

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.201905059

滑移孤石稳定性分析及失稳过程研究——以四川省马边县某孤石为例*

彭泰鑫^{1,2,3}, 朱大鹏¹, 黄玲^{1,4}, 罗鑫¹

(1. 西南石油大学地球科学与技术学院, 四川 成都 610500; 2. 成都山地灾害与环境研究所山地灾害与地表重点实验室, 四川 成都 610041; 3. 中国科学院大学, 北京 100049; 4. 中国地质科学院探矿工艺研究所, 四川 成都 611734)

摘要: 停留在高陡山坡且部分埋入土体的大体积独立崩积物——孤石, 在降雨和地震等不良地质情况下会发生失稳破坏并威胁坡脚居民的生命财产安全, 独立滑移破坏为孤石的一种主要破坏形式。为了探究独立滑移孤石的滑移力学原理, 分析土体物理力学参数对孤石滑移失稳的影响。基于库伦土压力理论, 建立上部楔形体土压力计算模型、下部楔形体模型和左右土体模型, 使用 Mathematics 软件分析模型公式中的抗剪强度、黏聚力和滑裂角等对土压力的影响, 并使用 Flac3D 有限差分法分析滑移孤石的失稳过程。结果显示, 上部土体所提供的下滑推力随着抗剪强度和黏聚力值的增大而呈减小趋势, 下部土体模型能承受的孤石最大推力约 19 kN, 当孤石推力大于 19 kN 时, 孤石下部土体将以 29.22° 的滑裂角滑出; 下部土体所提供的抗滑力随着抗剪强度和黏聚力的增大而增大, 有限差分法模拟得到了孤石以推动表层土体向临空面滑移的方式失稳。孤石周围土体的抗剪强度和黏聚力对孤石稳定性具有控制作用, 降雨使抗剪强度和黏聚力降低是孤石滑移失稳的主要原因。

关键词: 孤石; 崩积物; 稳定性分析; Mathematics; 失稳过程; Flac3D

中图分类号: TU457; P583 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2021)02-0229-09

Stability Analysis and Failure Process of Sliding Boulder——A Case Study in Mabian County, Sichuan Province

PENG Taixin^{1,2,3}, ZHU Dapeng¹, HUANG Ling^{1,4}, LUO Xin¹

(1. School of Geoscience and Technology, Southwest Petroleum University, Chengdu 610500; 2. Key Laboratory of Mountain Hazards and Land Surface Process, Institute of Mountain Hazards and Environment, Chengdu 610041, China; 3. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China; 4. Institute of Mineral Exploration Technology, Chinese Academy of Geological Sciences, Chengdu 611734, China)

Abstract: The large-volume isolated collapsed material, which remains on the high and steep slopes and partially buries in the soil, may collapse and cause damage under unfavorable geological conditions such as rainfall and earthquakes, and threatens the safety of life and property of the residents at the foot of the slope. Isolated sliding is a major failure form of a separated stone. In order to explore the slide mechanism of the isolated rocks, the influence of soil physical and mechanical parameters on the stability of the boulders was analyzed. Based on Coulomb's earth pressure theory, the upper

* 收稿日期: 2019-05-29; 修回日期: 2019-08-02

基金项目: 国家级大学生创新创业训练计划项目(201710615027)、国家级大学生创新创业训练计划项目(201810615039)资助

作者简介: 彭泰鑫(1995—), 男, 博士研究生。主要从事岩土工程方面的研究。E-mail: 1834375815@qq.com

wedge soil pressure calculation model, the lower wedge shape model and the left and right soil model were established. The influence of shear strength, cohesion and slip angle on the earth pressure was analyzed by using the Mathematical software. And the Flac3D finite difference software was employed to analyze the failure process of an isolated rock. As a result, the sliding thrust provided by the upper soil decreases with the increase of shear strength and cohesion. The maximum thrust of the isolated boulder that the lower soil can withstand is about 19kN. The soil under the boulder will slide out at a slip angle of 29.22° when the thrust is greater than 19kN. The anti-sliding force provided by the lower soil increases with the increase of shear strength and cohesion. The failure mode obtained by the finite difference simulation shows that the surface soil pushed by the boulder slides toward the free face. The shear strength and cohesion of the soil around the boulder have a controlling effect on the stability of the boulder. Rainfall, which reduces the shear strength and cohesion of the surrounding soil, is the main reason for the instability of the isolated boulders.

