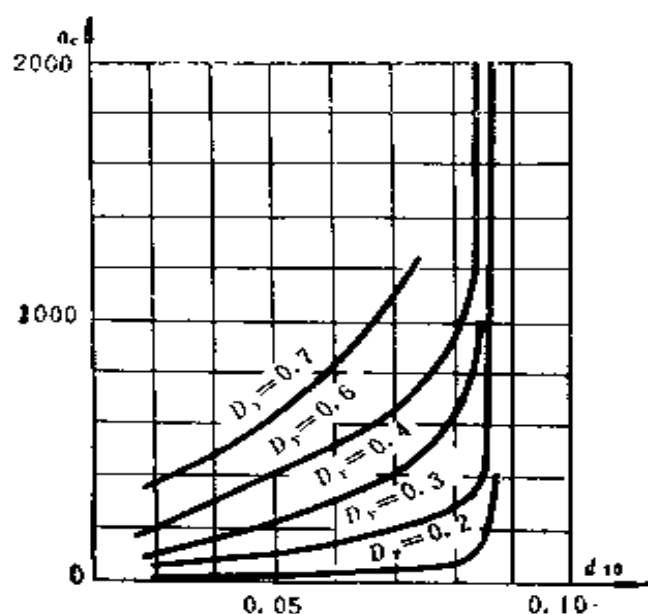
a 、 b ——系数，对于埡坡草皮保温层和基底换填砂粘土时，

$a = 0.1$ ， $b = 0.38$ ；

F ——安全系数，采用1.2。

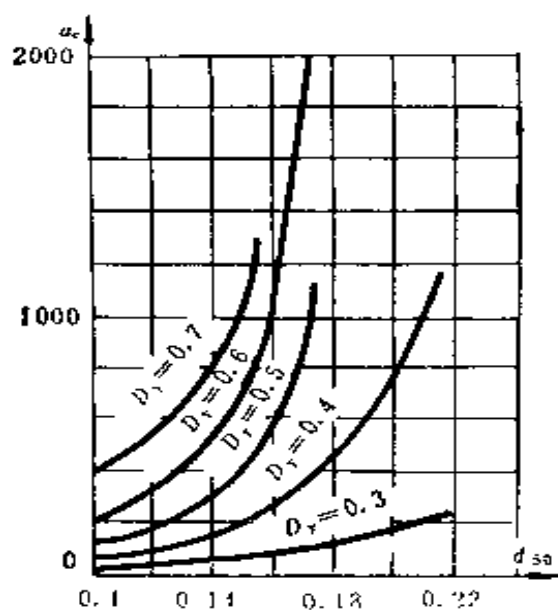
附录四 振动液化土的计算参数

一、一定相对密度下临界加速度 a_c 与有效粒径 d_{10} 的关系
(见附图4.1)



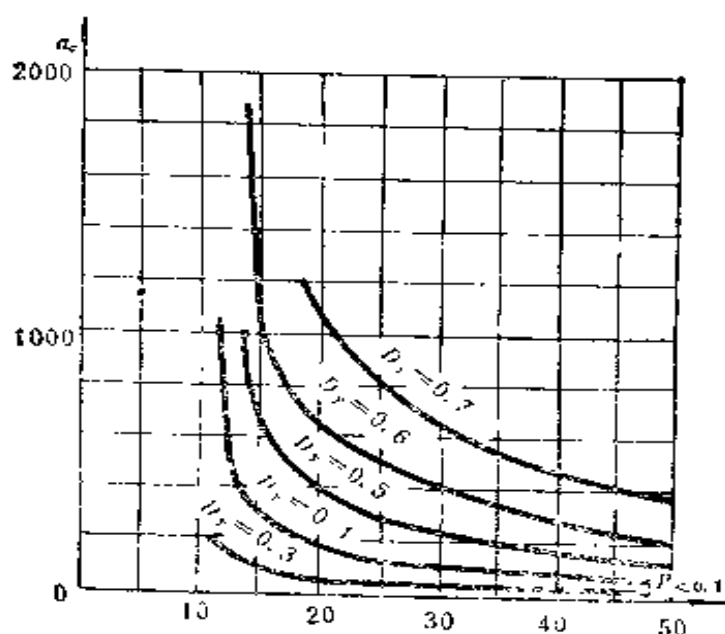
附图4.1 一定相对密度(D_r)下, a_c 与 d_{10} 关系曲线

二、一定相对密度下临界加速度 a_c 与平均粒径 d_{50} 的关系(见附图4.2)



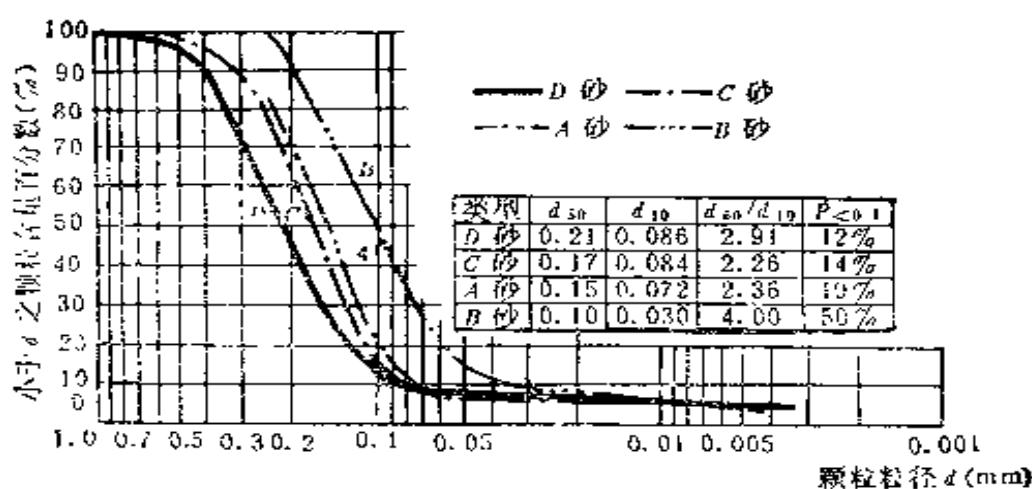
附图4.2 一定相对密度(D_r)下, a_c 与 d_{50} 关系曲线

三、一定相对密度下 临界加速度 a_c 与小于 0.1mm 颗粒含量 $P_{<0.1}$ 的关系 (见附图4.3)



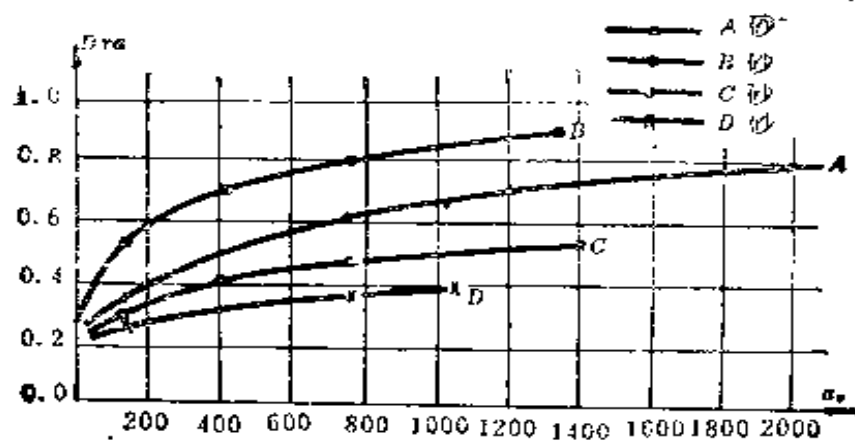
附图4.3 一定相对密度(D_r)下, a_c 与 $P_{<0.1}$ 关系曲线

四、四种砂的颗粒级配曲线 (见附图4.4)



附图4.4 四种砂的颗粒级配曲线

五、四种砂的振动加速度 a_c 与要求的相对密度 $D_{r,c}$ 的关系 (见附图4.5)



附图4.5 $D_{\gamma c}$ 与 a_c 关系曲线

附录五 浸水护坡面层设计要素的计算

一、波浪要素计算

$$\text{波高: } 2h = 0.073K \cdot W \sqrt{\varepsilon D} \quad (\text{m}) \quad (\text{附5.1})$$

$$\text{波长: } 2L = 0.073W \sqrt{\frac{D}{\varepsilon}} \quad (\text{m}) \quad (\text{附5.2})$$

式中 W ——风速（洪水期最大风速）（m/s）；

D ——计算点至对岸的风区长度（km）；

$$\varepsilon \text{——波浪陡度, } \varepsilon = \frac{1}{0.9(100 + W^2)^{\frac{1}{2}}};$$

$$K \text{——特性系数, } K = 1 + e^{-0.4 \frac{D}{W}}$$

如果 $\frac{H}{2L} < 1.0$ ，则 $2h$ 和 $2L$ 应分别按附表5.1乘以系数 α 和 β （ H 为水深，以 m 计）。

二、波浪侵袭高度计算

$$h_{\text{侵}} \text{——} 3.2K \times 2h \operatorname{tg} \alpha \cos \beta \quad (\text{附5.3})$$

式中 $h_{\text{侵}}$ ——波浪侵袭高度（m）；

K ——斜坡粗糙系数，干砌片石 $K = 0.75$ ；

α ——斜坡波角；

β ——波浪方向与线路垂直方向线的夹角。

三、护坡石块粒径 D 及厚度 t 的计算

1. 按山金公式检算护坡石块粒径

$$D = 0.85 D_{50} = \frac{A \cdot P_{\max}}{\gamma_K - \gamma} \cdot \frac{\sqrt{1 + m^2}}{m(m + 2)} \quad (\text{m}) \quad (\text{附5.4})$$

式中 γ_K ——石块的重度（kN/m³）；

γ ——水的重度 (kN/m^3);

A ——系数, 砌石护坡 $A = 0.64$;

m ——边坡坡率;

P_{\max} ——最大局部波压 (kN/m^2) 可按下式计算:

$$P_{\max} = 1.59 \gamma \cdot K \cdot 2h,$$

K ——随边坡坡率 m 而变化的系数, $m = 2$, $K = 1.2$;

$m = 2.5$, $K = 1.3$; $m = 3$, $K = 1.4$;

D_{50} ——石块的平均粒径 (m), 可按下式计算:

$$D_{50} = \frac{1.59 K \cdot A \sqrt{1+m^2}}{0.85 m(m+2)} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_K - \gamma} (2h)$$

α 、 β 值

附表5.1

$H/2L$	α	β	$H/2L$	α	β
0.01	0.119	0.251	0.26	0.724	0.753
0.02	0.161	0.303	0.28	0.700	0.797
0.03	0.200	0.352	0.30	0.765	0.730
0.04	0.238	0.394	0.35	0.796	0.810
0.05	0.275	0.482	0.40	0.723	0.832
0.06	0.310	0.462	0.45	0.850	0.854
0.07	0.343	0.493	0.50	0.866	0.871
0.08	0.378	0.519	0.55	0.890	0.890
0.09	0.406	0.512	0.60	0.904	0.904
0.10	0.435	0.561	0.65	0.918	0.918
0.12	0.485	0.596	0.70	0.930	0.930
0.14	0.540	0.635	0.75	0.942	0.942
0.16	0.532	0.662	0.80	0.956	0.956
0.18	0.617	0.685	0.85	0.967	0.967
0.20	0.625	0.703	0.90	0.980	0.980
0.22	0.679	0.720	0.95	0.990	0.990
0.24	0.703	0.736	1.00	1.000	1.000

2. 按鲁滨斯基公式计算护坡面层厚度 t

$$t = 1.36 \sqrt[3]{\frac{Q}{\gamma_K}} \quad (\text{m}) \quad (\text{附5.5})$$

式中石块重量 $Q = 0.11K (2h)^3$ 代入公式 (附5.5) 得:

$$t = 1.36 \sqrt[3]{\frac{0.11K}{\gamma_K}} \times 2h = 0.24 \times 2h \quad (\text{附5.6})$$

