

开挖与降雨作用下公路边坡的稳定性分析*

吴加红^{1,2}, 赵强¹, 李斯涛³, 秦辉^{4,5}

(1. 云南省交通发展投资有限责任公司, 云南 昆明 650000; 2. 云南勐绿高速公路投资开发有限公司, 云南 普洱 665000; 3. 云南玉临高速公路建设有限责任公司, 云南 临沧 677000; 4. 中国科学院 武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 5. 中国科学院大学, 北京 100000)

摘要: 依托云南某高速公路路基边坡, 采用 GeoStudio 软件模拟分级开挖与降雨作用下边坡的响应过程, 分析坡体应力与渗流场分布特征和边坡潜在破坏模式与安全系数的演化规律。结果表明, 分级开挖作用将引起坡体后缘发生变形甚至出现张拉裂缝, 开挖会改变边坡表面形状, 为降雨提供便捷的渗流通道, 加速雨水入渗速度, 导致坡体前缘浅表层松散体剪出失稳。

关键词: 公路; 边坡; 稳定性; 开挖; 降雨; 应力渗流耦合

中图分类号: U416.1

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2021)06-0083-05

云南省的地质构造破碎, 地质条件多变, 工程特性复杂多变, 环境影响因素恶劣, 在稳定性尚未确认的情况下进行边坡设计及施工存在巨大安全隐患。近年来, 众多学者针对开挖与降雨条件对公路边坡失稳的诱发机理进行了深入研究, 如任永胜、熊勇林等分析了降雨对公路边坡稳定性的影响; 张理平、刘新喜等对边坡开挖过程中位移场、塑性区及安全系数的变化进行分析, 对失稳临界开挖状态进行了判断。现有研究大多只针对一种作用因素进行分析。云南省路堑边坡施工与运营中地质灾害调查结果表明, 单因素分析所得结果对工程指导意义较弱。基于此, 该文依托某高速公路沿线典型边坡, 结合气象资料及设计开挖方案, 采用 GeoStudio 软件模拟边坡的分级开挖与降雨过程, 分析边坡潜在变形破坏模式, 为工程施工及加固方案设计提供理论依据。

1 工程概况

某高速公路位于热带雨林地区, 区域内气候湿润, 岩体风化作用强烈, 全~强风化岩体广泛分布, 岩体性质介于岩石和土之间, 多含有泥质成分。该区域属于季节性较强的热带季风气候, 降雨量季节差异明显, 降雨量大且降雨集中, 降雨量年变化为典型的单峰型曲线, 雨季各月平均降雨量均超过 100 mm。

选取某典型公路路基边坡, 根据现场实地钻孔资料, 该边坡为一基岩滑坡, 如图 1 所示, 岩性从上

到下主要为: 第四系坡残积粉质黏土, 褐红色、褐紫色, 硬塑~可塑状态, 局部为软塑, 含 10%~30% 碎石; 古新统勐野井组粉砂质泥岩, 褐红色, 强风化, 部分为全风化, 主要由黏土矿物组成, 泥质结构, 中厚层状构造, 岩芯呈碎石状、碎块状, 地下水位淹没区域风化强烈, 岩芯呈软塑黏土状; 古新统勐野井组粉砂质泥岩, 褐红色, 中风化, 主要由黏土矿物组成, 泥质结构, 中厚层状构造, 岩质软, 岩体较完整, 岩芯呈柱状, 局部为碎块状。

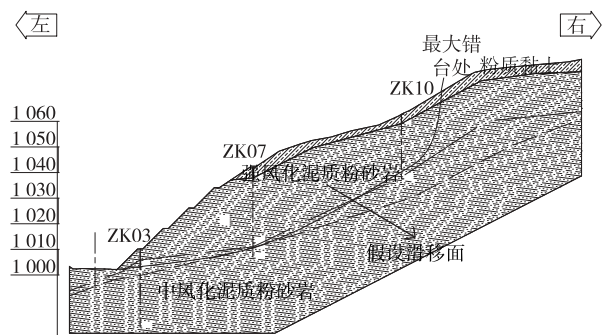


图 1 K100+252 处开挖后边坡断面图(单位: m)

