

延崇高速松山隧道进口边坡滑塌分析及治理

姜瑜¹, 李亮辉¹, 彭沉彬¹, 张志¹, 王容², 彭文顺³

(1.北京市首发高速公路建设管理有限责任公司,北京市 100071; 2.北京市首都公路发展集团有限公司;

3.中铁第五勘察设计院集团有限公司)

摘要:针对边坡冻融病害,该文结合延崇高速公路松山隧道进口边坡滑塌实例,在构建滑塌力学计算模型的基础上,对冻融边坡滑塌机理和稳定性进行了分析,并运用数值分析的手段,对冻融次数和冻融深度两个因素进行了研究,揭示了冻融作用对边坡土体的劣化过程。最后根据冻融边坡的失稳破坏形态与机理,提出了边坡永久治理措施。

关键词:路堑边坡;滑塌;冻融;稳定性分析;治理

延崇高速公路被称为冬奥之路,是2022年冬季奥运会的赛场联络通道,对冬奥会的举办起重要的交通保障作用。延崇高速公路自2016年12月开工建设,2019年12月底通车,延崇高速地处北京市延庆山区,是华北平原向张北高原的过渡区域,具有高寒、高地应力、水文地质条件极其复杂的特点,工程建设中边坡问题比较突出。该文针对延崇高速公路松山隧道进口边坡在建设期每年春融期间反复出现的浅表层滑塌病害,为避免通车运营后再次出现滑塌,造成不必要的损失,对该边坡滑塌的内在影响因素进行分析和判断,并拟定有效的永久防护措施。

1 工程概况

松山隧道进口左侧ZK28+764.5~ZK28+960段为挖方路基,边坡高度约14 m,为粉质黏土层边坡,原设计为二级边坡,采用拱形骨架防护,路基挖方于2017年3月开始施工,5月施工完成。2017年已施工完成的边坡在经历一个冬季后,在2018年4月由于天气降雨因素发生第一次塌陷,塌陷长度15 m,最大塌陷深度1 m,拱圈内的土发生滑移,造成拱圈脱空,滑塌形态见图1,经临时修复后的边坡在2019年3—4月期间在降雨诱因下又陆续发生了几次浅表层滑塌,塌陷长度约40 m,最大塌陷深度约1.5 m。

2 工程地质条件

2.1 地形地貌

松山隧道进口边坡位于北京市延庆区松山国家自

然保护区内,场地地貌上属低中山山前坡麓地貌,现状地形整体南北两侧高,中间低,场地地形起伏较大。



图1 边坡浅表层滑塌

2.2 地层岩性

根据地质调查及钻孔资料,边坡垂向分布地层由新到老依次为:①杂填土,为施工场地,水泥地面开孔,以碎石和砂为主,含建筑垃圾,层厚0.5~2.1 m;②一般第四纪坡洪积粉土,黄褐色,稍湿,主要矿物成分为石英、云母,含大量碎石及砂砾,层厚6~7.5 m;③一般第四纪坡洪积粉质黏土,黄褐色,稍湿~湿,可塑~硬塑,含氧化铁、氧化锰,局部含大量碎石及砂砾,层厚5.4~6 m;④碎石,杂色,密实,碎石呈棱角状,一般粒径为2~15 cm,最大粒径20 cm,碎石含量占50%~75%,局部含大直径块石;⑤燕山期强风化花岗岩,肉红色,细粒~粗粒结构,块状构造,岩芯呈碎块状,局部呈短柱状,节长3~10 cm,节理裂缝较发育。

2.3 气象水文

项目区位于延庆西北部山区,属大陆季风气候区,由于海拔较高,地形呈口袋形向西南开口,冬季干冷,夏季多雨,春秋两季冷暖气流接触频繁,对流异常活跃。延庆区多年平均气温8.7℃,7月平均气温23.2

℃,1月平均气温-8.8℃,最高气温34℃,最低气温-27.3℃,全区多年平均降雨量约436mm,年内降水主要集中在汛期6—9月,地下水类型主要为孔隙潜水及裂隙潜水,受大气降水影响明显。