附录六 本规则用词说明

执行本规则条文时，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，非这样作不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

2. 表示严格，在正常情况下均应这样作的用词：

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作的用词：

正面词采用“宜”或“可”；

反面词采用“不宜”。

附加说明

本规则主编单位、参加单位和 主要起草人名单

主 编 单 位：铁道部第一勘测设计院

参 加 单 位：铁道部第三勘测设计院

铁道部第四勘测设计院

主要起草人：李善皋 乔正寿 申永芳

周国政 陈义琛 陈鸿涛

陈恒麒 杜鸿樑 应淑昭

《铁路特殊土路基设计规则》

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。

第1.0.1条 我国在特殊土地区已建、在建和拟建的铁路很多，由于不同特殊土各自具有特殊的不良工程地质特性，如软土的高压缩性、膨胀土的胀缩性、黄土的湿陷性、盐渍土的松胀性、冻土的胀融性、饱和粉细砂的振动液化等，致使路基工程技术复杂、难度大、病害多。为此，曾进行了大量科学试验和工程实践，业已取得了多项科研成果和积累了丰富的实践经验，基本掌握了不同特殊土所固有的特殊工程性质及其处理原则和预防、整治措施。为了统一、完善特殊土路基工程的设计而编制本规则，用于指导特殊土路基的设计，做到经济合理、正常使用，以适应铁路工程日益发展的需要。

第1.0.3条 特殊土在我国的分布虽有明显的区域性，但同一特殊土地区，其工程性质仍有很大的差异性。因此，在特殊土地区修筑路基，应根据现场调查、土工试验资料、并结合路基的设置位置，分析其对路基工程的影响程度。当其工程性质影响了路基工程的坚固、稳定、耐久性，并需作处理者，方可定为特殊土路基，否则仍属一般路基。

本规则对每种特殊土所提的定名与判别，是指明每种特殊土的涵义，并针对路基工程明确其判别依据或指标；分类是指路基工程设计中所采用的分类方法。

第1.0.4条 根据多年修筑特殊土路基的工程实践，总结出

一条基本经验，这就是必须以特殊土所固有的特殊工程性质为主要依据，并结合路基的设置位置，分析其对路基工程的不良影响及危害程度，有针对性地采取有效的预防或整治措施。这一条应为特殊土路基设计的基本原则，分列于说明表1.0.4。

特殊土路基设计的基本原则

说明表1.0.4

土 的 名 称	土 的 特 性	对路基的影响 及危害	处 理 原 则	工 程 措 施
软 土	压缩性高、强度低	地基沉降量大、稳定性差	控制路堤高度和填筑速度，提高地基强度	加固地基
膨胀土	胀缩性、强度随变形衰减	边坡、路堤本体、基床变形严重	保湿防渗	坡面防护，边坡放缓，提高压实密度、加强排水
黄 土	直立性强、抗水性差	浸水后易崩解、冲蚀、湿陷	防 水	加强排水，边坡适当设陡
盐渍土	松胀性	表层松胀变形	控制路堤高度和填土的含盐量	设置隔断层，提高压实密度
冻 土	冻胀融沉	胀、沉变形	能保则保，难保则换	设置保温层，换填弱冻胀土
振动液化土	振动液化	因液化而突然破坏	填筑密度大于或等于振稳密度	降低振动强度，提高填筑密度

第1.0.5条 特殊土路基设计是以土的工程性质为主要依据，但其工程性质的差异性却很大，因此，路基设计所需土的主要物理力学指标值，应以就地取土试验或原位测试为主，防止盲目滥用而造成不良后果。土工试验所测得的指标值，常受自然和人为因素的影响而产生不同程度的变异性乃至差错，因此条文还提出要经综合分析确定，以减少因取值不当所产生的人为差错。

第2.1.3条 软土地区 地下水位较高，如以路堑通过，不仅处理费用大，而且施工养护亦困难，故应避免。为满足路堤沉降量及基床构造要求，故规定路堤高度不宜小于1.2m。

第2.2.1条 填筑临界高度为天然地基上快速填筑路堤的最

大高度，取决于地层的成层情况，以及地层和填土的物理力学性质。通常用稳定检算确定。

第2.2.2条 设计临界高度为考虑列车荷载时在天然地基上填筑路堤的最大高度，是地基是否需要加固的界限，也是线路选线和路基设计的重要依据。

填筑临界高度、设计临界高度，均只从地基的强度出发，但不能以此作为控制沉降的划分高度。

第2.2.3条 由于软土天然强度低、压缩性高、透水性差、变形稳定历时长。所以，在其上修筑路堤必须考虑地基的稳定性和沉降量的影响。

第2.2.4条 取土坑应远离路堤，其位置应满足路堤稳定的要求，由稳定检算确定。如缺少土的力学指标时，天然护道宽度不宜小于路堤高度的2~3倍。

第2.2.5条 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。由于两线沉降不均，往往造成既有线路肩开裂，因此宜离开既有线。

第2.2.6条 竣工后的地基沉降量是指除施工期间已完成的沉降外尚未完成的固结沉降（即铺轨后的固结沉降）。竣工后的地基沉降量大，给运营养护带来一些困难，根据东陇海等线的经验教训，初步拟定0.5m作为控制的界限。

第2.2.8条 路堤施工中必须控制施工填土速度，根据衡广复线等线的经验，一天内填土厚度小于0.5m是可行的。观测桩位移的容许值，是根据多次路堤试验资料得出的。

第2.2.9条 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。

对筑成后准备进行架桥机作业的桥头软土路基和已采取加固措施的较高路堤（指接近或大于设计临界高度的路堤），其稳定性若无把握时，必须进行试压或预压，以保证行车安全。

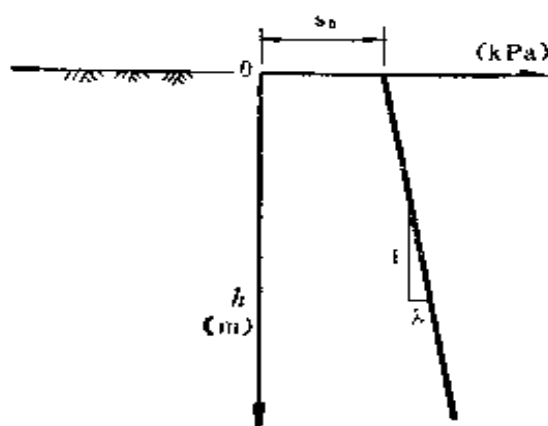
试压一般采用轻型机车进行。

预压可在筑成的路基上逐层堆叠钢轨、土料或其他重物。预压的重力一般应相当于“中—活载”的轴荷重，但不宜小于 $2/3$ 轴荷重。

预压时，应严格控制预压荷载的增加速度。预压总荷载堆叠完毕后，需等待边桩位移时间关系曲线趋向平缓后方可卸荷。

第2.3.1条 软土的稳定分析公式较多，对路堤设计，习惯用圆弧法检算，条文中所列的公式是简单可行的。

λ 值为抗剪强度随深度的递增率，见说明图2.3.1所示。



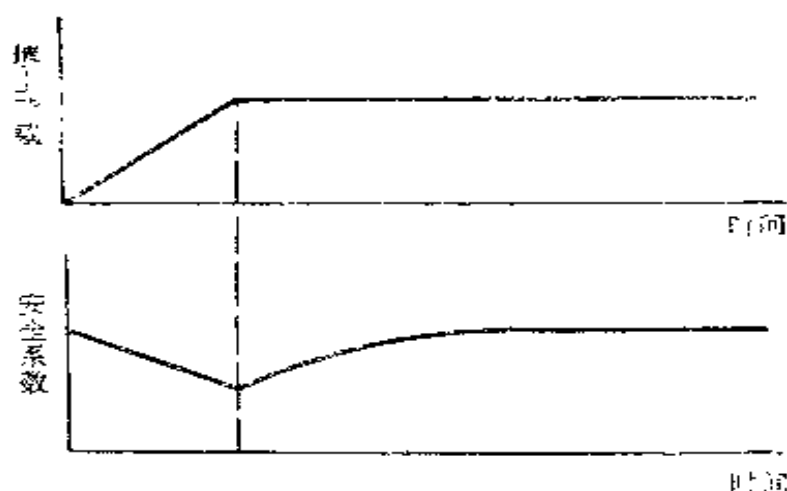
说明图2.3.1

第2.3.2条 由于路基设计点多、线长，抗剪强度指标全部采用三轴试验有一定的困难，所以仍保留了直剪仪的快剪强度。

第2.3.3条 软土地基上填土的稳定性随时间的变化，有如下的规律，见说明图2.3.2所示。

从说明图2.3.3看出，只是在填土至设计高度的瞬间，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。因此，路堤安全系数的最低值可采用1.15。

考虑列车荷载时，由测试证明列车在行驶中对高于3m的路堤，传递至地基上的荷载极其微小，仅在停车情况下可作为静载，将完全传递至软土上。这一情况的机率较少，且行车运营往



说明图2.3.3 软土地基填土的稳定性随时间变化曲线示意

往往在路堤完成，且地基已逐渐压密固结一段时间之后。因此，路堤安全系数容许降低至1.05。

第2.3.4条 瞬时沉降量较难准确计算，由一些国内外软土地基的测试资料，经统计得出瞬时沉降量为固结沉降量的0.2~0.1倍。

第2.4.1条 选择稳定地基的措施，主要是根据造价、施工条件等因素进行比较，并根据地层及其力学性质进行稳定检算综合确定。

第2.4.2条 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。

抛石挤淤适用于湖、塘、等积水洼地及河流，当水量大且不易排干、无硬壳、软土易挤开、片石能沉达底部时适用。

第2.4.3条 反压护道施工简易，但占地面积多，土方数量大。若占地是良田时不宜采用。

第2.4.4条 土工合成材料作为加筋材料加固地基，相当于柔性筏基。可提高地基稳定性。具有施工简单、造价便宜、不占农田（与反压护道比较）等优点。

第2.4.5条 排水砂垫层是在路堤基底增加一个排水面，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。

第2.4.6条 砂井以射水法施工时，有排放泥浆污染环境缺点。

设计时应根据砂源、机具等情况，确定砂井类型与直径，经计算得出固结度。

第2.4.8条 经验证明利用堆载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。

砂桩、石灰桩、碎石桩、深层搅拌桩（包括粉体喷射桩与浆液喷射桩）、旋喷桩等措施，因造价贵且需特殊施工机具，如必须采用时，应先作现场试验，确认技术可行、经济合理才能采用。

塘沽进港二线的软土地基，曾采用生石灰桩加固。直径0.2m、间距0.8m、深度3m，处理效果良好。但自此以后20余年再也未有新的工点采用生石灰桩。所以列为比选采用措施。

砂井的施工有打入套管法、爆破扩孔法、射水法等。砂井的作用是排水固结。当井径大于0.4m、间距为孔径的3~4倍时，能起以砂置换土的作用，所以称为砂桩。贵昆、成昆线处理软土地基曾用爆破扩孔法施工砂桩、砂井都很成功。由于爆破扩孔仅为施工方法之一，同时路堤地基很少采用砂桩。所以取消了爆破挤密砂桩的条文，列为比选的措施。

第2.4.9条 条文中的齿墙是在路堤坡脚附近挖槽再填片石；桩架支挡是在路堤坡脚附近打数排桩，桩尖需嵌入稳定土层。

第3.1.1条 本条膨胀土定义包括其特性和成分两部分含义、采纳了《裂土基本特性及其在路堤、路堑边坡工程中应用技术条件的研究》科研成果（简称1988年部控裂土科研成果，下同）中关于裂土（膨胀土）特性的内容。

