

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20230404001

双层土质滑坡临界滑动面判识与失稳机理研究*

郭双枫¹, 何嘉元¹, 张志华^{2,3}, 张鹏¹, 李宁⁴, 朱锐¹

(1. 南京工业大学交通运输工程学院, 江苏南京 211800; 2. 长江水利委员会长江科学院, 湖北武汉 430010;
3. 水利部山洪地质灾害防治工程技术研究中心, 湖北武汉 430010; 4. 西安理工大学土木建筑工程学院,
陕西西安 710048)

摘要: 研究层状土质边坡的临界滑动面和失稳机制是岩土工程中经典的研究课题。聚焦引起边坡失稳破坏的不同诱发机制和触发因素, 关注边坡的破坏模式和失稳过程, 有利于提供更具针对性的加固措施。针对岩土工程中常见的非均质边坡, 研发了适合双层土质边坡的有限元程序。研究了土坡在不同几何形态下, 稳定性态、临界滑动面位置、失稳模式及破坏机制的演化规律; 推导了非均质土坡的安全系数 F_s 与土体特性和几何形态之间的内在函数关系式; 提出了双滑面失稳机理与临界强度比的概念, 给出了边坡稳定性态与失稳破坏的临界转折点和双滑面失稳的判别准则; 揭示了双层不排水边坡的破坏机制, 建立了不排水边坡稳定性态和失稳机理的相关设计图表。工程验证表明, 计算所得的边坡稳定数及稳定状态与工程实际非常接近, 该运算程序能够精准快速地判定潜在临界滑动面, 准确评估边坡破坏机制, 为双层土质边坡稳定性分析提供了新的思路和途径。

关键词: 双层土质边坡; 稳定性态; 临界滑动面; 失稳机理; 临界强度比; 演化规律
中图分类号: P642 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2024)05-1020-10

Study on Identification of Critical Sliding Surfaces and Instability Mechanisms of Double-layered Soil Landslides

GUO Shuangfeng¹, HE Jiayuan¹, ZHANG Zhihua^{2,3}, ZHANG Peng¹, LI Ning⁴, ZHU Rui¹

(1. College of Transportation Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 211800, China;
2. Changjiang River Scientific Research Institute of Changjiang Water Resources Commission, Wuhan 430010, China;
3. Research Center on Mountain Torrent & Geologic Disaster Prevention, Ministry of Water Resources, Wuhan 430010, China; 4. School of Civil Engineering and Architecture, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China)

Abstract: The identification of critical sliding surfaces and instability mechanisms in layered soil slopes is of great significance in geotechnical engineering. This research focuses on providing more targeted reinforcement measures by examining different inducing mechanisms and triggering factors responsible for slope instability, while also analyzing the failure modes and destabilization processes. A finite element program was developed specifically for double-layered slopes commonly found in geotechnical

* 收稿日期: 2023-04-04; 修回日期: 2023-05-18

基金项目: 江苏省自然科学基金青年项目(BK20230334)、重庆市自然科学基金面上项目(CSTB2024NSCQ-MSX1040)、
国家自然科学基金青年项目(42407258)资助

作者简介: 郭双枫(1988—), 女, 讲师, 博士。主要从事边坡稳定性分析, 数值仿真模型分析方面的研究。

E-mail: shuangfengguo@njtech.edu.cn

通信作者: 张鹏(1976—), 男, 教授, 博士。主要从事边坡工程、隧道及地下工程的智慧信息化方面的研究。

E-mail: zhangpeng-mail@njtech.edu.cn

engineering to study the evolution of stability behavior, critical sliding surface position, instability modes, and failure mechanisms under different geometric conditions. The intrinsic functional relationships between the safety factors F_s , soil properties, and geometric shapes of non-homogenous slopes were derived. The study introduced the concept of double-sliding surface instability mechanisms and critical strength ratios, and defined the critical transition points between slope stability and instability, along with the criteria for identifying double-sliding surface instability. Additionally, the failure mechanisms of double-layered undrained slopes were revealed, and design charts related to stability and instability mechanisms were established. The research concludes that the calculated slope stability numbers and stability conditions closely align with engineering practice. The computational program enables quick identification of potential critical sliding surfaces and accurate evaluation of slope failure mechanisms, providing novel insights and approaches for the stability analysis of double-layered soil slopes.

Keywords: two-layered soil slope; stability state; critical slip surface; failure mechanisms; critical strength ratio; evolution patterns

0 引言

在岩土工程、水利工程、道路桥梁工程及市政工程等基础建设中,人类活动、工程开挖、路基填筑及隧道修建都可能形成非均质层状土质边坡,这类层状边坡在我国的原地、丘陵和山岗中分布相当广泛。无论是自然工况或外界荷载作用下(如人类活动、水位变动、降雨、地震等),该类边坡极易发生失稳破坏,可导致交通中断、厂矿城镇被掩埋、河道堵塞、工程建设受阻等灾害^[1-3]。层状土质边坡的稳定性问题不仅与地形地貌、地理条件相关,且与地质、水文和土体特性等多种因素密不可分。自然界中,复杂多变的孕灾环境营造了多种多样的层状土坡类型:低强度的均质黏土边坡、高度较高且强度不均匀的土坡、上下两层分属于不同土质特性的水平土层,如由砂层和黏土层或杂填土组成的层状非均质边坡^[4-6]。由于层状边坡土体自身的性质、填料强度参数、分层结构特性、土坡几何形态及排水情况等诸多问题,使得层状边坡存在一系列的稳定性难题。因此,双层土质边坡稳定性评价、破坏模式的判断、临界滑动面位置的确定及破坏机制研究仍然是土木工程中重要和具有挑战性的课题。

近年来,边坡稳定性的研究不再单单局限于安全系数的计算,而是更多地关注于滑坡潜在失稳模式、临界滑动面的形状和位置、临界稳定状态及其破坏过程^[7]。国内外诸多学者^[8-11]在边坡破坏模式、临界滑动面、失稳机理方面不断研究和探索。土质

