

DOI: 10.16108/j.issn1006-7493.2018118

引用格式: 方宏伟, 吴建勋, 侯振坤. 2019. 基于SLFT的边坡强度折减法失稳判据[J]. 高校地质学报, 25 (5): 766-771

基于SLFT的边坡强度折减法失稳判据

方宏伟^{1,2}, 吴建勋³, 侯振坤⁴

1. 吉林建筑大学 测绘与勘察学院, 长春 130118; 2. 东北电力大学 建筑工程学院, 吉林市 132012;
3. 华东电力设计院, 上海 200002; 4. 广州市建筑科学研究院有限公司, 广州 510440

摘要: 强度折减法在评价边坡稳定性时不需要假设和搜索临界滑裂面, 相对于其它方法具有一定优势, 但失稳判据尚无明确标准。滑移线场理论(SLFT)可以计算得到的极限状态下的边坡坡面曲线(简称极限坡面曲线), 已有研究表明极限坡面曲线与边坡坡面的相对位置关系可以判断边坡稳定性。基于该结论提出一种边坡强度折减法失稳判据: 不同折减系数计算得到不同的强度参数, 因此滑移线场理论计算得到的极限坡面曲线将发生变化, 当极限坡面曲线与边坡坡面在坡底相离时, 判断边坡为稳定状态; 当极限坡面曲线与边坡坡面相交于坡脚时, 判断边坡为极限平衡状态; 当极限坡面曲线与边坡坡面相交时, 判断边坡为失稳状态。对标准边坡考题的计算结果表明: 提出的失稳判据收敛性较好, 安全系数计算结果与标准答案和已有失稳判据分析结论相差较小; 传统失稳判据收敛指标的确定没有明确标准, 当位移突变曲线光滑时很难找到突变点, 很难准确计算对应的安全系数, 更重要的是传统失稳判据判断边坡极限状态受到人为主观因素的影响, 而提出的失稳判据可以实现失稳判据的客观标准化; 确定的临界滑裂面形状以及在边坡中的位置都与标准答案基本一致, 提出的失稳判据适用于强度折减法。

关键字: 边坡稳定性; 强度折减法; 滑移线场理论; 失稳判据

中图分类号: TV39; TU45

文献标识码: A

文章编号: 1006-7493 (2019) 05-766-06

A New Criterion of Strength Reduction Method for Slope Instability Based on the Slip Line-Field Theory

FANG Hongwei^{1,2}, WU Jianxun³, HOU Zhenkun⁴

1. School of Geomatics and Prospecting Engineering, Jilin Jianzhu University, Changchun 130118, China;
2. School of Civil Engineering and Architecture, Northeast Electric Power University, Jilin 132012, China;
3. East China Electric Power Design Institute, Shanghai 200002, China;
4. Guangzhou Institute of Building Science Co., Ltd., Guangzhou 510440, China

Abstract: The strength reduction method (SRM) has an advantage over other methods in evaluating slope stability for automatically determining a critical slip surface. However, a key problem is that there is no corresponding definite standard for an instability criterion in using SRM. Previous research has shown that slope stability can be determined based on the relative position between the limit-state slope curve (referred to as the limiting slope curve) obtained from slip-line field theory calculations and the slope. Based on this conclusion, a set of new SRM-based instability criteria is proposed. The limit slope curve calculated by the slip-line field theory will change for different strength factors are calculated by different reduction factors. It can be concluded that the slope is in a stable state when the limiting slope curve does not intersect the slope at the toe. The slope is in a limit-equilibrium state when they intersect at the toe of the slope while the slope is in an unstable state when the limiting slope curve and the slope intersect. The calculation results of standard slope test show that when the new instability criterion has an advantage in convergence, safety factor calculated by the new

收稿日期: 2019-10-22; 修回日期: 2019-12-09

基金项目: 吉林省教育厅“十三五”科学技术研究项目(JJKH20180450KJ)资助

作者简介: 方宏伟, 男, 1980年生, 讲师, 博士, 从事边坡工程的研究, E-mail: fanghongwei911@126.com

criterion is close to the existing criterion and the standard answer. For the traditional criterion, there are no guidelines as to the choice of a tolerance criterion and the optimal number of iterations, and it is not always easy to find the sharp break point immediately after a slope failure, especially when the displacement curve is relatively smooth. Also, it is difficult to define a precise safety factor from this criterion, moreover, the evaluation criterion with a presumed allowable iteration number is influenced by an artificial factor. The objective quantification of the instability criterion can be realized by the new instability criterion. The critical slip surface shape and position determined by the plastic strain in the slope are basically the same as the standard answer. The new instability criterion is applicable for the strength reduction method.