膨胀土即裂土，本规则统称为膨胀土。

粘土吸附了水会产生膨胀，而膨胀量的大小取决于粘土矿物

的种类和含量的大小。膨胀土中粘土矿物以蒙脱石或伊利石为主。这些矿物是强亲水性的，即吸水将会膨胀，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，还有超固结性和裂隙性。这里主要强调的是绝大多数膨胀土所反映的特殊性能。当然还有少数土层虽然含有较多的强亲水性矿物，但是并不具备这些基本特性，例如：有的Q₄坡积、残积层虽然含有较多的强亲水性矿物，但其不是超固结的；也有一部分残积层，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，使其不能发挥较强的胀缩效应；深埋的膨胀土虽然具有膨胀潜能，但因含水量较稳定，又受上覆土层压力的约束，胀缩能量难以发挥，同时，也因深埋，不受气候变化影响，因而不会加剧裂隙的发育。

强度衰减是膨胀土的重要特性，其他粘性土没有这样明显，而且，又因为膨胀土的其他特性如土质、物理性质、胀缩性能等对斜坡稳定的影响最后总要反映在抗剪强度的变化特征上。

第3.1.2、3.1.3条 这两条也是采纳1988年部控裂土科研成果。其判别指标及分类方法的主要内容及特点如下：

一、目的性

判别指标及分类等级是以铁路路基工程为服务对象的，为此将路基工程分为：建筑物的地基、路基的基床和边坡三部分。

膨胀土地区的建筑物地基，因为已有国家标准《膨胀土地区建筑技术规范》可遵循，因此，分类中不再包括地基土；路基基床对粘性土要求的两个指标（液限不大于32%、塑性指数不大于12），膨胀土是达不到的，因此，对于基床粘性土只要求判别是否膨胀土即可；路基边坡的稳定状态关系到整个路基的稳固程度，所以表3.1.3分类主要是针对路基边坡的，用膨胀土强度衰减的程度衡量边坡的稳定性。

膨胀土路基边坡的破坏，基本上可分为两类，即深层破坏和浅层破坏。针对深层破坏的模式，采用残余内摩擦角作为分类的

指标值；针对边坡可能出现浅层破坏现象，以胀限下的无侧限抗压强度作为分类指标值，并以此确定边坡是否需要防护加固及防护加固类型的选用。

二、判别标准

膨胀土的判别应根据野外地质特征和自由膨胀率作综合判别。

1. 膨胀土野外地质特征的判别

“野外地质特征表”是在膨胀土地区修建铁路的工程实践中，对膨胀土进行观察、试验等项研究所积累的成果资料，与其他类型的粘性土作比较（与黄土、红粘土及一般粘性土逐项比较）后，归纳出能在野外用肉眼观察或简易试验识别的膨胀土的基本特征，以此作为膨胀土综合判别的依据。

2. 自由膨胀率作为判别指标

这是考虑到与国家标准《膨胀土地区建筑技术规范》采用的判别指标一致。也因为这个指标能综合反映膨胀土的矿物成分、化学成分和粒度成分的特性，并有取样、试验简易等优点。

关于自由膨胀率的判别值，主要是根据下列诸方面综合确定的。

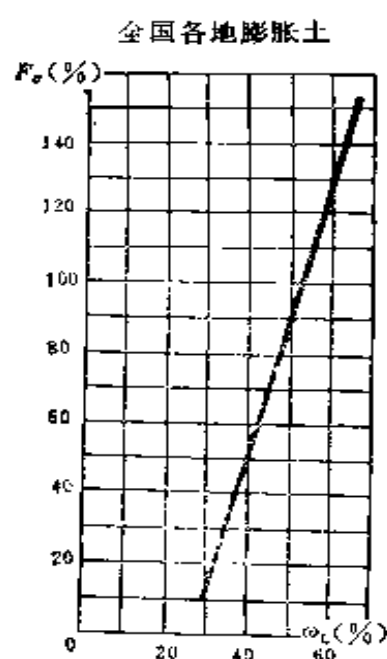
（1）在统计全国各地膨胀土自由膨胀率的基础上，核对铁道部现行《铁路工程地质技术规范》规定的自由膨胀率 $F_s > 40\%$ 定为膨胀土的判别值，并以 $F_s > 30\%$ 对比后定出 $F_s \geq 35\%$ 作为膨胀土的判别值。

（2）统计非膨胀土（一般粘性土及红粘土）的 F_s 数值。按照第（1）项的对比方法，仍以 $F_s > 40\%$ 及 $F_s > 30\%$ 分别与膨胀土的相应值作对比，而在各项指标相关曲线图上反映出这类土层（一般粘性土及红粘土）的膨胀性虽有增长，但其增长幅度要比膨胀土小，因此，把 F_s 定为 $\geq 45\%$ 。这样，可使不明显具有“野外地质特征”的一部分膨胀性较大的土仍可划入膨胀土。

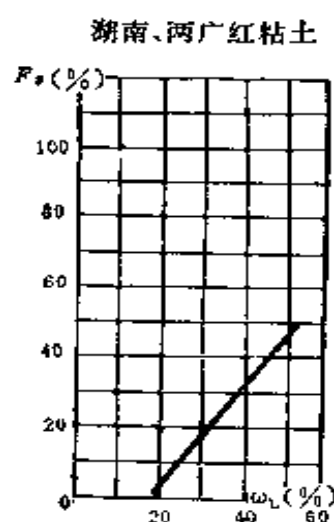
（3）取消液限（ w_L ）作为判别指标

《铁路工程地质技术规范》对于膨胀土的判别是双指标，即用 F_s 及 w_L ； w_L 作为判别指标，这是因为它也是综合反映土的成分的指标，而且它还能补充 F_s 所不能反映的土的最大含水能力。但是，采用 w_L 也有不足之处，主要是：

① w_L 及 F_s 同是反映土的粒度、矿物、化学成分的指标，由于两者的性质相同，在说明图3.1.2—1和3.1.2—2中表现为直线增量关系，如取 F_s ，则 w_L 就变成多余了。



说明图3.1.2—1



说明图3.1.2—2

② 选用反映土质成分的指标是为了表达土的粒度、矿物、化学成分。蒙脱石含量越高膨胀性能越强烈（如说明图3.1.2—1）。

但是，在某些非膨胀土中，尽管 w_L 很高，膨胀性能却并不强烈（如说明图3.1.2—2中的红粘土）。如果用 w_L 作判别，在 w_L 值较大时，往往给人们以错觉，以为 w_L 大而膨胀性也会强烈，即 F_s 也会大，其实不是这样。所以，用 w_L 作判别，将会增加判别的复杂性和误判率。

三、分类指标

分类是对一般路基地段或重点路基工点划分膨胀土土质的差异程度，即划分出分类等级。在此过程中也可以解决在判别中因实际情况复杂而余留的判别问题。

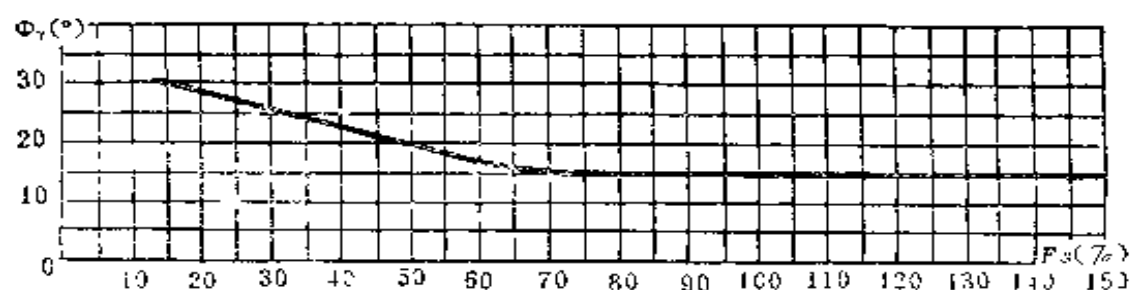
1. 关于深层破坏的分类

以残余剪切内摩擦角 (φ_r) 作为分类指标，可反映以下特征：

(1) 膨胀土残剪试验由峰值强度降至残余剪切强度，这一过程反映出该土强度的衰减过程，残余强度越低，表明强度衰减越剧烈；同时也反映出膨胀土的超固结性。

(2) 膨胀土边坡深层破坏的性质是符合“连续破坏”规律的，而 φ_r 也是反映土层抗剪强度衰减至低限值的连续过程，两者是相辅相成的。

(3) 残余内摩擦角 φ_r 与自由膨胀率 F_s 有着较规律的线性关系， F_s 增大， φ_r 随着减小，如说明图3.1.3。



说明图3.1.3 残余抗剪强度与自由膨胀率关系曲线

此外，以残余剪切强度系数 (α) 作为辅助分类指标，这是表达超固结膨胀土强度衰减的另一种方式，即借助它起到辅助分类作用。

2. 关于浅层破坏的分类

选用胀限下的无侧限抗压强度 (q_u) 作为分类指标，是从以下情况考虑的。

(1) 浅层破坏是在气候影响层内进行的，此现象普遍发生在

路基边坡上。

(2) 胀限含水量 (w_H) 下的无侧限抗压强度 (q_u) 比较切合现场实际。据测试, 雨后野外浅层土的含水量可达到胀限含水量。此外, 无侧限抗压强度试验能反映出风化层内受裂隙影响的抗剪强度。

3. 应用分类指标应注意的事项:

(1) 因原状土与压实土试件的 φ_v 值较接近, 所以对路堑或路堤来说, 两个指标均可采用。但是, 从工程角度考虑, 路堑最好用原状土的 φ_v , 路堤以压实土的 φ'_v 为宜。

(2) 因峰值强度与结构密度有关, 所以残余剪切强度系数 α 是指原状土的指标, 不是压实土的指标。

(3) q_u 是试件在单向膨胀 (有侧限膨胀) 条件下达到胀限含水量时做的无侧限抗压强度。为保证取值的准确一般需做3个以上试件而后取值。

第3.1.4条 本条之一是根据铁科院西北研究所对成都、阳安线的现场调查和观测, 铁四院对焦枝、汉丹、阜淮等线的现场调查及淮南挡土墙土压力测试, 以及其他单位的调查测试资料确定的。气候影响层厚度一般为0.8~1.2m, 部分地段最大厚度可达2.0m, 由于边坡表层土受气候变化的影响很明显, 变形呈强活动带, 裂隙发育、土层因裂隙切割使整体性遭到破坏, 其强度衰减及建筑物受力状态比下部土层有明显的差别。

本条之二是根据调查新挖堑坡有随挖随坍现象, 其部分原因是由于超固结膨胀土卸荷膨胀引起的。有关膨胀土的卸荷膨胀现象, 铁四院曾在淮南公路路堑土压力测试过程中发现有这种现象存在。

本条之三是胀缩循环的性能, 它依据铁科院铁建所及西北所的试验结果以及其他文献资料确定。

本条之四是对膨胀土地区既有线路基边坡上土层裂隙统计的结果。

本条之五是根据铁四院的残剪试验资料及其他文献资料残剪试验的成果。

第3.1.5条 本条要求与一般粘性土的要求无明显的差别，尤其对膨胀土更需强调这种要求。

第3.1.6条 考虑到两类土层的结合面的薄弱面，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。

第3.1.7条 线路走向垂直于主要裂隙构造面或软弱夹层倾斜面，可避免路堑边坡产生顺层滑坡或顺层坍塌。

第3.2.2条 本条表3.2.2中的边坡高度、边坡坡度与平台宽度等项所列的范围值，是根据《铁路路基设计规范》(TBJ1—85)中表7.2.2的数值经过现场大量调查统计核对后，证实表列数值从总体上说是符合实际的，也是适宜的，所以仍沿用该表规定的数值。所不同的是根据膨胀土的分类等级进一步划分了相应的坡高、坡度与平台宽度。

膨胀土路堑边坡的破坏形式是各种各样的，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，需要稳定的边坡坡度也明显地缓于深部土层的边坡坡度。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，而所定出的坡度当然是较缓的。如果考虑边坡防护加固，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决定边坡坡度，即可以定出比浅层所需坡度为陡的边坡坡度。因此，强调及时地采取防护加固和排水措施。