Keywords: boulder; collapse; stability analysis; mathematics; instability process; Flac3D

引言

孤石作为崩塌的产物,在崩塌的威胁性降低后(崩塌后经历多次构造运动崩塌源消除或工程处理了危岩体),停留在高陡山坡的孤石对坡脚居民的生产生活造成了一定程度的威胁。

目前对于崩塌的工程治理着重于崩塌源危岩的处理,对于孤石的处理一般采用支柱或破坏,这种处理缺少有说服力的依据,其原因在于孤石稳定性研究还相对不成熟。在孤石的稳定性分析和防治方面,前人做了一定的工作。L.Pérez-Rey等^[1]和L.R.Alejandro等^[2]根据现场调查、无人机摄影测量和激光扫描获取孤石及孤石环境数据,室内模拟还原孤石及环境条件,改变坡度和其它条件进行室内试验,得到孤石的稳定性和失稳运动情况。相对于国外学者的研究,国内针对孤石的研究较少。王焕龙等^[3-4]针对红层堆积体边坡的结果分类和变形规律研究中,提及了孤石并定性分析了孤石的失稳运动;王刚耀等^[5]、袁国庆等^[6]以孤石的防治措施研究为主线,总结了孤石的处理措施。黄润秋等^[7]通过大量的试验,研究了滚石的运动特征,提供了孤石冲击能量的可靠依据,给出了孤石整体防治的方法;杨智翔等^[8]对危岩体孤石用理论公式和Rockfall模拟法,对孤石在不同工况的稳定性进行了研究。

孤石威胁着山区人民的生命财产安全。据乌蒙山北部城镇地灾调查,该区域发育崩塌40处,崩塌源体积约265万方,崩塌堆积体体积约259万方。孤石作为崩塌的产物,分布于崩塌路径区的各个位

置。2017年6月~8月,孤石带动边坡土体滑动阻断乡道公路三处,损毁房屋一间,田地若干,孤石滑动和滚落共计造成损失50万余元。该区域28处孤石下方有承灾体的崩塌中,孤石覆盖面积113.5万m²。其中大沙田、二横岩、老油房三处(崩塌源已消失或无威胁)山坡上的孤石分布面积共约23.3万m³,威胁居民共69人,财产损失为385万余元。可见,孤石的正确防治势在必行。

根据其基岩岩性、结构面发育情况和裂隙发育情况等,孤石呈现不同的几何形态。根据地形地貌、斜坡结构和植被土层情况等,孤石有不同的空间位置分布和不同的与土体的接触关系。水文条件的变化、地震加速度的施加和人类公路切坡等,使承载孤石的土体的应力状态发生变化,进而导致孤石失稳。根据调查,失稳后的运动形式主要有独立滑移、孤石滑坡和倾倒滚落三种。

本文以位于四川省马边县劳动乡柏乡村的典型独立滑移式孤石(简称滑移孤石)为研究对象,基于库伦土压力理论,建立滑移式孤石物理力学模型,计算滑移式孤石的稳定性,并使用Flac3D有限差分法对滑移孤石的失稳运动过程进行分析,为滑移孤石的危险性评估和防治提供理论铺垫。

1 孤石概况

1.1 独立滑移孤石简介

独立滑移孤石位于四川省乐山市马边县劳动乡柏乡村5组(E 103°32'5.45", N 28°54'24.03")。其

中滑移孤石于2017年8月20日左右滑动至老乡房屋后田地(图1),在孤石下伏土体未变形或运动的情况下,孤石带动坡体上部土体和推动坡体下部土体发生滑动。

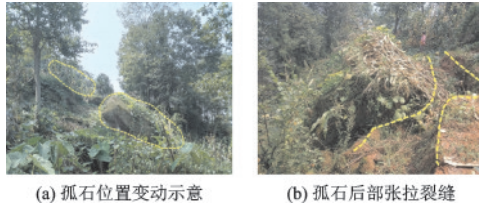


图1 孤石概况
Fig.1 Boulders overview

1.2 工程地质概况

孤石所在斜坡坡度约25°,坡向约30°。上覆第四系残坡积物,厚约1.6 m(图2),室内试验得到其物理力学参数(表1)。下伏为白垩系窝头山组砂岩夹泥岩,产状313°∠12°,节理①152°∠65°,节理②229°∠76°。位于马边向斜核部偏西南,构造活动强烈。地表水以降雨和灌溉水为主,植被覆盖率约30%。



图2 上覆土体
Fig.2 Overlying soil

表1 孤石模型参数

| $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$ | $\rho/(\text{°})$ | y/m | c/kPa | $\beta/(\text{°})$ | $\varphi/(\text{°})$ | η |
|--|-------------------|--------------|----------------|--------------------|----------------------|--------|
| 21 | 21 | 0.7 | 18 | 25 | 14.7 | 0.4 |

孤石底面产状30°∠28°,与另两结构面关系与产状节理交切关系相似。斜长约5.4 m,横宽约3.2 m,斜高约2.4 m。根据部分埋入土体结构面的出露面交线长度与完全出露面交线的长度差值,得到埋入深度约0.7 m。该孤石为白垩系下统窝头山组(K₁w)紫红色中厚层细粒长石石英砂岩(图3)。



