

基于龕深及其上覆土层稳定性的 崩壁崩坍形成条件研究

马鹏飞^{2,3}, 许文年^{2,3}, 夏栋³, 夏露³, 严雨洁^{1,3}, 邓羽松⁴

(1. 三峡大学 生物与制药学院, 湖北 宜昌 443002; 2. 三峡大学 三峡库区
地质灾害教育部重点实验室, 湖北 宜昌 443002; 3. 三峡大学 三峡地区地质灾害与
生态环境湖北省协同创新中心, 湖北 宜昌 443002; 4. 华中农业大学 资源与环境学院, 湖北 武汉 430070)

摘要: [目的] 研究龕的形态与崩岗发育及崩岗侵蚀之间的关系, 为崩岗治理规划、崩岗防治工程技术的改进提供一定的数据参考。[方法] 以湖北省通城县典型崩岗区崩壁土体为对象, 构建崩壁连同龕二维数值模型, 结合物理试验标定模拟所用的崩壁各土层基本特性参数。引入符合龕演化过程的“单元生死法”, 对引起天然状态下的崩壁明显崩塌(坍)所需的龕深最小(临界)值进行定量分析, 并借助正交有限单元试验(ABAQUS)对诱发崩壁崩坍的因素进行主次评价, 之后选取若干未降雨条件下不导致崩壁崩坍的龕深值, 联合高阶插值与强度折减法导出了这些龕深与触发龕上覆红黏土体崩坍所需的极限饱和度之间的定量方程式。[结果] 龕深与崩壁的稳定性系数呈显著线性负相关; 龕上覆土层的含水量是促使崩壁发生崩坍的最重要因子, 坡度对崩壁稳定性影响较大, 而龕相对高度及崩壁高度均对崩壁的稳定性影响极小。[结论] 崩壁崩坍的可能性在很大程度上受控于龕的凹陷深度和龕上覆红黏土体的含水状态, 在崩岗侵蚀综合治理时需加以考虑。

关键词: 崩岗崩壁; 龕; 凹陷深度; 土壤含水量; 正交试验; 稳定性; 治理措施; 崩坍

文献标识码: A **文章编号:** 1000-288X(2019)05-0316-13 **中图分类号:** S157.1, TU457, O242.2

文献参数: 马鹏飞, 许文年, 夏栋, 等. 基于龕深及其上覆土层稳定性的崩壁崩坍形成条件研究[J]. 水土保持通报, 2019, 39(5): 316-328. DOI: 10.13961/j.cnki.stbctb.2019.05.045; Ma Pengfei, Xu Wennian, Xia Dong, et al. A study on formation conditions of collapse for collapsed walls in consideration of stability of red clay weathering soil layers and depth of concave cavities[J]. Bulletin of Soil and Water Conservation, 2019, 39(5): 316-328.

A Study on Formation Conditions of Collapse for Collapsed Walls in Consideration of Stability of Red Clay Weathering Soil Layers and Depth of Concave Cavities

Ma Pengfei^{2,3}, Xu Wennian^{2,3}, Xia Dong³, Xia Lu³, Yan Yujie^{1,3}, Deng Yusong⁴

(1. College of Biological and Pharmaceutical Sciences, China Three Gorges University, Yichang,

Hubei 443002, China; 2. Key Laboratory of Geological Hazards in Three Gorges Reservoir Area,

Ministry of Education, China Three Gorges University, Yichang, Hubei 443002, China; 3. Collaborative Innovation

Center for Geo-hazards and Eco-environment in Three Gorges Area, China Three Gorges University, Yichang, Hubei 443002, China; 4. College of Resources and Environment, Huazhong Agricultural University, Wuhan, Hubei 430070, China)

Abstract: [Objective] This study aimed to an investigation into the relationship between the dimensions of the concave cavity and the development of collapsed gullies and collapsed gully erosion in order to provide a scientific basis for the prevention of collapse and the engineering treatment of collapsed gullies. [Methods] The study focused on the collapse mound profile in Tongcheng County in Hubei Province. We calibrated the basic calculation parameters for each soil layer of the collapsed wall, through a series of indoor experiments and actual collapse conditions, introducing the “unit life and death method,” which modeled the evolution of

收稿日期: 2019-01-12

修回日期: 2019-04-30

资助项目: 国家自然科学基金项目“花岗岩风化土体微形态特征及其与崩岗发育的关系”(41601287), “花岗岩风化土体特性的地带性分异及崩岗形成机理研究”(41630858); 国家重点研发计划项目“西南高山亚高山区工程创面生态修复关键材料制备与优化应用技术”之专题“工程创面生态修复防冲刷技术”(2017YFC0504902-04)

第一作者: 马鹏飞(1993—), 男(汉族), 山东省菏泽市人, 硕士研究生, 主要从事岩土数值计算方面的研究工作。E-mail: 3146063332@qq.com。

通讯作者: 许文年(1960—), 男(汉族), 河北省石家庄市人, 博士, 教授, 博导, 主要从事地质灾害与生态修复技术研究。E-mail: xwn@ctgu.edu.cn。

the concave cavity, and applied analytical methods to the stability of the caved wall. Initially, 2D finite (FE) numerical models of the collapsed wall-concave cavity were established, based on the ABAQUS software platform, which can be applied to quantitatively analyze the critical splash erosion pit depth value (D_0) required for triggering the collapse of the wall under natural conditions. The sensitivity of the main factors that lead to the failure of the collapsed wall was evaluated by means of the orthogonal experimental design; furthermore, this article selected a series of depths of the concave cavity (less than D_0). This study elucidated the quantitative relation between depths of concave cavity and the saturation threshold value that caused the collapse of the overlying red clay layer. [Results] The safety factor of the collapsed gully wall decreased linearly as the depth of the deep-cut hole increased. The water content of the red clay layer overlying the concave cavity was the most vital factor influencing collapse. In addition, the gradient of the collapsed wall had a significant impact on the stability of the collapsed wall. The relative depth of the concave cavity and the height of collapsed gully wall had little effect on the stability of the collapsed gully wall. [Conclusion] The possibility of collapse of gully walls depends largely on the size of the deep-cut hole and the moisture content of the soil above the concave cavity. Future research should apply this understanding to the prevention of collapse and to the engineering treatment of collapsed gullies.

Keywords: collapsed gully wall; concave cavity; erosion depth hollowed out by water flow; soil water content; orthogonal test; stability; control measures; collapse

崩岗作为中国南方低缓丘陵山区特有的一种自然灾害,用来描述一种红壤区山坡土壤或花岗岩岩石风化壳地表在地貌地形(如坡向、坡形、高程)、地层组合、水力特性、干湿效应、重力、人类活动等影响因子耦合叠加下,不断地被剥离、崩坍(塌)、陷蚀、堆积后形成深切围椅状崩口崖壁地理实体的广泛存在的土侵蚀现象^[1-4],其子系统包括集水坡面、崩壁、崩积堆、冲刷沟道及冲积扇^[5]。崩岗是水土流失中极端的一种侵蚀状态,是沟谷侵蚀和生态系统退化的高级阶段,亦是土壤侵蚀的最高表现形式,有学者形象地视崩岗景观为“烂山”、“溃瘍”、“劣地”^[6-8]。崩壁是风化壳土体在重力与水力的作用下发生滑塌、倾倒等变化而产生的极不稳定的陡壁^[9](坡度多 $>60^\circ$),是集水区与崩沟系统的交界面,是崩岗再次发生后续侵害的基础^[5,10-11]。崩壁在坡面某处因地表径流侵蚀而内凹,其凹陷的区域就称为瓮,瓮的孕育与形成是崩岗形成的初级阶段^[12-13],当瓮出现并扩大后,其上覆红黏土层失去支撑,使崩壁处于欠稳定状态,才为崩壁崩塌及后退创造条件。

长期以来,国内学者一直致力于崩岗成因及其侵蚀规律的研究,并主要从地质地貌、坡向、植被覆盖、土壤理化特性(机械组成、分形特征、微结构、土水特征参量等)、抗蚀性、花岗岩不同层次岩土特性(包括抗剪强度、可塑性能、崩解特性、胀缩特质)与崩岗发育之间的联系等方面展开^[8,14-16],且取得了较好的成就。可是在某些方面,诸如,有关崩壁几何因素与崩岗成因之间的关系及崩壁防治方法多为定性描述,定

量模型的建立较为欠缺^[9,17-18];其次,数值方法具有可重复性、直观性、数据容易提取等优点^[19],但涉及崩岗侵蚀领域的研究多集中于监测或试验手段^[20],缺乏严谨的数学力学理论基础,在数值研究方面鲜有探讨,难以清晰地揭示崩壁失稳滑移面的渐进扩展过程;再者,土层抗剪强度是土壤含水量的函数,可直接表达崩壁土体的稳定程度,故崩壁的稳定系数可表示为土抗剪强度的泛函,然而将抗剪强度引入对崩岗稳定性的研究严重稀少^[5],以至于无法定量地分析水分与崩壁崩坍之间的联系;最后,目前崩岗研究侧重于事后治理工作,但传统崩岗综合防治措施没有严谨的理论支撑,不仅治理工程周期长、成效低,有时反而会在一定程度上促使崩岗的发展,这恰恰增加了对预测预报崩岗土壤侵蚀及崩壁崩坍几率的需求^[5,21-22]。野外调查证实^[10],瓮形态的变化(主要表现为其凹陷深度的增加)能有效反映崩岗发展强度的大小,对揭示崩壁溯源侵蚀规律有直接意义。然而在过去^[23-24]对崩壁瓮的研究多停留在对瓮下定义、瓮发育历程及其形成原因的描述等层面,对瓮形态的演化进行多年测量统计的工作^[10]少有报道。瓮的发育程度与崩壁失稳崩塌之间的定性关系较明确,但对二者之间定量关系研究仍处空白,二者定量研究可作为崩岗成因机理研究、崩岗防治的理论基础,可用来预测预报崩壁崩落时机。为此,有必要建立崩壁—瓮分析模型,在前人的既有成果基础上开展进一步地深入研究。