Key words: slope stability; strength reduction method; slip line-field theory; instability criterion

First author: FANG Hongwei, Lecturer; E-mail: fanghongwei@126.com

边坡稳定性分析在工程地质勘察和地质灾害评价中具有重要意义(郑颖人, 2007), 例如随着中国露天煤矿开采量日益增加, 边坡稳定性问题带来的地质灾害严重危害人类正常生产和经济效益(孙世国和王超, 2018)。传统的极限平衡法计算安全系数需要假设和搜索临界滑裂面, 而基于数值分析方法如有限元法(王宝军等, 2004)的强度折减法(strength reduction method, SRM)通过折减强度参数(粘聚力 c 和摩擦角正切值 $\tan\varphi$)使边坡达到极限状态, 此时的折减系数即为安全系数, 该法不需要假设和搜索临界滑裂面, 因此引起了学术界的广泛关注。SRM能否成功应用于边坡稳定性分析的关键点是边坡极限状态的判断, 即失稳判据的确定(Huang et al., 2009)。

目前的失稳判据主要方法及不足如下(郑颖人, 2007; Liu et al, 2012): (1) 数值计算不收敛(不收敛准则), 当边坡处于极限状态时, 不存在一个既能满足静力平衡又能满足静力许可的解, 此时有限元计算必定不收敛, 对不收敛准则的收敛系数和迭代次数的选择没有统一标准, 需要人为设定参数, 因此具有一定的主观性; (2) 特征点位移发生突变(突变准则), 根据计算域内某一部位的位移与折减系数之间关系曲线的变化特征确定失稳状态, 如当折减系数增大到某一特定值时, 特征点的位移突然增大, 则认为边坡发生失稳, 对于突变准则, 有时候特征点位移曲线的拐点不明显, 很难准确计算安全系数; (3) 广义剪应变或塑性应变从坡脚到坡顶贯通(贯通准则), 通过域内塑性应变区或达到某一幅值的塑性应变区是否连通, 来判断边坡是否发生破坏, 塑性区贯通一般认为是边坡破坏的必要不充分条件。现有研究多采用综合两种判据进行计算, 如Tan和Sarma (2008)和Griffiths和Lane (1999)采用不收敛结合突变准

则判断边坡极限状态, 而Tschuchnigg等(2015)给出的建议是对极限状态的确定必须仔细观察, 避免强度折减法误判。已有强度折减法失稳判据计算安全系数和确定临界滑裂面是同时迭代进行的, 时间成本较高(Cheng et al., 2007), 有时候确定的临界滑裂面效果差(Liu et al., 2015)。因此, 强度折减法失稳判据的研究具有十分重要的意义(迟世春和关立军, 2004)。朱大勇和张四维(1996)研究认为最小安全系数是边坡固有的, 不依赖于临界滑裂面, 临界滑裂面只是依附安全系数的“副产品”, 提出了直接求解安全系数的临界滑动场法。

滑移线场理论以塑性力学为基础, 计算得到的滑移线在数学上是双曲型微分方程的特征线, 宏观力学上是剪切破坏的迹线, 朱以文等(2005)研究将其与有限元法结合求解临界滑裂面。实际上, 滑移线场理论还可计算得到的极限状态下的边坡坡面曲线(Sokolovskiĭ, 1965; 陈震, 1987), 本文简称极限坡面曲线。基于极限坡面曲线与边坡坡面的相对位置关系判断边坡稳定性(方宏伟, 2017), 本文研究并提出了一种直接计算边坡安全系数的强度折减法失稳判据, 给出了边坡失稳的客观标准, 避免了人为主观因素的影响, 通过标准边坡考题(陈祖煜, 2003)验证提出的失稳判据计算安全系数的可行性和对强度折减法的适用性, 实现了安全系数和临界滑裂面的分离计算。

1 极限坡面曲线的边界条件与计算公式

滑移线场理论可求得重力作用下土体两族不同的滑移线方程:

$$\begin{cases} \frac{dy}{dx} = \tan(\theta - \mu) \\ d\sigma - 2\sigma \cdot \tan \phi \cdot d\theta = \gamma(dy - \tan \phi \cdot dx) \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} \frac{dy}{dx} = \tan(\theta + \mu) \\ d\sigma + 2\sigma \cdot \tan \phi \cdot d\theta = \gamma(dy + \tan \phi \cdot dx) \end{cases} \quad (2)$$