第3.2.3条 弃土堆的坡脚至堑顶的距离大于一般粘土性的

规定，是考虑到膨胀土的堑坡破坏程度比一般粘性土边坡严重，在既有线膨胀土堑坡的破坏中，不少已发展到按一般粘性土路堑设置的弃土堆范围，故本条作了增大的规定。

第3.3.1条 膨胀土属于《铁路路基设计规范》(TBJ1—85)中3.1.1条的D组填料，是不符合填料规定要求的。但是在膨胀土地区往往缺乏其他填料，且考虑到膨胀土路堑的弃土也不易处理，因此，利用膨胀土作路堤填料势在必行。不过，对于各类膨胀土要有选择的利用，所以本条只提弱及中等膨胀土的边坡坡度，不提强膨胀土的边坡坡度。而弱及中等膨胀土的坡高、坡度及平台设置要求与《铁路路基设计规范》(TBJ1—85)的表7.2.2是一致的。并在该表的边坡坡度范围内按分类等级“弱”与“中”具体规定了边坡坡度。

第3.3.2条 以膨胀土填筑的路堤，基床以下要求填土的压实密度不得小于最佳密度的90%，是根据大秦线对C组填料作现场压实试验的结果。该试验提出路堤下部压实密度应为90%的建议；又根据铁建所对膨胀土路堤填筑密度的研究结果，提出填筑密度不得小于其最佳密度的90%。此外，考虑到膨胀土相当于D组填料，是属于不应使用的填料，当不得不加以利用时，即应在压实系数的规定上有更严格的要求，即比《铁路路基设计规范》(TBJ1—85)第3.2.4条的 K 值，由0.85提高到0.90。

第3.3.3条 本条是在考虑其他填料来源困难，而路堑挖方弃土又不能直接加以利用的情况下，规定了条文中所指出的措施。

第3.3.4条 本条是考虑到既有线膨胀土路堤普遍沉降这一实际情况，以及膨胀土的胀缩特性（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。条文中提出的加宽范围，其具体取值可根据施工碾压条件、

填料实际含水量、土质分类等级、路堤高度等综合考虑决定。

第3.4.1条

一、膨胀土不得用作基床土是考虑到以下情况：

1. 在既有线路基出现的各种病害中，基床病害所占的百分比远大于其他部位的病害。

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

3. 膨胀土的液限大于32%、塑性指数大于12，不能满足《铁路路基设计规范》(TBJ1—85)对基床填料规定的要求。

二、考虑到膨胀土地区往往缺乏其他适于作基床的材料，不得不用膨胀土，这就必须采取相应措施以防止基床病害的发生。条文中“其他适合的填料”含已作土质改良的膨胀土。

第3.5.1条 膨胀土路基边坡的破坏形式，基本上与一般粘性土相同，有浅层破坏与深层破坏两种，前者包括边破冲蚀与溜坍，后者包括坍塌与滑坡。一般说来冲蚀与溜坍是整体边坡稳定情况下所产生的局部破坏，而坍塌与滑坡则影响整体边坡的稳定性。因此，在防护与加固时，应区别对待。

膨胀土路堤边坡表层由于显著地受气候变化的影响，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，而且所采取的措施应及时修建。这样，可使边坡土体既能保持一定的湿度（一般保持在硬塑至软塑的中间含水状态），又能保持坡面排水畅通，即不致使边坡出现坑洼积水。

为了避免路堤两侧坡脚积水，造成边坡失稳，故强调路堤坡脚应有良好的纵向排水。

第3.5.2条

一、本条所指各项防护加固措施，是多年来在既有线路整治路基病害中效果好的成熟经验，并整理归纳为说明表3.5.2膨胀土

路基防护加固措施的选择，可供设计中选用。

二、关于挡土墙土压力计算的力学指标应低于峰值强度，这是考虑到膨胀土的抗剪强度随变形的增加而衰减这一特性。而且，对膨胀土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，一般介于峰、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。

第4.1.2条 本条所提的黄土分类，是指路基设计所采用的分类方法。即黄土路基设计是根据黄土沉积的时代和成因，来拟定或选用与分类名称相适应的设计原则及设计参数。按沉积时代和成因的分类，主要考虑以下因素：

1. 按时代成因的分类，是40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，而时代成因可为主要因素。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适用性。

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：黄土路堑边坡的拟定，是按时代成因的不同而分别考虑的； Q_4 老黄土、古土壤、坡积黄土的路堑坡面均应设置坡面防护工程；在多雨地区，老黄土和古土壤易产生基床变形，应予处理；新黄土地段的水沟，宜作防冲防渗的加固处理等。

4. 条文中表4.1.2是按两级分类的。第一级按时代将黄土分为新黄土和老黄土两类，新黄土是指 Q_4 、 Q_3 黄土，老黄土是指 Q_2 、 Q_1 黄土。第二级按时代和成因将新黄土再细分为五类，即 Q_4 黄土中分为 Q_4^{al} 和 Q_4^{al+p1} 两类， Q_3 黄土中分为 Q_3^{al} 、 Q_3^{al+p1} 、 Q_3^{p1} 三类。 Q_3 和 Q_4 中 al 和 $p1$ 成因的黄土，因物理力学指标值

相差有限，对边坡稳定性影响甚微，因此合而为一，未再分列； Q_4 中eal成因的黄土，因土层薄，对边坡影响很小，也未再单列。老黄土埋藏深，岩性变化不大、现场区分成因有困难，所以未列入成因的影响，只按时代分为 Q_1 、 Q_{2-1} 、 Q_{2-2} 三类。

路堑边坡坡度是按第二级分类来考虑；基床处理、路堤填料、坡面防护、水沟防冲防渗的加固是按第一级分类考虑的。

5. 表4.1.2中所列的工程性质，仅指出与路基工程有关的工程性质，它对路基工程的坚固、稳定、耐久性有直接影响，设计时应予考虑。

测定湿陷系数的压力，采用300kPa；强、中、弱相当于湿陷等级中的Ⅲ、Ⅱ、Ⅰ。

第4.2.1条 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，以 $H > 15\text{m}$ 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 $H > 30\text{m}$ 时，为了减轻坡脚压力，宜在边坡高的中部设置大平台。宝鸡峡引水干渠和西北农大水利系在陕西某工程的黄土高边坡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，又可提高安全系数。

第4.2.2条 影响黄上路堑边坡坡度的因素固然有沉积时代

和成因、所处地貌单元、地下水分布、构造斜节理、边坡高度等，但在制定表4.2.2时，仅考虑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。为了使所拟定的坡度值覆盖面广、便于使用，特将黄土高原及豫西地区与华北、华北平原及内蒙古高原东部地区的黄土路堑边坡坡度分列。

2. 表4.2.2中有关黄土高原及豫西地区路堑边坡坡度值的拟定，考虑了下面一些主要问题：

(1) 广泛搜集了已建、在建和拟建铁路线中的陇海线、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，分别求出天然容重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4.2.2—1。

路堑边坡力学检算所采用的指标值 说明表4.2.2—1

采 用		项 目	天然容重	粘 聚 力	内摩擦角
时代成因		值	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$c(\text{kPa})$	φ
Q_4		dl	17.0	20	23°
		al、pl	17.0	25	25°
Q_3		pl	16.5	20	26°
		al、pl	16.5	35	25°
		cal	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°

边坡稳定性

坡率 安全系数(F)		边坡 H (m)	H < 5		5 < H < 10	
时代成因			计 算 值	推 荐 值	计 算 值	推 荐 值
Q ₄	dl		$\frac{0.3}{1.59}$ $\frac{0.5}{1.76}$	1:0.5	$\frac{0.5}{1.15}$ $\frac{0.75}{1.72}$	1:0.75
	al pl		$\frac{0.3}{1.98}$	1:0.3	$\frac{0.3}{1.23}$ $\frac{0.5}{1.36}$	1:0.5
Q ₃	dl		$\frac{0.3}{1.68}$	1:0.3	$\frac{0.5}{1.19}$ $\frac{0.75}{1.19}$	1:0.75
	al pl		$\frac{0.3}{2.56}$	1:0.3	$\frac{0.3}{1.52}$ $\frac{0.5}{1.73}$	1:0.3
	cal		$\frac{0.3}{2.83}$	1:0.3	$\frac{0.3}{1.71}$ $\frac{0.5}{1.90}$	1:0.3
Q ₂	Q ₂₋₂	—	$\frac{0.3}{3.19}$	1:0.3	$\frac{0.3}{2.18}$	1:0.3
	Q ₂₋₁	—	$\frac{0.3}{4.62}$	1:0.3	$\frac{0.3}{3.06}$	1:0.3
Q ₁	—		$\frac{0.3}{4.22}$	1:0.3	$\frac{0.3}{3.06}$	1:0.3

注：表中坡度是指平均坡度

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、可行的。

(2) 根据说明表4.2.2—1所列的指标值，用圆弧法检算，其结果汇总列于说明表4.2.2—2。

说明表4.2.2—2中所求安全系数具有不均匀性。一般低边坡的安全系数大于高边坡；老黄土的安全系数大于新黄土。其原因是：表中初拟的坡率值是设计中常用的经验数值，用力学分析法来求其安全系数，这样做既沿用了多年所积累的经验坡度值，也满足了安全系数所要求的界限值，取得两者的统一。如若采用同一安全系数反求坡度值，会造成老黄土和低边坡的坡度过陡，而

$10 < H \leq 15$			$15 < H \leq 20$			$20 < H \leq 25$			$25 < H \leq 30$		
计 算 值	推 荐 值		计 算 值	推 荐 值		计 算 值	推 荐 值		计 算 值	推 荐 值	
$\frac{1.0}{1.19}$ $\frac{1.25}{1.71}$	$1:1.25$		$\frac{1.25}{1.17}$ $\frac{1.5}{1.27}$	$1:1.5$							
$\frac{0.5}{1.12}$ $\frac{0.75}{1.26}$	$1:0.75$		$\frac{1.0}{1.21}$ $\frac{1.25}{1.35}$	$1:1$		$\frac{1.25}{1.25}$ $\frac{1.0}{1.12}$	$1:1.25$		$\frac{1.5}{1.31}$ $\frac{1.25}{1.14}$	$1:1.5$	
$\frac{0.75}{1.12}$ $\frac{1.0}{1.23}$	$1:1$		$\frac{1.25}{1.24}$ $\frac{1.5}{1.33}$	$1:1.25$							
$\frac{0.3}{1.17}$ $\frac{0.5}{1.13}$	$1:0.5$		$\frac{0.5}{1.12}$ $\frac{0.75}{1.31}$	$1:0.75$		$\frac{0.75}{1.12}$ $\frac{1.0}{1.28}$	$1:1$		$\frac{1.0}{1.17}$ $\frac{1.25}{1.33}$	$1:1.25$	
$\frac{0.3}{1.25}$ $\frac{0.5}{1.43}$	$1:0.5$		$\frac{0.5}{1.22}$ $\frac{0.5}{1.36}$	$1:0.75$		$\frac{0.75}{1.21}$ $\frac{1.0}{1.36}$	$1:1$		$\frac{1.0}{1.25}$ $\frac{1.25}{1.39}$	$1:1$	
$\frac{0.3}{1.78}$ $\frac{0.5}{2.02}$	$1:0.3$		$\frac{0.3}{1.36}$ $\frac{0.5}{1.51}$	$1:0.5$		$\frac{0.5}{1.33}$ $\frac{0.75}{1.50}$	$1:0.75$		$\frac{0.75}{1.41}$ $\frac{1.0}{1.57}$	$1:0.75$	
$\frac{0.3}{2.28}$	$1:0.3$		$\frac{0.3}{1.82}$ $\frac{0.5}{2.02}$	$1:0.5$		$\frac{0.3}{1.62}$ $\frac{0.5}{1.79}$	$1:0.5$		$\frac{0.5}{1.59}$ $\frac{0.75}{1.79}$	$1:0.75$	
$\frac{0.3}{2.24}$	$1:0.3$		$\frac{0.3}{1.82}$ $\frac{0.5}{2.11}$	$1:0.5$							