图3 孤石岩性
Fig.3 Lithology of boulder

2 独立滑移孤石稳定性及失稳过程理论分析

2.1 理论模型

在孤石下伏土体未变形或运动的情况下,孤石推动坡体下部土体发生滑动,以库伦土压力理论为基础进行分析。

极限平衡状态:孤石所受重力 G ,底部土体给予孤石的摩擦力 F_1 、支持力 F_2 ,左边界土体作用在孤石上的总土压力为 E_1 ,右边界土体作用在孤石上的总土压力为 E_2 ,前部土体作用在孤石上的总土压力为 E_3 、后部土体作用在孤石上的总土压力为 E_4 (图4)。在土压力部分均以库伦土压力理论为出发点,进行计算和处理。

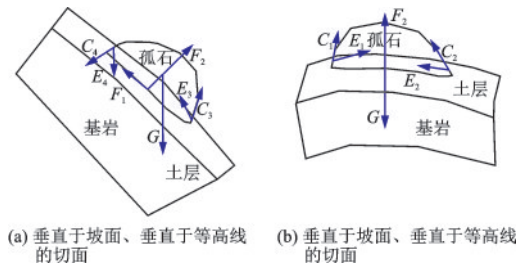


图4 孤石简单受力分析

Fig.4 Simple stress analysis diagram of boulders
注:以上土体对孤石的力均为合力(假设该合力的所有分力力矩为零)

将库伦土压力理论^[9-10]应用于滑移孤石的受力计算:从考虑孤石前后某个滑动楔形体的整体平衡条件出发,直接求出作用在土石接触面上的总土压力 E_3 和 E_4 。

基于库伦土压力理论提出三个基本假设:

(1)平面滑动假设,当滑移孤石向前或者向后移动,使孤石前后部土体达到破坏时,土体将沿两个平面同时下滑或上滑。

(2)刚体滑动假设,将破坏土楔形体视为刚体,

不考虑滑动楔形体内部的应力和变形条件。

(3)楔形体整体处于极限平衡状态。在滑动面上,抗剪强度均已充分发挥,即滑动面上的剪应力均已达到抗剪强度。

2.2 坡体上部土体对孤石的作用力——库伦主动土压力计算(黏性土)

根据现场调查情况,孤石前后部土体为黏性土 $c > 0$,前后部土石接触面倾角 $\alpha < 90^\circ$,土体表面与水平面交角 $\beta > 0^\circ$,孤石与前后部土体间摩擦角 $\delta > 0^\circ$ (图5)。

在李巨文等^[11]对挡土墙后黏性填土的主动土压力计算模型的基础上,提出针对滑移孤石优化模型,对土体与孤石间的黏结阻力 F 进行优化,见公式(2)。

根据能量守恒定律,土楔的运动过程是势能降低的过程,故土楔有沿滑裂面向下运动的趋势。由库伦的平面滑动假设和现场调查,土体将沿两个平面同时下滑或上滑,即土楔有沿土石界面向下运动趋势。

研究孤石即将开始运动的瞬时状态,建立土楔沿土石接触面和滑裂面向深部滑动的模型(图5),计算上部土体对孤石的最大作用力。

模型中, θ 和 ρ 为土石接触面与滑裂面夹角的分量, E_s 为土体对孤石的土压力, W 为楔形土体自重, N 为土体对土楔的支持力(图5)。

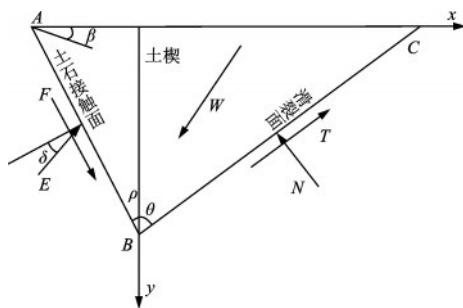


图5 上部楔形土体受力分析

Fig.5 Upper wedge soil force analysis diagram

综合土石接触面倾斜程度、粗糙程度等因素,取 $\tan \delta = \eta \tan \phi$, $c' = \eta c$,得孤石表面对楔形土体的黏结阻力为 F ,静止土体对楔形体的阻力为 T 。

$$W = \frac{1}{2} \gamma y^2 (\tan [\theta] + \tan [\rho]) \quad (1)$$

$$F = y \sec [\rho] c' \quad (2)$$

$$T = cl + N \tan [\phi] \quad (3)$$

式中, δ 、 ϕ 分别为孤石与土体间的摩擦角和土体的

内摩擦角; c 、 c' 分别为孤石与土体之间的黏结力和土体内的黏结力; l 为楔形土体滑裂面BC的长度; η 为与土石接触面粗糙度有关的系数。

在给出楔形土体所受的力的 x 、 y 方向的力的平衡方程中,关于 E 的方向判断。根据主动土压力情况下摩擦力的方向始终存在 y 轴负方向的分量,且 ρ 大于零。要使 y 方向的力平衡, E 中垂直于孤石表面的正压力必然存在 y 轴负方向上的分量, E 是由以上两力合成, E 必然存在 y 轴负方向的分量,即 $\rho - \delta > 0$ 。