3 边坡滑塌成因分析

延崇高速地处山区,不同季节温差较大,边坡受坡向、植被、土壤性质及含水率等影响,在冬春季节气温反复变化易产生季节性冻融效应,松山隧道进口段边坡处于阴坡面,日照时间短,受冻融循环作用更为明显,从该边坡的每次滑塌季节及破坏形态看,受冻融作用影响较大。季节性冻土主要受影响位置为地表浅层,当气温在零下时开始发育。由地表开始向土壤内部(边坡内部)发育。一般时间为11月下旬至次年1月中旬。季节性融土主要在春季开始,早春时期,气温在0℃左右波动,随着空气温度不断升高,土层开始融化。由于春季降雨量大,进一步影响边坡内土层温度,边坡上层的土体基本处于饱和状态,随着含水率的增大,土的抗剪强度急剧下降,从而造成边坡的滑塌。

根据现场地形条件及周边水文地质环境,该边坡位于东、西两条冲沟与主沟兰角沟交接部位,边坡南侧为山体,正常情况下,一部分地表水流入两条冲沟后再汇入主沟兰角沟内或直接流入兰角沟内;另一部分下渗形成浅层地下水,同时山体基岩裂隙水从上往下渗流,受隧道施工以及堆渣的影响,山体地表水进入兰角沟渠道受阻,大量地表水下渗形成浅层地下水,冬季由于坡面受冻,坡体内地下水位较高,春融季节边坡表层土体解冻后,融化深度范围内的土体顺着坡面向下滑动,造成路堑边坡滑塌。

4 边坡稳定性分析

4.1 滑塌力学模型分析

根据边坡冻融滑塌的破坏原因分析及实际滑塌面现场调查,为便于进行稳定性计算分析,将冻融滑塌的受力分析进行如下简化:①边坡的破坏模式按直线形破坏,且与边坡的坡面平行;②滑体处于饱和状态,滑动面是相对隔水层,滑面以下仍处于冻结状态;③此类破坏多属于浅表层破坏,滑动土体厚度远小于坡长,因此边坡受力分析时可不考虑坡长因素;④每个单元土柱垂直面上作用的水平力大小相等,方向相反。如图2、3所示。

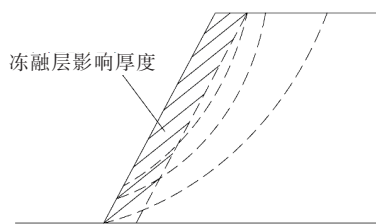


图2 边坡计算简图

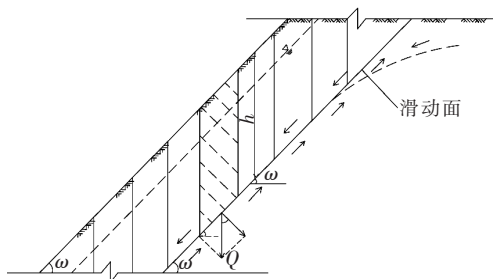


图3 边坡冻融滑塌破坏受力分析

直线形破坏模式下边坡稳定系数: $K = \frac{R}{T}$ 。由于假定滑动土体处于饱和状态,根据饱和土体的有效应力原理,饱和土体内由于存在孔隙水,将产生孔隙水压力,导致土的有效应力减小,边坡稳定性下降,因此边坡的受力计算应采用有效应力法,此时土的抗剪强度可表示为:

$$R = c + (\sigma - u) \tan \varphi$$

$$\text{其中 } \sigma = Q \cos \omega = \gamma_{\text{sat}} h_s \cos^2 \omega, u = \gamma_w h_s \cos^2 \omega$$

边坡滑动面上产生的剪应力为:

$$T = Q \sin \omega = \gamma_{\text{sat}} h_s \cos \omega \sin \omega$$

则稳定系数:

$$K = [(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) h_s \cos^2 \omega \tan \varphi + c] / (\gamma_{\text{sat}} h_s \cos \omega \sin \omega)$$

式中: Q 为土体单元重; c 为以有效应力表示的黏聚力; φ 为以有效应力表示的内摩擦角; ω 为边坡坡角; σ 为总应力; u 为孔隙水压力; γ_{sat} 为土的饱和重度; γ_w 为水的重度; h_s 为滑动土体的平均厚度。

4.2 边坡稳定性计算

松山隧道进京线 K28+870~K28+935 段左侧边坡补充勘察共完成钻孔7个,计算用剖面3个,其中2—2剖面作为计算控制性剖面,该边坡土质主要为可塑~硬塑状粉质黏土,原设计边坡坡率为1:1,春融季节边坡失稳破坏前土体处于饱和状态,滑带土 c 、 φ 值参考同类地层残余抗剪强度经验数据,结合稳定性反算成果综合确定,滑体土重度值:饱和重度取 $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$;稳定性计算采用的抗剪强度指标为:黏聚