2 分析模型与方法

2.1 分析模型

利用现场地质调查与钻孔资料, 结合典型地质断面图, 建立数值模拟的地质概化模型(见图 2)。根据边坡设计资料, 开挖边坡长 80 m, 高 45.9 m, 分 6 级台阶开挖, 1~4 级边坡坡度为 1:1.5, 5~6 级坡度为 1:1.5。结合室内外试验与类似工程经验确定

* 基金项目: 云南省交通运输厅科技项目(云交科教[2018]45号)

各岩土层物理力学参数(见表1),均采用摩尔-库伦模型。数值模拟分析过程采用先开挖后降雨模式,开挖过程与设计一致,设降雨强度为30 mm/d、降雨时长为10 d。

2.2 分析方法

采用GeoStudio软件中Sigma及Seep/w模块进行非完全流固耦合计算,对坡体内部渗流场、应力场及位移场变化进行分析,并基于滑面应力法求解安全系数,对开挖与降雨作用下边坡安全稳定性进

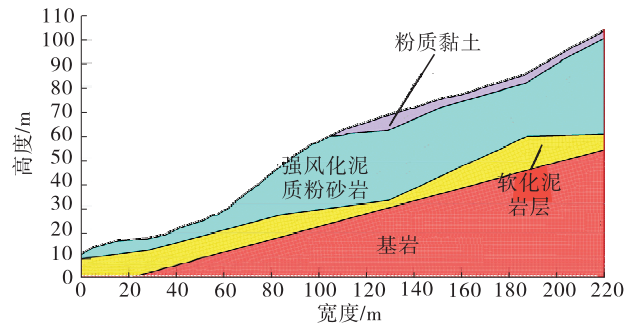


图2 边坡几何概化模型

表1 岩土材料参数

岩土地层	容重/ (kN · m ⁻³)	弹性模量/ MPa	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/(°)	泊松比	饱和含水 率/%	渗透系数/ (m · d ⁻¹)
粉质黏土	18.0	50	30	16.4	0.32	24.0	0.020
强风化泥质粉砂岩	20.5	280	26	28.0	0.31	10.0	1.100
软化泥质粉砂岩	21.0	255	28	25.0	0.32	8.0	0.864
中风化泥质粉砂岩	24.5	1 500	200	35.0	0.20	7.5	0.009

行分析。其中非完全流固耦合计算中先计算渗流场作用,再将孔隙水压力带入应力场计算模型中,两场分别计算再互相调配从而达到耦合目的。非完全流固耦合计算在准确度、计算速度和控制度上优于直接(完全)耦合法,更有助于得到正确的水力边界条件、合适的时间序列及进行后期体积变形分析。

3 开挖作用下边坡稳定性分析

3.1 应力特征分析

在开挖面设置监测点(见图3),分析开挖过程中坡体内部应力变化。图4为各监测点开挖水平应力相对变化率与开挖区距离的关系,其中水平向应力相对变化率、监测点与开挖区域的距离分别按式(1)、(式2)计算。

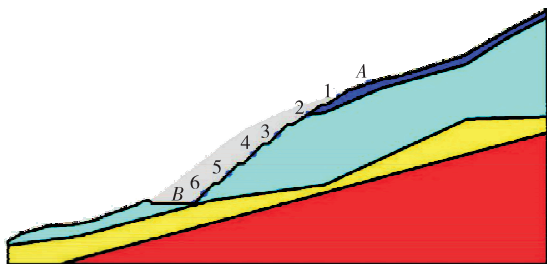


图3 变形应力变形监测点位置

$$\Delta\sigma_x = \left| \frac{\sigma_{xi} - \sigma_{x(i-1)}}{\sigma_{x(i-1)}} \right| \times 100\% \quad (1)$$

$$\Delta H = \begin{cases} [(H_0 - H_s) / H] \times 100\% & (H_0 - H_s) \notin [-H_e, 0) \\ 0 & (H_0 - H_s) \in (-H_e, 0) \end{cases} \quad (2)$$

式中: σ_{xi} 为第*i*次开挖时监测点水平向应力; H_0 为开挖处高程,监测点位置高于开挖区域时 H_0 取每步开挖高程上限,低于开挖区域时取开挖高程下限; H_s 为监测点高程; H 为开挖总高度; H_e 为逐次开挖高程。