由此得主动土压力的平衡方程:

$$\sum y = W \cos \beta - F \cos \rho - T \cos \theta - Q = 0 \quad (4)$$

$$Q = N \sin \theta + E \sin (\rho - \delta) \quad (5)$$

$$\sum x = W \sin \beta + F \sin \rho + N \cos \theta - V = 0 \quad (6)$$

$$V = T \sin \theta + E \cos (\rho - \delta) \quad (7)$$

先分别列出 x 和 y 方向关于 E 、 F 、 T 、 N 、 W 的平衡方程,再求挡土墙所受土体正压力在 x 方向的分量与各个角度相关的多元函数,再根据挡土墙与土体的几何关系求到角度之间的关系。即上述土压力 E 与滑裂角 θ 的函数 $f(\theta, E) = 0$ 。

$$E = \frac{1}{2} \gamma y^2 (\tan \theta + \tan \rho) \cos (\beta - \theta - \phi) - A \quad (8)$$

$$A = \frac{\eta y c \cos (\theta + \rho + \phi)}{\cos \rho} + \frac{\eta y c \csc (\rho - \delta + \theta + \phi)}{(\cos \theta \sqrt{\eta + \sec^2 \delta - 1})} \quad (9)$$

式中, γ 、 y 、 l 、 c 、 c' 、 β 、 ρ 、 δ 、 ϕ 和 η 在实际情况下可通过测量、实验和查阅规范并结合现场获得。本文未采用对土压力 E 求偏微分的方法,而是设置多元函数,定义 E 为 y 轴、 θ 为 x 轴,通过改变各个变量来观察函数曲线的变化,反向检验模型建立及公式推导的合理性,同时也可得到最危险滑裂面 θ 值。

接下来根据野外实测和室内实验的数据(表1),用公式推导的方法对滑移孤石的稳定性进行计算分析。因为上述孤石已经过一次独立滑移,第一次失稳之前数据并未实时采集,这种情况下分析第一次失稳的会存在很大的误差,故以下主要分析预测孤石的二次失稳。

将表1中的各参数值带入模型(η 根据沈珠江等^[9]整理的挡土墙背摩擦角的经验系数,取值0.4),使用Mathematics绘制出的 $E - \theta$ 图,为一近似抛物线的凸函数(图6)。

当 c 为18 kPa时,得到孤石承受推力为负,离孤

石表面较近的面作为滑裂面时土压力为负,出现张应力,推测出现裂缝,上部土体对孤石的作用力消失。这与设定的楔形体左侧右侧均下滑的模型中 E 的情况相悖, E 的大小和方向发生了改变,即原模型对应公式不再适用。此时上部土体对孤石无土压力,这也解释了滑移孤石后部拉裂缝的存在。

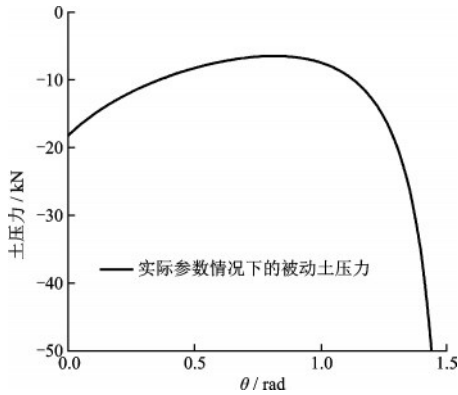


图6 实际参数情况下的主动土压力

Fig.6 The active earth pressure of the actual parameters

为了寻找公式的实用性,对土体黏聚力 c 和内摩擦角 ϕ 进行变动。变动是为了模拟降雨导致 c 、 ϕ 值降低的工况,同时以浅表层土体的下渗作用较强为理由,忽略降雨对 γ 的影响,由此得到如下结论。

固定土体内摩擦角 ϕ 值为2.6 rad,土体黏聚力 c 降低到9.0 kPa左右,滑裂角 θ 在0.7 rad附近时,土石接触面的土压力变为正,模型生效(图7)。继续降低黏聚力观察函数变化,黏聚力 c 变小使 $E-\theta$ 函数整体向 E 轴和 θ 轴正向平移(图7)。固定黏聚力 c 值为8 kPa, ϕ 值变小,函数呈现相似的变化趋势(图8)。即土体黏聚力 c 和 ϕ 值降低使土压力和滑裂角增大。