式中 θ 为最大主应力 σ_1 与 x 轴交角, $\mu = \pi/4 - \varphi/2$ 为两族滑移线交角平均值, γ 为容重。

采用差分法来近似求解公式(1)和(2)

$$\begin{cases} \frac{y - y_\alpha}{x - x_\alpha} = \tan(\theta_\alpha - \mu) \\ (\sigma - \sigma_\alpha) - 2\sigma_\alpha \cdot (\theta - \theta_\alpha) \cdot \tan \phi = \gamma[(y - y_\alpha) - (x - x_\alpha) \tan \phi] \end{cases} \quad (3)$$

$$\begin{cases} \frac{y - y_\beta}{x - x_\beta} = \tan(\theta_\beta + \mu) \\ (\sigma - \sigma_\beta) + 2\sigma_\beta \cdot (\theta - \theta_\beta) \cdot \tan \phi = \gamma[(y - y_\beta) + (x - x_\beta) \tan \phi] \end{cases} \quad (4)$$

式中 $M_\alpha(x_\alpha, y_\alpha, \theta_\alpha, \sigma_\alpha)$ 为 α 族上的点, $M_\beta(x_\beta, y_\beta, \theta_\beta, \sigma_\beta)$ 为 β 族上的点, 由公式(3)和(4)联立计算滑移线上的待求点 $M(x, y, \theta, \sigma)$, 其中 (x, y) 为坐标值, σ 为特征应力, 公式为:

$$\begin{cases} x = \frac{x_\alpha \cdot \tan(\theta_\alpha - \mu) - x_\beta \cdot \tan(\theta_\beta + \mu) - (y_\alpha - y_\beta)}{\tan(\theta_\alpha - \mu) - \tan(\theta_\beta + \mu)} \\ \begin{cases} y = (x - x_\alpha) \cdot \tan(\theta_\alpha - \mu) + y_\alpha \\ y = (x - x_\beta) \cdot \tan(\theta_\beta + \mu) + y_\beta \end{cases} \\ \theta = \frac{(\sigma_\beta - \sigma_\alpha) + 2(\sigma_\beta \theta_\beta + \sigma_\alpha \theta_\alpha) \cdot \tan \phi + \gamma[(y_\alpha - y_\beta) + (2x - x_\alpha - x_\beta) \cdot \tan \phi]}{2(\sigma_\beta + \sigma_\alpha) \cdot \tan \phi} \\ \begin{cases} \sigma = \sigma_\alpha + 2\sigma_\alpha(\theta - \theta_\alpha) \cdot \tan \phi + \gamma[(y - y_\alpha) - (x - x_\alpha) \cdot \tan \phi] \\ \sigma = \sigma_\beta - 2\sigma_\beta(\theta - \theta_\beta) \cdot \tan \phi + \gamma[(y - y_\beta) + (x - x_\beta) \cdot \tan \phi] \end{cases} \end{cases} \quad (5)$$

极限坡面曲线微分方程为: $\frac{dy}{dx} = \tan \theta$, 式中 $\theta = \pi - \alpha$, 其中 α 为边坡角, 与 β 族滑移线方程联立可求解极限坡面曲线坐标点 $M_{ij}(x_{ij}, y_{ij}, \theta_{ij}, \sigma_{ij})$:

$$\begin{cases} x_{ij} = \frac{x_b \cdot \tan \theta_b - x'_b \cdot \tan(\theta'_b + \mu) + (y'_b - y_b)}{\tan \theta_b - \tan(\theta'_b + \mu)} \\ \begin{cases} y_{ij} = (x_{ij} - x_b) \cdot \tan \theta_b + y_b \\ y_{ij} = (x_{ij} - x'_b) \cdot \tan(\theta'_b + \mu) + y'_b \end{cases} \\ \theta_{ij} = \frac{(\sigma'_b - \sigma_b) + 2(\sigma'_b \theta'_b + \sigma_b \theta_b) \cdot \tan \phi + \gamma[(y_b - y'_b) + (2x_{ij} - x_b - x'_b) \cdot \tan \phi]}{2(\sigma'_b + \sigma_b) \cdot \tan \phi} \\ \sigma_{ij} = \frac{c \cdot \cot \phi}{1 - \sin \phi} \end{cases} \quad (6)$$

式中 $M_b(x_b, y_b, \theta_b, \sigma_b)$ 为极限坡面曲线上已知点, $M'_b(x'_b, y'_b, \theta'_b, \sigma'_b)$ 为第 β 族滑移线上已知点。