在天然状态下,当且仅当瓮的发育规模(或瓮深)足够大,崩壁才会发生明显的崩塌后退破坏^[10];退一步讲,如瓮深较小时,若崩岗壁各层次土壤含水量足

够大是否也会触发明显崩坍呢? 基于此, 本文以湖北省咸宁市通城县内的一处崩壁剖面为范例, 依托 Abaqus 软件平台, 建立崩壁连同瓮的有限元分析概念模型。采用对砂土层由外向内分级开挖的方式来模拟瓮深的时空演变, 计算触发该范例崩壁明显崩塌所需的瓮临界深度值。通过设计 9 组正交有限元试验方案, 改变算例的原始参数, 对影响崩壁崩坍难易度的崩壁坡度、崩壁高度、瓮高所占砂土层厚度的比例、水分含量进行了因素主次评价; 针对正交试验得出的最优解(使崩壁处于最稳定状态的解析解), 进一步寻找若干较小的瓮深与引起崩壁崩坍所需的瓮上覆土层最小含水量之间的定量关系, 以期为崩岗失稳的预测提供数理依据。

1 研究区概况及数据处理

1.1 研究区概况

鄂东南通城县崩岗侵蚀区是湖北省崩岗集中分布的典型地区, 其崩岗的发生规律在南方具有很好示范性, 因此选择该县境内五里社区为供试土样采集地。阜山北麓通城地区属北亚热带季风气候区, 温暖湿润, 年内降雨量时空分配不均, 光照适中, 四季分明, 雨热同期, 东南西三面环山, 北面平坦, 地势南高北低, 海拔高程 142 m, 全县土地面积共计 1 172 km²[25], 土壤类型为红壤。多年平均气温约 16.3 ℃, 日最高气温 39.7 ℃, 极端最低气温 -15.2 ℃, >10 ℃的积温为 5 058 ℃, 多年平均降水量 1 550 mm, 年平均径流深 795 mm, 无霜期 260 d。据遥感显示, 全县有大小崩岗

1 102 个, 年土壤流失量达 1.20×10^6 t, 占通城侵蚀总量的 58.4%。在该地崩岗发生造成工民建筑、良田、湖泊沟渠、交通路线等遭到严重损毁, 导致较大经济损失。

本研究选取的崩壁仍处于发展状态, 其剖面结构自上而下被划分为: 表土层 A(有机质和游离 Fe₂O₃ 含量高, 土粒细腻, 偶有大颗粒石英, 长石、云母已完全风化, 厚 0.5 m)、红土层 B(土质均匀, 土粒细腻紧实, 长石、云母已完全风化, 黏粒含量高, 厚 4.5 m)、砂土层 C(高岭石含量高, 有机质和游离 Fe₂O₃ 含量低, 胀缩性弱, 原状土结构较松散, 粒径较红黏土明显增大, 由石英、半风化或未风化彻底的长石和云母构成, 厚 2.5 m) 和未出露碎屑层 D(保持花岗岩原生构造)。受燕山运动剧烈的南北向挤压力及地应力场等影响, 鄂东南花岗岩土体内发育了多组节理和裂隙。尤其是垂直节理的强烈发育, 利于崩壁崩坍发生[26], 主要节理产状为 320°/77°, 48°/75°[12]。采样点处崩壁坡面平均倾角经勘察为 70°。

差异性风化改造使崩壁形成独特的岩土分层结构, 具有一定的土壤退化特性, 不同层位性质(如矿物成分、孔隙度、力学强度、物质迁移、导水率)空间分异悬殊, 使得各土层抗水流、抗侵、抗崩解、抗崩坍等能力差异较大。砂土层 C 是崩壁崩塌的关键层次, 它强度较低, 崩解速率高且抗冲蚀能力极低, 受水力影响较大, 遇水弱化性极强。地表径流从集水坡面流下, 在上层土体形成造崖层的小型瀑布, 进而转化为瀑流, 下部砂土体被不断淘蚀并剥落后极易形成溅蚀坑, 进而扩大成侵蚀瓮[4,23](见图 1)。

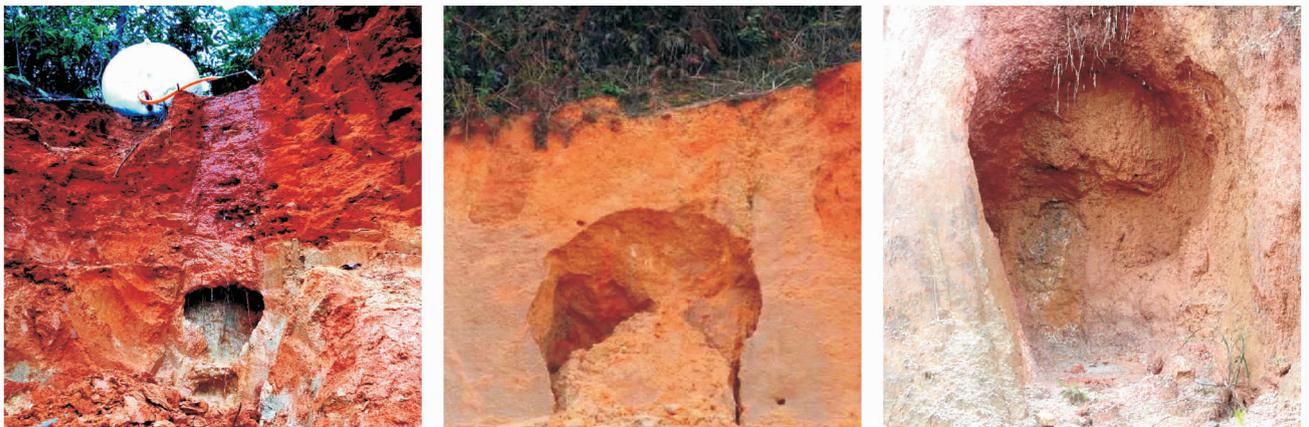


图 1 研究区崩壁侵蚀瓮现场实景图片

崩壁坡体由瓮上覆红黏土边坡 SP₁(由土层 A 和土层 B 构成)和砂质土边坡 SP₂(由土层 C 和土层 D 构成)组合为复合边坡[27]。SP₁ 土体抗冲蚀性较强, 持水能力大易吸湿增重, 当含水率较低时坚硬易开裂, 强降雨期饱和度大时减压膨胀呈塑性[28]。SP₂ 遇

水易解体掉块, 土壤结构稳定性小, 其水稳性指数 $IP_{SP_2} \ll IP_{SP_1}$ 。因瓮的存在, SP₁ 易与下覆土层配合形成悬空面, 同时上黏下砂的土层界面, 岩土体充水时崩壁内力表现为“上重下轻、内重外轻(在同一高程内层的挤压应力和膨胀潜能均大于坡面地表应

力)^[27]”,造成崩壁不稳而有向下向外崩落趋势。

1.2 主要数据来源与处理

现实中尤其是夏季高温高湿环境下,经过若干次干湿效应(亦称干湿水平,命为 Θ)交替变化,SP₁ 土体因水分屡次进出,SP₁ 土体的抗剪切强度 τ 值及其重量也随之改变。为了在数值计算时能反映这种现象,将现场采集的崩壁原装土样搬回实验室做不同程度的浸水或风干处理,共设置 6 种 Θ 。不同 Θ 对应的崩壁各土层含水率 ω 通过铝盒法测定(见表 1),各层次土体在不同含水率 ω 下的重度 γ 可由 $\gamma = \rho_d g (1 + \omega)$ 求出,土壤干密度 ρ_d 由环刀法标定(见表 2),不同 ω 下的黏聚力 c 、内摩擦角 φ 值通过应变控制式不排水剪切试验获取(如表 3)。因碎屑层在地表以下采样很困难,其各种

基本参数均无法通过试验获得,但考虑到碎屑层矿物成分风化较弱,相互结合较紧密,保持花岗岩原生纹理构造,碎屑层以下为球状风化花岗岩基岩层,故可将该层和其下的基岩归并为同一土层(命名为弱风化花岗岩土层,记作 D*)以简化分析。崩壁塑性破坏区一般不会出现在地表以下,本研究仅关心瓮上覆土层处于极限状态时的破坏区,因此土层 D* 的原始参数取值对崩壁整体研究意义不大,可假设其 γ 和 τ 在各 Θ 下为恒定值。又因碎屑层土粒的 c 和 φ 值随 ω 的变化又很微小,故认为土层 D* 的 c 和 φ 在各种 Θ 下不变,其取值通过参数反演并依经验综合判断,最终确定分别恒取 19.250 kPa,38.140°, γ 值则列于表 2。变形模量 E 和泊桑比 μ 则结合工程地质手册选用合理的数值。

表 1 崩壁不同土层在不同干湿效应 Θ 下的含水率 ω

土层	土层底面相对地面线的计算高程/m	不同干湿效应 Θ 下土层含水率 $\omega/\%$					
		1	2	3	4	5	6
A	7.0	8.53	13.92	18.11	23.95	24.19	33.01
B	2.5	7.05	11.65	17.03	21.51	26.62	30.56
C	±0.0	6.22	10.83	15.01	21.27	25.35	31.53
D*	-7.5	—	—	—	—	—	—

注:A 为表土层(有机质和游离 Fe₂O₃ 含量高,土粒细腻,偶有大颗粒石英,长石、云母已完全风化);B 为红土层(土质均匀,土粒细腻紧密,长石、云母已完全风化,黏粒含量高);C 为砂土层(高岭石含量高,有机质和游离 Fe₂O₃ 含量低,胀缩性弱,原状土结构较松散,粒径较红黏土明显增大,由石英、半风化或未风化彻底的长石和云母构成);D* 为未出露碎屑层(保持花岗岩原生构造)与其下覆基岩抽象组合后的土层;不同 Θ 分别记为 1, 2, 3, 4, 5, 6。从 1 到 6 含水率在增加,1, 2, 3 分别表示土样自然风干 48, 24, 12 h; 4 为天然状态(对应的含水率为天然含水率 ω^*); 5, 6 分别表示浸水 30, 60 s。下同。

表 2 崩壁不同土层的主要物理力学参数建议值

土层	重度 $\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$						孔隙率 $n/\%$	变形模量 E/MPa	泊桑比 μ	$\rho_d/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	颜色
	1	2	3	4	5	6					
A	14.00	14.70	15.24	15.99	16.02	17.16	46.7	9.30	0.34	1.290	暗红
B	14.99	15.63	16.38	17.01	17.73	18.28	44.8	18.50	0.35	1.400	红
C	14.23	14.85	15.41	16.25	16.80	17.63	47.1	21.20	0.26	1.357	浅红或灰白
D*	19.50	19.50	19.50	19.50	19.50	19.50	—	30 000	0.30	—	白