新黄土和高边坡的坡度过缓之弊端。

(3) 结合铁一院多年来西北黄土地区修建路基的工程实践，对上表所求坡度值作了局部调整，最后制定出表4.2.2所列的坡度值范围。

(4) 《铁路路基设计规范》(TBJ1—85)表4.0.1中，规定了边坡高度不大于20m的坡度值。而黄土路堑，一般性质单一、问题不复杂，只要坡度值拟定合理，并做好排水工程是能确保边坡整体稳定的；加之黄土地区路堑边坡高大于20m的甚多，如一一列为单独工点，已无必要。因此，在表4.2.2中特增列了在无不良地质地段边坡高为20~30m的坡度值。

第4.2.3条 本条中的工程地质比拟法，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、边坡高度和坡度等方面的相似性，借以拟定设计地段的路堑边坡坡度，这种以自然客观实际为依据所拟定的坡度值，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度值，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力学检算，两者综合确定。

第4.2.4条 用于黄土路堑边坡稳定性检算的力学分析方法，目前主要有圆弧法和裂隙法。本规则之所以采用圆弧法，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，说明了用圆弧法所求得安全系数 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，实测其物理力学性质指标(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) 还选择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 值也基本接近于1.0，而裂隙法竟有4处小于1.0，裂隙法也比圆弧法小5%~15%。

上述检算的结果说明：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适用性是可行的；用圆弧法所求的

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；对粘聚力大或边坡低的塍坡，裂隙法所求的 F 值小，选用时应慎重。裂隙法求得的 F 值之所以偏小，原因在于该法略去了竖直隙缝范围内的抗力作用。

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，并可得到适宜的安全系数。

第4.2.5条 黄土抗剪强度虽具有各向异性，但相差不大，影响微小；再则按水平方向剪切便于试件的制作。因此，规定采用水平方向上的抗剪强度。

第4.3.1条 黄土地区高路堤虽很多，但边坡整体变形却很少发生。这说明了目前高路堤所采用的断面形式及坡度值是合适的，只要压实质量满足设计要求，是能保证边坡整体稳定的。所以本条增列了边坡高为20~30m的坡度值。

本条所提的两种路堤断面形式及坡度值，是根据440多组夯后土试验资料所求得平均粘聚力 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，按安全系数 F 不小于1.25的要求拟定的。

路堤顶面下第一级边坡高，由8m提高为10m，是由于：

(1) 高8m坡度1:1.5的断面，其安全系数有富裕，改为10m后安全系数减小也很少，能满足要求，因此技术上是可行的。

(2) 改为10m后，设计绘图、施工放线都方便。

在多雨地区，对高路堤边坡增设边坡平台，可降低坡面水的冲刷力，从而达到减少坡面冲蚀变形的目的。待路堤本体沉降基本完毕后补设截水沟并作防渗加固处理。

第4.3.4条 Q_1 、 Q_{2-1} 老黄土和古土壤的粘土颗粒含量高。一般均大于30%。在多雨地区，雨水下渗，土体软化，强度降低，易产生坍滑变形。所以本条对其填筑部位作了限制性的规定以防止路肩和坡面产生坍滑变形。

第4.3.5条 本条之三，路堤竣工后的沉降量，在《铁路路基设计规范》(TBJ1—85)第3.2.5条中规定为路堤高度的1%~2%、该值泛指一切填料。为了探求黄土路堤竣工后的沉降量，搜集了陇海线与南同蒲线的联络线田家沟路堤、西安至坡底段的南沟路堤、梅七线的稠桑沟路堤、罕东线的杜康沟路堤、官厅水库土坝共五处27个实测沉降观测点的资料，经回归分析，得出竣工后沉降量 S_{af} 与路堤高度 H 的关系式为：

$$S_{af} = 0.0114H^{0.95} \pm 0.07$$

式中0.07m为剩余标准差。

再从所统计的 S_{af}/H 的比值来看：竣工后的沉降量约为填土高度的0.7%~1.5%，其中上限值一般出现在边坡部位和边坡高小于20m的路堤，是由于边坡部位碾压困难，质量欠佳，施工期短自重压缩量小所致；而路基面以下核心部位的填土和边坡高大于20m的路堤，竣工后的沉降量约为0.7%~1.0%，是由于碾压质量好，施工期长，自重压缩量大之故。

还从填土压实系数 K 与 S_{af}/H 的比值之间关系也可粗略看出：田家沟与杜康沟路堤的 K 值达0.9、稠桑沟路堤 $K > 0.85$ 的占68.4%，其中 $H > 20m$ 的 S_{af}/H 值一般为0.8%~1.0%，仅个别点达1.2%；而 $H < 20m$ 的 S_{af}/H 值一般为1.0%~1.5%，个别点为1.9%；南沟路堤 $K > 0.85$ 仅占38.1%， $H > 20m$ 的 S_{af}/H 值为1.2%。

综上所述，如填土压实密度满足 $K \geq 0.85$ 的设计要求，黄土路堤竣工后的沉降量可按路堤高度的1.0%~1.5%来估算是合适的，对 $H \geq 20m$ 的路堤宜向小值方向取值，低于20m者宜向大值方向取值。

本条之四，夯实后土的干容重不得小于 $15kN/m^3$ 的规定是从防渗漏和消除湿陷两方面来考虑的。根据试验资料，当 $\gamma_d \geq 15.0kN/m^3$ 时，渗漏量可减少85%；湿陷性可基本消除。

第4.4.1、4.4.2条 对老黄土和古土壤的基床，提出了需作

处理的依据。

现将老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4.4.1。

老黄土和古土壤的 w_L 和 I_P 的统计值 说明表4.4.1

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	$I_P > 12$ 的数目	所占百 分 数
Q ₃ 古土壤	8	32.3	3	75	8	13.5	6	75
Q ₁₋₂ 黄土	399	30.4	105	26	476	11.9	207	43
Q ₂ 黄土	57	30.1	14	25	61	12.0	31	51
Q ₃ 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，老黄土和古土壤的 w_L 和 I_P 偏大，老黄土 $w_L > 32$ 约占26%， $I_P > 12$ 约占48%；古土壤 $w_L > 32$ 、 $I_P > 12$ 的约占76%。因此，特规定对 $w_L > 32$ 、 $I_P > 12$ 的老黄土和古土壤的基床，在多雨地区应予处理。

2. 根据调查访问，黄土路堤基床病害比路堑多且严重。所以规定路堤基床需处理表层和底层，路堑仅处理表层的要求。

第4.5.1条 本条之一，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，进而可促使边坡坍塌。在路堑坡脚和边坡平台坡脚处1.5~2.0m高范围设置护坡，能起到防止冲刷、保护坡脚的作用。实践证明其效果是好的。

本条之二、之三，根据统计资料，Q₁老黄土中粘粒含量约占30%，古土壤约占35%，因粘粒含量高，坡面土易剥落，需作防护。

本条之五，近代坡积的堆积体，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，应设防护工程。

第4.6.4条 本条之二，包兰线包狄段年平均降雨量小于300

mm，黄土属新黄土，线路双机限坡为12.5%。据调查资料，纵坡 $i \leq 12\%$ 的侧沟、天沟，虽有冲刷但不严重；当 $i \leq 10\%$ 时一般冲刷较轻。据此，规定以10%为界。

天兰线年平均降雨量大于300mm，黄土亦属新黄土，线路双机限坡为12.5%，非紧迫地段坡度一般为6%。建造初期，水沟基本未铺砌加固，交付运营后，因漏水、冲毁等病害屡有发生，运营单位陆续予以铺砌加固。据此，规定以6%为界。

根据工务部门反映，老黄土水沟需加固的纵坡界限值，可暂定为10%。

第4.6.5条 黄土水沟的加固类型，现场曾做过多种，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。

第5.1.1条 本条是根据《铁路工程地质技术规范》(TBJ12—85)第5.2.6条规定的。

第5.1.2条 本条引自《铁路工程地质技术规范》(TBJ12—85)第5.2.6条表5.2.6—1，表中计量单位改用质量摩尔浓度。

第5.1.3条 氯盐具有吸湿性和保湿性，筑路时，土中氯盐含量不超过土中水分所溶解的盐分，则土粒间便不会有盐晶，以后水与盐的变化，均在土的空隙中进行，不影响土体密度与稳定性。反之，土颗粒间有盐晶，遇水时，盐晶溶解，可降低土体的密度和稳定性。因此，氯盐渍土在填料中应有含盐量的限制。

硫酸盐结晶时，能结合一定数量的水分子，如石膏($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$)、芒硝($\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$)等。

不同的硫酸盐，有各自的临界结晶温度，芒硝的临界结晶温度是32.4℃。高于此温度时，即可脱水成硫酸钠粉末，低于此温度时，硫酸钠又可吸水成芒硝。若溶液中存在NaCl和其他可溶性盐类时，则硫酸钠的临界结晶温度还可降至18℃以下。因此，芒硝在土体中随湿度和溶液的变化，反复脱水、溶解、收缩或吸水、结晶、膨胀，以致破坏土体结构而松胀，硫酸盐渍土，又称

松胀性土，可明显降低土体强度和稳定性。

碱性盐渍土的膨胀是由土中结合水的形成而引起的，并且主要是离子扩散层的松弛结合水所引起的，胶体颗粒及粘土颗粒周围形成的结合水薄膜减小了粒间凝聚力，促使颗粒互相分离，并因此引起土体膨胀。一价阳离子所能形成的扩散层愈厚，其松弛结合水也愈多，而碱性盐渍土多含有大量的一价吸附性钠离子，因此，这种土遇水时，即产生强烈的膨胀，极易降低土体强度和稳定性。

第5.1.4条 盐渍土地区多为山间盆地或山前坳陷带，地势低洼，水文地质条件总的表现为干旱区的特征，地下水埋藏较浅，水质矿化度高，在盐渍化洼地常成为地下水的汇集区，这些自然条件，最易形成盐渍土路基病害。为此，路基位置选择时应以路堤通过，以避免或减轻病害的产生。

第5.2.1条 本条对《铁路路基设计规范》(TBJ1—85)第7.3.1条的临界冻结深度和冻前地下水水位(或最高地下水水位)作了修改，详见第5.2.2条和第6.1.4条的条文及其说明。

一般情况下路堤最小高度 H_{\min} 不应小于1.5m。系综合各线盐渍土路堤防治病害的经验提出的。

第5.2.2条 作为设计依据的地下水水位，是极为重要的基础资料，勘测期间的水位和冻前水位，不一定是合理的设计水位，故需在现场勘探、调查、观测、试验和收集有关资料，并结合当地地下水水位动态、气温、土质、盐渍化和冻胀形成的机理，经分析比较后得出在冻胀期或非冻胀期内形成毛细水强烈上升的全部高度，并符合冻胀或再盐渍化病害形成时的地下水设计水位，据此来确定地下水的埋藏深度 $-h_w(-h'_w)$ ，必要时，还应考虑规划的水利工程对水文地质条件的影响。

在调查当地地下水水位的同时，应排除对毛细水补给无明显影响的临时性高水位。

地面积水深度 $h_w(h'_w)$ 也应作如上的调查、观测和收集有关

资料，特别是农灌退水形成的临时性地面积水，常是较快地下渗或结冰。因此，不能起到向上方补给毛细水的作用，故应作全面具体分析，以确定选为设计依据的地面积水深度。

第5.2.3条 本条之一，均质土层毛细水强烈上升高度的计算公式，系根据铁一院一总队盐渍土科研小组，多年来在青新线、南疆线、南疆公路以及和静、焉耆等地区，将现场实测毛细水的强烈上升高度及影响毛细水强烈上升高度的主要物理指标值，用回归分析法，求出的有关公式，汇总列于说明表5.2.3。