力平均值 $c=8.3\text{ kPa}$ 、内摩擦角 $\varphi=15.5^\circ$ 。根据几次滑塌现场情况调查,滑塌体平均厚度约为 1 m 。根据上述公式计算稳定性结果如表 1 所示。

表 1 稳定性计算结果

计算剖面	饱和重度 $\gamma_{\text{sat}}/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	强度指标		稳定性	
		c/kPa	$\varphi/^\circ$	稳定系数(K)	稳定性评价
主滑剖面 2-2	20	8.3	15.5	0.97	不稳定

稳定系数 $K=0.97<1$,边坡处于不稳定状态,表明在春融季节边坡饱水条件下,原设计坡率 $1:1$ (边坡坡角为 45°) 是不稳定的,根据此思路,可以设定稳定系数反求出边坡临界坡率,如设定:

$K=[(\gamma_{\text{sat}}-\gamma_w)h_s\cos^2\omega\tan\varphi+c]/(\gamma_{\text{sat}}h_s\cos\omega\sin\omega)=1$ 代入已知参数,求出 $\omega=41^\circ$ (坡率 $1:1.15$),即当边坡坡率为 $1:1.15$ 时,边坡处于极限平衡状态。

根据 JTG D30—2015《公路路基设计规范》要求边坡的稳定系数应大于 1.2 ,同样反求出 $\omega=29.8^\circ$ (坡率 $1:1.75$),即当边坡坡率缓于 $1:1.75$ 时,该挖方边坡基本能自稳并满足规范安全系数要求,如边坡设计坡率陡于上述坡率时,需对边坡进行加强支挡并辅以边坡土体排水措施。

5 冻融循环效应对边坡稳定性的影响分析

5.1 模型的建立

为揭示冻融对边坡土体的劣化过程,以及对边坡整体稳定性的影响。该部分采用数值分析的手段,对冻融次数和冻融深度两个要素进行研究。模型采用 Midas/GTS 建立,材料采用 Mohr—Coulomb 破坏准则,地层严格按勘察报告划分,共分为 5 个地层。模型物理力学参数如表 2 所示。

表 2 边坡土体物理力学参数

地层编号	弹性模量/MPa	泊松比	密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	黏聚力/kPa	内摩擦角/ $^\circ$
1	4.5	0.33	1 900	5	5
2	5.0	0.30	2 000	12	20
3	8.5	0.28	1 990	28	15
4	16.0	0.22	2 100	25	21
5	35.0	0.20	2 100	40	35

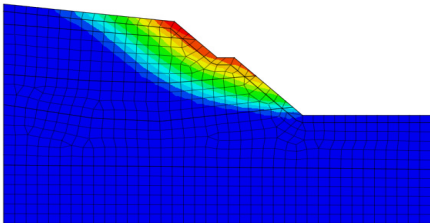
计算流程分 3 个施工步:

- (1) 施加重力作用,并进行初始地应力平衡,位移清零。
- (2) 进行正常工况边坡稳定性分析。
- (3) 通过改变单元材料属性改变冻融影响深度坡表土体参数,进行冻融条件下的边坡稳定性分析。

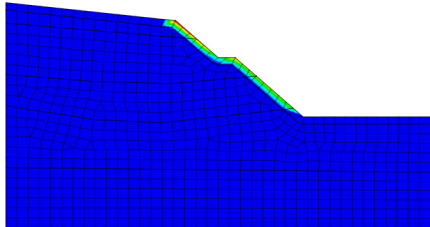
5.2 结果分析

5.2.1 不同坡率

坡率分别为 $1:1$ 、 $1:1.5$ 、 $1:1.75$ 条件下边坡稳定性分析结果如图 4~6 所示。

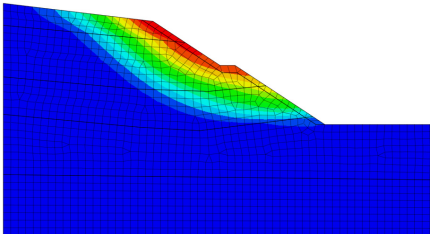


(a) 正常工况(K=1.36)

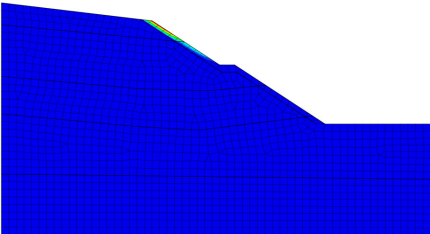


(b) 冻融工况(K=0.86)

图 4 坡率为 $1:1$ 边坡计算结果



(a) 正常工况(K=1.45)