表 3 崩壁不同土层的黏聚力 c 和内摩擦角 φ

Θ	A		B		C	
	c/kPa	$\varphi/(\text{°})$	c/kPa	$\varphi/(\text{°})$	c/kPa	$\varphi/(\text{°})$
1	91.047	34.078	81.590	36.667	21.553	30.913
2	82.571	27.256	90.076	34.526	23.724	30.964
3	58.686	30.530	65.432	32.026	20.381	29.243
4	18.620	25.699	47.975	28.030	14.052	29.276
5	12.842	25.007	11.723	27.020	11.864	27.815
6	12.456	18.886	6.424	24.862	2.093	28.337

2 问题的提出、研究方法与分析模型

2.1 拟解决的问题

首先对相关概念进行阐释。随着瓮在砂土层内沿水平方向凹陷深度 d 的增加,其结果是启动瓮上覆红黏土边坡 SP₁ 崩坍所需能量越来越小,因此必有一

个瓮深值致使 SP₁ 土层恰好发生大幅度崩坍(失稳),为便于叙述,将这个瓮深值命名为瓮临界(极限)深度 D_0 (注:下标“0”非数字 0,仅表示一个记号,下文可类似理解)。从另一角度试想,若瓮深 $d < D_0$ 时,但 SP₁ 土层的含水率高于天然含水率 ω^* 时崩壁尚处于稳定状态,设想继续增加 SP₁ 土层的含水率(如遇强暴

雨),因 SP_1 土层被通过裂(孔)隙入渗的雨水弱化导致其力学特性(τ 值)连续劣化,且红黏土吸湿增重,故也必有一个含水率值触发边坡 SP_1 恰好崩落,将这个含水率值命为 SP_1 的临界水分含量 $\bar{\omega}_0$ ($\bar{\omega}_0 > \omega^*$)。

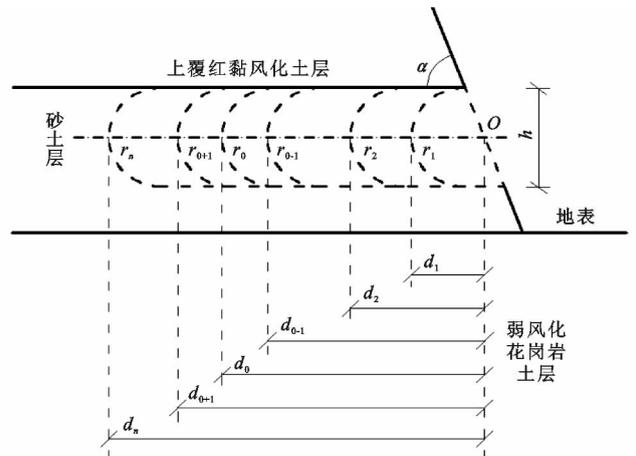
若在某 T_0 时刻的前几天内没有遭遇明显降雨,温度也不太高(水分蒸发量可不计),则将 T_0 时刻崩壁所处的状态命为天然状态(记为 δ , 对应 $\Theta=4$)。对于不同 d 值与崩岗侵蚀(或崩壁稳定性)之间的关系,本研究关心两个广义问题。①对于长期处于 δ 状态的崩壁, d 为何值时崩壁会发生崩塌? 瓮在演变历程中,崩壁的破坏区随着 d 的增加有何发展规律? ②虽小于 D_0 值的一系列 d 值 d_1, d_2, \dots, D_{0-1} 的崩壁在 ω^* 下未崩塌,但若虚拟增加崩壁土层的含水率 ω 直到 $\bar{\omega}_0$ 时,崩壁可能会突然大体积解体崩塌。此问题旨在求出 d_1, d_2, \dots, D_{0-1} 值下使瓮上覆边坡 SP_1 恰好形成崩塌时与 d_1, d_2, \dots, D_{0-1} 相对应的 $\bar{\omega}_0$ ($\bar{\omega}_0 > \omega^*$)。

2.2 拟采用的基本求解思路与方法

(1) 问题 1。将崩壁所有土层的 ω 取为各自的 ω^* , 随机取若干瓮深 $d_1, d_2, \dots, d_{0-1}, d_0, d_{0+1}, \dots, d_n$ 组成 $\{d_n\}$, 满足 $\Delta_d = d_i - d_{i-1} = 0.50 \text{ m}$ ($i=3, 4, \dots, 0, \dots, n$) 且 $d_2 = 2.00 \text{ m}$ 。为模拟现实中瓮的孕育是从坡面边缘开始的, 限定 d_1 值的计算(式(1))中瓮的圆弧上切点是从红土层与砂土层的接触线与坡面的交点起算。随着砂土层被水蚀风化程度的增加(表现为 d 值变大)瓮向砂土层内部扩展的过程利用 Abaqus 软件接触对算法中的“生死”单元功能呈现(详见图 2)。具体操作过程中, 软件将欲开挖掉单元的刚度矩阵乘以一个无穷小因子, 则单元荷载变为零, 从而不对荷载向量生效^[29]。主要计算分析步设置如下: 在 Initial 初始分析步后添加 Geostatic 分析步, 并规定允许的位移容限进行初始地应力平衡, 计算崩壁在自身重力下的弹性变形和应力作为初始状态; 之后在 Geostatic 步后插入 n 个静力通用 Remove 分析步 $r_1, r_2, \dots, r_{0-1}, r_0, r_{0+1}, \dots, r_n$, 分别开挖(“杀死”)图 2 的 $r_1, r_2, \dots, r_{0-1}, r_0, r_{0+1}, \dots, r_n$ 区域, 以实现瓮深逐步增加的动态历程。当 Abaqus/Standard 提交作业后计算进行到某一开挖步 r_0 时, 塑性变形范围或屈服区从内部连通, 就认为此时崩壁已崩塌, 但分析步 r_{0-1} 塑性区并未贯通, 就认定分析步 r_0 对应的瓮深 d_0 为瓮的粗略临界深度。若计算进行到分析步 r_n 结束时塑性区还未连通, 则需在 r_n 后插入一系列开挖分析步并重新试算; 如 r_1 结束后塑性区就已贯通, 则需在 r_1 前插入一系列开挖分析步试算, 但此时瓮末端圆弧须改为普通弧线, 等差 Δ_d 须作相应减小。

$$d_1 = (h/2)(1 + \cot\alpha) \quad (1)$$

式中: h ——瓮的高度(m); α ——崩壁的平均坡度($^\circ$)。



注: 图中 r_i 为拟挖除(开挖)区域, 将区域 r_i 与 Remove 分析步 r_i 同一化(符号表示不加区分); d_i 为区域 r_i 内部点集的横坐标左下境界对应的瓮深度; h 及 α 的含义同公式(1)。其中 r_2 与 r_{0-1} 及 r_{0+1} 与 r_n 之间的弧线省略, 且 $i=1, 2, \dots, 0-1, 0+1, \dots, n$ 。

图 2 分步挖除(杀死)动态过程模拟(生死单元)法示意图

为了提高 D_0 的求解精度, 设 $\{d_n\}$ 中 d_0 的紧邻上一个瓮深为 d_{0-1} , 应用计算数学“二分法”的思想, 取 $d^\oplus = (d_0 + d_{0-1})/2$ 。在开挖步 r_{0-1} 之后, 分析步 r_0 之前另插一个开挖步 r^\oplus (对应 d^\oplus), 查看瓮深为 d^\oplus 时塑性区是否连通, 如是, 在区间 $(d_{0-1}, d^\oplus]$ 用二分法重复上述步骤; 否则在 $(d^\oplus, d_0]$ 上用二分法重复计算, 直至绝对误差限(距离) $\epsilon = |d_{0-1} - d^\oplus|$ 或 $\epsilon = |d^\oplus - d_0|$ 小于 1.250 cm 时停止计算, 由于“二分法”总是收敛的, 此时对应的 d^\oplus 值就定为瓮精确的临界深度 D_0 。笔者将以上算法叫做思路 1。

(2) 问题 2。在问题 1 求解终止后, 为叙述方便, 假设算出的 D_0 为 $D_{0\delta}$, 预取小于 $D_{0\delta}$ 的 m 个 d 值构成数列 $\{d_{em}\}$, 并任取尾项 d_{em} 使其接近 $D_{0\delta}$, 且 $\{d_{em}\}$ 满足 $\Delta_{de1} = d_{ei} - d_{e(i-1)} = 0.50 \text{ m}$ ($i=6, 7, \dots, m$)。首项 $d_{e1} = 0.00 \text{ m}$ 且 $\Delta_{de2} = d_{e(i-1)} - d_{ei} = -0.25 \text{ m}$ ($i=2, \dots, 5$)。之所以在 $\{d_{em}\}$ 中设 2 个不同的 Δ_{de} , 是由于现实中 d 的目测值一般小于 1.00 m , 在 $[0.00, 1.00]$ 上适当加密瓮深计算点更符合实际。当在 $\{d_{em}\}$ 中取某一值如 1.00 m 时, 在 δ 下崩壁未崩塌, 但在雨水通过表土层下渗过程中红黏土层的 ω 会逐渐增加, 若 ω 继续增大至某一值 $\bar{\omega}_0$ 时, 崩壁塑性区刚好贯通而达到极限破坏状态。再人为预取若干含水率 $\omega_1, \dots, \bar{\omega}_{0-1}, \bar{\omega}_0, \bar{\omega}_{0+1}, \dots, \omega_m$ 组成新数列 $\{\omega_m\}$ 。其中, 等差 $\Delta_\omega = \omega_i - \omega_{i-1} = 0.50\%$ ($i=2, 3, \dots, m$), 且 ω_1 取比 ω^* 稍大的任意值 $\forall \omega_1$ 。计算中令砂土层与土层 D^* 的含水状态恒定在 $\Theta=4$ (依据是: 砂土层和红土层交

界线附近入渗系数明显小于 SP_1 土体的入渗系数,在崩壁剖面红土层偏下部存在一弱透水层^[30],故在暴雨作用下 SP_2 的含水量变化微小,只增加红黏土层的 ω ,直至 $\bar{\omega}_0$ 时崩壁崩坍,运用二分法求出与瓮深为 1.00 m 对应的临界含水率 $\bar{\omega}_0$ (使允许误差限 ϵ 在 0.05% 内)。对于 $\{d_{mi}\}$ 中的每一个 d_{ai} 值按上述方法都能求出相应的 $\bar{\omega}_0$,将求解数据用平滑曲线连接,观察 d_{ai} 与 $\bar{\omega}_0$ 之间的变化趋势,并拟合出二者之间的函数关系式 $\bar{\omega}_0(d_{ai})$ 。为计算方便,不计同一土层在各个方向上的含水率变化梯度 $\text{grad}\omega(x, y)$ 。