计算简图见图1, 坡顶边界上的 Δx 为计算步长, N_1 为边界步长数, N_2 为坡顶划分数(当边坡无外荷载时, 可取 $N_2=0$), 例如图1中 $N_1=3$, $N_2=2$ 。 N_1 越大计算精度越高, 但时间越长, 本文取 $N_1=999$, $N_2=0$, 则此时边坡计算节点总数为1000000。作者已经开发出相应MATLAB计算程序(方宏伟等, 2018), 可向读者提供计算代码。

2 本文稳定性判据算法

强度折减法将岩土体的强度参数即粘聚力 c 和内摩擦角正切值 $\tan \varphi$ 按式(7)以折减系数 F_i 不断进行折减:

$$c_1 = c/F_i, \tan \varphi_1 = \tan \varphi/F_i \quad (7)$$

式中, c_1 和 φ_1 为折减后的粘聚力与内摩擦角, $i=1 \sim n$ 为折减次数。不同折减系数 F_i 会得到不同的强度参数 c_1 和 φ_1 , 公式(5)和(6)含有强度参数 c 和 φ , 此时滑移线场理论计算的极限坡面曲线也将不同, 极限坡面曲线与边坡坡面相对位置关系将发生变化, 即极限坡面曲线与坡顶交点横坐标 x_{11} 将发生变化。由极限坡面曲线与边坡坡底交点 x_{11} 的正负判断边坡稳定性, 见图2: 当 $x_{11} > 0$ 时, 判断边坡为稳定状态; 当两者相交于坡脚, 即 $x_{11}=0$ 时, 判断边坡为极限状态; 当 $x_{11} < 0$ 时, 判断边坡为失稳状态, 图1中的 (x_{\min}, y_{\min}) 为坐标点最小值, 为求得极限坡面曲线与 x 轴交点 x_{11} , 应满足 $y_{\min} < 0$ 。注意: 图2中的极限坡面曲线不是临界滑裂面, 而是由滑移线场理论计算得到的极限状态下的边坡坡面线。

算法流程见图3, Δx 初始值可以设为0, $\Delta(\Delta x)$

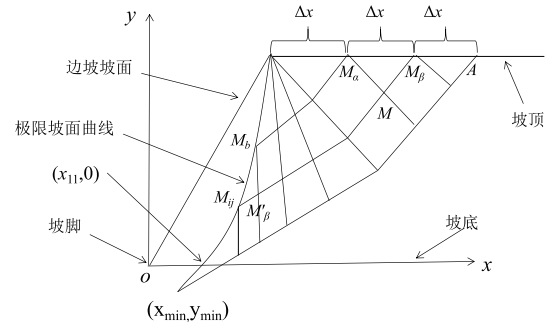


图1 滑移线场理论计算极限坡面曲线简图

Fig. 1 Calculation schematic diagram of limit slope curve by slip line-field theory