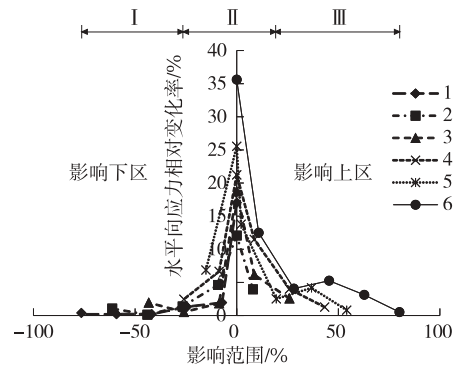


图4 监测点应力变化曲线

如图4所示,根据水平向应力相对变化率变化趋势可将开挖影响范围划分为3个区域:I为稳定阶段,监测点与开挖区域的距离小于-15%,此时水平向应力相对变化率小于5%,受开挖作用影响较小;II为扰动阶段,监测点与开挖区域的距离为-15%~20%,此时应力状态主要受开挖作用控制,变化率先上升后下降,应力出现峰值;III为恢复阶段,监测点与开挖区域的距离大于20%,坡体内部各点应力开始恢复,受开挖影响较小,且随距离的增加应力趋于稳定。

取坡顶A点和坡脚B点为监测对象,分析边坡

分级开挖过程中边坡水平向位移的变化特征(设水平向右为正),结果见图5。由图5可知:坡脚处受坡体内部应力重调整及挤压作用,变形方向指向坡体内部;坡顶处由于侧向卸荷而发生背离坡面的水平位移,说明随开挖深度的增加,坡体破坏,易发生坡体后缘开裂。

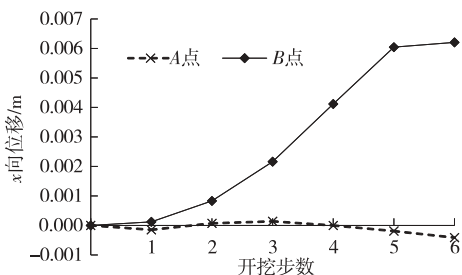


图5 开挖过程中边坡特征点的水平向位移

3.2 安全系数演化规律

开挖过程中坡体安全系数的变化见图6。由图6可知:该边坡天然状态下安全系数为1.254,分级开挖过程中安全系数持续下降,开挖完成后安全系数为1.131。

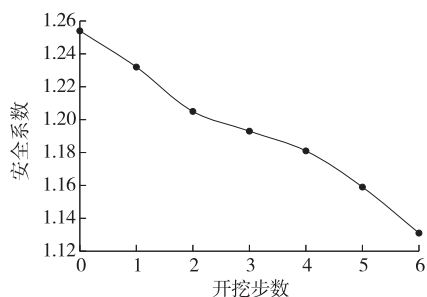


图6 分级开挖过程中边坡的安全系数

图7为开挖过程中边坡潜在危险滑移面与塑性区的分布。由图7可知:开挖初期,滑移面位于开挖区域下侧并逐渐向坡体深部拓展,随开挖卸荷作用,安全系数降低幅度偏小;从第4次开挖开始,滑移面位置受到开挖过程控制,逐渐向开挖坡面附近缩小,在卸荷作用下坡脚处发生应力集中,出现塑性屈服

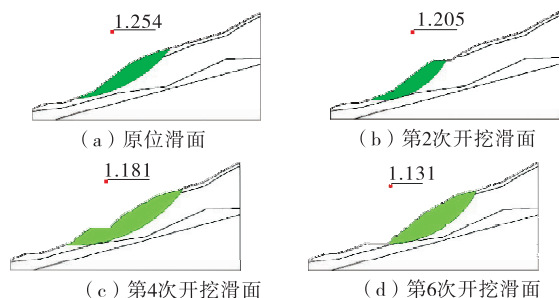


图7 开挖过程中边坡潜在最危险滑移面与塑性区分布

区,安全系数迅速降低。

4 降雨作用下边坡稳定性分析

降雨使地表附近岩土体由非饱和迅速变为饱和,有效应力急剧减低,结合非饱和土强度理论,其抗剪强度随之降低,同时土体容重增大导致材料更易进入屈服状态。图8为降雨后边坡塑性区分布。由图8可知:开挖后降雨塑性区主要集中于一级边坡坡脚及软化泥质粉砂岩中部;由于开挖改变了坡表地形,缩短了雨水渗流路径,雨水入渗迅速,雨水更快运移至地下水位,故其塑性区主要集中于滑体中下部。