边坡的特性一般为均质坡体,其滑动模式明确(平面滑动、圆弧滑动、折线型滑动)^[12]。对于非均质的成层土质边坡的滑动面,Y.B. Zhang等^[13]认为临界滑动面能够确定滑坡潜在破坏区域的范围,这对于评估边坡稳定性至关重要;J.S. Huang等^[14]、李典庆等^[15]研究发现依据边坡临界滑动面的位置可以估算滑坡的滑动体积,估算结果可用于判断边坡破坏后造成的后果,开展边坡的失稳风险评估;余鹏等^[7]采用扩展有限元方法(XFEM)模拟了推移式土质边坡失稳滑裂过程,采用黏聚裂缝模型和摩擦接触理论描述滑裂面上的接触行为;余天堂^[16]利用XFEM中无需网格重构便可以模拟滑动面裂缝和滑动剪切带等不连续场的优势,开展了边坡滑裂面的研究。

准确识别边坡最危险滑动面不仅能避免对所有可能的滑动面进行大量的重复性计算,提高边坡计算效率,还有助于判断边坡的失稳模式、分析破坏机制,研究临界滑动面与其失稳机制之间的关系^[17]。借用传统的极限平衡法,A. A. AL-Karni等^[18]探讨了非均质粘性边坡中强度参数的各向异性对土坡临界滑动面位置的影响;张友葩等^[19]发现在双动载源下的失稳机理是由于公路荷载直接作用于坡顶导致上部的稳定性比下部弱,导致潜在滑移面位置大都集中在中上部;A.J. Li等^[20];Z. G. Qian等^[21];K. Lim等^[22]学者分别采用极限分析方法和有限元极限分析方法研究了土质边坡滑动面形状及潜在的失稳模式。

综上所述,临界滑动面的形状、位置、破坏机制

是评价边坡稳定性的重要因素。为综合评判土体特性、土体形态效应、水力条件等因素对边坡稳定性中的影响,正确建立边界条件等影响因素与边坡稳定性之间的联系,本文基于不同地质环境,采用自主研发的适用于双层土质边坡的VG-SLOPE计算程序,研究边坡的稳定性态、失稳模式、破坏机制;提出边坡稳定性态与失稳破坏的临界值、失稳模式和临界滑动面位置发生变化的临界转折点;揭示土质边坡失稳破坏机制;建立多影响因素作用下边坡的稳定性设计图解法,用以提供有效的加固措施。本文的计算程序与传统方法相比无需提前假定临界滑动面的位置和形状,失稳机制“寻找”抵抗力最小的软弱路径,在剪切强度无法抵抗剪切应力的区域,任意形状的滑动面很“自然”地形成贯通,继而边坡发生失稳破坏。本研究可为工程应用提供理论指导,具有实际应用价值。

1 非均质边坡破坏机制和失稳判据

1.1 本程序应用条件和边界条件

本程序研究的对象主要是成双层土质边坡,采用8节点的四边形单元且每个单元有4个高斯节点的减化积分方法。荷载作用下刚度矩阵的生成与应力重分布的算法也采用简化积分方法。该程序采用黏塑性法计算理想弹塑性材料的荷载响应,用单一增量加载方式来控制荷载-位移响应,采用常刚度迭代法求解材料非线性问题。初始土体假定为弹性,在网格内,模型在所有高斯点上生成正应力和剪应力。在高斯点上发生屈服的应力通过黏弹性方法被重新分布,当大量的高斯点出现屈服足以促使边坡机制发生改变时,此时边坡发生整体剪切失稳。边界条件:数值模型的边界条件为边坡底部采用固结约束,左右侧面采用水平约束,坡面为自由边界。

采用指定计算不收敛与特征点位移突变相结合的判据确定边坡的临界失稳状态。指定的最大迭代次数 $limit=2\ 000$,若在 $2\ 000$ 次迭代算法中未收敛,意味着此时应力分布既没有满足 Mohr-Coulomb 屈服准则也没有达到整体平衡条件。当达到收敛上限时,算法若不满足这两个条件,说明边坡的失稳已经出现。如果边坡失稳和算法不收敛同时发生时,则发现有限元网格中特殊部位的最大节点位移表现出迅速增加的现象。

1.2 边坡破坏模式和失稳机理

为了搜索边坡失稳时的临界滑动面并确定其破坏形状和位置,基于双层土坡中常见的失稳模式,本文将边坡破坏机制分为三种类型:浅层坡面失稳机理、坡脚失稳机理和基底深层失稳机理^[23-24]。D. W. Taylor^[25-26]稳定性图解的结果给予了边坡失稳机理的理论支持。双层非均质边坡的三类失稳机理及其数值特征如图1所示。

从图中可以看出,三类失稳机理的破坏面具备对数螺旋形, $Y_s(X)$ 表示坡面; $Y_f(X)$ 描述的是临界滑动面; $Y_j(X)$ 是对数螺旋滑面,在极坐标中用螺旋半径 R 表述,对数螺旋曲面的中心点位于 O 点。在笛卡尔坐标系中, (X_o, Y_o) 是摩擦圆的中心位置,以螺旋半径 R 为圆的点落在边坡的坡脚或坡面上。 (X_A, Y_A) 、 (X_B, Y_B) 、 (X_D, Y_D) 分别是与 θ 角相关的位于边坡不同位置的坐标。坐标系的原点 (X_c, Y_c) 位于边坡坡面的顶部,坡面的形态特征分别由坡角 β 和边高 H 确定。“边坡坡脚”的定义是通过限制滑弧右侧的距离,即,使得 $nH=0$,而“边坡基底”则是满足滑弧的 $nH>0$ 。“边坡坡脚”包含浅层 [$Y_{max}=\text{Min}\{Y_f(X)\}=H(X_B>0)>0$] 和深层 [$Y_{max}>H$] 坡脚失稳,这两种失稳模式在图中分别由 ST 和 DT 表示。“边坡基底”总是深层失稳 [$H<Y_{max}\leq D$]。对数螺旋半径 R 与中心圆坐标 X_o 和 Y_o 的关系如式(1)~(2)所示。

“坡脚失稳”机理:

$$R = \frac{H}{\sin \alpha \sin \theta}$$

$$X_o = R \sin\left(\frac{\theta}{2} - \alpha\right), Y_o = R \cos\left(\frac{\theta}{2} - \alpha\right) \quad (1)$$

“边坡基底”失稳机理:

$$R = \frac{H}{\sin \alpha \sin \theta}$$

$$X_o = \frac{H}{2 \tan \beta}, Y_o = R \cos\left(\frac{\theta}{2} - \alpha\right) \quad (2)$$

