

非线性破坏准则下的边坡稳定塑性极限分析

胡卫东^{1,2}, 张国祥²

(1. 湖南理工学院 土木建筑工程系, 湖南 岳阳 414000; 2. 中南大学 土木建筑工程学院, 长沙 410075)

摘 要: 利用塑性分析上限定理, 考虑岩土介质本身的非线性破坏准则, 对各种不同破裂面边坡稳定性分析进行研究。针对破坏边坡破裂面不同, 采用外切直线法来分析其上限解, 推导出非线性破坏准则下的边坡稳定性系数计算公式, 并对较复杂的对数螺旋线破裂面边坡提出初始切线法, 较好地求出塑性极限分析上限解。将在非线性破坏准则下按对数螺旋线破裂面推导出的塑性极限分析上限解运用于实际边坡工程, 其结果与精确塑性分析结果非常接近, 为非线性破坏准则下的边坡稳定塑性极限分析提供了一条新的思路与方法。

关 键 词: 边坡稳定性; 非线性破坏准则; 上限定理; 稳定系数

中图分类号: TU 432

文献标识码: A

Plastic limit analysis of slope stability with nonlinear failure criterion

HU Wei-dong^{1,2}, ZHANG Guo-xiang²

(1. Hunan Institute of Science and Technology, Yueyang 414000, China;

2. College of Civil and Architectural Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: The slope stability analysis is studied with the nonlinear failure criterion based on the plastic upper limit theorem. The tangent method is assumed to analyse the upper limit solution along the different brusted surface of slope in order to infer the stability coefficient formulas with the nonlinear failure criterion. The initial-tangent method is proposed for the complex slope with logarithmic spiral crack surface; and it can calculate the plastic analysis upper limit solution well. A classical slope calculation case shows that the presented method is of correctness and high precision which agrees well with previous achievements. The new method can be used to guide the slope stability analysis with the nonlinear failure criterion based on the plastic upper limit theorem.

Key words: slope stability; nonlinear failure criterion; upper limit theorem; stability coefficient

1 引 言

在许多实际工程问题中, 传统极限平衡分析公式所含参数是线性破坏准则中的抗剪强度指标。已有学者利用极限分析理论来分析和研究线性破坏准则下的边坡稳定和土压力计算问题^[1-3]。然而许多试验数据表明, 岩土介质服从非线性破坏准则, 线性破坏准则只是其中的特例。研究非线性破坏准则下边坡的极限分析的科技论文较少, 有的也难以应用到实际分析计算中^[4], 寻求合适的强度参数求解岩土材料的边坡稳定性成为一个很重要的问题。本文研究了在非线性破坏准则下利用上限定理进行边坡稳定分析, 推导出非线性破坏准则下的边坡稳定性系数计算公式, 并对较复杂的对数螺旋线破裂面边

坡提出初始切线法进行简化计算。

2 非线性破坏强度准则

岩土工程中常采用线性 Mohr-Coulomb 强度准则, 在线性破坏准则中, 没有考虑中间主应力 σ_2 的作用, 公式中最大主应力 σ_1 和最小主应力 σ_3 呈线性关系, 其表达式为^[5]

$$\sigma_1 = q_p + M_p \sigma_3 \quad (1)$$

式中: σ_1 和 σ_3 分别为破坏时的大、小主应力; q_p 和 M_p 均为岩土抗剪强度指标, q_p 为单轴抗压强度; M_p 为一常数, 它们与 c , φ 之间的关系可表达为

$$M_p = \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} \quad (2)$$

$$q_p = \frac{2c \cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)} \quad (3)$$

根据三轴试验成果发现：破坏时，屈服面上的最大主应力和侧限压力（小主应力）应是非线性关系。其非线性曲线可以描述为

$$\sigma_1 = q_p + M_p^* (\sigma_3 / q_p)^a \quad (4)$$

在应力空间（ τ , σ_n ）中，式（4）的等价表达式为

$$\tau = c_0 (1 + \sigma_n / \sigma_t)^{1/m} \quad (5)$$

将式（5）绘制成如图 1 所示的曲线。 c_0 , σ_t , m 均为岩土材料参数； c_0 为曲线与纵轴的截距； $-\sigma_t$ 为曲线与横轴的截距，曲线恒定通过 $(0, c_0)$ 和 $(-\sigma_t, 0)$ 两点， m 决定了曲线的弯曲程度。