2.3 有限元模型的建立

崩岗与一般滑坡类似^[4],崩岗侵蚀关键因子分析可参考边坡、泥石流等较成熟的定量研究方法^[31]。参照前人崩岗模拟的做法^[32],本文作者视崩壁为一理想化的边坡,为节省计算资源,采用二维数值模拟技术,按照崩壁实际地层的分布情况,利用 Abaqus 建立如图 3 所示的崩壁崩坍前概化实体模型,为方便计算,将坡面简化为直线。固然崩岗崩壁不是无限长,但对于离开崩岗两端面相当远的剖面受端面的影响可不计,且由于崩壁形状沿一定长度范围内无明显起伏,故可按平面应变问题进行分析计算,上述简化方式可获得精度意义下的解答。考虑到边界效应会对计算精度带来影响,根据 Saint-Venant 原理,计算域范围取崩壁坡脚处向右延伸 1 倍崩壁高度 H ,坡顶左延 $1.5H$,模型上下边界相隔 $2.0H$ 。数值模型中大部采用 4 节点 CPE4 四边形完全积分等参网格单元形式,瓮所占区域采用 3 节点 CPE3 三角常应变单元进行局部加密。岩土体采用经典莫尔-库伦弹塑性本构模型,边界条件为:模型底部二向约束,左右侧法向约束,地表及崩壁顶面无约束。

为进一步简化,结合实地踏勘情况,对崩壁-瓮模型进行了如下必要的合理假定:①各土层等厚、连续、且为弹塑性各向同性均质体;②土层之间交界面单元的 c 和 φ 相同,且崩壁各层既不相脱离也不相对滑动;③将温度变化导致各土层力学性质的异变性归结为模量 E 的差异^[33],计算中不考虑裂隙的影响;④瓮末端圆弧与红土层和砂土层的交界面相切(如图 2);⑤不计地下水对崩岗底部的侵蚀作用。

3 计算结果与分析

3.1 瓮的临界凹陷深度 D_0 分析及因素敏感性评价

3.1.1 “开挖模拟法”数值算例、 D_0 分析 以 1.1 节中所描述的处于 $\delta(\Theta$ 为 4) 下的崩壁剖面(几何参量为: H 为 7.5 m, α 为 70° , h 为 2.0 m)为例,阐明利用“开挖模拟法”求 D_0 的明细。崩壁岩土体的破坏区范

围及位移随着 d 的增加也随之改变,通过观察不同 d 下崩壁塑性屈服区的贯通过程图及位移等值云,可了解砂土层被淘空到一定进深时崩壁崩坍面的位置及土体单元破坏后的状态。

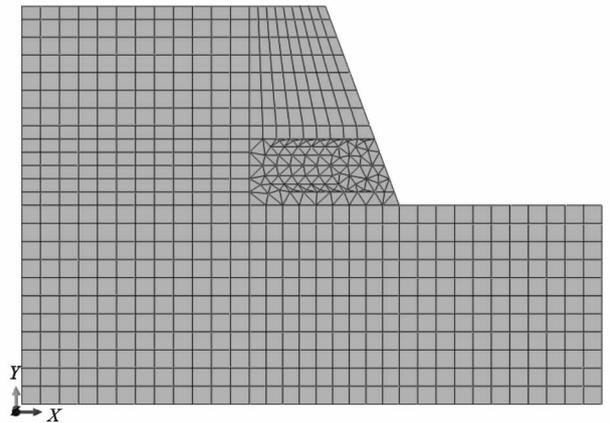


图 3 崩壁连同瓮二维整体模型及网格剖分

等效塑性应变与屈服区分布情况随着 d 增加产生动态变化,塑性区与屈服区的发展变化情况基本同步。由 Abaqus 等值云得知,在瓮形成过程中,土体单元首先在崩壁坡脚出现剪应变集中;当 d 发展到 3.50 m 时,随 d 的增大,在后缘(即坡顶)开始出现以拉张为主的屈服破坏区;当砂土层被水蚀至 4.00 m,后缘屈服区斜向下延伸,同时坡脚屈服区也在向上扩展,两部分屈服区连通直至形成贯通带,表明此时控制性结构面已逐步贯通,崩壁已达到临界破坏状态,瓮上覆土体崩坍启动,崩坍后的产物将堆积在坡脚成为崩积堆(由崩坍后的变形网格图可知)。综合此时的应力云,崩壁顶部全是拉裂破坏区,意味着在野外会加速垂直纵张裂隙的产生,而坡脚形成压剪破坏区,瓮末端位置处因砂土层被开孔受到扰动,出现极大的孔边 Mises 应力集中,使得圆孔附近的应力与变形状态完全改观,这一切共同促使崩壁快速形成滑移式崩坍面。同时结合计算云图也能较清晰地评判出崩坍临界滑裂面出现的大体位置(由于 1 个在滑动面两侧附近,且连续贯通的局部屈服破坏单元集合中必然存在一个滑动面^[34],故可认为等值云中塑性滑带的中弧线即为滑裂面出现位置)和形状(呈直线)。

由以上结果可理解崩壁崩落机制:坡度较大的崩壁地形陡峭,为形成崩塌奠定了基础。砂土层风化松散, Mises 应力集中,发生压剪破坏,加之跌水作用下易坍塌形成瓮,不利于崩壁稳定的结构面。在边坡 SP_1 自身重力和外营力作用下,裂隙易扩张贯通,崩塌受外倾结构面控制,红黏土体重心前移,导致锁固端逐渐破坏,使临空土体脱离母质土而坠落。

上述计算过程是按数列 $\{d_n\}$ 的项数 n 取 7 进行的,但在开挖步 r_7 之前的分析步 r_6 迭代进行到 $t=0.9599$ 时,有限元迭代计算已不收敛,即崩坍面特征点位移有无限增长趋势,而 Remove 步 r_5 迭代结束时屈服区未贯通,说明瓮深极限值 D_0 不大于 r_6 对应的瓮深 $d_6=4.00$ m,故考虑在 $d \in (3.50, 4.00]$ 上反复运用“二分法”查看开挖到区间中点的瓮深 $d^{(4)}$ 时对应的屈服区是否贯通。逐步锁定精确值 D_0 所在的区间,直到搜索出满足研究需求精度 ϵ 的 D_0 时停止计算,最终求出该算例瓮的 D_0 值为 3.68 m(为偏保守预测 D_0 ,此处四舍五入时逢五不进一)。

为更准确地剖析 d 对瓮上覆危岩体稳定性的影响程度,凡 $\{d_7\}$ 中已有的 d 值以及用“二分法”求解过程中牵涉到的 d 值,笔者对每一 d 值都单独建模,应

用有限元强度折减法计算相对应的崩壁稳定性系数 F_s ,其结果汇总于表 4。当 d 为 3.688 m 时 $F_s \rightarrow 1$ (崩壁到达极限状态),从而检验了“生死单元法”求解 D_0 的科学合理性。将表 4 中数据点在坐标纸中描点发现, F_s 与 d 之间服从很好的线性负相关规律,采用最小二乘法得到二者之间存在形如 $F_s = 2.0433 - 0.2792d$ 的拟合表达式,若另 $F_s = 1.000$ 可得出 $d = 3.737$ m,取 $D_0 = 3.73$ m,与上述得出的 3.68 m 比较接近。这里须要指出,现实中砂土层几乎不可能被掏蚀如此深才崩坍,而是强降雨时边被掏空,在下次阴雨连绵时边形成崩坍,崩坍后 d 趋于零,砂土层重新被掏蚀。由此看来, $D_0 \approx 3.70$ m 似乎与实际有出入,但以上计算是在未考虑降雨条件(即自始至终都处于 δ 状态)下分析的。

表 4 崩壁的 F_s 与瓮凹陷深度 d 的关系

瓮深 d/m	1.364	2.000	2.500	3.000	3.500	3.625	3.688	3.750	4.000	4.500
稳定性系数 F_s	1.656	1.488	1.360	1.216	1.052	1.036	0.998	0.993	0.914	0.807

3.1.2 影响崩壁崩坍或崩岗侵蚀的因素主次分析
正交试验设计是一种可以研究多因素多水平条件的重要设计方法,可挑选少数具有代表性的组合处理进行试验,具有均衡分散性(在空间直角坐标系上均衡排列,不偏不倚)、综合可比性等优点^[35]。本文在研究不同 d 与崩壁崩坍的关系及其敏感性因素时,遵循“尽量少选因素和水平、考虑对试验指标影响大的因素、在不增加试验次数前提下,可多选因素少选水平”的原则,经全面考虑,最终确定 H, α, h 与砂土层厚度之比(命为 h^*)及 Θ 作为本正交试验的 4 个试验因素,依次以 A, B, C, D 表示。通过多次野外调研和地质分析成果知, δ 状态下,通城五里社区 H 一般集中在 7.0~9.0 m,启动崩壁直线状崩坍失稳所需的 α 约在 60~80°(当 $\alpha < 60^\circ$,崩壁失稳时产生圆弧状滑裂面,本研究不考虑此情形), h^* 的目测值一般在 0.52~0.80,并将供试土样通过浸水处理使 Θ 控制在合理范围内。选取的试验因素水平(表 5),研究因素 A 时假设各土层厚度随 H 改变按原各土层厚度之比均匀变化(如 H 为 8.5 m 时,表土层厚为 $(0.5/7.5) \times 8.5$ m)。

因上述各因素的水平数都相等、因素间交互作用均可忽略且易量化,满足选用 4 因素 3 水平标准正交表 $L_9(3^4)$ 进行设计的基本条件,正交试验方案如表 6。在表 6 中 9 种试验条件下,根据“开挖模拟法”, D_0 的计算值统计于表 7。可以看出,在选定的正交组合

范围内,使崩壁恰好形成崩坍的 D_0 在区间 $[0.005, 5.172]$ 内变化,在 δ 状态及风干或高温失水状态(Θ 为 3)下 D_0 较大,但当瓮上覆土层略微增湿(Θ 为 5)时, D_0 迅速减小。