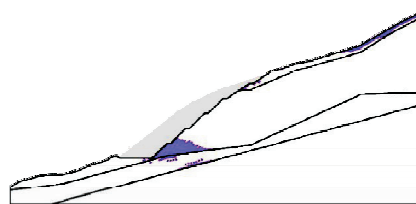
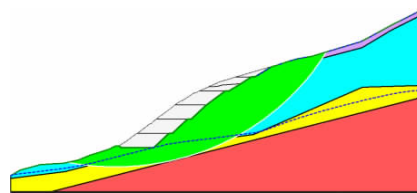
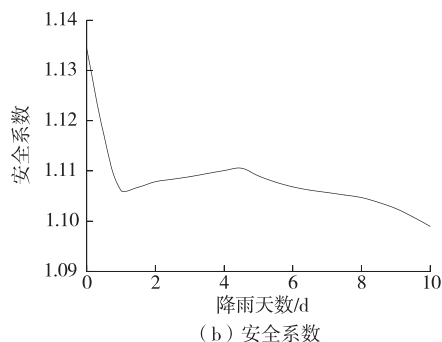


图8 降雨过程中边坡塑性区分布

降雨过程中边坡潜在滑动面与安全系数见图9。由图9可知:与开挖完成时相比,降雨后潜在滑动面向深处扩散,并在粉质黏土及强风化粉质泥砂岩区域有所延伸;降雨过程中,边坡地下水位上升且滑体内部出现暂态饱和区,岩土体在地下水加载、强度软化和水力作用下,物理力学性质变差,安全系数由1.13降低至1.09,且降雨后期安全系数降低速度高于前期。



(a) 潜在滑动面



(b) 安全系数

图9 降雨过程中边坡潜在滑动面与安全系数

5 考虑裂缝的边坡稳定性分析

根据现场勘察,开挖过程中边坡后缘产生张拉裂缝。对4和2 m裂缝边坡在降雨作用下的稳定性进行对比分析。设定裂缝边界条件时,考虑到强降雨条件下裂缝与地表接触地区基本处于饱和状态,在接触点处设置孔压为零以模拟极限降雨状态。图

10为2种工况下不同降雨时间边坡孔隙水压力分布。由图10可知:在降雨初期,边坡孔压分布差异较小;降雨第5 d时,4 m裂缝边坡中裂缝区与粉质泥砂岩交界面处孔压已发生变化,2 m裂缝边坡由于优先渗流路径短,降雨尚未运移至交界面处;降雨结束时,4 m裂缝边坡中裂缝区孔压在降雨作用下负孔压已由-200 kPa升高至-80 kPa,而2 m裂