(b) 冻融工况(K=0.95)

图 5 坡率为 $1:1.5$ 边坡计算结果

从分析结果可看出:随着坡率的减缓,边坡安全系数显著增大,从 1.36 增加到 1.62 。同一坡率下,冻融

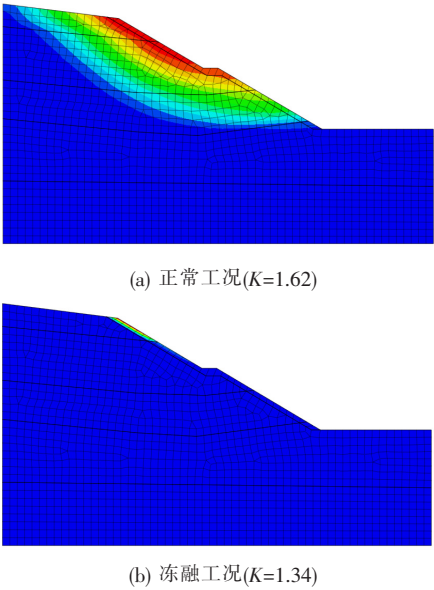


图 6 坡率为 1 : 1.75 边坡计算结果

对边坡稳定性造成影响。稳定性的影响程度还需进一步研究。

5.2.2 不同冻融循环次数

通过室内试验,得到了不同冻融循环次数条件下边坡土体的强度参数,并通过数值模拟,分析了不同冻融循环次数条件下边坡的稳定性,分析结果如图 7 所示。

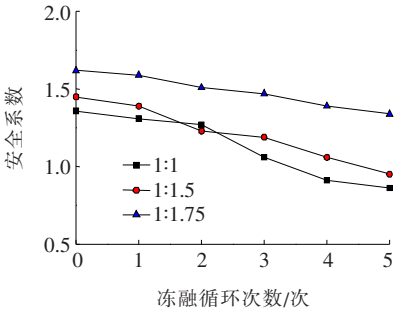


图 7 不同冻融循环次数下边坡安全系数

从图 7 可看出:① 随着冻融循环次数的增加,边坡安全系数逐渐下降。坡率越陡,安全系数下降越快。且在冻融循环的前期,下降幅度稍缓,到第 2 个循环,下降幅度开始增大,后期又减缓。这同边坡表层土体的劣化过程基本保持一致。边坡坡率放缓到 1 : 1.75 才能保证冻融条件下还处于安全状态。

5.2.3 不同冻融深度

根据工程所在地气象数据,该地冻土深度为 1 m 左右。为研究边坡土体冻融深度对边坡稳定性影响,通过数值模拟,分析了冻融深度取 0.25、0.5、0.75、

1.0、1.25 m 条件下边坡的稳定性,分析结果如图 8 所示。

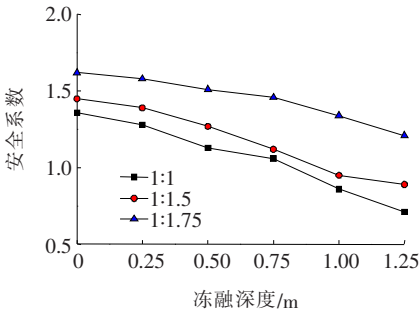


图 8 不同冻融深度下边坡安全系数

从图 8 可看出:随着冻融深度的增加,边坡安全系数逐渐下降。坡率越陡,安全系数下降越快。坡率为 1 : 1 和 1 : 1.5 工况下,极限冻融深度均为 0.75 m。坡率为 1 : 1.75 在冻融深度达到 1.25 m 时仍能保持安全状态。

6 处治措施

针对该边坡在施工期间经临时修复后也不断出现滑塌破坏的现象,永久方案设计遵循“一次根治,不留后患”的原则,采用如下措施进行整治:① 根据前文分析的结论,通过放缓坡率提高边坡的稳定性,结合现场地形及实际可行性,将边坡坡率放缓至 1 : 1.5,并增强边坡防护强度,采用钢筋混凝土拱形护坡;② 为减轻坡面受冻融影响,坡面绿化采用袋装腐殖土的方式,降低边坡冻融深度并有利于促进边坡植被恢复;③ 为了加强坡面及坡体内排水设计,拱形骨架护坡窗孔内填铅丝石笼,渗水通过排水管汇集进入道路路面下的暗排系统排出。