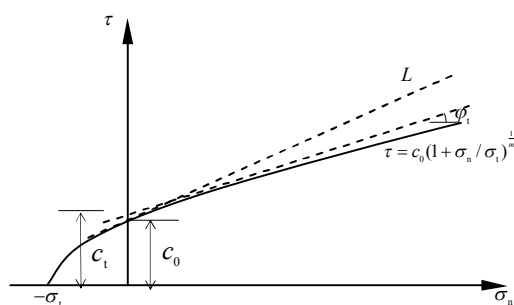


图 1 非线性破坏准则强度曲线

Fig.1 The curve for a nonlinear failure criterion

考察 $\sigma_n - \tau$ 曲线的切线斜率（曲率），对式（5）求导：

$$\frac{\delta \tau}{\delta \sigma_n} = \frac{c_0}{m \sigma_t} \left(1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t}\right)^{\frac{1-m}{m}} \quad (m > 1) \quad (6)$$

当 $\sigma_n > 0$ 时，随着 σ_n 增大，切线斜率不断减小，切线完全位于曲线的外侧。也就是说，曲线的曲率随着 σ_n 的增加而逐步减小， $\sigma_n - \tau$ 曲线的切线趋于与 σ_n 轴平行，趋近于 0。

3 塑性分析的上限解

上限定理：如有一种机动许可的速度场存在，则与其对应的外荷载的最小值就是极限荷载的上限。此时，该外荷载所做的功等于屈服机构（塑性变形机构）中耗散的能。

对于土坡来说，极限荷载的概念可用土坡的临界高度来表示。因此，上述定理可表达为：对于刚塑性土坡，如能找到一种机动许可的速度场，使得

外荷载所做的功率等于内能耗散率，从而土体破坏，则相应的坡高即为土坡临界高度的上限。

“在结构的上限分析时，提高材料的屈服强度不会降低结构的极限荷载”，众多学者在上限分析时，已经采纳过这种思想。Mohr-Coulomb 线性破坏准则在以 $X = \sigma_x - \sigma_y$ 为横轴，以 $Y = 2\tau_{xy}$ 为纵轴的坐标系中，可表示成一个以原点为圆心，以 $R = 2c \cos \theta - (\sigma_x + \sigma_y) \sin \theta$ 为半径的圆域。为了便于问题的上限分析，采用外切正多边形手段。这种手段实际上提高了材料的屈服强度。因此，若采用一屈服强度超过材料的真实屈服强度，则在该屈服强度下，任一机动容许速度场对应的上限解均为极限荷载（对应真实的屈服强度）的上限。由式（5）和图 1，对非线性破坏准则下的上限分析可采用外切直线法，以提高岩土材料强度为手段来分析结构物的上限解。图 1 中由切线 L 确定线性破坏准则， L 为经过非线性破坏准则上的某一点并与其外切的切线方程。前面已经证明曲线的曲率随 σ_n 的增加而逐步减小，切线完全位于曲线的外侧，位于直线破坏准则上的所有点，其对应的材料强度相对提高。因此，在直线破坏准则下（这里指外切线）的上限解一定为真实极限荷载（指非线性破坏准则对应的极限荷载）的上限^[4]。

切线 L 的方程式为

$$\tau = c_t + \tan \varphi_t \sigma_n \quad (7)$$

式中： c_t , $\tan \varphi_t$ 分别为切线的斜率和截距。如图 1 所示， c_t , $\tan \varphi_t$ 的表达式为

$$c_t = \frac{m-1}{m} c_0 \left(\frac{m \sigma_t \tan \varphi_t}{c_0} \right)^{\frac{1}{1-m}} + \sigma_t \tan \varphi_t \quad (8)$$

$$\tan \varphi_t = \frac{\delta \tau}{\delta \sigma_n} = \frac{1}{m \sigma_t} c_0 \left(1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t} \right)^{\frac{1-m}{m}} \quad (9)$$