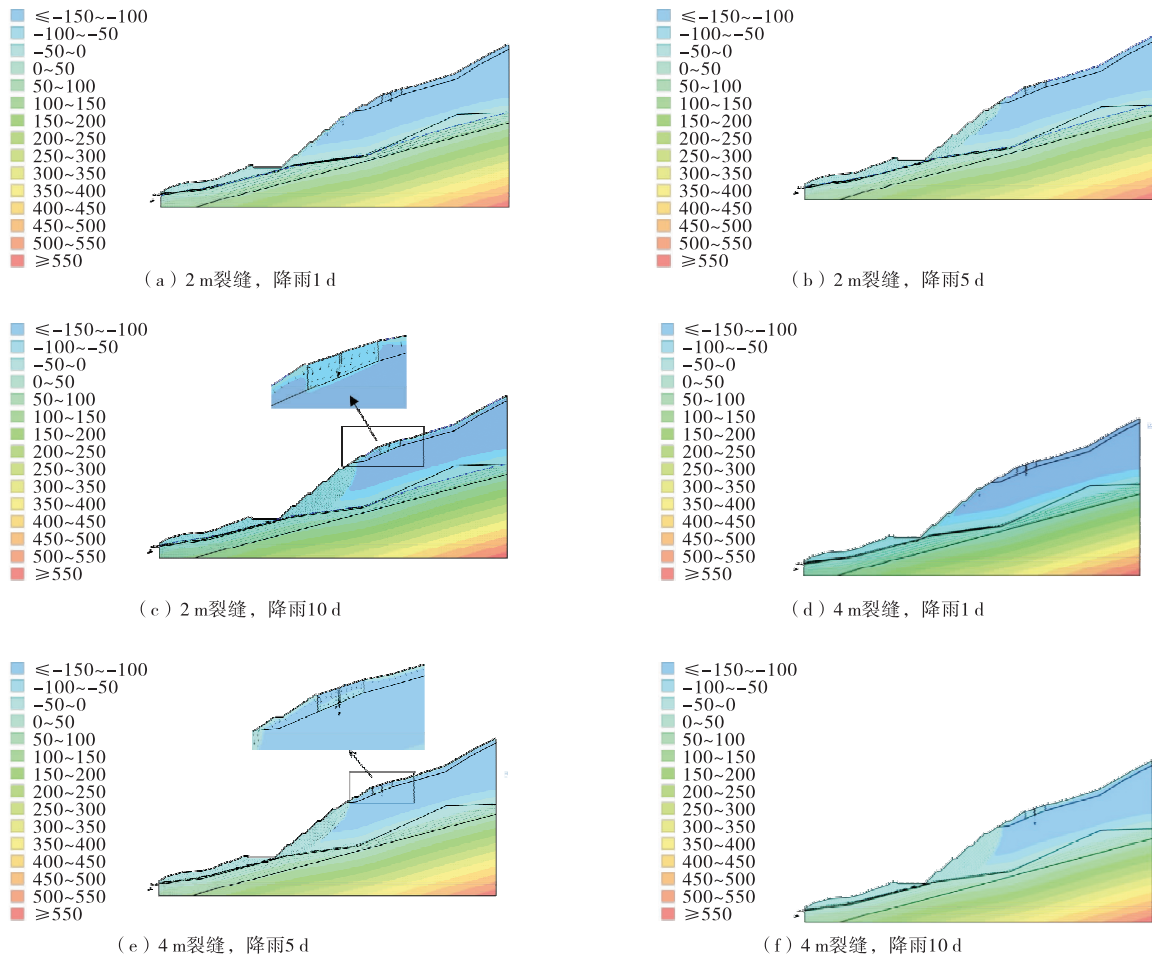


图10 不同裂缝深度条件下降雨边坡孔压分布(单位:kPa)

缝边坡孔压较前者偏低。

分别分析2种裂缝深度边坡稳定性在降雨过程中的变化,降雨结束时4 m裂缝边坡中安全系数的为0.912,2 m裂缝边坡为0.969,无裂缝时的安全系数为1.09,前期开挖扰动引起的裂缝对后续降雨边坡稳定性有一定影响,且裂缝越深,边坡安全系数下降越明显。

6 结论

针对公路典型路基边坡,采用GeoStudio软件分析边坡分级开挖与降雨作用下坡体变形与稳定性,得到以下结论:1)边坡天然状态下安全系数为

1.254,分级开挖过程中安全系数持续下降,开挖完成后为1.131;开挖后缘由于侧向开挖产生水平向变形,易导致开裂,产生倾覆破坏。2)降雨对坡脚处地下水水位进行补给,降低了滑带区有效应力和抗剪强度,土体容重增加使滑体下滑力增加;坡顶在卸荷作用下变形明显,在长期高强度降雨作用下可能导致坡体后缘产生拉应力及张拉裂缝,造成雨水进一步入渗,导致裂缝发展。3)开挖不仅改变了坡表地形,而且其扰动作用容易产生裂缝,二者缩短了雨水渗流路径,使雨水更快运移至地下水水位,开挖与降雨联合作用下坡体破坏程度加剧,破坏概率增大。因此,边坡开挖过程中应实时进行工程防护,根据预测

的危险滑动面及开挖过程中坡体的变形特征采取相应预防措施,做到边开挖边支护,降低边坡滑移风险,保证施工过程安全。

该文重点分析了开挖与降雨时序作用下边坡的应力与稳定性演化规律,但未考虑开挖与降雨作用下坡体岩土力学参数的劣化。

参考文献:

[1] 陈祖煜,弥宏亮,汪小刚.边坡稳定三维分析的极限平衡方法[J].岩土工程学报,2001,23(5):524-529.