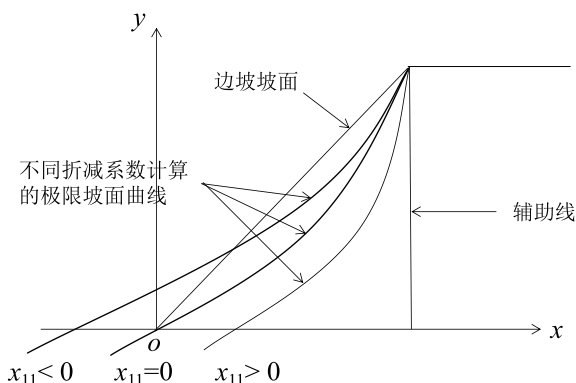


图2 本文方法判断边坡状态示意图

Fig. 2 Diagram of determining the stability of slope by the proposed method

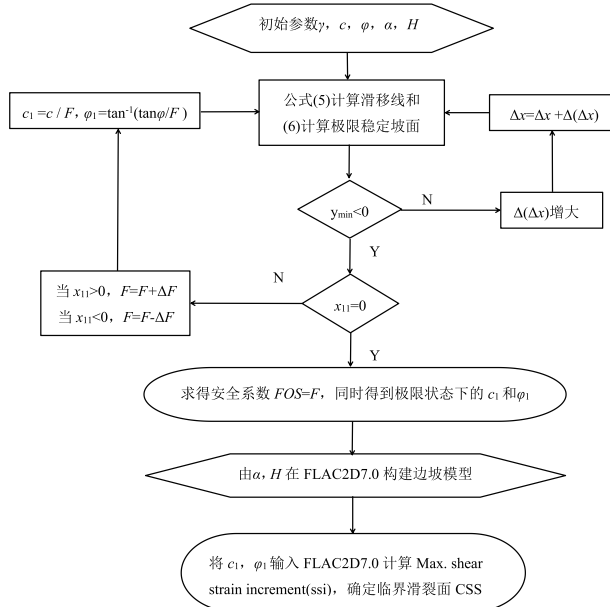


图3 本文失稳判据计算FOS和CSS流程图

Fig. 3 Calculation flow chart of the new instability criterion

表示 Δx 增量, 当 $y_{\min} < 0$ 时, 表明极限坡面曲线与 x 轴相交, 可以求得 x_{11} 。当 $x_{11} > 0$ 时, 边坡处于稳定状态, 设初始折减系数 $F=1$, 按强度折减法定义, 应该增大折减系数 F , 即 $F+\Delta F$, 其中 ΔF 为折减系数增量; 当 $x_{11} < 0$ 时, 边坡处于失稳状态, 按强度折减法定义, 应该减小折减系数 F , 即 $F-\Delta F$; 当 $x_{11}=0$ 时, 边坡处于极限状态, 此时折减系数 F 即为安全系数 FOS , 同时求得边坡极限状态下的强度参数 c_1 和 ϕ_1 , 以上计算过程采用MATLAB编程计算。由 α 和 H 在FLAC2D7.0中构建边坡模型, 将极限状态下的 c_1 、 ϕ_1 输入到FLAC2D7.0中计算塑性贯通区域, 确定临界滑裂面。塑性区贯通是边坡破

坏的必要非充分条件, 但如果已知边坡处于极限状态, 那么可知此时塑性应变贯通区域即为临界滑裂面。

不同于已有强度折减法, 本文失稳判据计算安全系数和确定临界滑裂面是分开进行的, 因此临界滑裂面的确定不必迭代计算。注意: 图3中确定临界滑裂面采用的是FLAC2D7.0而不是采用传统失稳判据的软件FLAC/Slope。

3 算例分析

采用标准边坡考题(陈祖煜, 2003)分析本文失稳判据计算安全系数的可行性和对强度折减法的适用性, 该算例的计算参数为容重 $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ 、 $c=3.0 \text{ kPa}$ 、 $\phi=19.6^\circ$ 、坡角 $\alpha=26.6^\circ$ 、坡高 $H=10 \text{ m}$ 、弹性模量 $E=1.0 \times 10^7 \text{ Pa}$ 、泊松比 $\nu=0.25$ 、剪胀角 $\psi=0$, 已有研究表明, 该边坡处于极限状态。

3.1 收敛性分析

根据流程图3, 影响本文方法计算安全系数收敛性和精度的因素主要是步长增量 $\Delta(\Delta x)$ 及折减系数增量 ΔF 。对以上两个参量分别取不同数值计算安全系数, 计算结果见表1。由表可知, 当 $\Delta F=0.01$ 时, $\Delta(\Delta x)$ 由0.01缩小10倍变为0.001, 对应的安全系数计算值由 $FOS=1.05$ 变为 $FOS=1.02$, 当 $\Delta(\Delta x)$ 由0.01缩小100倍变为0.0001, $FOS=1.02$ 不变, 说明此时 FOS 收敛于1.02; 当 $\Delta(\Delta x)$ 同样变化, 而 $\Delta F=0.001$ 时, FOS 收敛于1.014, 两者误差0.59%。因此 $\Delta(\Delta x)=0.0001$ 和 $\Delta F=0.001$ 时, 可满足收敛性与计算精度的要求, 此时本文失稳判据安全系数计算结果为 $FOS=1.014$, 与标准答案(陈祖煜, 2003)和传统失稳判据(周正军等, 2014)对比见表2, 误差为1.38%~3.55%, 表明本文失稳判据计算安全系数是可行的。

3.2 与传统失稳判据的对比

为进一步验证本文失稳判据对强度折减法的适用性, 这里对本文理论框架内收敛条件为 Δ

表1 本文失稳判据计算安全系数FOS的收敛性

Table 1 Convergence of calculation of FOS by the new instability criterion

| $\Delta(\Delta x)$ | 0.01 | 0.005 | 0.001 | 0.0005 | 0.0001 |
|--------------------|-------|-------|-------|--------|--------|
| $\Delta F=0.01$ | 1.05 | 1.03 | 1.02 | 1.02 | 1.02 |
| $\Delta F=0.001$ | 1.048 | 1.026 | 1.016 | 1.016 | 1.014 |