表 5 试验因素水平表

水平 i	因素 j			
	A 崩壁高度 H/m	B 坡度 $\alpha/(\circ)$	C 瓮高与砂土层厚度之比 h^*	D 干湿效应 Θ
1	7.5	65	0.56	3
2	8.0	70	0.68	4
3	8.5	75	0.80	5

表 6 正交试验方案

试验号	因素 j			
	H/m	$\alpha/(\circ)$	h^*	Θ
s_1	(1)7.5	(1)65	(1)0.56	(1)3
s_2	(1)7.5	(2)70	(2)0.68	(2)4
s_3	(1)7.5	(3)75	(3)0.80	(3)5
s_4	(2)8.0	(1)65	(2)0.68	(3)5
s_5	(2)8.0	(2)70	(3)0.80	(1)3
s_6	(2)8.0	(3)75	(1)0.56	(2)4
s_7	(3)8.5	(1)65	(3)0.80	(2)4
s_8	(3)8.5	(2)70	(1)0.56	(3)5
s_9	(3)8.5	(3)75	(2)0.68	(1)3

注:表中括号内的数字表示正交表中各列的水平数字。

表 7 各正交有限元方案下瓮深极限值 D_0 的计算值汇总

试验号	s_1	s_2	s_3	s_4	s_5	s_6	s_7	s_8	s_9	最大值	最小值
D_0/m	5.172	3.742	0.005	0.663	4.844	3.580	4.078	0.108	4.547	5.172	0.005

处理正交试验结果一般通过 R 法来综合评判因素的主次和最优组合,用 R 法进行数据分析直观形象、简单易行。一般地,命 Y_{ji} ($j=A, B, C, D, i=1, 2, 3$) 为第 j 因素 i 水平所对应的试验指标(本文即指 D_0)之和, \bar{y}_{ji} 为 Y_{ji} 的平均值。 \bar{y}_{ji} 的大小反映了因素 j 的 i 水平对试验指标的影响程度,据此可判断 j 因素的优水平,各因素优水平的组合即最优组合。命 R_j 为第 j 因素的极差,其计算式见式(2), R_j 表征了第 j 因素水平变动时试验指标的变动幅度, R_j 越大,说明该因素对试验指标的影响越大,因此也就越重要。 R_j 最大的因素可认为是最主要的因素,反之是较次要的因素,于是依据 R_j 的大小可以进行因素敏感性分析。分别对表 7 中 9 组试验 D_0 的求解值进行 R 法计算和判断(如表 8)。

表 8 多因素敏感性 R 法分析结果

试验指标	因素 j			
	A/m	B/(°)	C	D
Y_{j1}	8.919	9.913	8.860	14.563
Y_{j2}	9.087	8.694	8.952	11.400
Y_{j3}	8.733	8.132	8.927	0.776
\bar{y}_{j1}	2.973	3.304	2.953	4.854
\bar{y}_{j2}	3.029	2.898	2.984	3.800
\bar{y}_{j3}	2.911	2.711	2.976	0.259
R_j	0.118	0.594	0.031	4.596
水平主次	2>1>3	1>2>3	2>3>1	1>2>3
主次因素	D>B>A>C			

为更直观明了地揭示各试验指标 Y_{ji} 随各因素水平 i 的变化规律,现以 i 为横轴变量, Y_{ji} 为纵坐标,绘制因素与指标趋势图(参见图 4)。

$$R_j = \max\{\bar{y}_{j1}, \bar{y}_{j2}, \dots\} - \min\{\bar{y}_{j1}, \bar{y}_{j2}, \dots\} \quad (2)$$

通过比较各因素的极差 R_j 可以得出,4 因素对试验指标 D_0 的影响程度由大到小依次为 D, B, A, C。 Θ 的变动造成崩壁稳定性受瓮深 d 的影响程度远大于其他因素,是最显著的影响因素,而 Θ 明显增加往往是由于雨水入渗引起的,故崩壁崩塌多发生在集中强降雨期; α 对 D_0 也有较大的影响, H 的影响程度较小,而 h 的变动对 D_0 影响最小或者说几乎无影响。从主次水平分析,崩壁土体含水量和坡度越小,瓮上覆土边坡 SP_1 稳定性受 d 的影响也越小,这是符合常理的;但 H 和 h 却存在这样的一个临界值(奇异点),使崩壁启动崩坍所需 d 的最小值最大(见图 4)。究其可能原因,当因素 C 取值较小(h 小于 0.68)时,虽然瓮的体积较小,但瓮进深最大处孔端 Mises 应力集中较大且占主导地位,导致边坡 SP_1 稳定性降低,致使崩壁明显崩坍的 D_0 相对较小,试想若命 $h \rightarrow 0$,则瓮的存在相当于一细微裂纹,根据 Griffith 强度理

论,材料的破坏往往始于裂缝端,而崩壁土体受力后使裂纹尖端附近应力明显升高,这对瓮上覆土体强度和稳定性极为不利;当 h 达到 0.68(即因素 C 的 2 水平)时,孔端 Mises 应力减小, D_0 达到极大值;当 h 继续增大,虽 Mises 应力集中现象继续减弱,但此时瓮体积较大(瓮上部临空面相对零势面的重力势增大)且居主控地位,换言之,瓮体积的增大引起 D_0 的减小值掩盖了 Mises 应力效应减弱引起 D_0 的增大值,故 D_0 反而减小。根据常识 H 越大就越不稳定,但模拟试验结果表明, H 也存在一个使崩壁稳定性受瓮深 d 影响最小的临界值,笔者认为当 H 增大时,砂土层的厚度也在增大,在 h 一定的条件下,从而 h 也在增加,可见研究因素 A 时不能单纯从崩壁高度角度解释,还应考虑 h 变化导致 Mises 应力效应变化对 D_0 的综合影响。综上所述,因 D_0 (或 \bar{y}_{ji}) 越大崩壁崩坍的概率就越小,故四因素优水平的组合便是本试验的最优组合 $A_2B_1C_2D_1$, 即崩壁最稳定状态。若命组合 $A_2B_1C_2$ 为最稳定条件 IF, 可以计算,在同时满足条件 IF 和崩壁 Θ 为 3 的附加约束条件下, D_0 的理论值为 5.295 m。

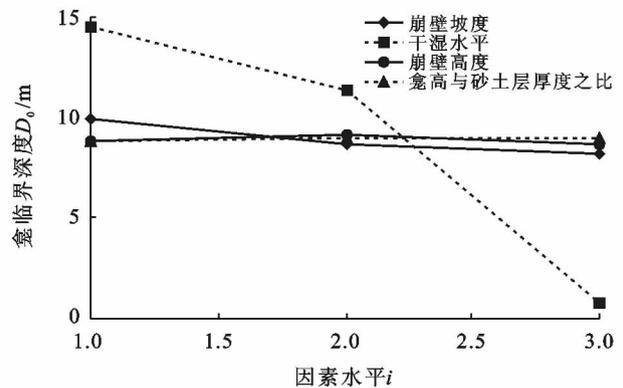


图 4 因素水平与瓮侵蚀临界深度趋势间的关系

3.2 触发崩壁崩坍的临界水分含量分析

研究问题 2 需用到红黏土层的 c, φ 值与土含水量 ω 之间的映射关系,由于只对很有限的 6 种 Θ 下土层的抗剪强度 τ 值进行了实测(详见表 3),仍无法满足科研需求。若用 Excel 表格拟合 c, φ 与 ω 之间的算子关系,不仅拟合的函数式有光滑度较差(不能保证二阶导数连续),甚至在某自变量取值区间上目标值与真实值偏差较大,故在浸水试验有效数据基础上,可采取插值法手算,将有限的离散实测值变换为一连续的能描述 c, φ 值与水分含量 ω 之间关系的定量表达式,这样任取一较高的 ω 值带入表达式求出对应的 τ 值,并将其植入 ABAQUS 软件中便可模拟瓮上覆土层吸水连续软化的真实状态。

因崩壁剖面各土层的 ω 随时间空间改变而改变,而本文仅对通城县某一地理坐标的崩壁展开研究,加

上影响崩壁崩坍因素的复杂性与不确定性,成果未必很好地适用其它地域的崩壁,故若将表土层和红土层在 6 种 Θ 下的 ω 用式(3)转化为各自的饱和度 S_r 显得更有实际意义,换言之,问题 2 的着落点转移到探索触发瓮上覆红黏土崩塌所需的临界(最小)饱和度 S_{r0}^* 在什么范围内,似乎价值更大。为此,命表土层 A 和红土层 B 的饱和度分别为 S_{rA}, S_{rB} ,当雨水下渗到 SP₁ 土层时,在同一 Θ 下 S_{rA} 与 S_{rB} 并不等,在求解问题 2 时是以 S_{rA} 为准还是以 S_{rB} 为准呢? 注意到表 1 中红土层与表土层在同一 Θ 下的 ω 差别不算大(故猜测 S_r 也差别不大),可对两土层的饱和度取平均进行简化处理,命土层 A 和土层 B 按土层厚度加权的平均(或整体)饱和度为 S_r^* (按公式(4)计算),计算结果如表 9 所示。为节省篇幅,文中仅以条件 IF(H 为 8.0 m, α 为 65°, h 为 0.68)为例分析问题 2。在条件 IF 下,当崩壁处在 δ 状态时,应用“开挖模拟法”得出 $D_{0\delta}$ (为避免前后混淆,将此处 D_0 以符号 $D_{0\delta}$ 代替)为 4.119 m,固定若干小于 $D_{0\delta}$ 的瓮内蚀深度 d_{ei} ,探索在降雨天气下 SP₁ 土层吸湿增重时的 S_r^* 增加到何值时崩壁突然启动大幅度崩坍。

$$S_r = (\omega \rho_d) / (n \rho_w) \quad (3)$$

$$S_r^* = (S_{rA} \cdot h_A + S_{rB} \cdot h_B) / (h_A + h_B) \quad (4)$$

式中: n ——孔隙率(%); ρ_w (取为 1 g/cm³)——纯水在 4 °C 的密度; h_A, h_B ——表土层和红土层的厚度(m)。

表 9 瓮上覆红黏土层的平均饱和度 S_r^* 与 Θ 的关系 %

Θ	1	2	3	4	5	6
S_{rA}	23.563	38.451	50.025	66.157	66.820	91.184
S_{rB}	22.031	36.406	53.219	67.219	83.188	95.500
S_r^*	22.184	36.610	52.900	67.113	81.552	95.069

$$c_A = 58.686 \times \frac{(S_r^* - 0.67113)(S_r^* - 0.81552)(S_r^* - 0.95069)}{(0.529 - 0.67113)(0.529 - 0.81552)(0.529 - 0.95069)} + 18.620 \times \frac{(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.81552)(S_r^* - 0.95069)}{(0.67113 - 0.529)(0.67113 - 0.81552)(0.67113 - 0.95069)} + 12.842 \times \frac{(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.67113)(S_r^* - 0.95069)}{(0.81552 - 0.529)(0.81552 - 0.67113)(0.81552 - 0.95069)} + 12.456 \times \frac{(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.67113)(S_r^* - 0.81552)}{(0.95069 - 0.529)(0.95069 - 0.67113)(0.95069 - 0.81552)} = -3417.436932(S_r^* - 0.67113)(S_r^* - 0.81552)(S_r^* - 0.95069) + 3245.501188(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.81552)(S_r^* - 0.95069) - 2296.467444(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.67113)(S_r^* - 0.95069) + 781.6817125(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.67113)(S_r^* - 0.81552), S_r^* \in [0.529, 0.95069] \quad (5)$$

$$c_B = -3810.273887(S_r^* - 0.67113)(S_r^* - 0.81552)(S_r^* - 0.95069) + 8362.133162(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.81552)(S_r^* - 0.95069) - 2096.362548(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.67113)(S_r^* - 0.95069) + 403.1409217(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.67113)(S_r^* - 0.81552), S_r^* \in [0.529, 0.95069] \quad (6)$$