[2] 李晶岩,付丽.边坡稳定性分析方法[J].山西建筑,2011,37(4):65-67.

[3] 周荣先.碎石土边坡现场直剪试验及稳定性分析[J].公路交通科技(应用技术版),2018(8):101-103.

[4] 邵江.开挖边坡的渐进性破坏分析及桩锚预加固措施研究[D].成都:西南交通大学,2007.

[5] 任永胜,刘盼.降雨对公路边坡稳定性影响分析[J].公路交通科技(应用技术版),2015(2):64-66.

[6] 熊勇林,朱合华,叶冠林,等.降雨入渗引起非饱和土边坡破坏的水-土-气三相渗流-变形耦合有限元分析

[J].岩土力学,2017,38(1):284-290.

[7] 唐正光,徐则民,鲁婷,等.亚热带多雨地区路基上边坡病害机理研究[J].公路交通科技(应用技术版),2018(2):33-36.

[8] 张理平,杨小明,张鸿,等.降雨和开挖对滑坡力学性能影响的试验分析[J].四川建筑科学研究,2016,42(2):47-50.

[9] 刘新喜,张平,邓宗伟.炭质泥岩软岩基座路堑边坡开挖过程稳定性分析[J].中外公路,2016,36(6):14-16.

[10] 薛海斌,党发宁,尹小涛,等.边坡强度参数非等比例相关折减法研究[J].岩石力学与工程学报,2015,34(增刊2):4005-4012.

[11] 陈勇,杨贝贝.基于 ABAQUS 的非饱和边坡流-固耦合分析[J].地下空间与工程学报,2016,12(4):938-945.

[12] 张伟.渗流场及其与应力场的耦合分析和工程应用[D].武汉:武汉大学,2004.

[13] 赵欣桐.短时强降雨作用下土质边坡稳定性分析[J].公路与汽运,2020(5):58-60.

收稿日期:2021-01-29

(上接第 79 页)

rization of permanent deformation behaviour of unbound granular materials under repeated triaxial loading[J].Construction and Building Materials,2012,28:79-87.

[17] 聂如松,李亚峰,冷伍明,等.列车间歇荷载作用下路基细粒土填料的塑性变形行为及临界动应力研究[J].岩石力学与工程学报,2021,40(4):828-840.

收稿日期:2021-05-27

(上接第 82 页)

MPa 的设计要求。

表 5 现场测定回弹模量值

试验点	位置	回弹模量/MPa
HT1#	K2+050 右 7 m	43.89
HT2#	K2+080 中线	46.35
HT3#	K2+140 左 8 m	47.88

4 结论

(1) 试验段范围内高真空击密法地基处理效果显著,处理后 0~6 m 深度范围内静力触探 P_s 值提高约 23.5%,处理过程中平均沉降约 24 cm,处理后承载力达到 120 kPa、回弹模量达到 30 MPa,满足设计要求。

(2) 通过对周边建(构)筑物采取开挖隔震沟、裂隙监测、加固土体等措施,高真空击密施工对周边

建(构)筑物未造成不利影响。

(3) 高真空击密法地基处理直接费用较低,使用期维护费用少,工程造价较低,具有良好的经济效益和适用性。

参考文献:

[1] 王连文,郑少河.高真空击密法加固饱和软土地基的试验研究[J].岩土工程学报,2010,32(增刊2):521-524.

[2] 徐士龙,楼晓明.高真空击密法加固吹填粉煤灰地基的实例[J].粉煤灰,2004,16(6):19-21.

[3] 汪国贤,苏银强,杨倩.真空预压加固深厚软土效果的影响因素分析[J].公路与汽运,2021(5):86-90+94.

[4] 武亚军,张孟喜,徐士龙.高真空击密法吹填土地基处理试验研究[J].港工技术,2007(1):43-46.

收稿日期:2021-04-21