式中, α 为连接滑弧弦起点和终点的倾角(如点 A 和点 D); θ 为定义滑弧的中心角; β 为边坡的坡角。

浅层坡面失稳的极限情况是临界滑动面 $Y_f(X)$ 与边坡的坡面 $Y_s(X)$ 重合,不难发现此时 $\alpha=\beta$ 且 $\theta=0$ 。浅层极限情况(即滑动面与坡面重合)是极限平衡状态的两个基本奇异性之一。深层失稳极限状态的第二个奇异性是“深层基底”圆弧的 Y_{max} 趋于无穷大的情况。依据边坡不同的强度特性(c_u, φ_u)

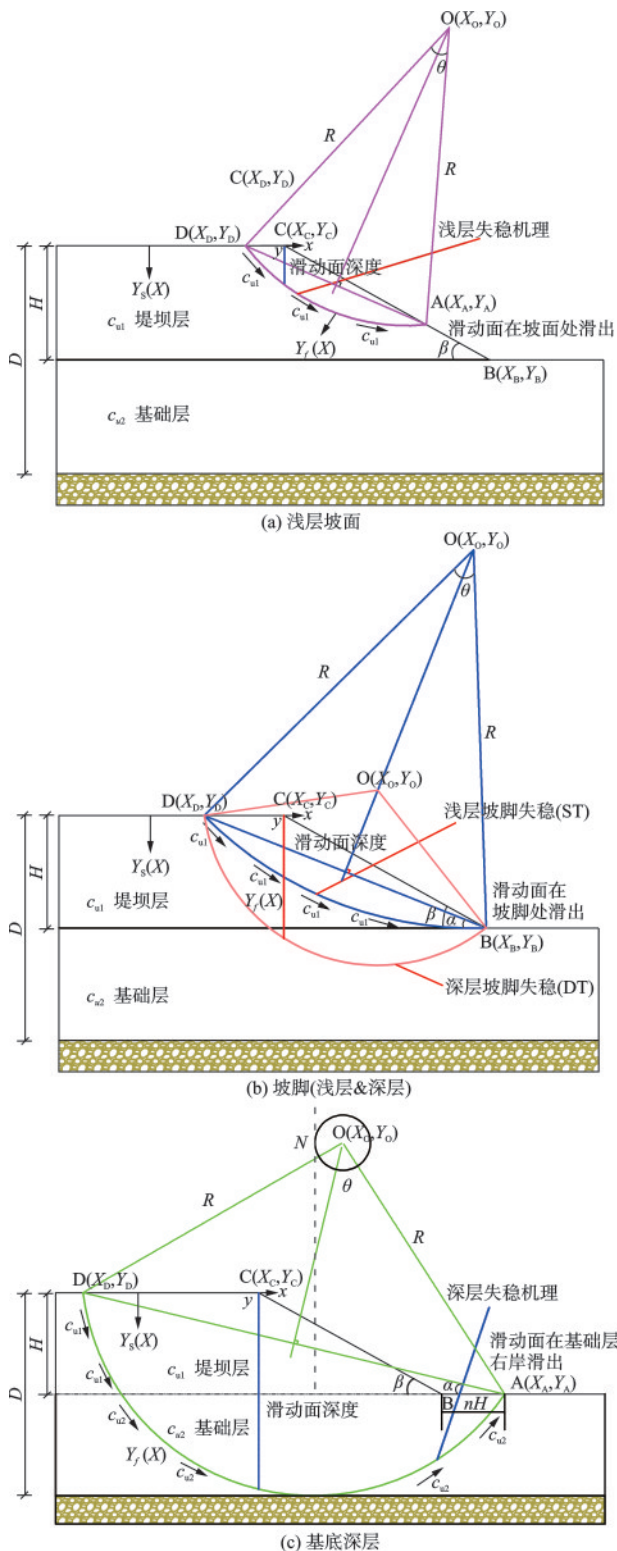


图1 层状边坡三种失稳机理示意

Fig.1 Three types of instability mechanisms for a layered slope

和几何形态的组合 (β, D) , 双层边坡三类失稳机理特征归纳为:(1)浅层失稳,其特征是滑动面穿过边坡的表面,从坡面处滑出,如图1(a)中的滑弧所示;(2)坡脚失稳,滑动面仅从边坡坡脚处滑出,如图1(b)

所示;(3)基底深层失稳,滑动面与地基层相切,且同时穿过边坡的上下两层土体,滑弧由A点出露,如图1(c)所示。多数情况下,边坡失稳过程中可能同时存在两两组合或多种类型的破坏模式。

2 建立双层土质边坡数值模型

土体强度参数的不均匀性和变化对双层不排水边坡内应力的发展和重分布、稳定性态、滑动面形状和位置影响非常显著。本模型中考虑的主要参数分别为不排水剪切强度黏聚力 c_u 、内摩擦角 φ_u 、容重 γ 、弹性模量 E 、泊松比 ν 。经过查考大量实际工程中双层边坡的土体特性,设定边坡的强度参数如下:初始不排水剪切强度 $c_u=30$ kPa;内摩擦角 $\varphi_u=0^\circ$;容重 $\gamma=17$ kN/m³;弹性模量 $E=1\times 10^5$ kPa;泊松比 $\nu=0.3$ 。在边坡稳定性计算中,不排水剪切强度 (c_u, φ_u) 随着不同的工况是随之变化的。

本文的边坡数值模型(图2)分为两部分,上层为堤坝层,其不排水抗剪强度为 c_{u1} 和 φ_u ,高度为 H ,保持恒定不变。下层为基础层,强度参数为 c_{u2} 和 φ_u ,其强度是随时变化的,地基深度由变量 D 确定(D 值定义为边坡总高度 $(H+H_1)$ 与堤坝层高度 H 的比值),其计算如式3所示。采用 c_{u2}/c_{u1} 的比值来表示上下不同土层之间强度参数的变化情况,使用 Q 代表强度比值 c_{u2}/c_{u1} (式4),变化范围为0.2~3.5。在双层不排水边坡中,定义 $c_{u2}/c_{u1}<1.0$ 为上硬下软型边坡,在工程中常见的有软弱地基双层边坡,地下水赋存或者水位线穿过基础层的海滨城市的边坡。当 $c_{u2}/c_{u1}>1.0$ 定义为上软下硬型边坡,此类边坡在路堑填土、路堤填筑和上层土强风化等实际工程中常见,多出现在我国西南或西北地区。图2中, D 值变化范围为1.2~4.5,坡角 β 的变化范围为 $15^\circ\sim 75^\circ$ (即 $\cot\beta=0.286\sim 3.732$)。重力荷载按照单一增量的方式作用在边坡上,直至计算不收敛,收敛公差 tol 设置为0.000 1,且迭代上限为2 000^[35]。