表2 不同方法安全系数 FOS 计算对比
Table 2 Comparison of FOS by different methods

| 方法 | 陈祖煜(2003) | | | | | | 周正军等(2014) | 本文 |
|-------|-----------|-------|--------|------------|------------|----------|------------|-------|
| | Bishop | Janbu | Donald | SSA(Baker) | STAB(Chen) | Fredland | | |
| FOS | 0.993 | 0.978 | 1.0 | 1.0 | 0.991 | 0.99 | 0.99~1.0 | 1.014 |

(Δx)=0.0001 和 $\Delta F=0.001$ 时不同折减系数对应的 x_{11} 和位移变化值以及塑性区贯通情况进行研究, 计算结果见表3, 强度参数共折减19次, 即 $i=1\sim 19$, 其中位移变化量监测点和位移方式取坡顶点的水平位移。

选取不同折减系数 F_i ($i=1, 14, 19$), 对应的极限坡面曲线与边坡坡面的相对位置关系见图4。由图可知, 当折减系数为 $F_1=0.8$ 时 (折减次数为 $i=1$), $x_{11}=5.259\text{ m}>0$, 按本文失稳判据, 边坡处于稳定状态, 根据流程计算图3, 此时折减系数 F_i 应增加; 当 F_i 增加到 $F_{14}=1.014$ 时 (此时折减次数为 $i=14$), $x_{11}=0.0973\text{ m}\approx 0$, 此时强度参数折减值与初始值基本相同 $c_1\approx c$, $\varphi_1\approx\varphi$, 按本文失稳判据, 边坡处于极限状态; 而当 $F_{19}=1.35$ 时 (折减次数为 $i=19$), $x_{11}=-8.1593\text{ m}<0$, 按本文失稳判据, 边坡处于失稳状态。

本文方法计算的位移突变取值与传统的收敛和位移突变准则 (周正军等, 2014) 对比见图5, 塑性区贯通情况以及临界滑裂面标准答案对比见图6。分析可知, 当 $F=0.93$ 时本文方法有明确的

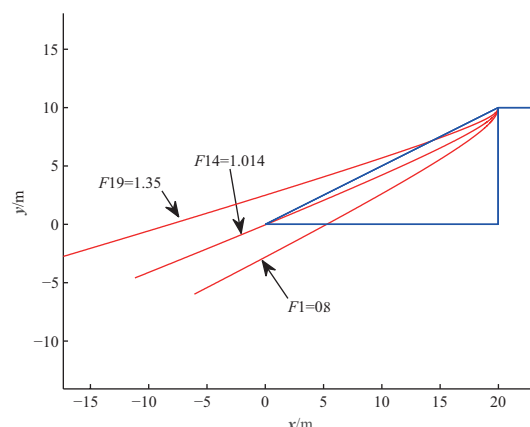
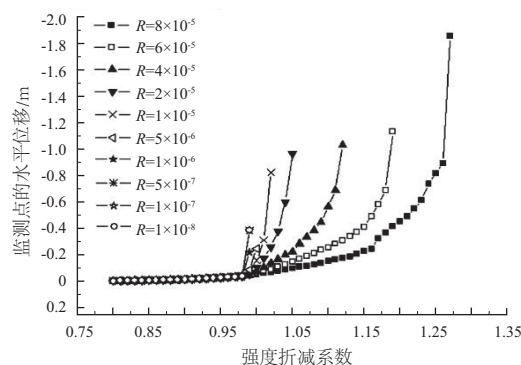
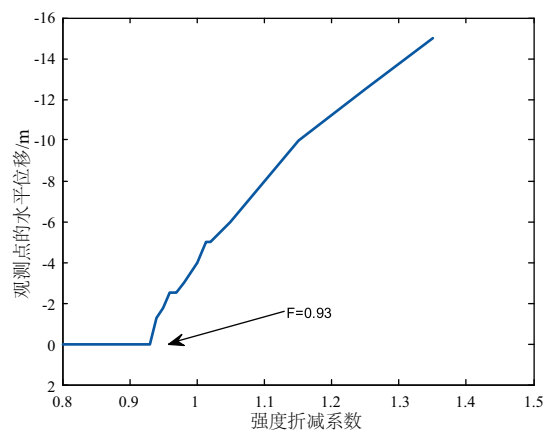