下面以强度指标 c 和 φ 值为因变量,红黏土层的 S_r^* 为自变量,求 4 个简单插值多项式近似替换表 3。为避免舍入误差积累带来的病态问题,在进行插值计算时至少保留小数点后五位。由于只研究瓮上覆土边坡吸湿增重过程中饱和度的变动对崩壁崩塌的影响,并不考虑自然蒸干过程中水分含量降低对崩壁稳定性的影响,故而忽略 Θ 为 1, 2 的情况,但为保证可靠度,保留 Θ 为 3 的情形,并取 $S_{r3}^* = 0.52900, \dots, S_{r6}^* = 0.95069$ 为插值节点。对 Θ 为 3~6 下的 S_r^* 与表 3 中相应的表土层粘聚力 c_A 进行 3 次拉格朗日插值(公式(5)),同理,得出红土层粘聚力 c_B 与 S_r^* 的 3 次 Langrange 插值多项式(式 6)。从表 3 可知 c_A 应为 S_r^* 的减函数,但对式(5)求一阶导发现 $c_A'(S_{r5}^*)$ 大于 0 (≈ 13.615),在插值点 S_{r5}^* 附近的邻域 $\delta(S_{r5}^*)$ 内及区间 (S_{r5}^*, S_{r6}^*) 上式(5)严重失真。通过进一步求得 $c_A'(S_{r4}^*) \approx -127.3$,并观察到在区间 $[S_{r4}^*, S_{r6}^*]$ 上 c_A 变化很小,故可另 $c_A'(S_{r6}^*) = 0$ 作为第一类边界条件,在区间 $[S_{r4}^*, S_{r6}^*]$ 上进行三次分段样条插值以保证所求分段多项式二阶导数连续可微,结果见式(7),可验证,式(7)具有很好的适用性。用类似方法得出 c_B 与 S_r^* 的样条插值函数式(8)。对 Θ 为 3 到 6 下的 S_r^* 与表 3 中的表土层内摩擦角 φ_A 进行 3 次牛顿插值(式(9)),同理,得出 φ_B 与 S_r^* 的 3 次 Newton 插值多项式(式 10)。公式(9)和(10)的精度能得到满足本文近似程度要求的结果,无需再进行样条插值,在不同的 S_r^* 下 SP₁ 土层的容重 γ 按式子(11)计算。至此,有了公式(7)~(11)就可以在 $[S_{r3}^*, S_{r6}^*]$ 上 $\forall S_r^*$, 求出其对应的所有计算参数,从而可分析该饱和度下崩壁当前的稳定程度或崩坍的几率。下面将计算数列 $\{d_{em}\}$ 中各数项 d_{ei} 对应的使 SP₁ 崩坍的临界饱和度 S_{r0}^* 。

$$c_A = \begin{cases} 2\ 150.154\ 054(0.815\ 52 - S_r^*)^3 + 128.137\ 699\ 7(0.671\ 13 - S_r^*)^3 \\ + 7.482\ 281\ 05S_r^* + 7.125\ 784\ 47 & S_r^* \in [0.671\ 13, 0.815\ 52] \\ 136.878\ 023\ 7(S_r^* - 0.950\ 69)^3 - 146.586\ 741\ 9(0.815\ 52 - S_r^*)^3 \\ - 8.034\ 827\ 8S_r^* + 19.732\ 607\ 9 & S_r^* \in [0.815\ 52, 0.950\ 69] \end{cases} \quad (7)$$

$$c_B = \begin{cases} 3\ 246.257\ 025(S_r^* - 0.815\ 52)^3 - 3\ 927.505\ 044(0.671\ 13 - S_r^*)^3 \\ - 400.631\ 997S_r^* + 326.623\ 395\ 2 & S_r^* \in [0.671\ 13, 0.815\ 52] \\ - 2\ 053.847\ 44(S_r^* - 0.815\ 52)^3 + 4\ 195.401\ 741(0.950\ 69 - S_r^*)^3 \\ - 59.783\ 631\ 89 + 74.977\ 101\ 72S_r^* & S_r^* \in [0.815\ 52, 0.950\ 69] \end{cases} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \varphi_A &= \varphi(S_{r3}^*) + \varphi[S_{r3}^*, S_{r4}^*](S_r^* - S_{r3}^*) + \varphi[S_{r3}^*, S_{r4}^*, S_{r5}^*](S_r^* - S_{r3}^*)(S_r^* - S_{r4}^*) \\ &+ \varphi[S_{r3}^*, S_{r4}^*, S_{r5}^*, S_{r6}^*](S_r^* - S_{r3}^*)(S_r^* - S_{r4}^*)(S_r^* - S_{r5}^*) & S_r^* \in [S_{r3}^*, S_{r6}^*] \\ &= 30.53 - 33.990\ 009(S_r^* - 0.529) + 101.903\ 649(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.671\ 13) \\ &- 585.127\ 632(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.671\ 13)(S_r^* - 0.815\ 52) & S_r^* \in [0.529, 0.950\ 69] \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \varphi_B &= 32.026 - 28.115\ 105\ 89(S_r^* - 0.529) + 73.712\ 695\ 94(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.671\ 13) \\ &- 250.893\ 596(S_r^* - 0.529)(S_r^* - 0.671\ 13)(S_r^* - 0.815\ 52) & S_r^* \in [0.529, 0.950\ 69] \end{aligned} \quad (10)$$

式中: $\varphi[S_{r3}^*, \dots, S_{rn}^*]$ —— $n-3$ 阶均差 (或差商), $n=4, 5, 6$ 。

$$\gamma = \rho_d g \left(1 + \frac{nS_r^*}{\rho_d} \cdot \rho_w \right) \quad (11)$$

鉴于前文算出的 $D_{0\delta}$ 为 4.119 m, 故取 $\{d_{em}\}$ 的项数 $m=11$ 比较理想, 令尾项 d_{e11} 为 4.00 m 以使其靠近 $D_{0\delta}$ 。求解方法沿用求解问题 2 的思路 2, 只是将 $\{\omega_n\}$ 换成 S_r^* 组成的数列。但判断崩壁崩坍 (失稳) 的标准不是沿用“单元生死法”塑性区是否贯通, 而是利用有限元强度折减法, 计算某一瓮深 d_{ei} ($i=1, \dots, 11$) 下的崩壁在红黏土取不同饱和度 S_r^* 时的 F_s , 若某次试取的 S_r^* 使 F_s 接近 1, 则采用“二分法”思想, 缩小 S_r^* 的取值范围继续试算, 直至试取的 S_r^* 使 F_s 无限逼近于 1 且误差限不超过 0.05%, 则认为该瓮深度 d_{ei} 下的崩壁恰好形成崩坍, 此时的 S_r^* 即为所求的临界饱和度 S_{r0}^* 。限于篇幅, 表 10 只给出了计算结果。命 $(S_{r0}^* - S_{r4}^*)$ 为边坡 SP_1 相对天然饱和度 S_{r4}^* 的增量临界饱和度 ΔS_{r0}^* , $\Delta S_{r0}^* > 0$ 对应红黏土降雨期吸水软化, $\Delta S_{r0}^* < 0$ 对应红黏土水分蒸发。为更准确地

发现自然规律, 现利用表 10 中的数据点以及之前算出的数据点 (4.119, 67.113) 和 (5.295, 52.900), 绘制条件 IF 下瓮上覆土层的平均临界饱和度增量 ΔS_{r0}^* 与 d_{ei} 的拟合关系曲线, 结果如图 5 所示。

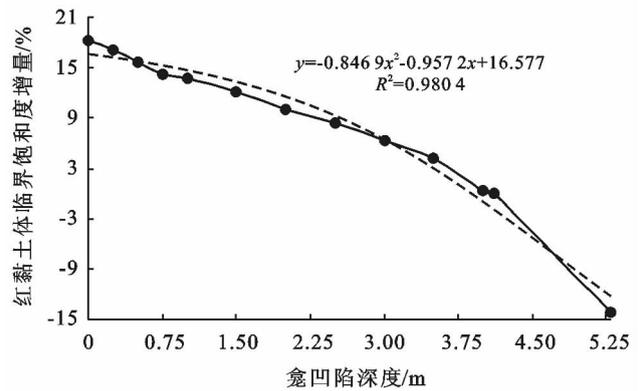


图 5 瓮上覆土层 ΔS_{r0}^* 随 d_{ei} 的变化规律 (命为崩坍预测迹线)

表 10 $\{d_{e11}\}$ 中瓮深度 d_{ei} 与瓮上覆边坡土层 S_{r0}^* 的映射关系

d_{ei}/m	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00
$S_{r0}^*/\%$	85.329	84.307	82.812	81.355	80.880	79.225	77.150	75.570	73.491	71.380	67.430