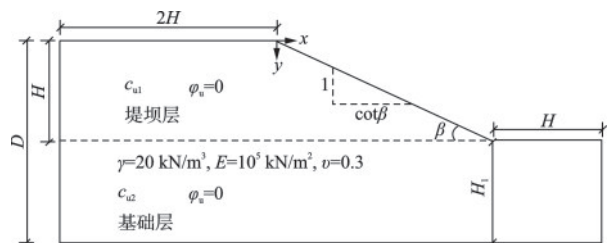


图2 层状边坡的几何模型和土体参数

Fig.2 Geometry and soil parameters for layered slope model

上下土层的强度参数比的临界值定义为 Q_{crit} (式5),表示临界失稳机理由浅层失稳转变为深层失稳的拐点。在本数值模型中, Q_{crit} 是边坡几何特征 (β 和 D) 变化的函数,该关系式的变化揭示了边坡土体特性、几何形态与临界滑动面位置及边坡失稳机理之间的关联机制。

$$D = \frac{H_1}{H} + 1 = \frac{H + H_1}{H} \quad (3)$$

$$Q = c_{u2}/c_{u1} \quad (4)$$

$$Q_{crit} = f(\cot\beta, D) \quad (5)$$

3 双层边坡稳定性态及破坏机制

3.1 非均质不排水工程边坡与计算方案

图3为路基、桥梁工程中常见的双层土质或类土质边坡。图3(a)中上层为粉土层:松散,工程性能差,基础开挖时须予以剥除;下层为卵石土层:该层在场地内分布广泛,不均匀分布,厚度较大,稍密-中密,填充物为砾石,承载力较高,工程性能较好,可作为浅基础持力层。图3(b)中坡体土层主要为圆砾和卵石,圆砾土层:碳黑色,该层在场地内分布广泛,不均匀分布,厚度较大,中密-密实;多见块石、漂石,约占25%;最大粒径约120mm,含有强风化板岩碎片,角砾骨架间填充物为砾砂。卵石土层:杂色,中密,饱和,分选性较差,圆形~亚圆形,不均匀分布,主要成分为灰岩、板岩,包含有砾石,粉土充填,局部见块石和漂石。

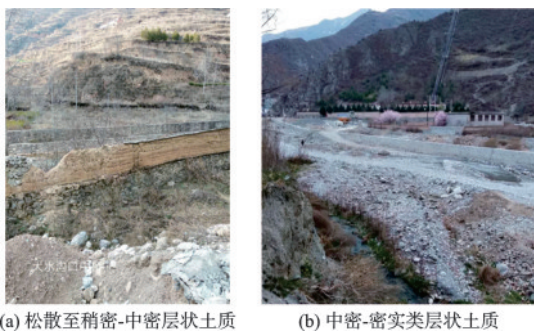


图3 道桥工程中层状土质和类土质边坡工程地质条件
Fig.3 Engineering geological conditions of layered soil and quasi-soil slopes in road and bridge engineering

根据工程地质条件,并结合坡体分层特征,选取其中一个边坡工程断面K17+420~650作为研究对象,边坡为典型的水平互层层状中小型滑坡,如图4所示。选取 D 值为1.2~2.0; c_{u2}/c_{u1} 的变化范围

为0.5增大至3.0;坡角依次取 $\cot\beta=0.268$ ($\beta=75^\circ$)、0.6、0.7、0.8、1.0、1.2、1.3、1.4、1.5、1.6、1.7、1.8、2.0、2.2、2.5、3.0、3.732 ($\beta=15^\circ$)。层状边坡的物理力学参数见表1。

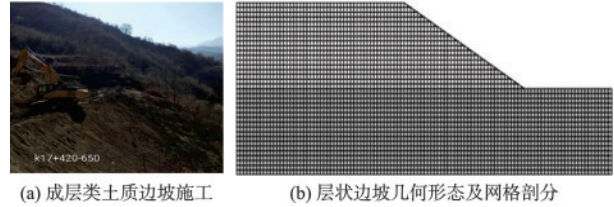


图4 工程段K17+420~650层状边坡和有限元剖分

Fig.4 Layered slope of the engineering section K17+420~650 and finite element mesh

表1 坡体物理力学参数值

Table 1 Physical and mechanical parameters of slope

土层类别	弹性模量/ (10^5 kPa)	泊松比/ ν	容重/ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	高度/m
堤坝层	1.0	0.25	20.0	18.0
基础层	3.0	0.30	22.0	变化

3.2 β 对临界转折点及失稳机理的影响规律

采用有限元程序对概化后的数值模型进行一系列的数值计算。得到 $D=1.2$ 条件下,坡角和强度比值对安全系数的影响规律如图5所示。当 $D=1.2$ 时,FEM 和 Bishop 修正方法对应的临界转折点 $Q_{crit}=(c_{u2}/c_{u1})_{crit}$ 的演化规律见表2。

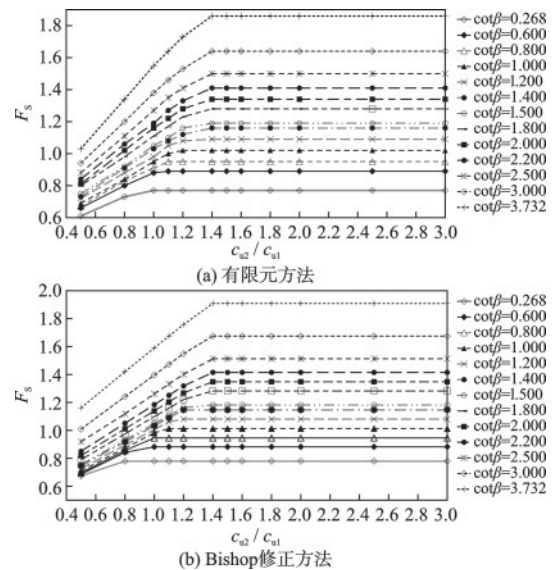


图5 $D=1.2$ 、不同 $\cot\beta$ 条件下边坡的临界强度比 c_{u2}/c_{u1}
Fig.5 Strength ratios c_{u2}/c_{u1} at $D=1.2$ and different $\cot\beta$