在固定土体内摩擦角为2.6 rad的情况下,降低土体黏聚力, c 从1.84降低到1.83 kPa时, $E-\theta$ 函

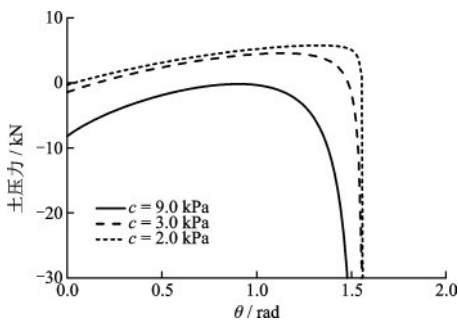


图7 c 值对上部楔形土体土压力的影响

Fig.7 The effect of value on upper earth pressure

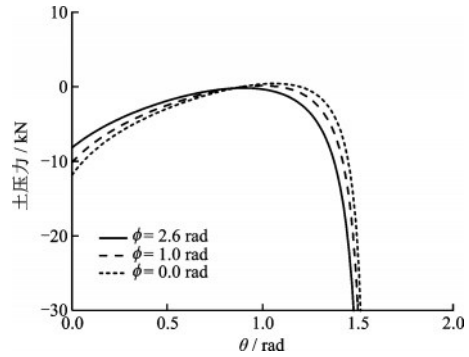


图8 ϕ 值对上部楔形土体土压力的影响

Fig.8 The effect of value on upper earth pressure

数由凸函数变为凹函数,土压力最大值由6.1 kN突变到约10.2 kN(图9)。

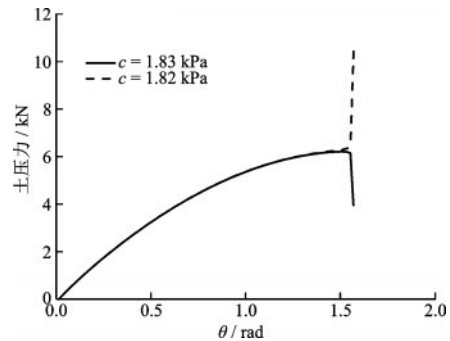


图9 土压力突变前后

Fig.9 Earth pressure before and after mutation

继续降低 c 、 ϕ 值至0 kPa,得到上部土体对孤石的最大土压力约为28.1 kN。

综上,土体黏聚力 c 较大的情况下(模型计算得到 $E < 0$ 时,推测模型中的孤石与上部土体之间产生了裂缝),上部土体对孤石影响小。土体在黏聚力 c 和内摩擦角 ϕ 较小的情况下,上部土体对孤石的土压力随 c 、 ϕ 值的降低而增大。在黏聚力降低过程中, $E-\theta$ 函数由凸函数变为凹函数,上部土体对孤石的最大土压力会出现突变(即土压力突然增大)。

2.3 坡体下部土体所受压力计算——库伦被动土压力计算(黏性土)

计算独立滑移孤石的临界状态时,认为上部土体给予孤石主动土压力,下部土体给予孤石被动土压力,左右土体给予孤石静止土压力。

孤石推动土体向下运动,求土压力的反作用力 E 的最大值,当孤石给予的力大于这个值,坡体下部楔形土体即沿滑裂面BC发生滑动,同时有对应唯一的滑裂角 θ 值。

根据能量守恒定律,孤石的运动是势能转化为动能的运动,土石接触界面与重力方向夹角为 $\rho - \beta, 90^\circ > \rho - \beta > 0^\circ$ 。夹角为锐角,即孤石向深部为势能减小的方向,故孤石有沿土石接触面向深部滑动趋势(孤石下伏土体不位移,不考虑孤石转动),土楔有沿滑裂面向上剪出趋势,据此建立下部土体模型。

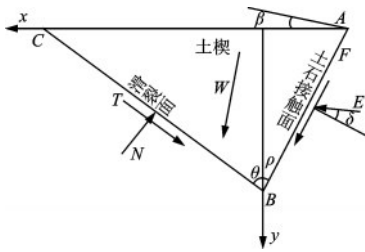


图10 下部楔形土体受力分析

Fig.10 Lower wedge soil force analysis diagram

相应地,推导出被动土压力理论模型的土压力为:

$$E = \frac{1}{2} y^2 \gamma (\tan \theta + \tan \rho) \sin(\beta + \theta + \phi) - B \quad (10)$$

$$B = \frac{\eta y c \cos(\theta + \rho - \phi)}{\cos \rho} + \frac{\eta y c \csc(\rho - \delta + \theta - \phi)}{(\cos \theta \sqrt{\eta + \sec^2 \delta - 1})} \quad (11)$$

为了求最小推力使孤石下部楔形土体失稳,即求土压力的极小值,以上5个参数均取实际值以求出能承受的推力的极小值,之后降低土体黏聚力 c 和内摩擦角 ϕ 观察曲线变化。

带入实际参数所得的 $E - \theta$ 函数,为一存在极小值的凹函数。在滑裂角 θ 约为 0.55 rad 时,得到土压力的极小值力约为 19 kN。即孤石对下部土体施加 19 kN 的推力,下部土体将沿着 0.55 rad 的滑裂角剪出。