图4 本文失稳判据计算 FOS 图

Fig. 4 The calculated FOS by the new instability criterion



(a) 传统突变准则 (R表示不同收敛准则) (周正军等, 2014)



(b) 本文失稳判据计算的位移突变取值

图5 位移突变计算 FOS 对比图

Fig. 5 Comparison of calculated FOS by the mutation criterion

表3 不同折减系数的计算

Table 3 Calculation of reduction coefficient using different F

| No.i | F_i | c_i (kpa) | φ_i (°) | 水平位移/m | 塑性区贯通 | x_{11} |
|------|-------|-------------|-----------------|---------------------|-------|----------|
| 1 | 0.8 | 3.75 | 23.9946 | 2×10^{-5} | 否 | >0 |
| 2 | 0.85 | 3.5294 | 22.7302 | 2×10^{-5} | 否 | >0 |
| 3 | 0.9 | 3.3333 | 21.5864 | 1×10^{-5} | 否 | >0 |
| 4 | 0.91 | 3.2967 | 21.3706 | 1×10^{-5} | 否 | >0 |
| 5 | 0.92 | 3.2609 | 21.159 | 1×10^{-5} | 否 | >0 |
| 6 | 0.93 | 3.2258 | 20.9513 | 0.5×10^{-5} | 否 | >0 |
| 7 | 0.94 | 3.1915 | 20.7474 | -0.1125 | 是 | >0 |
| 8 | 0.95 | 3.1579 | 20.5473 | -0.1625 | 是 | >0 |
| 9 | 0.96 | 3.125 | 20.3509 | -0.225 | 是 | >0 |
| 10 | 0.97 | 3.0928 | 20.1581 | -0.225 | 是 | >0 |
| 11 | 0.98 | 3.0612 | 19.9687 | -0.275 | 是 | >0 |
| 12 | 0.99 | 3.0303 | 19.7827 | -0.325 | 是 | >0 |
| 13 | 1.0 | 3.0 | 19.6 | -0.35 | 是 | >0 |
| 14 | 1.014 | 2.9586 | 19.3496 | -0.45 | 是 | $=0$ |
| 15 | 1.02 | 2.9412 | 19.2442 | -0.45 | 是 | <0 |
| 16 | 1.05 | 2.8571 | 18.7331 | -0.55 | 是 | <0 |
| 17 | 1.15 | 2.6087 | 17.2044 | -0.875 | 是 | <0 |
| 18 | 1.25 | 2.4 | 15.9003 | -1.125 | 是 | <0 |
| 19 | 1.35 | 2.2222 | 14.7759 | -1.375 | 是 | <0 |

位移突变值，而塑性区贯通时对应的 $F=0.94$ ，两者均小于安全系数标准答案，与采用定义 $x_{11}=0$ 作为失稳判据计算的安全系数 $FOS=1.014$ 的误差为 7.3%~8.3%，定义 $x_{11}=0$ 计算的安全系数与已有答案更加一致（表2），而且可以得到塑性贯通区域。由图5a可知传统的失稳判据具有主观性，比如收敛准则无统一标准，突变准则对位移拐点的选取需要人为判断取值，本文方法给出了边坡失稳评价的客观标准（ $x_{11}=0$ ），对比图4和图2可知，本文失稳判据适用于边坡强度折减法计算安全系数 FOS 。由图6可知，本文失稳判据安全系数 $FOS=1.014$ 对应塑性贯通区域确定的临界滑裂面形状以及在边坡中的位置与标准答案（陈祖煜，2003）基本一致。

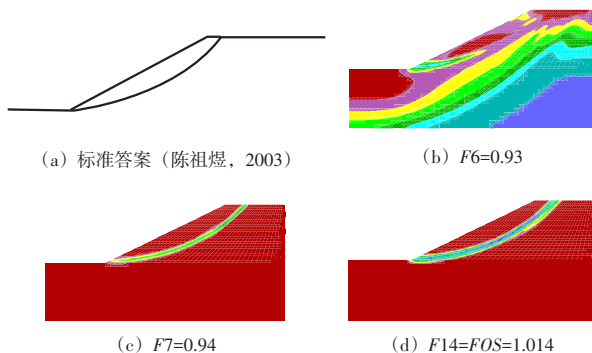


图6 不同折减系数的塑性区与临界滑裂面的对比图
Fig. 6 Calculation of FOS by the penetration criterion and comparison of the critical slip surface