表2 $D=1.2$ 、不同 $\cot\beta$ 对应的 Q_{crit} 值
Table 2 Q_{crit} values corresponding to $D=1.2$ and different $\cot\beta$

$\cot\beta$	$Q_{crit}=(c_{u2}/c_{u1})_{crit}$ (FEM)	$Q_{crit}=(c_{u2}/c_{u1})_{crit}$ (Bishop修正)
0.268	1.0	0.8
0.6	1.0	1.0
0.8	1.1	1.0
1.0~1.2	1.2	1.1
1.4	1.4	1.2
1.5~3.732	1.4	1.4

由图5和表2可知,整体而言,边坡的 F_s 均随着 $\cot\beta$ 的增大逐渐增加。当 $D=1.2$ 时,FEM和Bishop修正法中都有很多明显的转折行为出现在不同的 c_{u2}/c_{u1} 比值处,但坡角不同, F_s 值的转折点不同。不同 $\cot\beta$ 产生不同的临界强度比,边坡越陡峭,临界强度比值 Q_{crit} 越小:陡峭边坡 $\cot\beta=0.268$ ($\beta=75^\circ$)时,对应的 $Q_{crit}=1.0$ (FEM), $Q_{crit}=0.8$ (Bishop); $\cot\beta=0.6\sim 0.8$ 时,对应的 $Q_{crit}=1.1$ (FEM), $Q_{crit}=1.0$ (Bishop); $\cot\beta=1.5\sim 2.5$ 是较平缓边坡,对应的 Q_{crit} (FEM)= $Q_{crit}=1.4$ (Bishop)。由图5对比知,Bishop修正法对应的临界强度比值略小于FEM的值。从而也可判断出Bishop修正法比FEM的评价结果偏于保守。两种方法 F_s 和转折点的结果非常相近,变化规律一致。 $\cot\beta$ 与 Q_{crit} 之间呈正相关增长,但当 Q_{crit} 增大到1.4时, $\cot\beta$ 的增大对 Q_{crit} 值不再产生影响。由此可见,对于 $D=1.2$ 的边坡,最大临界转折点的地基层强度比堤坝层强度高出40%时,边坡的失稳机制由浅层失稳转为深层失稳。

进而,本节采用Pearson积矩相关系数法(κ)对图5中地基深度比($D=1.2$)条件下强度比、坡角和安全系数之间的关系曲线进行回归方程的拟合,得到 F_s 与 (c_{u2}/c_{u1}) 和 $\cot\beta$ 之间线性及水平阶段的相关系数。

线性阶段: F_s 和 (c_{u2}/c_{u1}) 的Pearson相关系数 $\kappa_1=0.868$, F_s 和 $\cot\beta$ 的Pearson相关系数 $\kappa_2=0.753$;

水平阶段: F_s 和 (c_{u2}/c_{u1}) 的Pearson相关系数 $\kappa_1=0.139$, F_s 和 $\cot\beta$ 的Pearson相关系数 $\kappa_2=0.999$ 。进一步地,对数值试验得到的大量结果数据进行多元线性回归分析,假定多元线性回归模型为:

$$y_i = \alpha_1 + \alpha_2 x_{2i} + \alpha_3 x_{3i} + \dots + \alpha_k x_{ki} \quad (6)$$

式中, α_1 是截距,为常数; α_2, α_3 和 α_k 是 x_{2i}, x_{3i}, x_{ki} 发生变动时引起 y_i 增量的偏回归拟合系数。该多元回

归方程是 x_{2i}, x_{3i}, y_i 等自变量共同变动引起的 y_i 的平均变动,真实地反映了自变量和因变量之间的影响和变动关系。

依据图5中得到的数值试验结果,预测了 (c_{u2}/c_{u1}) 和 $\cot\beta$ 对 F_s 的一个回归数学模型,通过对大量结果数据二元回归,分别预测线性及水平两阶段的回归方程,其表达式为:

线性阶段

$$F_s = 0.208(c_{u2}/c_{u1}) + 0.603\cot\beta + 0.125$$

$$R^2 = 96.26\% \quad (7)$$

水平阶段:

$$F_s = 0.0022(c_{u2}/c_{u1}) + 0.316\cot\beta + 0.7$$

$$R^2 = 99.85\% \quad (8)$$

拟合的 R^2 值均大于95%,表明分2个阶段拟合的回归方程与实际数值试验结果非常吻合。回归方程表明上下土层强度比和坡角在临界强度比值 $(c_{u2}/c_{u1})_{crit}$ 之前是共同影响边坡的稳定性,且估算了 (c_{u2}/c_{u1}) 和 $\cot\beta$ 在线性增长阶段的拟合系数。若 $(c_{u2}/c_{u1}) > (c_{u2}/c_{u1})_{crit}$,说明当下层土体强度较高时,在边坡稳定性分析中仅考虑 β 对 F_s 的影响。

3.3 D 对临界转折点及失稳机理的影响规律

本节研究地基深度比 D 值对边坡稳定性态和临界失稳机理的影响规律。选取 $\cot\beta=3.0$,将 D 作为变量, F_s 随之变化的规律如图6所示。可以看出, F_s 随 D 值的增大逐渐减小,随后在不同的 Q_{crit} 转折处趋于恒定,计算得到的最大 $F_s=1.65$ 。不同的 D 值对应了不同的转折点, D 值越大,其 Q_{crit} 值也越大, $D=2.0$ 时,最大的 $Q_{crit}=1.8$ 。转折点左边的斜线部分对应的是深层失稳机理,其破坏机制是同时穿过堤坝层和地基层,如图6(a)所示。临界转折点右边的水平线部分对应于浅层失稳破坏,发生失稳