同理降低土体黏聚力 c 和内摩擦角 ϕ 观察 $E - \theta$ 函数变化。

固定内摩擦角 ϕ 为 2.46 rad,黏聚力 c 从 18.0 kPa 降低到 1.0 kPa 的过程中, $E - \theta$ 函数保持凹函数形态。土压力的极小值从约 19 kN 减小到约 4 kN,出现极小值的滑裂角度数也从约 0.55 rad 减小到约 0.12 rad(图 12)。即随着黏聚力的减小,推动下部土体所需推力减小,下部土体破坏的滑裂角也减小。

固定土体黏聚力 c 为 18 kPa,降低内摩擦角 ϕ 至 0, $E - \theta$ 函数呈现出与降低黏聚力时相似的变化趋

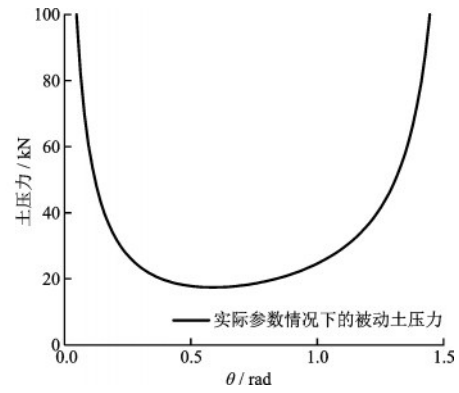


图11 实际参数情况下的被动土压力

Fig.11 The passive earth pressure of the actual parameters

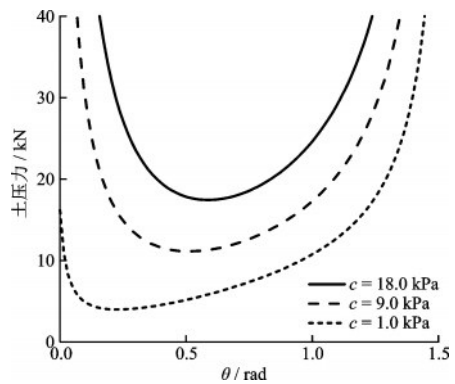


图12 c值对下部楔形土体土压力的影响

Fig.12 The effect of c value on lower earth pressure

势。土压力的极小值从约 19 kN 降低到约 16 kN,滑裂角从约 0.55 rad 减小到约 0.25 rad(图 13)。

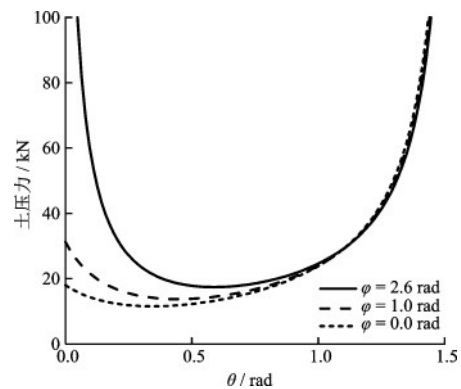


图13 phi值对下部楔形土体土压力的影响

Fig.13 The effect of ϕ value on lower earth pressure

推动下部土体所需最小的压力,在土体黏聚力 c 和内摩擦角 ϕ 值均为 0,滑裂角 $\theta = 0$ 时取得,约为 2.1 kN。

综上,推动孤石下部土体所需土压力随着土体黏聚力和内摩擦角的减小而减小,滑裂角也相应地

减小。

2.4 坡体左右侧土体所受压力计算——库伦静止土压力计算(黏性土)

左右侧孤石所受土压力计算,因左右侧相互对称,故以孤石左侧为例。在孤石具有运动趋势而还未发生运动的瞬间。符合库伦土压力关于挡土墙理论中的墙后土体没有水平位移(有垂直于研究平面的位移),处于弹性平衡状态。建立左右侧土体计算模型,采用库伦静止土压力理论计算(图14)。

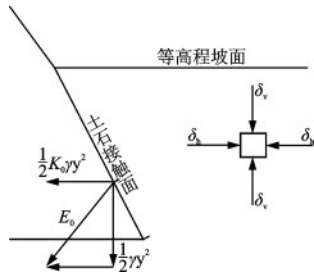


图14 左右部土体土压力分析

Fig.14 Earth pressure analysis of soil in left and right parts

$$\delta_v = z\gamma \quad (12)$$

$$\delta_h = K_0 z\gamma \quad (13)$$

式中, K_0 为静止土压力系数,这里根据沈珠江等^[9]整理的关于 K_0 取值,取 $K_0=0.4$ 。

因为两个方向的静止土压力均在土石接触面处呈三角形分布,故作用点为同一点即距土石接触面顶端 $2/3$ 接触面长度处。其合力大小为 $E_0 = \frac{1}{2}y^2\gamma\sqrt{K_0^2+1}$, 该力 E_0 与水平面的锐夹角为 $\arctan K_0$ 。