7 结论

(1) 对于高寒山区的路堑边坡,在边坡设计时应充分考虑冰冻地区的特点,边坡高度很低的路堑边坡在受冻融影响下往往也会发生滑塌。

(2) 冻融滑塌的破坏以直线形为主,厚度一般约为 1 m,基本属于浅表层滑塌。

(3) 随着冻融次数及深度的增加,边坡安全系数逐渐下降。坡率越陡,安全系数下降越快。坡率为 1 : 1 和 1 : 1.5 工况下,极限冻融深度为 0.75 m。坡率为 1 : 1.75 在冻融深度达到 1.25 m 时仍能保持安全状态。

智能压实间接指标试验分析与压实度预测

黄国卿, 严筱, 杨永刚, 牛迪

(云南省交通规划设计研究院有限公司, 云南 昆明 650041)

摘要: 智能压实指标是目前路基连续压实系统中的关键。该文系统归纳了连续智能压实系统的组成,并介绍了3种常用的智能压实间接指标计算方法。通过现场路基压实试验,对比研究了各指标表征不同压实遍数下土体压实度的能力,并分析了各智能压实指标描述土体压实均匀性的能力。最后,基于3个智能压实间接指标,提出了采用BP神经网络预测土体压实度的方法。结果表明:该方法比单指标模型,大幅提高了智能压实间接指标与传统压实度之间的相关性,并有效提升了连续压实均匀性表征能力。

关键词: 路基; 智能压实; 间接指标; 压实强度; 均匀性

压实度是路基施工过程中最重要的指标之一,路基压实度不足或压实不均匀容易造成工后差异沉降,进而导致路面出现裂缝、凹陷等病害。传统的压实度主要通过环刀法、灌砂法等手段进行“点”检测,效率低、全面性差及时效性差等问题突出。智能压实是根据土体与振动压路机相互动态作用原理,基于连续量测振动压路机的响应信号,采用压实质量实时评估指标来实现对整个碾压“面”压实质量的动态监测与控制。压实强度和均匀性的判定是智能压实系统的重要内容,而智能压实指标是该系统中的关键。

20世纪80年代以后,路基连续压实检测技术逐渐成为国际研究热点,瑞典、德国、美国、日本、中国等

国家都相继研发了相应的检测系统。目前,智能压实指标主要分为经验反应类的间接指标和基于力学模型直接指标,前者代表性的有压实密度值 CMV 、连续压实值 CCV 及谐波总失真 THD 等,后者有动态模量及动态刚度。一般的经验反应类间接指标都是基于振动轮中心处垂向加速度,由于信号获取相对简便,且无需复杂的力学模型,目前该类指标在智能压实中应用广泛,代表性的有瑞典Dynapa公司、德国Bomag公司、日本Sakai公司等。但理论研究和实际应用均表明,智能压实间接指标与传统压实度的相关性不高,且多数研究侧重于压实强度的评价,关于表征压实均匀性的研究较少。

(4) 寒区边坡设计建议采用放缓边坡坡度并加强边坡地下水引排的设计思路,并充分考虑山区冬季严寒对导排水设施的不利影响。

参考文献:

- [1] JTGD30-2015 公路路基设计规范[S].
- [2] 武鹤,高伟,王国峰,等.寒区公路土质路堑边坡滑塌原因及其防治[J].自然灾害学报,2006(3).
- [3] 杨天军,川藏公路102道班滑坡整治保通工程实践与效果分析[J].中外公路,2019(2).
- [4] 刘红军,王丕祥.公路土质边坡冻融失稳稳定性分析[J].哈尔滨工业大学学报,2006(5).
- [5] 冯守中,闫澍旺,崔琳.严寒地区路堑边坡破坏机理及稳

- 定计算分析[J].岩土力学,2009(30).
- [6] 韩继国,王选仓,时成林,等.季节性冰冻地区公路边坡侵蚀破坏模式[J].长安大学学报(自然科学版),2008(1).
- [7] 程永春,葛琪,何锋.季冻区土质边坡滑动界面临界深度的试验研究[J].岩土力学,2010(4).
- [8] 李广信,张丙印,于玉贞.土力学[M].北京:清华大学出版社,2013.
- [9] 程鹏,杨军海,张亚卿.黄土地区季节性冻融触发滑坡的机理分析[J].中外公路,2017(1).
- [10] 张鹏元.公路隧道洞口滑坡分析与综合治理[J].中外公路,2018(1).
- [11] 文桃,曹亚鹏,应赛,等.多次冻融循环条件下硫酸盐渍土盐-冻胀特性试验研究[J].中外公路,2018(2).