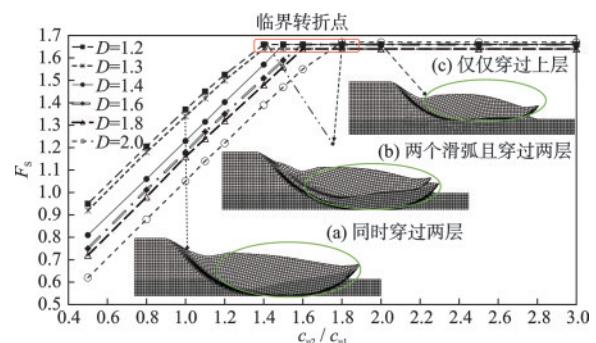


图6 变化 D 值条件下 F_s 与 c_{u2}/c_{u1} 的关系

Fig.6 Relationship between F_s and c_{u2}/c_{u1} for different values of D ($\cot\beta=3.0$)

时临界滑动面仅从堤坝层穿过,如图6(c)所示。在 Q_{crit} 处的临界失稳机理是双滑动面失稳,两个临界滑动面试图同时形成、同时发生在上下两类土层中,如图6(b)所示。

图7以 $D=1.2$ 和 $\cot\beta=1.2$ 为例,展示了 c_{u2}/c_{u1} 对边坡临界失稳机理的影响规律。由于临界强度比 $Q_{crit}=1.1$,所有 $c_{u2}/c_{u1}<1.1$ 边坡的失稳机理为深层失稳,其临界滑动面与基底相切,在基础层的右岸剪出,如图7(a)所示。深层失稳的滑动面位置较深,致使滑体的体积方量较大,边坡的稳定性较低, F_s 为0.95,小于极限平衡状态,发生失稳破坏。图7(b)是临界强度比 Q_{crit} 对应的双滑动面临界失稳机理,在同一个坡体内堤坝层和地基层同时出现浅层和深层的滑动失稳,它们的安全系数均等于转折点的的安全系数1.0。当 $c_{u2}/c_{u1}>1.1$ (图7(c))时,边坡的临界滑动面在堤坝层的坡脚处滑出形成浅层失稳机理,安全系数值随强度比增大不再增大,恒定 $F_s=1.02$ 。

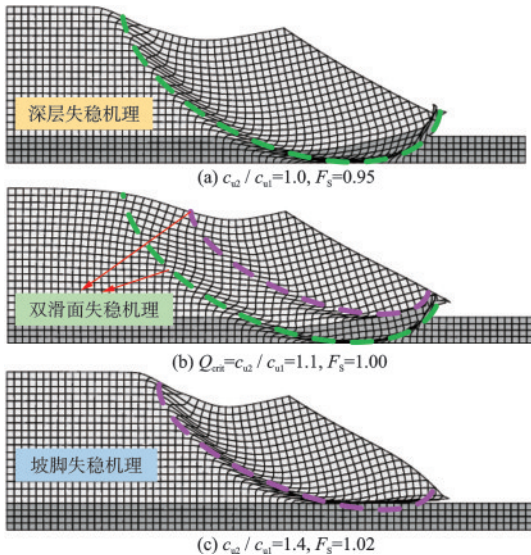


图7 不同Q对应的滑动面及失稳机理 ($D=1.2, \cot\beta=1.2$)
Fig.7 Slope sliding surfaces and instability mechanisms for different Q ($D=1.2, \cot\beta=1.2$)

图8展示了边坡失稳机理随坡角 β 变化的演化规律。伴随 β 的逐渐减小,边坡的失稳机理演化规律为:坡脚失稳→双滑动面失稳→与基础相切的深层失稳。图8(a)中的浅层坡脚失稳往往导致较低的坡体稳定性;当 $\beta=35.54^\circ$ 时上下土层出现两个明显的非圆弧滑动面,形成双滑面失稳破坏,如图8(b)所示;边坡越平缓,发生深层失稳的可能性越大,且

多为与基底相切的深层失稳(图8(c)),该结论与文献[10]和[13]的研究结论相吻合。

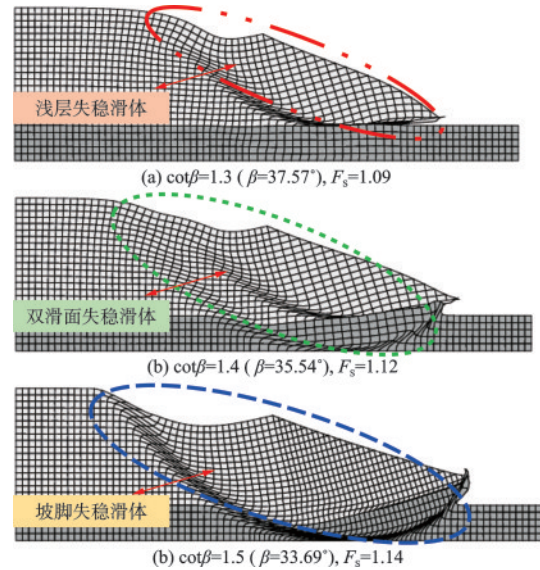


图8 不同 $\cot\beta$ 对应的滑动面及失稳机理 ($c_{u2}/c_{u1}=1.2, D=1.3$)
Fig.8 Slope sliding surfaces and instability mechanisms for different $\cot\beta$ ($c_{u2}/c_{u1}=1.2, D=1.3$)

4 算例分析

James Bay水电站位于加拿大魁北克省西部,其水力资源占该省可开发水力资源的75%。James Bay水电站共建设堤坝和大坝约为215座,长度达到125 km,大型水库5座,填筑总方量1.56亿 m^3 。三个发电厂房均安装混流式机组,水库面积13 520 km^2 ,总装机10 282 MW,淹没土地面积10 400 km^2 。James Bay堤坝工程设计建造在灵敏度较高的软黏土地基上,长度约为50 km的长堤坝,在工程问题和参数选取问题上都比较复杂。本节选取其中一个典型的堤坝横截面,如图9所示。图中详细描述了堤坝及下卧地基层材料的土体特性。上覆土层为无黏性土, $c'=0$,其余几层均为不排水的黏性土层, $\varphi_u=0$ 。J.T. Christian等^[27]等最先对James Bay堤坝进行设计分析,计算得到的最小安全系数 F_s 为

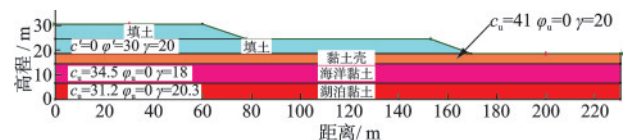


图9 James Bay堤坝的横截面
Fig.9 Cross section of James Bay dike

1.45, 滑动面为圆形滑弧。M.J. Duncan等^[28]认为如果使用非圆弧形滑动面进行分析, 则得到的最小安全系数要比极限平衡方法预测的圆弧形滑面低很多。