2.5 三维拟合稳定性分析

此处分析的独立滑移模型,假设条件为孤石沿土体表面发生滑移。孤石独立滑移无转动趋势,故这里不分析其力矩平衡,力矩分析将在倾倒滚落模型中给出。

斜坡上部土体于土石接触界面附近出现土压力非正的情况,实际也观察到拉裂缝,土体对孤石土压力忽略。

斜坡下部土体在孤石给予的压力大于等于 19 kN 时,出现 θ 约为 29.22° 的滑裂角,且土压力在土石接触面上近似三角形分布,作用点位于土石接触面上距地表 $2/3y$ 处,黏结力 F 约为 14.06 kN。换算到三维,乘以孤石横向宽度 3.2 m,得到临界三维土压力约为 60.8 kN。换算其在平行于坡面向上的分量

约为 59.81 kN,垂直坡面向土体浅部的分量约为 34.05 kN。

斜坡左右侧,给予的沿土石接触面顺坡面向上的摩擦力和黏结力的合力共约 43.58 kN,左右侧 E_0 的合力方向垂直坡面向土体深部,大小约为 6.99 kN。换算到三维,摩擦力和黏结力合力乘以孤石斜长 5.4 m,得到约为 233.33 kN。左右侧 E_0 的三维合力垂直坡面向土体深部,大小约为 37.75 kN。

孤石重力,根据勘测数据——斜长约 5.4 m,横宽约 3.2 m,斜高约 2.4 m。孤石的比重 γ 是根据相关规范分析,结合室内试验数据和邻近场地的经验资料,提出建议值 24.1 kN/m^3 ,得到其重力 W 约为 999.48 kN。

孤石下伏土体对于孤石的力,通过力的平衡定理得到孤石对土体的正压力为 954.53 kN,摩擦力相应地可得为 95.38 kN。下伏土体对孤石的黏结力为 311.04 kN。

最终计算结果,沿坡面方向的抗滑力大小为 699.36 kN,下滑力为重力分力大小为 403.40 kN。

结果与实地调查情况契合,孤石并未在调查时和之后的监测时间内失稳。在分析该块孤石在一定时间内失稳可能小之后,但降雨使土体黏聚力 c 和内摩擦角 ϕ 降低到一定程度时,土石接触界面的土压力发生突变,孤石有发生失稳的可能性。

3 独立滑移孤石的稳定性及失稳过程数值分析

3.1 几何模型及岩土体参数

滑移孤石的几何形态由现场测定得到,孤石底面与左侧面的夹角约 83° ,孤石底面与前后部斜面夹角约 69° ,孤石前后部斜面与左右侧面夹角约 67° ,孤石所在斜坡坡度约 25° 。调查得到孤石失稳方式为孤石推动下部土体滑动,孤石带动上部土体滑动。综合以上条件,建立预设土体滑裂面的坡体—孤石模型(图15)。

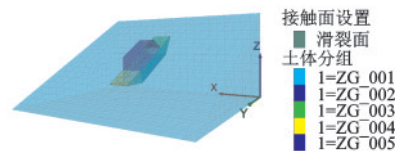


图15 模型分组及滑裂面设置

Fig.15 Model grouping and slip surface setting

3.2 计算结果

平衡斜坡地应力后,删除原有土体,添加孤石单元。模拟降雨或其它不良条件致使滑裂面力学性质变弱,监测孤石的沿着坡面的位移、速度、最大不平衡力和孤石土体接触处应力变化等。

位移云图显示在8000时间步,孤石的最大位移出现在上部土体和下部土体处,约为1.5 cm,位移向量图,显示孤石的滑移路径(图16)。两图展示了孤石在重力作用下滑移,带动上部土体滑动并产生滑裂面,推动下部土体滑动并产生滑裂面,这一结果与理论分析和现场调查结果吻合。

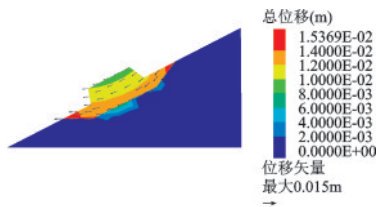


图16 位移云图及位移向量

Fig.16 Displacement distribution and displacement vector graph

图17为坡体区域状态,图上红色部分为正处于剪切状态的土体即塑性区,塑性区集中分布于孤石周围。

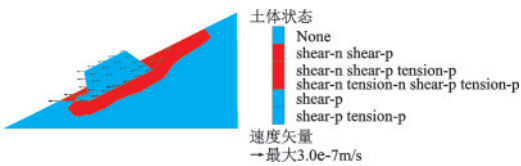


图17 坡体区域状态

Fig.17 Slope plastic zone diagram

4 结论

(1)孤石作为崩塌或其它复杂成因的产物,停留在山坡坡体表面,在一定程度上对山区人民的生产生活造成威胁,崩塌高发区应注意孤石的清危工作。

(2)孤石的运动模式包含独立滑移模式,独立滑移模式是指停留在高陡山坡的孤石,在暴雨或其它致灾因素影响下,沿着下伏土体推动表层土体向下滑移的运动模式,独立滑移模式中土体与孤石的