说明表5.2.3中序号为4和8的计算公式，具有物理概念清楚、反映诸因素的影响、精度较高、参变数易取得等特点。所以本规则采用了这两个计算公式。

本条之二，非均质土层毛细水强烈上升高度计算公式的推求，对盐渍土洼地的地层，一般多为砂粘土或粘砂土与砂类土互层的非均质土。在说明图5.2.3中每一分层可视为均质土，设地下水位以上各均质分层的厚度为 h_1 、 h_2 、 h_3 …… h_n ；其毛细水强烈上升高度相应为 h_{1c} 、 h_{2c} 、 h_{3c} …… h_{nc} ；并假定毛细水强烈上升高度的顶点距第 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_e 为：

$$h_e = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n - \Delta h = \sum_{i=1}^n h_i - \Delta h$$

(说明5.2.3—1)

将非均质土层的毛细水强烈上升高度视为1，

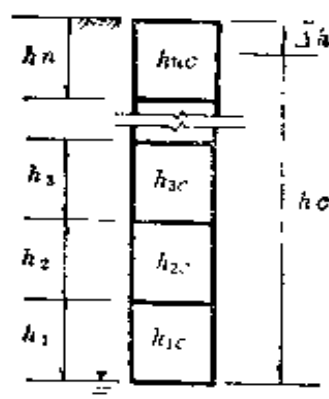
$$\text{即} \quad \frac{h_1}{h_{1c}} + \frac{h_2}{h_{2c}} + \frac{h_3}{h_{3c}} + \dots + \frac{h_n - \Delta h}{h_{nc}} = 1$$

$$\text{则} \quad \Delta h = h_{nc} \left(\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{h_{ic}} - 1 \right) \quad (\text{说明5.2.3—2})$$

将(说明5.2.3—2)式代入(说明5.2.3—1)式得：

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 剩余标		单元回归相关性检验			多元回归显著性检验		
			数 目 n	准 差 S	γ	$\gamma_{\alpha=0.01}^n$	$\gamma_{\alpha=0.05}^n$	F	$F_{\alpha=0.01}^{n-k-1}$	$F_{\alpha=0.05}^{n-k-1}$
砂 土 类	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	
粘 性 土	5	$h_c = 1.767 + 0.1458I_p$	22	0.181	0.904	0.537	0.423			
	6	$h_c = 5.089d_{10}^{-0.323}$	22	0.156	0.910	0.537	0.423			
	7	$h_c = 6.879d_{50}^{-0.220}$	22	0.134	0.935	0.537	0.423			
	8	$h_c = 0.590 + 0.0485I_p$ $+ 1.6963d_{10}^{-0.327}$ $+ 2.2930d_{50}^{-0.229}$	22	0.145				6.35	5.09	3.16



说明图5.2.3 计算示意

$$h_c = \sum_{i=1}^n h_i - h_{nc} \left(\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{h_{ic}} - 1 \right)$$

即为本条文公式 (5.2.3—3)。

按公式 (5.2.3—3) 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 $\frac{h_i}{h_{ic}}$ 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。

第5.2.4条 氯盐渍土：为防止填土中夹有盐晶，故应控制能为土中含水量所溶解的氯盐含量。试验证明，在最佳含水量的条件下，压实系数为0.95时，氯盐容许含盐量可为5%~6%；若适当加大含水量和提高压实系数为0.97时，可提高容许含盐量至8%。

硫酸盐渍土：铁一院科研队和新疆交通科学研究所通过大量调查、观测、试验资料证明，当土中硫酸钠含量近2%时，即有明显松胀现象，故规定填料中硫酸钠的含量不得超过2%。

碱性盐渍土：土中含有 Na_2CO_3 大于0.5%时，其膨胀量即有显著的加大，故规定碳酸盐含量不得大于0.5%。

第5.2.5条 盐渍土路基不仅具有一般土影响强度的因素(土质、含水量、密度)，而且其含盐成分及含盐量也对其强度有一定影响。试验说明，以同样矿物组成，同样结构，同样含水量及同样密度的土分别添加不同含量的各种盐，进行压实试验比较，土的抗剪及抗压强度并无显著降低，反而略有增高。因此，只要保证土的压实密度，就有足够的强度能保证路基的稳定。又知压实试验的试件条件是标准密度的90%，故规定盐渍土路堤基床以下部分的压实系数不得小于0.9。

第5.2.6条 石膏($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$)结晶构造稳定，必须具备128~163℃的条件才会失去结晶水，作为路基填料，则不具备如此高温条件，所以，不会发生脱水收缩现象，更不会形成路堤填土松胀，故石膏可不限定含量，但要严格控制压实要求。

第5.2.7条 含水量是盐渍土路堤产生病害的基本条件之一，而毛细水的强烈上升是土体含水量的主要来源，故设置毛细水隔断层，切断毛细水的上升和补给，是有效防止病害的一项重要工程措施。

第5.2.8条 隔断层应设在路堤底部，但由于底层横断面较大，故有设在中部或上部的设想，这样势必造成其下填土的再盐渍化，直接影响路基整体的稳定性。况且设隔断层的路堤一般偏低，隔断层靠上设置会造成后患无穷，所以应设在路堤底部。

第5.2.9条 本条之一，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。

本条之二，为使隔断层结构简单，可利用机械施工，也可选

用天然级配卵砾石土做隔断层。通过青藏线的使用验证效果明显，但其粉粘粒含量不得大于30%，其厚度不得小于80cm。

本条之三、四，盐渍土地区通常缺少渗水土和粗粒土，因此，曾在西北南疆线作了沥青胶砂和沥青砂板隔断层的专题研究试验工程，并用于实际的设计施工中，取得很好效果。

本条之五，在七十年代由铁一院、铁科院及西北科研所，共同对青藏线青海盐湖地区的地表盐壳作了专题研究，并取得了大量的科学数据和成果，从而用于青藏线的设计施工，效果理想，节省投资。

第5.3.1条 加宽路基：盐渍土路堤边坡坡度一般为1:1.75，盐渍土松胀厚度一般为0.2m左右，故边坡垂直加厚可为0.2m，折合路基面每侧水平加宽0.4m，使松胀产生在路堤本体外的加厚部分。

粗粒土包坡：包坡厚度为边坡垂直厚度0.2m，粗粒土包坡不仅防止松胀，还可防止冲（风）蚀。

100号粉细砂水泥砂浆块板护坡：1980年由铁一院和某部队共同进行了研制，以后铁一院曾于新乡至菏泽线采用了砂浆块板防护。经运营三年，使用良好，在验交时，得到使用单位好评。现将每立方米用料数量列于说明表5.3.1。

100号粉细砂水泥砂浆块板每立方米用料数量 说明表5.3.1

材 料	单 位	数 量
水泥(325号)	kg	495
粉 细 砂	m ³	0.953
水	m ³	0.342

第5.3.2条 本条规定的护道，是为保护路堤中、下部在毛细水强烈上升高度范围内，避免或减轻盐渍土的盐胀、冻胀和再

盐渍化。

第5.4.1条 铲除含盐量大于表5.4.1所规定容许值的地基表土，可降低毛细水的含盐量，从而减缓填土的再盐渍化。

盐渍土地基表土一般多松散，故应压实，减少地基沉降量。

第5.4.2条 本条引自《铁路路基设计规范》(TBJ1—85)第7.3.4条。

第6.1.1条 我国季节性冻土分布于华北、东北和西北地区，约占全国总面积的一半以上。凡以冻胀土填筑的低路堤、地下水水位又较高时，最易形成不同程度的季节性冻胀、融沉和基床翻浆，致使线路凹凸不平，增大养护维修工作量，严重者可影响行车安全。

第6.1.2条 表6.1.2中的分类名称是根据土的类别和天然含水量划分的。

天然含水量、潮湿程度及冻胀分级名称引自《铁路路基设计规范》(TBJ1—85)附录六。

冻胀分级内冻胀高的划分是结合铁一院科研观测资料进行的。

第6.1.3条 本条之一，粘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 $0.05\sim 0.005\text{mm}$ 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。再者，土的颗粒级配也要适当，既有足够的细颗粒，又要有一定的粗颗粒，以使细颗粒的表面能，土的渗透及毛细管作用配合起来才能产生明显的冻胀。

本条之二，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。

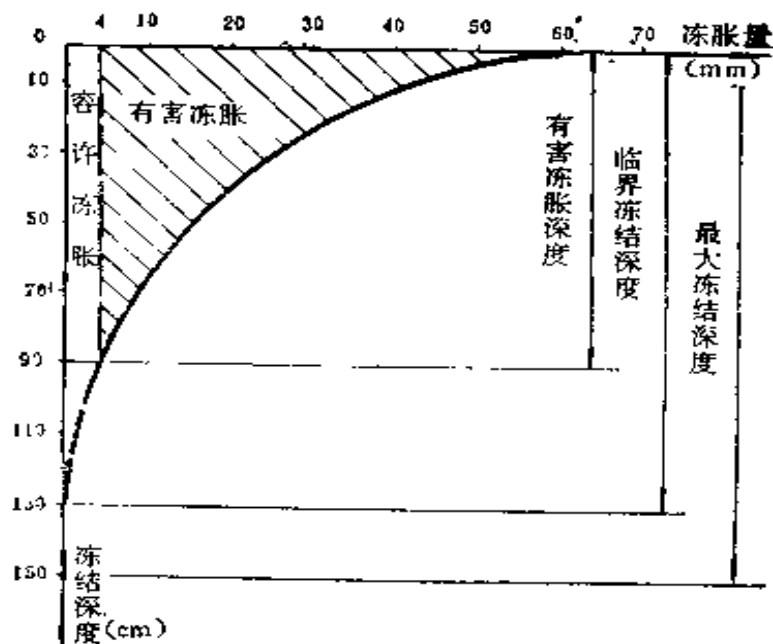
本条之三，土体的冻胀深随地温的持续降低而增长；冻胀量的大小又与冻结速率的快慢呈反比。

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。

第6.1.4条 根据现行的《铁路技术管理 规程》第38条规定：正线、到发线两股钢轨水平的容许误差不得大于4mm。据此，路基冻胀不均匀并大于4mm者，将危及行车，定为有害冻胀，其深度称有害冻胀深度。

根据铁一院冻害观测成果，以说明图6.1.4表示冻胀与冻深的相互关系；同时还得出下列关系式：



说明图6.1.4 冻胀与冻深关系示意

有害冻胀深度 $h_f = 0.6 \times \text{最大冻结深度}$ ；

或 $h_f = 0.7 \times \text{临界冻结深度}$ 。

1988年2月3日以编号为铁道部软88003号的科技成果鉴定证书通过了《重载铁路路基技术条件》的研究报告。该报告的主要技术文件之一《重载路基设计原则与技术标准》中，写有这样的技术要求：“在低温地区，60%冻胀深度的深度应全部用抗冻性好的土填筑”；“在低温地区，当在60%冻结深度范围内存在抗冻性差的土且有发生冻胀的条件时，应采取防止冻胀的措施”。上述需要防止冻胀的60%冻结深度的深度，恰好与67年铁一院包兰线冻

害观测的结论相符，从而进一步证实了60%的最大冻结深度的深度为有害冻胀深度。

东北地区，因地温低、持续时间长，有害冻胀深度可达最大冻结深度的95%。所以，本条规定有害冻胀深度为最大冻结深度的60~95%。

最大冻结深度应实测或取自气象资料。如无条件，可由附录一“季节性冻土最大冻结深度线图”中查得（山区除外），该图引自《建筑地基基础设计规范》（GBJ7—89），原图名为“中国季节性冻土标准冻深线图”，图中标准冻深是在地表无积雪和草皮等覆盖条件下，多年实测最大冻深的平均值，其涵义与本条最大冻结深度是一致的；同时还根据某些地区的实测值对该图中等值线进行核实，一般相差有限，可满足设计要求，所以引用了该图。

《铁路路基设计规范》（TBJ1—85）第7.3.1条规定的临界冻结深度，实为最大冻胀深度，据此作为设计依据，则显得偏大，因为在计算路堤最小高度时，已考虑了安全值0.5m，为此，建议改用有害冻胀深度，较为经济合理。