由式（9）可知，切线 L 的斜率 $\frac{\delta \tau}{\delta \sigma_n} = \frac{c_0}{m \sigma_t} \left(1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t} \right)^{\frac{1-m}{m}}$ 。一般来说， $\sigma_n > 0$ 。当 L 过 $(0, c_0)$ 点时，有最大值 $\frac{\delta \tau}{\delta \sigma_n} = \frac{c_0}{m \sigma_t}$ ；当 $\sigma_n \rightarrow \infty$

时，有最小值 0。所以说， φ_t 应该在 $(0, \arctan(\frac{c_0}{m \sigma_t}))$ 之间变化。

4 直线破裂面边坡

对于具有高陡坡角的简单土坡，假定土坡的破裂面为不连续的直线破裂面，提出如图 2 所示的上

限定理的屈服机构。当土体沿不连续直线破裂面向下滑动时,形成刚性楔 ABD , 楔体的下滑速度为 V , 且与破裂面成 φ 角。外力所做的功等于土楔自重与速度的垂直分量的乘积: [6]

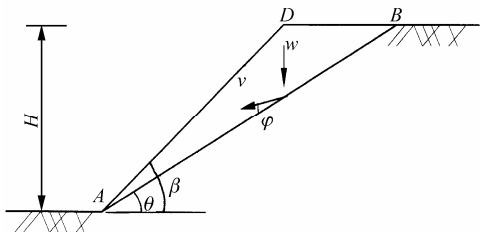


图2 直线破裂面屈服机构—速度场

Fig.2 The failure mechanism for a linear crack surface

$$\begin{aligned}\dot{W}_{\text{外}} = W V_{\perp} &= \left(\frac{1}{2} H^2 \cot \theta - \frac{1}{2} H^2 \cot \beta \right) \gamma V \sin(\theta - \varphi) = \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 (\cot \theta - \cot \beta) \sin(\theta - \varphi) V\end{aligned}\quad (10)$$

沿不连续直线破裂面的内能耗散率等于凝聚力与速度在破裂面上的分量的乘积:

$$\dot{W}_{\text{内}} = c V_l = \frac{cH}{\sin \theta} V \cos \varphi \quad (11)$$

令外功率等于内能耗散率, 则有:

$$\dot{W}_{\text{外}} = \dot{W}_{\text{内}} \quad (12)$$

$$\frac{1}{2} \gamma H^2 (\cot \theta - \cot \beta) \sin(\theta - \varphi) V = \frac{cH}{\sin \theta} V \cos \varphi \quad (13)$$

$$H = \frac{2c_t \cos \varphi_t}{\gamma (\cot \theta - \cot \beta) \sin(\theta - \varphi_t) \sin \theta} = \frac{c_t}{\gamma} f(\theta) \quad (14)$$

滑动体处于极限状态时, $f(\theta)$ 应是最小值,

令 $\frac{\delta f}{\delta \theta} = 0$, 求得破裂面与水平面的夹角 θ 。

$$\theta = \arctan \left(\frac{\{-\cot \beta + \tan \varphi_t + [(1 + \cot \beta^2)(\tan \varphi_t^2 + 1)]^{1/2}\}}{1 + \cot \beta \tan \varphi_t} \right) \quad (15)$$

代入式 (14) 可得土坡的临界高度 H_c :

$$H_c = \frac{c_t}{\gamma} N_{s(\min)} \quad (16)$$

$$N_{s(\min)} = \left\{ 2^{3 \times 2} [AB + \cot \beta \cdot (AB)^{1/2} + \tan \varphi_t \cdot (AB)^{1/2}]^{1/2} \cdot \right.$$

$$\left. \cos \varphi_t \right\} \left\{ \sin \left[\arctan \left(\frac{-\cot \beta + \tan \varphi_t + (AB)^{1/2}}{1 + \cot \beta \tan \varphi_t} \right) - \varphi_t \right] (B - \cot \beta \cdot (AB)^{1/2}) \right\}$$