4 结论

基于滑移线场理论（SLFT），提出了一种边坡强度折减法失稳判据，以不同折减系数对应的强度参数计算得到的极限坡面曲线与原坡面的相对位置关系判断边坡稳定状态，当极限坡面曲线与原坡面相交于坡脚，即 $x_{11}=0$ 时，判断边坡为极限状态。标准边坡考题计算结果表明：当步长增量 $\Delta(\Delta x)=0.0001$ 及折减系数增量 $\Delta F=0.001$ 时，提出的失稳判据满足收敛性要求；当 $x_{11}=0.0973 \approx 0$ 时，提出的失稳判据安全系数为 $FOS=1.014$ ，与标准答案和传统失稳判据结论误差小于 3.55%，表明本文失稳判据适用于边坡强度折减法计算安全系数。相对于传统失稳判据需要人为主观判断取值，本文方法实现了失稳判据客观标准量化。提出的失稳判据确定临

界滑裂面的形状以及在边坡中的位置都与标准答案基本一致。本文方法计算安全系数和确定临界滑裂面是分开进行的，即先计算安全系数，然后在边坡为极限状态下由塑性贯通区域确定临界滑裂面，因此临界滑裂面的确定不必迭代计算，可减少计算时间。对于考虑复杂边界条件和多介质地层情况的边坡计算尚需进一步研究。

参考文献(References):

- 迟世春, 关立军. 2004. 基于强度折减的拉格朗日差分方法分析土坡稳定性[J]. 岩土工程学报, 26(1): 42-46.
- 陈震. 1987. 散体极限平衡理论基础[M]. 北京: 水利电力出版社: 84-95.
- 陈祖煜. 2003. 土质边坡稳定性分析[M]. 北京: 中国水利水电出版社: 365-371.
- 方宏伟. 2017. 边坡稳定性极限曲线法[M]. 北京: 科学出版社: 6-23.
- 方宏伟, 蔡永茂, 吴建勋. 2018. 一种均质边坡安全系数计算软件[CP]. 中华人民共和国国家版权局, 著作权登记号: 2018SR031072.
- 孙世国, 王超. 2018. 基于 ArcGIS 的露天矿边坡稳定性计算方法[J]. 煤矿安全, 49(1): 142-144.
- 王宝军, 施斌, 周汇光, 等. 2004. GIS 在边坡有限元数值分析前处理中的应用[J]. 高校地质学报, 10(1): 128-133.
- 朱大勇, 张四维. 1996. 边坡稳定性计算新方法[C]. 第五届全国工程地质大会, 中国河南辉县: 工程地质学报编辑部: 577-582.
- 朱以文, 吴春秋, 蔡元奇. 2005. 基于滑移线场理论的边坡滑裂面确定方法[J]. 岩石力学与工程学报, 24(15): 2609-2616.
- 周正军, 陈建康, 吴震宇, 等. 2014. 边坡稳定数值计算中失稳判据和岩土强度屈服准则[J]. 四川大学学报(工程科学版), 46(4): 6-12.
- 郑颖人. 2007. 岩土材料屈服与破坏及边(滑)坡稳定分析方法研讨“三峡库区地质灾害专题研讨会”交流讨论综述. 岩石力学与工程学报, 26(4): 649-661.
- Cheng Y M, Lansivaara T and Wei W B. 2007. Two dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods [J]. Computers and Geotechnics, 34: 137-150.
- Griffiths D V and Lane P A. 1999. Slope stability analysis by finite elements [J]. Geotechnique, 49(3): 387-403.
- Huang M S and Jia C Q. 2009. Strength reduction FEM in stability analysis of soil slopes subjected to transient unsaturated seepage [J]. Computers and Geotechnics, 36: 93-101.
- Liu Y R, Wang C Q and Yang Q. 2012. Stability analysis of soil slope based on deformation reinforcement theory [J]. Finite Elements in Analysis and Design, 58: 10-19.
- Liu S Y, Shao L T and Li H J. 2015. Slope stability analysis using the limit equilibrium method and two finite element methods [J]. Computers and Geotechnics, 63: 291-298.
- Sokolovskii V V. 1965. Statics of Granular Media [M]. Oxford: Pergamon Press.
- Tan D and Sarma S K. 2008. Finite element verification of an enhanced limit equilibrium method for slope analysis [J]. Geotechnique, 58(6): 481-487.
- Tschuchnigg F, Schweiger H F, Sloan S W, et al. 2015. Comparison of finite-element limit analysis and strength reduction techniques [J]. Geotechnique, 65(4): 249-257.