第6.2.1条 本条之一，在有条件时，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，大量减小工程量和工程造价。

2. 毛细水隔断层的建筑材料应作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。

第7.1.2条 多年冻土分类表是在综合分析冻土内在规律的基础上，并考虑冻土路基的融沉情况而分类的。其分类原则和界

限的划分主要依据《铁路工程地质技术规范》(TBJ12—85)。

第7.1.3条 在采用保护多年冻土原则时，路堤土体可起部分保温作用，有利于保护地基多年冻土的冻结状态，采取使路基稳定的措施较易。反之如以路堑通过，地层开挖后，破坏了自然界的热平衡状态，改变了多年冻土的天然状态，往往就会削弱路基的稳定性，容易产生冻胀和融沉病害，增加处理的难度和费用，并且不容易彻底根治。路堤在施工和运营中的修筑和养护亦较路堑容易，冬季积雪、积冰的威胁亦较路堑为小，春季冰雪融化排水条件亦较路堑为好，所以多年冻土地区线路以路堤通过为宜。

低填浅挖、不填不挖和半填半挖地段的路基，由于无法采用保温措施，只能采取部分或全部挖除换填的措施，施工复杂，造价昂贵，一般应与改线或抬高路基等方案作比较，只有在不得已时才采用换填措施。在选线中如不可避免时，应尽量缩短这些地段的长度。

第7.1.4条 路基位置应选择在较缓、向阳的山坡上通过，不但可以避免融冻泥流地段，并且地表一般较为干燥，基底比较稳固，向阳的山坡在东北地区多为碎石土，土质好，取土近，造价相对低廉，施工也较为方便。

第7.1.5条 不良地质地段是指厚层地下冰（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、冰丘、冰堆、热融湖（塘）、融冻泥流等地段，地下水丰富地段是指需做渗沟排除地下水的地段。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，也应千方百计选择在不良程度轻长度短的位置通过。

第7.1.6条 如路基在冰丘、冰堆地段的下方（即地势较低侧）以路堤通过，其处理比较简单，因这种位置地下水的活动一般较少，冰丘、冰堆不致直接威胁路基的安全与稳定。但并不排

除线路直接通过的可能性，如路基需要在冰丘、冰堆的上方（即地势较高侧）通过时，势必压实基底下的含水层，缩小地下水的通道，很可能在路基上方又出现新的冰丘、冰堆，故应考虑由于地下水活动的变化，对路基稳定性的影响。路基应避免在冰丘、冰堆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，如不可避免时，则应按地下水路堑处理，采取各项措施，防止路堑挂冰及积冰爬上道床，避免中断行车。

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

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水发育地段均应避免以路堑通过。

当路堤通过大型的冰丘、冰堆或热融湖（塘）地段时，尤其是在跨越较宽沟谷地段宜设桥通过。

第7.1.7条 路基位于少冰冻土、多冰冻土地段，因冻土融化的融沉量很小，不会产生路基病害，可按一般设计；富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层以及各种不良地质地段，往往由于突然的、剧烈的、持续的、不均匀的、较大的融沉或冰害而导致路基产生严重的病害，均应按个别设计。

第7.1.8条 东北多年冻土地区为欧亚大陆多年冻土的南缘，受纬度地带性控制，但又有区域性的规律。由于近期气温上升和地热的影响、森林的砍伐、纵火烧荒、火灾、铁路公路和新兴工业城市的兴建等人为广泛活动的影响而导致地温升高，多年冻土层的上限在下降，下限在上升，特别在岛状多年冻土带内，冻土分布面积缩小，厚度变薄，南界北移已较明显，总的趋势正处在退化阶段。而青藏高原地区多为高海拔多年冻土，系近代的气候产物，正处在发展阶段。由于各地区所处的自然环境和情况不同，故采取的设计原则也应不同。东北地区在岛状融区多年冻土

带、岛状多年冻土带、地面保温条件好的零星岛状多年冻土带，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；其他应按破坏多年冻土的原则设计。而青藏高原边缘地带，对地下冰埋藏浅而薄、地面保温条件差、人为活动频繁、多年冻土难以保护的地段，应按破坏多年冻土（即不保护地基多年冻土的冻结状态）的原则设计；其他可按保护多年冻土的原则设计。

按保护多年冻土的原则设计时，必须采取综合的有效措施进行治理。

第7.1.9条 在多年冻土地区，当按保护多年冻土原则设计时，路堤最小高度是根据实践经验定出的，东北地区在岛状融区多年冻土带为1.5m，岛状和零星岛状多年冻土带为2.0m；青藏高原地区根据试验路堤的经验值，在多年冻土腹部地带为1.0m，在多年冻土的边缘地带为1.5m。

第7.1.11条 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，仍可保持有足够的路肩宽度。

第7.2.1条 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）两侧坡脚外当20m范围内的地表植被不得破坏。路堤基底要加强保温，如塔头上的空隙应以反扣搭头草充填；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。西北及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，为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。如单纯采取上述措施的一或两项，往往收不到较好的效果。

第7.2.2条 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。

用粘性土填筑的护道，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。

保温护道材料为塔头草、泥炭或草皮时，其表面设0.2m厚覆盖细粒土防护，是为使其不致潮湿而长期起到良好的保温作用并防止燃烧。

第7.2.3条 用石块填筑的路堤，由于石块的导热系数较大，同时其空隙又易于空气和水的进入，增大了热的传导性能，不利于多年冻土的保护。因此路堤底部不宜用较大的石块填筑。如需要填筑石块时，则应在路堤两侧填筑粘性土护道，防止地面水渗入地基，以减少热的传导。

第7.3.1条 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，上限以下多年冻土含水量大等特点。采取保护多年冻土是为了保护自然条件和地质环境，从而保证了路基的稳定。

第7.3.2条 据东北地区的经验，当路堤高度小于3m时，应采取防止路基冻胀的措施，一般可在路堤底部设置毛细水隔断层。但在青藏高原多年冻土腹部地区，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。所以在地基水不易疏干的地段，一般均应在路堤底部设置毛细水隔断层。

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。

第7.3.3条 冻土沼泽地段，应避免设路堑、低填浅挖和不填不挖。如不可避免时，应将基床和边坡上的泥炭、腐植土挖除换填。两侧垅顶应设置挡水埝，以防地面水流入路堑。基床和边坡的挖除换填可参照本章第二节有关规定执行。有地下水时，还应按地下水路堑处理，采取拦截或引排措施，在来水一侧扩大、加深侧沟断面做成积水坑，在路肩边缘处设置挡冰墙，或在地下水流量较大地段设置渗沟以降低和排除地下水。

第7.4.1至7.4.3条 冰丘、冰堆地段路堤，宜在其下方以路堤通过，路堤高度不应低于冰丘、冰堆的最大高度，并以渗水土填筑，以防冻胀。

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。

在冰丘地段宜在路堤（含护道）坡脚20m以外设冻结沟、断面宜加大加深；在路堤基底范围内的地基，其冰丘部分的淤泥、冰层均应挖除换填渗水土。如冰丘距路堤坡脚较近时，可在冰丘一侧加宽路堤。增设反压护道或在路堤坡脚处设粘性土隔水齿墙等措施。

在冰堆地段，应根据其出水口位置、泉水类型、水量、水温、结冰范围和高度等情况，确定具体措施。当结冰量不大时，可设积水坑；有时也可利用挖沟之土石方配合积水坑修筑挡冰堤。当地下水流量较大时，可垂直于地下水水流方向设置渗沟以引出地下水，在路堤横跨较大沟谷时，也可设桥通过。

第7.4.4条 在厚层地下冰地段，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，当凹地积水时，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渗水土或水稳性好的土（粉粘粒含量小于30%的碎石类土）填筑，水较深或地基松软可在两侧设置护道；如水面较宽，还有风浪，路堤的坡面还应采取防护加固措施；如路堤施工后还可能继续沉降，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水位以上0.5m。

第7.5.1条 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地基渗流。

第7.5.2条 排水沟的边缘至路堤坡脚间的距离，东北地区过去均按20m设计与施工的，通过试验路堤观测及既有铁路的大量调查，证明20m偏大，因排水沟的开挖，使冻土上限下降的影响范围一般不超过3m。故本条规定在富冰冻土、饱冰冻土地段排水沟的边缘距路堤坡脚的距离不得小于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，应根据计算具有足够的过水能力，为防止淤塞和便于清理，一般底宽不宜小于0.6m，边坡不陡于1:1。其边坡必要时可选用草皮或粘性土进行加固。

在厚层地下冰和冻土沼泽地段，宜采用挡水埝代替排水沟，可不破坏地表植被，对保护多年冻土有利。在纵向起伏又不宜深挖排水沟的地段，可考虑排水沟与挡水埝结合使用，但排水沟的

边缘至挡水埝的坡脚的距离不宜小于1m，以保证排水系统的完整与稳定。

第7.5.3条 路堑地段，当采用保护多年冻土的原则设计时，应考虑采用挡水埝排水，如修挡水埝的土源比较困难，也可设天沟，但天沟边缘距堑顶不宜小于5m。

当堑坡采用保温加固时，挡水埝可设在堑顶。当流量较大时，可在挡水埝的外侧增设天沟。

路堑的侧沟，必要时可采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。

第8.1.1条 沿江河和滨海地带，广泛分布着松砂沉积物，在这种松砂层上修建路基或利用砂土填筑路堤，在列车振动作用下可产生液化流动以致破坏，曾有实例。随着铁路网的发展，不少线路通过上述地区，而附近又缺乏适宜填料，如不利用当地粉细砂填料，需远运土来填，并占用农田，造价高，甚至影响工期。粉细砂能否作为浸水路堤填料，从60年代，有关部门对此进行了调查研究和科学试验，取得了一定成果。凡符合特征粒径指标限值的饱和粉细砂路堤及地基，在列车振动下将产生液化破坏时，应按本章规定执行。

第8.1.2条 振稳密度：当列车通过时，饱和粉细砂受到振动作用而产生孔隙水压力，其数值随时间而改变，一般在开始时迅速增长，并在很短时间内达到峰值，之后逐渐缓慢消散，直至孔隙水压力为零时止；在孔隙水压力改变的过程中，砂的密度不断地提高，当列车通过一定对数后，孔隙水压力不再产生，而密度也不再改变，即达振稳密度。

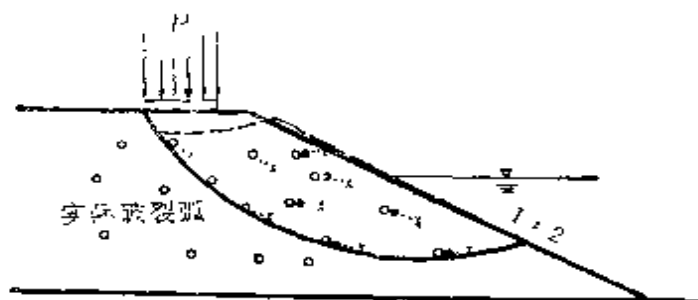
振稳密度与列车的振动强度有关，一定的振动强度，对应着一定的振稳密度。对同一种砂，其他条件相同时，振动强度愈大，要求的振稳密度也愈大。路堤上部列车的振动强度大，要求的振动密度也就大，随着振动强度沿深度衰减，要求的振稳密度也相应地逐渐减小。

以砂土的特征粒径指标 (d_{10} 、 d_{50} 、 $P_{<0.1}$) 来判定砂土液化的依据, 是从通让线嫩江河滩路堤的试验及实测的成果取得的。即采用砂填料在既有路基上用圆筒液化仪埋设在路基不同部位, 通过列车实测资料, 经整理分析的结果, 尔后又在青藏线察尔汗饱和粉细砂地基进行类似的实测试验, 其结果两者的结论是一致的, 以特征粒径指标判别砂土液化已在国内不少工程中应用, 均取得了明显的经济效益。