(17)

式中: $A=1+\tan^2 \varphi_t$; $B=1+\cot^2 \beta$ 。

由于在非线性破坏强度准则中, φ_t 和 c_t 参数随应力状态 σ_n 大小而变化, 那么, 可将式 (8) 和式 (9) 代入式 (16), 这样式 (16) 中只含有 φ_t 的单变量。当 φ_t 在有限的范围内变化时, H_c 一般是存在极值点的, 且在极值点处还需满足 $\varphi_t \in (0, \arctan(c_0/m\sigma_t))$ 。这样可以对 H_c 的函数式进行非线性优化计算。利用 Matlab 的优化工具箱提供的对非线性优化问题的完整解决方案, 可以求解单变量函数的非线性最优化问题。

在非线性破坏准则下, 边坡的稳定性系数 N_s 定义为

$$N_s = H_c \gamma / c_t \quad (18)$$

5 对数螺旋破裂面边坡

从式 (13) 中可见, 要保证 H 有正解, 必须满足 $\theta < \beta$, 且 $\theta > \varphi$, 那么对于坡角较小的土坡不能满足条件, 说明这时土坡滑动的稳定分析不能按直线破裂面计算, 应该按对数螺旋线曲面或圆弧等形式的破裂面滑动进行计算。

假定破裂面为对数螺旋线面, 以图 3 所示为屈服破坏机构。 L_s 为直线 AO 长度。

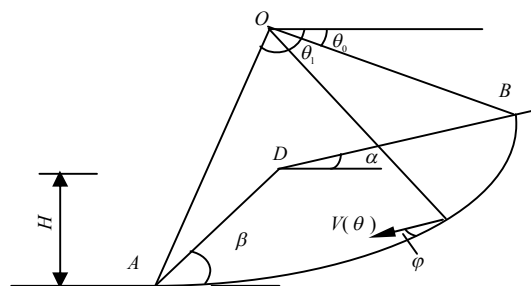


图3 对数螺旋破裂面塑性屈服机构

Fig.3 The plastic failure mechanism for logarithmic spiral crack surface

由对数螺旋方程式:

$$R = R_0 e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi_t} \quad (19)$$

由几何关系:

$$\frac{H}{R_0} = \frac{\sin \beta}{\sin(\beta - \alpha)} [\sin(\theta_1 + \alpha) e^{[(\theta_1 - \theta_0) \tan \varphi_t]} - \sin(\theta_0 + \alpha)] \quad (20)$$

$$\frac{L_s}{R_0} = \frac{\sin(\theta_1 - \theta_0)}{\sin(\theta_1 + \alpha)} - \frac{\sin(\theta_1 + \beta)}{\sin(\theta_1 + \alpha) \sin(\beta - \alpha)} \cdot \frac{1}{[e^{[(\theta_1 - \theta_0) \tan \varphi_t]} \sin(\theta_1 + \alpha) - \sin(\theta_0 + \alpha)]} \quad (21)$$

从式 (19)、式 (20) 可知, 当 θ_0 , θ_1 及边坡的高度 H 给定后, R_0 及 L_s 值就被确定, 因而轴心的位置 O 就被确定。因此, 用 3 个参数即 θ_0 , θ_1 及 H 就完全确定上述一般边坡滑动面所在位置。

对任何机动容许的速度场, 如果土体重力的功率恰好与速度间断线上内能消散功率相等, 此时边坡对应高度为边坡临界高度。在滑动面的左侧和右侧的土体为刚体, 无内能消散, 内能仅在速度间断线 AB 上消散, 外力的功率为旋转体 ABD 重力的功率。