对于 James Bay 堤坝, 本文采用不同的方法对其验算和分析, 极限平衡方法采用 SLOPE/W 中 Bishop 修正方法的迭代进程进行计算, 计算后的结果如图 10(a) 所示。计算的最小安全系数 F_s 为 1.331, 滑动面是一个复合型滑面组合, 即滑动弧在地基层相交处被不规则的剪裁。如前所述, 有限元方法最明显的优点之一是不需要提前假定临界滑动面的形状和位置。J.M. Duncan等^[1]采用无限制的自动搜索方式寻找最关键的的非圆弧形滑动面, 有限元软件 Phase² 得到的剪切应变等值线云图如图 10(b) 所示。剪切应变云图中形成的失稳区域的形状与极限平衡方法的形状非常接近, 但得到的安全系数 $F_s=1.26$, 小于极限平衡方法的 1.331。

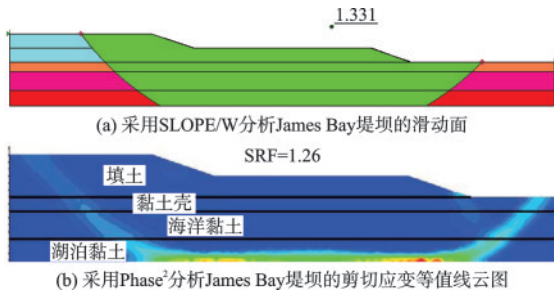


图 10 James Bay 堤坝的横截面^[1]

Fig.10 Cross section of James Bay dike^[1]

D.V. Griffiths^[29]、A.S. Pooya^[30]等认为当圆形或非圆形滑动面出现在均匀或具有渐变特性的边坡中, 自动“搜寻”滑动面效应具有明显的优势。因此, 采用本文的计算程序进行运行分析, 得到 James Bay 堤坝的临界滑动面和位移向量图如图 11 所示。非圆弧形滑动面对应的最小安全系数 $F_s(1.27)$ 小于极限平衡方法的结果, 并且与 Phase² 的安全系数 (1.26)

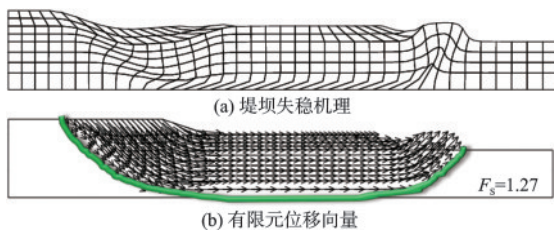


图 11 James Bay 堤坝的有限元失稳机理和位移向量图

Fig.11 Instability mechanisms and displacement vectors of James Bay dike

非常接近, 临界滑动面很自然地通过堤坝中不同土层之间最软弱路径在坡体中形成与基底相切的深层失稳。

通过 James Bay 堤坝的工程实例验证, 表明在双层土质边坡的稳定性分析中, 不同土层之间抗剪强度参数的非均匀性对边坡稳定性态及临界滑动面形状有非常重要的影响。采用自动搜寻边坡临界滑动面的方法, 对研究边坡破坏机制具有更可靠的影响效果, 得到的最小安全系数 F_s 更为精确, 体现了准确判定临界滑动面的形状和位置在边坡稳定性评价中的重要性。

5 结 论

研发了适用于双层土质边坡, 且能够快速建模和运算的计算程序; 研究了非均质成双层土质边坡的稳定性态、临界滑动面的位置及失稳机理的演化规律; 揭示了软弱土层与滑动面和破坏机制之间的关系, 提出了非均质双层边坡的临界强度比值 $(c_{u2}/c_{u1})_{crit}$; 研究了边坡形态效应和土体特性对不排水边坡稳定性态、失稳机理、破坏机制的影响规律。主要结论如下:

(1) 在成层坡体中, 软弱土层始终占主导地位, 滑动面在土体中“寻找”抵抗力最小的软弱路径, 在剪切强度无法抵抗剪切应力的区域, 滑动面很“自然”地形成贯通, 边坡发生失稳破坏。

(2) 对于双层非均质不排水边坡, 提出了临界强度比 $(c_{u2}/c_{u1})_{crit}$ 的概念, 该临界值是安全系数 F_s 的转折点, 大于该临界值时, 即下层强度的增加不再影响安全系数 F_s 的变化, 临界值对应的失稳机理为双滑动面失稳破坏。

(3) 临界强度比 $(c_{u2}/c_{u1})_{crit}$ 与几何形态之间有密切的关系, 最大的临界强度比 $(c_{u2}/c_{u1})_{crit}$ 值为 1.8, 即地基层强度是堤坝层强度的 1.8 倍时, 地基层强度的增加不再影响安全系数 F_s 的变化。

(4) 随着 c_{u2}/c_{u1} 和地基深度的增大及坡角 β 的减小, 双层非均质边坡的失稳机制表现为: 浅层坡脚失稳 \rightarrow 双滑动面失稳 \rightarrow 深层失稳, 与之对应的滑动面位置也随之加深。

(5) 对于上硬下软型边坡 (即 $c_{u2}/c_{u1} < 1.0$), 如软土地基, 边坡稳定性态的变化受控于强度比 c_{u2}/c_{u1} , 坡角 β 和地基深度比 D 这三个因素的共同影响, 地基层的强度越低, 坡角和地基深度对边坡稳

定性态的影响程度越大;对于上软下硬型边坡(即 $c_{u2}/c_{u1}>1.0$),如人工堆填土边坡,稳定性态主要受坡角的影响,地基深度的影响较小,因此在人工填土边坡过程中,应尽量放缓填土层的坡角,确保边坡的稳定性。

致谢:特别感谢美国科罗拉多矿业大学D.V. Griffiths教授为本文中的计算程序和程序优化提供全程的指导和极大的帮助,同时感谢Griffiths教授作为指导老师为本文撰写所付出的辛勤劳动和汗水。

参考文献:

- [1] Duncan J M, Wright S G. Soil strength and slope stability [M]. Hoboken, N. J: John Wiley & Sons, Inc., 2014.
- [2] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析——原理·方法·程序[M]. 北京:中国水利水电出版社,2003.
Chen Z Y. Soil slope stability analysis-theory methods and programs [M]. Beijing: China Water Power Press, 2003. (in Chinese)
- [3] 黄润秋. 20世纪以来中国的大型滑坡及其发生机制[J]. 岩石力学与工程学报,2007,26(3): 433-454.
Huang R Q. Large-scale landslides and their sliding mechanisms in China since the 20th century[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26 (3): 433-454. (in Chinese)
- [4] 刘康琦,刘红岩. 地震作用下土石混合体边坡稳定性分析研究[J]. 防灾减灾工程学报,2022, 42(1): 224-230.
Liu K Q, Liu H Y. Stability analysis of soil-rock mixture slope under earthquake[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2022, 42(1): 224-230. (in Chinese)
- [5] Michalowski R L, Matel T. Stability charts for 3D failures of steep slopes subjected to seismic excitation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 2011, 412: 183-189.
- [6] Griffiths D V, Huang J S, Fenton G A. Influence of spatial variability on slope reliability using 2-D random fields[J]. Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(10): 1367-1378.
- [7] 余鹏,郝青硕,喻葭临,等. 基于XFEM对土质边坡滑裂规律的研究[J]. 岩土工程学报,2022, 44(8): 1416-1424.
Yu Peng, Hao Q S, Yu J L, et al. XFEM-based investigation on regularities of soil slope landsliding[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2022, 44 (8): 1416-1424. (in Chinese)
- [8] 李宁,郭双枫,姚显春. 边坡潜在滑动面模拟方法研究[J]. 岩石力学与工程学报,2016,35(12):2377-2387.
Li N, Guo S F, Yao X C. Research potential sliding surface of slope simulation method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35 (12) : 2377-2387. (in Chinese)
- [9] Guo S F, Li N, Liu W P, et al. Influence of both soil properties and geometric parameters on failure mechanisms and stability of two-layer undrained slopes [J]. Advances in Materials Science and Engineering, 2020, 4253026: 1-13.
- [10] Guo S F, Griffiths D V. Failure mechanisms in two-layer undrained slopes[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2020, 57(10): 1617-1621.
- [11] Griffiths D V, Lane P A. Slope stability analysis by finite element [J]. Géotechnique,1999,49(3):387-403.
- [12] 李宁,郭双枫,姚显春. 再论岩质高边坡稳定性分析方法[J]. 岩土力学. 2018,39(2):397-406.
Li N, Guo S F, Yao X C. Re-exploration on stability analysis method of high rock slope [J]. Rock and Soil Mechanics. 2018,39(2):397-406. (in Chinese)
- [13] Zhang Y B, Chen G Q, Zheng L, et al. Effects of geometries on three-dimensional slope stability[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013, 50(3): 233-249.
- [14] Huang J S, Lyamin A V, Griffiths D V, et al. Quantitative risk assessment of landslide by limit analysis and random fields [J]. Computers and Geotechnics, 2013, 53: 60-67.
- [15] 李典庆,肖特,曹子君,等. 基于高效随机有限元法的边坡风险评估[J]. 岩土力学, 2016, 37(7): 1994-2003.
Li D Q, Xiao T, Cao Z J, et al. Slope risk assessment using efficient random finite element method [J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(7): 1994-2003. (in Chinese)
- [16] 余天堂. 扩展有限单元法:理论、应用及程序[M]. 北京:科学出版社,2014.
Yu T T. The extended finite element method: theory, application and programs [M]. Beijing: Science Press, 2014. (in Chinese)
- [17] 黄献文,刘顺青,周爱兆,等. 基于较大块石分布位置的土石混合边坡稳定性研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2020, 40(1): 63-71.
Huang X W, Liu S Q, Zhou A Z, et al. Study on the stability of soil-rock slopes based on the distributional location of the larger rocks [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2020, 40(1) : 63-71.

- (in Chinese)
- [18] AL-Karni A A, AL-Shamrani M A. Study of the effect of soil anisotropy on slope stability using method of slices[J]. *Computers and Geotechnics*, 2000, 26(2): 83-103.
- [19] 张友葩,刘增进,高永涛,等. 双动载源下土质边坡的失稳机理[J]. *岩石力学与工程学报*, 2003, 22(9): 1489-1495.
Zhang Y P, Liu Z J, Gao Y T, et al. Instability mechanisms of soil slope under double dynamic loading[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2003, 22(9):1489-1495. (in Chinese)
- [20] Li A J, Merifiedd R S, Lyamin A V. Limit analysis solutions for three dimensional undrained slopes[J]. *Computers and Geotechnics*, 2009, 36: 1330-1351.
- [21] Qian Z G, Li A J, Merifield R S, et al. Slope stability charts for two-layered purely cohesive soils based on finite element limit analysis methods [J]. *International Journal of Geomechanics*, 2015, 15(3): 06014022.
- [22] Lim K, Li A J, Lyamin A V. Three-dimensional slope stability assessment of two-layered undrained clay[J]. *Computers and Geotechnics*, 2015, 70: 1-17.
- [23] Smith I M, Griffiths D V, Margetts L. Programming the finite element method [M]. Chichester, United Kingdom: John Wiley and Sons, 2015.
- [24] 杨文琦,周成,王林,等. 降雨作用下考虑膨胀推力的膨胀土边坡稳定性分析[J]. *防灾减灾工程学报*, 2018, 38(5): 874-880.
Yang W Q, Zhou C, Wang L, et al. Stability analysis of an expansive soil slope under rainfall using the thrust line method[J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2018, 38(5): 874-880. (in Chinese)
- [25] Taylor D W. Stability of earth slopes[J]. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 1937, 24(3): 337-386.
- [26] Taylor D W. *Fundamentals of soil mechanics* [M]. New York: John Wiley and Sons Inc., 1948.
- [27] Christian J T, Ladd C C, Baecher G B. Reliability applied to slope stability analysis[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, 120(12): 2180-2207.
- [28] Duncan J M, Navin M, Wolff T F. Discussion of probabilistic slope stability for practice [J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, 39: 665-683.
- [29] Griffiths D V, Zhu D S, Huang J S, et al. Observations on probabilistic slope stability analysis [C]// 6th Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Applications. Shanghai: Tongji University Press, 2016.
- [30] Pooya A S. Risk assessment and spatial variability in geotechnical stability problems [D]. Golden: Colorado School of Mines, 2015.

(本文编辑:赵霞)