凡符合特征粒径指标 $d_{10} < 0.22\text{mm}$ 、 $d_{50} < 0.085\text{mm}$ 及 $P_{<0.1} > 13\%$ 或粘土颗粒含量小于15%的饱和粉细砂, 当其填筑密度小于振稳密度的路堤和天然密度小于振稳密度的地基, 均可出现液化现象。根据通让线实测资料, 路堤顶面下2m以内振动强度衰减后的密度达不到振稳密度要求, 地基要发生液化, 考虑到一定的安全储备, 故规定路堤高度小于2.5m时, 其饱和粉细砂地基, 同路堤一样应采取防止振动液化的措施。

第8.3.1条 粉细砂浸水路堤的稳定除要求达到一定的密度外, 还要求一定的边坡坡度。根据通让线实测检算结果, 水深 $H \leq 6\text{m}$ 时, 边坡坡度不陡于1:2, 并设宽1~2m边坡平台; 水深大于6m时, 边坡坡度不陡于1:2.5, 并设2m以上的边坡平台。设计边坡平台除保证路堤及防护工程的稳定外, 同时也利于施工及运营养护。

第8.3.2条 关于饱和粉细砂路堤破裂面形状, 在通让线嫩江河滩路堤设计中, 专门为此作了一批模型试验。试验是在一个两面装设有机玻璃的模型箱, 将试样(填料)装入箱内, 做成高220mm, 夯实密度为 1.48g/cm^3 , 边坡坡度为1:2的路堤模型。土体内装有铝棍, 矩形排列, 装完试样后浸水饱和, 使水面保持在170mm高度, 然后将模型箱埋设在路堤的不同部位, 在运营线列车通过产生振动, 进行实测; 另在模型箱于路堤顶部逐渐施加静荷载直至破坏, 观测铝棍移动趋向。两种实测表明, 破裂面首先出现在荷载的边缘, 并呈明显的圆弧形(见说明图8.3.2—1)。

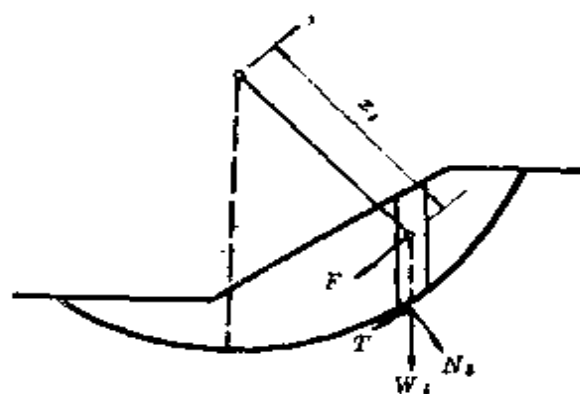


说明图8.3.2—1 路堤的破裂弧

——原边坡线 ——破坏时的边坡线 ○ 起始观测点 • 移动后的观测点

列车振动对路堤稳定的影响，随着列车速度的不断提高，也愈来愈大，尤其对饱和粉细砂的影响更大。振动对路堤稳定所产生的影响，一般可从降低抗剪强度和增加下滑力两方面考虑。国外资料介绍，根据列车重量，不同行车速度以及加速度在垂直和水平方向衰减关系，并对一处高12m的路堤进行稳定检算，结果在振动作用下的安全系数，比在静力条件下的安全系数减少10%~12%，通让线嫩江河滩路堤设计时也是将强度指标用90%的折减率考虑的。

由于振动作用滑动力增加，确定路堤的安全系数 F 按说明图8.3.2—2可用下式计算：



说明图8.3.2—2

$$F = \frac{\sum f_i N_i + \sum T'}{\sum T_i + \sum F_i \frac{X_i}{R}} \quad (\text{说明8.3.2—1})$$

式中 F_i ——振动力，作用在滑动土体每一条重心上的惯性力，其作用方向与振源和土条重心的连线相同，其数值为 $W a_g / g$ (kN)，其中 a_g 为垂直方向的振动加速度， g 为重力加速度；

$\sum N_i f_i$ ——摩擦力总和 (kN)；

N_i ——每一分条重力在垂直圆弧方向的分力 (kN)；

f_i ——每一分条滑动圆弧的摩擦系数， $f_i = \tan \varphi$ ；

φ ——滑动圆弧通过部位土的内摩擦角 (°)；

$\sum T'$ ——与滑动方向相反的切向力 (kN)；

$\sum T_i$ ——与滑动方向一致的切向力 (kN)；

X_i ——各土条重心至滑弧圆心的距离 (m)；

R ——滑动圆弧的半径 (m)。

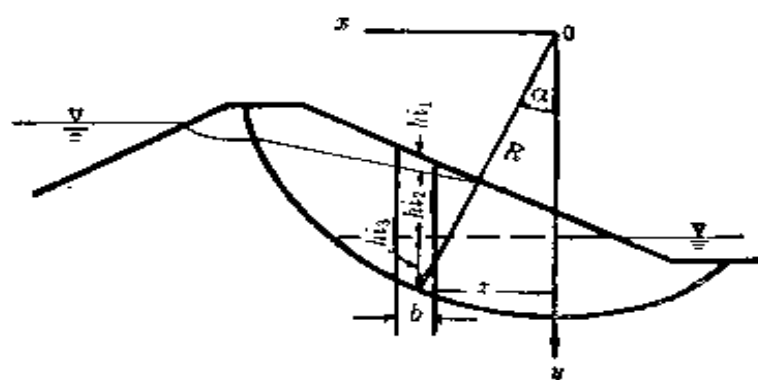
从公式 (说明8.3.2—1) 可看出，在振动作作用下滑动力增大，抗滑力减小，导致安全系数降低。

粉细砂浸水路堤受振动影响，除考虑将强度指标降低 (乘以 0.9 的系数) 外，还应考虑水位变化对路堤稳定性的影响，其检算方法按圆弧分条法进行，安全系数不应小于 1.25。在计算滑动力时，浸润线以下，设计水位以上的土体用饱和容重；计算抗滑力时，浸润线以下，静水位以上的土体用浮容重；浸润线以上的土体，不论计算滑动力还是抗滑力均用同一湿容重；静水位以下的土体都用浮容重。

由于水位差引起的渗流，确定路堤边坡稳定性的安全系数 F 按说明图 8.3.2—3 可用下式计算：

$$F = \frac{M_{\text{抗}}}{M_{\text{滑}}} = \frac{\sum (\gamma_w b_{i1} + \gamma_b h_{i2} + \gamma_b h_{i3}) \cos \alpha_i \tan \varphi}{\sum (\gamma_w h_{i1} + \gamma_s h_{i2} + \gamma_b h_{i3}) \sin \alpha_i} \quad (\text{说明8.3.2--2})$$

式中 $M_{\text{抗}}$ ——抗滑力矩；
 $M_{\text{滑}}$ ——滑动力矩；
 γ_w ——土体的湿容重 (kN/m^3)；
 γ_s ——土体的饱和容重 (kN/m^3)；
 γ_b ——土体的浮容重 (kN/m^3)；
 φ ——填料的内摩擦角，对滑弧在浸水部分用饱和条件下的试验指标，滑弧在非浸水部分用夯实土湿容、重下的试验指标。



说明图8.3.2—3

关于浸润线的确定，当路堤两侧水位差较大时，路堤内浸润线的确定是个十分复杂的问题，精确的方法是采用流网法，但这种方法比较复杂，所以在实际设计中，一般用近似的经验方法，如巴甫洛夫法、葛和兴法。如当两侧水位差不大时，可按上下游的水位连线来代替水面线。

第8.3.3条 当路堤两侧的水位差较大时，不平衡的水头压力，会使路堤本体内及地基产生渗流现象，当渗透水流足以使其土粒移动时，有一部分土粒就可能被水带出，逐渐扩大后，出现管涌现象，影响边坡及地基稳定。防止办法：放缓下游侧路堤边坡，或增加下游侧护道宽度，以延长渗透水流的通路，使水流不直接从边坡上渗出；另外可以加厚反滤层或设滤水趾，设管子作水平排水，及设置坡脚护底铺盖层等措施。

第8.3.4条 粉细砂浸水路堤和一般浸水路堤一样，在洪水

期要受到波浪、暴雨、水流的侵袭，必须进行坡面防护，这是确保粉细砂浸水路堤稳定的重要环节。选择防护类型应根据浸水深度、水流流速、波浪大小和波浪压力等因素确定，防护要求同一般浸水路堤，防护顶面高程为设计水位加波浪侵袭高加雍水高加0.5m。对新建路堤，考虑初期沉降大，采用干砌片石防护，其透水性好且能承受路堤产生一定的变形，变形后不会开裂破坏；干砌片石防护必须作好反滤层和垫层，以防止砂粒被掏刷成空洞，影响面层的稳定。

设计反滤层的目的，主要是保护粉细砂颗粒在风浪侵袭下不被淘吸出来。同时当路堤两侧水头差较大时，堤内产生的动水压力，不致引起渗流流土现象。反滤层材料要求有较好的渗透性，其渗透系数应大于被保护土的渗透系数，反滤材料的选择，要求反滤层材料的直径不通过相邻层颗粒直径较粗的孔隙，用天然砂砾料做反滤层时，不均匀系数 $\eta < 5 \sim 8$ （即 $d_{60}/d_{10} < 5 \sim 8$ ），水工建筑规范规定 $\eta \leq 15$ ，粒径小于0.1mm的颗粒含量不超过5%。另外也可采用土工合成材料来作反滤层，其效果较好，施工简便，国内一些工程已推广使用，唯一缺点是现阶段造价较高，随着石油化工工业的发展，价格会逐渐降低，推广使用大有前途。

第8.4.1条 饱和粉细砂地基在列车振动作用下产生液化条件之一是其天然密度小于振稳密度。因振稳密度是振动强度的函数，振动强度愈小，要求的振稳密度则愈小。列车引起的垂直向振动强度随远离钢轨而衰减，当远离钢轨大于5m时，列车引起的振动强度已很小，所要求的振稳密度，一般已为实际地层天然密度所满足。

我国青海省一新建铁路通过盐湖，两岸遇到13km长的饱和松砂地层。地表人行困难，施工机械不能进入，一般标贯击次均小于10次，触深阻力小于50000kPa。将地层的天然密度与要求的振稳密度相对比，其中有9km采用抬高路基高度至2.5~3.5m

即可避免产生液化；另有4km由于线路高程限制和地基承载力过低而采用加固地基的措施。根据路基高度及地基土层的天然密度，加固深度为2.5~3.7m，加固深度与路基高度之和为5m左右。经多年运营，路基状况良好。所以拟定地面下5m以内需查明液化土层的厚度，并采取必要的处理措施。

第8.5.1条 为保证粉细砂浸水路堤在列车振动及波浪袭击下不致丧失稳定，对填筑的质量必须满足振稳密度要求。在施工过程中，主要采用机械压实，如通让线嫩江河滩路堤采用了拖拉机牵引混凝土条式碾，格式碾C-80或C-100推土机压实，人工压实是在机械压实所不能达到的边坡部分，如能采用震动式压路机效果会更好。碾压时如含水量过低，不易压实时，有条件可进行洒水碾压并加强现场施工检测。为加速施工进度可采用核子密度湿度仪，测试密实度和含水量；对地基可采用触探方法（如标准贯入、静力触探等），根据标准贯入锤击数 $N_{63.5}$ 查说明表8.5.1得出相应的 D_r 值来判断填筑的密实度。

标准贯入锤击数 $N_{63.5}$ 与相对密度 D_r 关系

说明表8.5.1

分 级		相 对 密 度 D_r	标准贯入法锤击数 $N_{63.5}$
密	实	$0.67 \leq D_r$	30~50
中	密	$0.33 \leq D_r < 0.67$	10~29
松 散	稍 松	$0.2 \leq D_r < 0.33$	5~9
	极 松	$D_r < 0.2$	<5