当重力的功率等于内能消散时, 即由 $\dot{w}_{\text{外}} = \dot{w}_{\text{内}}$, 得

$$H = \frac{c_t}{\gamma} \frac{\sin \beta [e^{2(\theta_1 - \theta_0) \tan \varphi_t} - 1]}{2 \sin(\beta - \alpha) \tan \varphi_t (f_1 - f_2 - f_3)} \cdot [\sin(\theta_1 + \alpha) e^{[(\theta_1 - \theta_0) \tan \varphi_t]} - \sin(\theta_0 + \alpha)] = \frac{c_t}{\gamma} f(\theta_1, \theta_0, \tan \varphi_t) \quad (22)$$

式中:

$$f_1 = \frac{1}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi_t)} [(3 \tan \varphi_t \cos \theta_1 + \sin \theta_1) e^{3(\theta_1 - \theta_0) \tan \varphi_t}] \quad (23)$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{L_s}{R_0} (2 \cos \theta_0 - \frac{L_s}{R_0} \cos \alpha) \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (24)$$

$$f_3 = \frac{1}{6} e^{(\theta_1 - \theta_0) \tan \varphi_t} [\sin(\theta_1 - \theta_0) - \frac{L_s}{R_0} \sin(\theta_1 + \theta_0)] \cdot [\cos \theta_0 - \frac{L_s}{R_0} \cos \alpha + \cos \theta_1 e^{(\theta_1 - \theta_0) \tan \varphi_t}] \quad (25)$$

$$c_t = \frac{m-1}{m} c_0 \left(\frac{m \sigma_t \tan \varphi_t}{c_0} \right)^{\frac{1}{1-m}} + \sigma_t \tan \varphi_t \quad (26)$$

H 函数也是以 $\theta_1, \theta_0, \tan \varphi_t$ 为变量的函数, 即

$$H = H(\theta_1, \theta_0, \tan \varphi_t) \quad (27)$$

滑动土体处于极限状态时, $H(\theta_1, \theta_0, \tan \varphi_t)$ 应是最小值, 即临界高度为式 (27) 的最小值。令 $\frac{\delta H}{\delta \theta_1} = 0$, $\frac{\delta H}{\delta \theta_0} = 0$, $\frac{\delta H}{\delta (\tan \varphi_t)} = 0$, 求解 $\theta_1, \theta_0, \tan \varphi_t$, 求解过程实际上可以转化为求解带约束条件的非线性优化问题: 求最小值为 $H(\theta_1, \theta_0, \tan \varphi_t)$; 约束条件为 $\theta_1 > \theta_0$ 和 $\tan \varphi_t \geq 0$ 。

将求解获得的 $\theta_1, \theta_0, \tan \varphi_t$ 代入式 (27), 即得土坡临界高度上限解:

$$H_c = H(\theta_1, \theta_0, \tan \varphi_t)_{\min} = \frac{c_t}{\gamma} f(\theta_1, \theta_0, \tan \varphi_t) \quad (28)$$

由于切线 L 的方程是随 σ_n 的取值而变化的, 为了求解计算简便, 根据“在结构的上限分析时, 提高材料的屈服强度不会降低结构的极限荷载”的这种思想, 可采用初始切线法, 即初始切线 L^* 通过点 ($\sigma_n = 0$, $\tau = c_0$)。这时, 用初始切线代替非线性破坏曲线做上限分析。

求解切线 L^* 的斜率: 将 $\sigma_n = 0$ 代入式 (9), 可得

$$\tan \varphi_c = \left(\frac{\delta \tau}{\delta \sigma_n} \right)_{\sigma_n=0} = \frac{c_0}{m \sigma_t} \left(1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t} \right)^{\frac{1-m}{m}}_{\sigma_n=0} = \frac{c_0}{m \sigma_t} \quad (29)$$

则初始切线 L^* 的方程为

$$\tau = c_0 + \sigma_n \tan \varphi_c = c_0 + \frac{c_0}{m \sigma_t} \sigma_n \quad (30)$$

c_0 和 φ_c 一经确定后, 问题即成为线性问题, 由式 (22) 即得边坡临界高度上限解:

$$H_c = \frac{c_0}{\gamma} f(\theta_1, \theta_0)_{\min} = \frac{c_0}{\gamma} N_s \quad (31)$$