黏结力提供约64%的抗滑力。

(3)土体黏聚力 c 和内摩擦角 ϕ 过大,会使孤石后部土体产生拉张裂缝,使孤石脱离其后部土体。

(4)在暴雨或其它因素导致土体黏聚力 c 和内摩擦角 ϕ 减小的过程中,土体与孤石接触界面处的土压力会发生突变。

参考文献:

- [1] Pérez-Rey L, Alejano L R, Riquelme A, et al. Failure mechanisms and stability analyses of granitic boulders focusing a case study in Galicia (Spain) [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2019, 119: 58-71.
- [2] Alejano L R, Ordóñez C, Armesto J, et al. Assessment of the instability hazard of a granite boulder [J]. Natural Hazards, 2010, 53 (1): 77-95.
- [3] 王唤龙,孙毅,周德培,等.红层堆积体高边坡坡体结构及变形规律[J].岩石力学与工程学报,2010,29(增1): 2887-2894.
Wang H L, Sun Y, Zhou D P, et al. Slope structure and deformation law of high slope of red bed accumulation [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(Sup1): 2887-2894. (in Chinese)
- [4] 魏瑞,王唤龙,周德培,等.红层堆积体地区坡体结构分类[J].地下空间与工程学报,2010,6(6):1178-1183.
Wei R, Wang H L, Zhou D P, et al. Classification of slope structure in red bed accumulation area [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2010, 6 (6): 1178-1183. (in Chinese)
- [5] 王刚耀,李新.花岗岩孤石的处理[J].西部探矿工程, 2005,17(3):36-37.
Wang G Y, Li X. Treatment of granite boulder [J]. Western Exploration Engineering, 2005, 17(3): 36-37. (in Chinese)
- [6] 袁国庆,檀瑞青,张明森,等.双江口水电站环境边坡孤石及危岩体发育特征与防治措施[J].四川地质学报, 2011,31(4):435-437,445.
Yuan G Q, Tan R Q, Zhan M S, et al. Development characteristics and prevention measures of boulder and dangerous rock mass in environmental slope of Shuangji-angkou Hydropower Station [J]. Acta Geologica Sinica, 2011, 31(4): 435-437,445. (in Chinese)
- [7] 黄润秋,刘卫华,周江平,等.滚石运动特征试验研究 [J].岩土工程学报, 2007, 29(9):1296-1302.

- Huang R Q, Liu W H, Zhou J P, et al. Experimental study on the characteristics of rolling stone movement [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29 (9): 1296-1302. (in Chinese)
- [8] 杨智翔, 裴向军, 袁进科. 高陡边坡危岩体孤石的稳定性分析[J]. 路基工程, 2017(1):25-29.
Yang Zh X, Pei X J, Yuan J K. Stability analysis of dangerous rocks in high-steep slopes [J]. Subgrade Engineering, 2017 (1): 25-29. (in Chinese)
- [9] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000.
Shen Zh J. Theoretical soil mechanics [M]. Beijing: China Water Resources and Hydropower Press, 2000. (in Chinese)
- [10] 陈祖煜. 土力学经典问题的极限分析上、下限解[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(1):1-11..
Chen Z Y. Upper and lower solutions of limit analysis for classical problems of soil mechanics [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(1): 1-11. (in Chinese)
- [11] 李巨文, 王翀, 梁永朵, 等. 挡土墙后粘性填土的主动土压力计算[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(5):650-652.
Li J W, Wang Ch, Liang Y D, et al. Calculation of active earth pressure on cohesive backfill behind retaining wall [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28 (5): 650-652. (in Chinese)

(本文责编:周小潭)



(上接第 202 页)

- [46] 李俊峰, 张小趁, 刘红岩, 等. 突发地质灾害中应急数值模拟技术应用浅析[J]. 工程地质学报, 2016, 24(4): 569-577.
Li J F, Zhang X Ch, Liu H Y, et al. Application of numerical simulation technology to emergent rescuing of geological disaster[J]. Journal of Engineering Geology, 2016, 24(4): 569-577. (in Chinese)
- [47] 黄润秋, 陈国庆, 唐鹏. 基于动态演化特征的锁固段型岩质滑坡前兆信息研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 36(3):521-533.
Huang R Q, Chen G Q, Tang P. Precursor information of locking segment landslides based on transient characteristics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 36(3): 521-533. (in Chinese)
- [48] 于远忠. 崩塌滑坡地质灾害宏观前兆机理研究[J]. 中国地质灾害与防治学报, 1996, 7(增):27-30.
Yu Y Zh. Research on mechanism of macroscopic warning signs to landslide and rockfalls [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 1996, 7 (Sup): 27-30. (in Chinese)
- [49] 樊晓一. 岩土体与场地条件作用下的滑坡碎屑流运动机制研究[M]. 北京: 科学出版社, 2017.
Fan X Y. Landslide-debris flow movement mechanism under rock and soil mass and ground conditions [M]. Beijing: Science Press, 2017. (in Chinese)