据任兵芳等^[10]对瓮形态资料的记载:通城县五里镇和程凤村瓮深观测值分别在 0.02~0.45 m 和 0.20~1.00 m 范围内, 由于 H 及 h 对崩壁崩坍事件发生的影响程度相比 d 而言很小, 故可近似认为致使通城崩壁形成崩坍的 S_{r0}^* 与 H 和 h 无关, 也就能使得以采样点处的崩壁为研究对象所得的结论可近似适用于通城县其它地理坐标类似地质环境下的崩壁。

将瓮深观测值代入图 5 中经验拟合公式 $\Delta S_{r0}^* \approx 16.577 - 0.9572d_{ei} - 0.8469d_{ei}^2$, 可得到五里镇和程凤村 α 在 65° 附近的崩壁, 其临界饱和度预测值的区间范围分别为 $[83.088\%, 83.671\%]$ 和 $[81.886\%, 83.465\%]$ 。对于非 65° 的崩壁可按思路 2 提供的算法重新推导对应坡度下的临界饱和度经验公式, 并可重新对 S_{r0}^* 的大致范围进行估算。

4 讨论与结论

4.1 结果讨论

4.1.1 对问题 1 与问题 2 的几点反思及讨论 查看图 5 中曲线的走势, 瓮深与 ΔS_{i0}^* 近似满足二次函数变化规律, 且显著负相关(其拟合决定系数 R^2 为 0.980, 表明瓮深与 ΔS_{i0}^* 之间的函数关系式真实存在)。由此可推出瓮越发育(即 d_{ei} 越大)崩岗发育越快(图 5 中曲线斜率在增长, 即 SP_1 的饱和度 S_r^* 与致使崩壁崩坍灾害发生所需的极限值 S_{i0}^* 之间差值的绝对值的减小速率在增加), 这与任兵芳^[10] 等人研究结果一致。

设某地按时间先后顺序遭遇 N 次降雨, 每次降雨总量依次命为 Q_1, Q_2, \dots, Q_N 。既然瓮的形成与扩大由降雨或爆流引起^[36-37], 而崩岗壁的大量崩塌也是在强暴雨期土体饱和度增加、增重和软化等一系列过程后发生的^[24], 那么崩壁在经历一次降雨过后, 究竟是发生瓮的扩大还是启动崩壁崩坍呢? 问题 2 的解答提供了一种有理论支撑的回答: 若一次降雨过程使得边坡 SP_1 的饱和度 S_r^* 达到或超过对应此瓮深的 S_{i0}^* , 它将发生崩坍; 反之, 倘若一次降雨量 $Q_i (i < N)$ 没有使得 SP_1 的 S_r^* 达到 S_{i0}^* , 则它将促使瓮的萌芽或 d 值增加(崩壁不会启动明显崩塌, 但可能会有坡面浅层土体局部流滑)。而瓮扩大的结果使得崩壁的 F_s 降低, 就意味着下次促使崩塌的临界雨量 $Q_{(i+1)0}$ (或临界饱和度) 小于之前与使瓮扩大相对应的临界雨量 $Q_{i0} (Q_i < Q_{i0})$, 若 Q_{i+1} 还没达到 $Q_{(i+1)0}$, 则结果是 d 继续加大, F_s 继续下降。如此反复, 直到 d 达到某一较大值, 相应的临界雨量达到一较小值, 此时 SP_1 也许稍微吸水(雨量不大)就会发生崩塌。这种思考提醒我们, 因瓮形成的危害小于崩壁崩塌的危害, 若某崩壁瓮的形态用肉眼能明显识别, 那采用填充瓮的方式就意味着提高了 SP_1 的极限饱和度(或雨量阈值), 间接降低了其崩坍破坏的可能性。

在强降雨或持续中小雨环境下, 命崩壁崩坍为事件 1, 瓮的孕育或瓮深 d 增加为事件 2, 事件 1 与事件 2 发生的概率分别为 P_1, P_2 。若假设一场强降雨过后, 事件 1 与事件 2 对立, 且事件 1 与事件 2 发生足够长时间后崩壁处于 δ (即含水状态恢复到 Θ 为 4), 则每逢降雨时事件 1 或事件 2 的发生与否, 完全取决于相应的瓮深降雨后红黏土体的 S_r^* 是否从天然饱和度和 S_{r0}^* 增加到临界值 S_{i0}^* 。在侵蚀瓮未出现前, 强降雨时因雨水入渗量及红黏土吸水有限, S_r^* 一般达不到 $d_{e1} = 0.00$ m 对应的临界值 0.853 29, P_1 几乎为 0, P_2 几乎为 1, 换言之, 崩壁只有先出现瓮等微地貌再

崩坍。若下次雨强还未使红黏土壤的饱和度达到相应瓮深下的临界值(此临界值小于瓮未出现前的饱和度和临界值), 则事件 2 发生, d 加大。 d 加大的结果是 S_{i0}^* 越来越小, 且减小速率也在增加(对图 5 中的预测曲线拟合式求导便可知), 这意味着以后的降雨中 P_1 越来越大, P_2 越来越小, 即崩壁崩坍的几率快速增大, 直到某一次降雨使事件 1 发生, 发生的结果是 SP_1 崩坍后瓮深重新归零。重复上述步骤, 如此循环不息, 最终结果是致使崩岗进一步发育, 这与任兵芳等^[10] 的论断“瓮的不断形成(对应瓮深增加)致使溯源侵蚀(对应崩壁稳定性降低直到崩坍形成, 进而瓮消失)最终导致了崩岗发育”相吻合。

以上分析在一定程度上缓解了问题 1 中计算的 D_0 可达 3.50~5.30 m 的矛盾, 而如此深的瓮在现实中是找不到的。问题 1 的解答是在一种长期处于 δ 状态或(半)干旱状态(Θ 为 3)的理想状态下分析的, 而现实中崩壁土体一般是处于干旱— δ 状态—近饱和和交替变化的环境, 崩岗发育的过程也是崩壁边形成瓮边经历崩坍的过程, 故现实中所看到的瓮深一般较小(属 0.3~0.6 m 范围)。从广义问题 1 的研究分支—正交试验结果来看: 当 SP_1 的含水率 ω 从 ω^* 开始增加(Θ 由 4 变到 5)时, D_0 明显变小, 即崩壁土体稍一湿润就可能引发崩坍破坏, 这符合崩壁崩塌多发生在接连降雨期的一般事实; 据图 4, 坡度与崩壁高度对崩壁稳定性的敏感性程度相比, 明显是前者高于后者, 这与季翔等^[20] 研究结果(崩岗侵蚀沟外扩主要受坡度的影响, 坡面高度的规律性较低)相容。综合表 7 和图 4 可知, D_0 与土体含水状态密切相关, 这也解释了崩壁常出现阴雨连绵时大量崩坍的特征最为重要的原因。显然, 做好排水措施, 减少集雨面积以减少雨水的下渗对稳定崩壁有重要意义。

总而言之, 若没有前几次降雨在崩壁土体中使瓮规模扩充的累积效应, 一次降雨后红黏土层平均饱和度和 S_r^* 很难达到无瓮崩壁启动崩坍所需要的最小饱和度和。伴随着降雨持时的增加或降雨间隔较短时, S_r^* 的实时值 $S_r^*(t)$ 与 S_{i0}^* 的差值有所减小, 而崩壁土体中在一次降雨前初始含水量的多少, 决定该次降雨时饱和度所能到达的峰值, 该峰值与临界饱和度的相对大小决定了崩坍的发生与否。因此, 崩岗形成与前期土体含水量相关, 前期降雨在红黏土体中的水分累积效应对崩岗的发育起到重要作用, 那么阴雨连绵时(即使雨强不太大) SP_1 土层饱和度的积累(量变)很可能会引起崩壁失稳(质变), 这与王彦华^[38] 等观点(若没有前期降雨在土体中的累积效应, 一次降雨的湿润前锋很难达到崩岗所需要的临界深度, 当前降雨

之前坡体中的含水量决定当前降雨的湿润前锋深度,是影响坡体稳定性的重要因素)非常一致。综上所述,前期降雨在崩壁体内具有累积效应,一方面使砂土层剥落并退去后形成瓮,另一方面增加当前较深层土体的饱和度,减小抗剪强度,增加红黏土容重并产生动水压力,改变了崩壁的极限平衡状态,造成了崩壁失稳及崩岗的发育与发展。

4.1.2 崩岗治理新思路 对数值结果的分析,可启迪我们转换崩岗治理技术:应依据瓮深值及瓮上覆土层的增量饱和度 ΔS_r^* 双重指标对每个崩壁的稳态态势进行实时预测预警,以对出现的瓮能及时进行综合处置,如对瓮进行清除或用高聚物胶凝材料填充;对瓮上覆临空欠稳定土体可采取柱支撑、网拦挡、石灰土加固等联合措施,并可结合实际制订崩坍应急预案,唯有如此才能有效遏制崩岗的后续侵害。对于崩岗严重区段,在处理瓮的同时也可对崩壁其他要素采取一定措施如:对崩壁斜坡面补栽植物以截流,并可配合修建谷坊、拦砂坝等措施,必要时对坡顶裂隙,可采取封闭、埋置拥有一定抗拉强度的三维复合土工格栅,以最大化降低崩岗灾害的风险。

在崩岗防治工作中,实时预测其崩坍发生与否方法如下:对某次降雨后某 t_1 时刻崩壁(α 为 65°)的 d 进行人工量测,将量测值代入崩坍预警公式 $\Delta S_{r0}^* \approx 16.577 - 0.957 2d_{ei} - 0.846 9d_{ei}^2$,得到 t_1 时刻的临界饱和度预测值 $S_{r0}^* |_{t=t_1}$ 。对土层 A 和土层 B 分别插入湿度传感器进行 ω 的实时监控,利用式(3)将 ω 的监测值换算为饱和度实时监测值,将土层 A 和土层 B 的饱和度实时监测值按厚度加权平均得到 $S_r^* |_{t=t_1}$,若 $S_r^* |_{t=t_1}$ 接近于 $S_{r0}^* |_{t=t_1}$,则崩壁在 t_1 时刻有崩塌失稳的迹象,必须对瓮及时补救以防患于未然。

4.2 结论与未解决的问题

基于 ABAQUS 程序及数学近似处理思想,建立有较强预测和适应能力的崩壁—瓮数值模型,在此基础上提出了与瓮演化相仿的“开挖模拟法”及崩壁稳定性的定量分析方法。研究了通城县瓮深对其上覆红黏土体稳定性的影响,并探索了一系列较小的瓮深与导致崩壁崩坍时红黏土层所理应具备的最小(极限)饱和度之间的定量关系式,且试算结果良好,得出几点重要认识如下:

(1) 崩岗崩壁坡度足够大时,潜在崩坍面呈直线或折线状,崩壁后缘形成拉张破坏区,易产生垂直拉裂隙。崩岗形成流程为:崩壁陡坡形成—下部土体被水蚀掉块—瓮形成—红黏土层临空—解体崩落—堆积坡脚—崩岗产生。

(2) 瓮的形态对其上覆红黏土层稳定性的影响

主要表现为深度增加对其的不利影响。崩壁在未降雨工况下一般是自稳定的,只有瓮深达到一很大值时,才会启动崩坍;而瓮上覆土层含水量从天然值开始增加时,瓮临界深度骤减。

(3) 崩壁高度 H ,坡度 α ,瓮高与砂土层厚度之比 h^* ,饱和度相对天然饱和度的增量 ΔS_r^* 的变化均会改变瓮深对崩壁崩坍概率的影响程度,四因素的敏感性由大到小依次排列为: ΔS_r^* , α , H , h^* ,且 ΔS_r^* 的影响权重远大于其他各因素。在所设计的试验因素一定范围内, H 与 h^* 的变动对红黏土层稳定性的影响非常小,这也揭示了在预测或计算崩壁的稳定性系数时,可以忽略掉 H 对计算结果的影响。换言之,可以只根据崩岗的坡度和含水量来预报崩壁当前的稳定程度。依照感性认识,对于未出现瓮的崩壁, H 越大越不稳定,但瓮出现后,存在一临界高度 H_0 。使崩壁最不易崩坍,当 $H > H_0$ 时,此认识才能精确成立。

(4) 抗剪强度在风干和增湿阶段明显不同,插值变换公式具有较精确解析解的性质,故可根据不同土壤含水量通过插值函数式预测土体抗剪强度,进而计算崩壁安全系数,从而为评估崩壁稳定性铺垫道路。

(5) 一场暴雨后崩壁失稳与否,由降雨量是否达到使红黏土层的平均饱和度达到极限值的门槛值决定,而崩壁后退是由崩坍引起的,故可进一步得知,降雨量越大崩壁后退就越发明显。瓮深与使具有这一瓮深的崩壁恰好崩坍所需的瓮上覆土体最小含水量之间呈二次函数递减趋势。

(6) 结合有限元理论计算值,利用崩壁崩坍预测拟合公式 $\Delta S_{r0}^* \approx 16.577 - 0.957 2d_{ei} - 0.846 9d_{ei}^2$,对促使通城崩壁剖面形成崩坍的临界(极限)饱和度范围进行了合理预测,其结果具有一定的参考意义。

风干阶段崩岗岩土体的强度主要受裂隙性控制,当红黏土体含水率极低时也会引起土强度降低,尤其是粘聚力减小较多,从而崩壁稳定性也会受到影响,故红黏土边坡饱和度处于低水平时瓮的存在及裂隙的伸展与崩壁稳定性的关系尚待进一步深入研究,从而扩充成果的崩坍预测范围。本文也未能解决裂隙主控结构面的存在对崩壁崩坍的影响,但考虑到瓮上覆临空土层可看做叠合构成的悬臂梁,梁的一端固定另一端自由的模式,因此瓮深对红黏土稳定性的影响规律尚待从断裂力学和损伤力学计算方法及材料力学理论角度进一步去挖掘。此外,崩岗土体实际上并非完全均质、连续、各向同性,而由于软件的局限性,本次有限元模拟将其看做理想弹塑性体并认为土体符合摩尔—库仑本构,故后续有待根据崩壁土层的颗粒级配建立本构模型,采用 PFC_{3D} 离散元软件从微观

上定义颗粒之间的接触关系也许会更好地再现崩岗坡体崩塌的全过程,进而搜索出裂纹的产生位置。

[参 考 文 献]

- [1] 丘世钧. 红土地崩岗侵蚀过程与机理[J]. 水土保持通报, 1994, 14(6): 31-40.
- [2] 陈晓安, 杨洁, 肖胜生, 等. 崩岗侵蚀分布特征及其成因[J]. 山地学报, 2013, 31(6): 716-722.
- [3] 牛德奎. 崩岗侵蚀调查方法的探讨[J]. 江西水利科技, 1994, 20(1): 42-47.
- [4] 林辉. 不同尺度下环境因子对崩岗分布及其发育过程的影响[D]. 武汉: 华中农业大学, 2012.
- [5] 刘若馨. 黏土矿物含量对崩岗土体抗剪强度的影响[D]. 福州: 福建农林大学, 2017.
- [6] 陈瑜. 五华县油田镇崩岗侵蚀的时空分布变化与成因分析[D]. 南昌: 江西农业大学, 2017.
- [7] 肖胜生, 杨洁, 方少文, 等. 南方红壤丘陵崩岗不同防治模式探讨[J]. 长江科学院院报, 2014, 31(1): 18-22.
- [8] 熊平生, 袁航. 花岗岩风化壳崩岗侵蚀剖面风化强度和粒度分布特征[J]. 水土保持研究, 2018, 25(2): 157-161.
- [9] 吴芳, 李岚斌, 李盟, 等. 南方崩岗崩壁快速稳定和绿化研究综述[J]. 亚热带水土保持, 2019, 31(1): 49-51.
- [10] 任兵芳, 丁树文, 吴大国, 等. 鄂东南崩岗崩壁溯源侵蚀特征研究[J]. 人民长江, 2015, 46(7): 76-79.
- [11] 刘希林, 邱锦安, 张大林. 崩岗侵蚀区崩壁土体湿化机理及影响因素分析[J]. 水土保持学报, 2016, 30(4): 80-84.
- [12] 丁树文, 蔡崇法, 张光远. 鄂东南花岗岩地区重力侵蚀及崩岗形成规律的研究[J]. 南昌水专学报, 1995, 14(S1): 50-54.
- [13] 邓羽松, 丁树文, 刘辰明, 等. 鄂东南花岗岩崩岗崩壁土壤水分特征研究[J]. 水土保持学报, 2015, 29(4): 132-137.
- [14] 葛宏力, 黄炎和, 蒋芳市. 福建省崩岗发生的地质和地貌条件分析[J]. 水土保持通报, 2007, 27(2): 128-131, 140.
- [15] 温美丽, 陈瑜, 何小武, 等. 基于 GIS 的崩岗分布及坡向选择性验证[J]. 中国水土保持科学, 2018, 16(3): 1-7.
- [16] 谢宝平, 牛德奎. 赣南红壤崩岗侵蚀区植物群落的研究[J]. 江西农业大学学报, 2000, 22(2): 209-213.
- [17] 李万能, 金平伟, 李岚斌, 等. 南方红壤丘陵区崩岗成因机理的研究进展[J]. 亚热带水土保持, 2014, 26(3): 30-33, 43.
- [18] 韦海鹭. 红壤丘陵区崩岗侵蚀的自然影响因素研究进展[J]. 亚热带水土保持, 2018, 30(1): 15-16, 19.
- [19] 张良以, 陈铁林, 张顶立. 降雨诱发膨胀土边坡渐进破坏研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(1): 70-77.
- [20] 季翔, 黄炎和, 林金石, 等. 崩岗侵蚀沟的时空侵蚀特征及预测[J]. 山地学报, 2019, 37(1): 86-97.
- [21] 刘洪鹄, 谢浩, 钱峰. 南方崩岗侵蚀机理及治理浅见[J]. 人民长江, 2019, 50(2): 30-34.
- [22] 季翔, 黄炎和, 林金石, 等. 基于 CA-Markov 模型与 ANUDEM 内插法的崩岗侵蚀量预估[J]. 农业工程学报, 2018, 34(21): 128-136.
- [23] 邓羽松, 李双喜, 丁树文, 等. 鄂东南崩岗不同层次土壤分形特征及抗蚀性研究[J]. 长江流域资源与环境, 2016, 25(1): 63-70.
- [24] 刘龙水. 通城县花岗岩崩岗剖面优先流孔隙空间分布和水分特征研究[D]. 武汉: 华中农业大学, 2014.
- [25] 冯春杰, 邓羽松, 何溢钧, 等. 基于主成分—聚类分析的崩岗侵蚀强度评价[J]. 水土保持研究, 2019, 26(1): 41-46.
- [26] 吴志峰, 王继增. 华南花岗岩风化壳岩土特性与崩岗侵蚀关系[J]. 水土保持学报, 2000, 14(2): 31-35.
- [27] 陈祯, 任兵芳, 丁树文, 等. 鄂东南花岗岩崩岗边坡稳定性研究[J]. 人民长江, 2014, 45(S2): 109-111.
- [28] 林敬兰. 花岗岩崩岗红土层土体胀缩特性研究[J]. 水土保持学报, 2019, 33(2): 87-92.
- [29] 蒋琳琳, 赵川. 某料场逆层岩质边坡开挖过程数值分析[J]. 水电能源科学, 2019, 37(1): 119-122.
- [30] 陈梦兰. 崩岗土壤渗透性能及改良实验研究[D]. 武汉: 华中农业大学, 2018.
- [31] 叶龙珍, 黄聿鑫, 柳侃, 等. 崩岗与滑坡泥石流对比研究[J]. 亚热带水土保持, 2014, 26(4): 39-42.
- [32] 黄圣伟. 福建省花岗岩地区崩岗形成机理与数值模拟[D]. 福州: 福州大学, 2009.
- [33] 张子白. L 型挡土墙墙背水平冻胀力特性研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2014.
- [34] 闫超, 刘松玉, 籍晓蕾. 一种基于强度折减法的次级滑动面分析方法研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(4): 935-942.
- [35] 任露泉. 试验优化设计与分析[M]. 北京: 高等教育出版社, 2003: 12-19.
- [36] 张勇, 姚赫, 李仁华, 等. 花岗岩残积土垂直层次抗剪强度变异性研究[J]. 人民长江, 2016, 47(23): 91-96.
- [37] 程子捷, 张海东, 蒋芳市, 等. 安溪县花岗岩崩岗土体水分特征曲线及其影响因素[J]. 水土保持学报, 2018, 32(3): 120-125.
- [38] 王彦华, 谢先德, 王春云. 风化花岗岩崩岗灾害的成因机理[J]. 山地学报, 2000, 18(6): 496-501.