式中: N_s 为 α, β, φ 的函数, H.Y. 方等人已制有图表, 可以通过文献[6]查用。

6 工程算例

设某竖直边坡的土体服从非线性破坏准则, 岩土材料参数 $c_0 = 90$ kPa、 $\sigma_t = 247.3$ kPa; m 分别为 1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0, 2.5, 该算例与文献[7]的算例相同。本文在非线形破坏准则下取对数螺旋线破裂面进行塑性极限分析, 表 1 为采用初始切线法计算稳定性系数结果与文献[7]的比较情况。

表 1 非线性破坏准则下边坡稳定性系数 N_s
Table 1 Stability coefficient N_s for nonlinear failure criterion ($\alpha = 0^\circ, \beta = 90^\circ$)

m	N_s		误差/ %
	文献[7]计算结果	初始切线法结果	
1.0	5.51	5.51	0
1.2	5.13	5.20	1.36
1.4	4.89	4.98	1.84
1.6	4.73	4.83	2.11
1.8	4.60	4.71	2.39
2.0	4.52	4.62	2.21
2.5	4.35	4.45	2.30

通过算例分析, 从表 1 可以看出, 采用初始切线法是有效、合理的。计算的稳定性系数均比文献[7]计算结果稍大, 计算的误差值都很小, 最大误差

不超过 2.4 %。同时也可看出,合理采用非线性破坏准则下的强度参数能够更简便,而且比较准确地求出稳定性系数。

7 结 语

上限定理是求解岩土稳定性的一种有效工具。在上限定理的基础上,由于土体破坏准则具有非线性,其应用范围受到限制。本文在进行塑性极限上限分析时,应用外切直线法和非线性优化方法相结合的计算方法,研究沿不同破裂面破坏边坡的稳定性问题,推导出非线性破坏准则下的边坡稳定性系数计算公式。同时,为了简化计算和应用,针对较复杂的对数螺旋线破裂面边坡提出初始切线法,能够很好地求出塑性极限分析上限解。

参 考 文 献

[1] Chen W F. Limit Analysis and Soil Pasticity[M]. New

York:American Elsevier Scientific Publishing,1974.

[2] 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.

[3] 钟万勰. 极限分析中新的上、下限定理[J]. 力学学报, 1983, (4): 341—350.

[4] 杨小礼,李亮,刘宝琛. 非线性破坏准则对竖直边坡稳定性分析的影响[J]. 岩石力学与工程学报,2004,23(4): 592—596.

[5] 张克恭,刘松玉. 土力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.

[6] 张天宝. 土坡稳定分析和土工建筑物的边坡设计[M]. 成都: 成都科技大学出版社, 1987.

[7] Zhang X L, Chen W F. Stability analysis of slopes with general nonlinear failure criterion[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*,1987, (11):33—50.

2007 年《岩土力学》第 5 期被 EI 收录论文 (41 篇, 收录率 100 %)

序号	论文题名	作 者	页 码
1	考虑损伤效应的岩石类材料局部化特性分析	董建国, 李 蓓	851—854
2	非饱和土的本构模型研究	缪林昌	855—860
3	基于瑞典条分法的应变软化边坡稳定性评价方法	段荣福, 白世伟	861—864
4	岩土材料塑性损伤模型及拱坝的变形局部化分析	陈 新, 杨 强, 周维垣	865—870
5	一种基于热力学原理的密砂模型	秦理曼, 迟世春, 林 皋	871—876
6	刚柔性长短桩复合地基性状分析	谢新宇, 杨相如, 施尚伟, 等	877—882
7	车辆荷载作用下隔震沟隔震效率影响因素分析	邓亚虹, 夏唐代, 陈敬虞	883—887
8	基于破坏接近度的岩土工程稳定性评价	张传庆, 周 辉, 冯夏庭	888—894
9	龙滩水电站泥板岩剪切流变力学特性研究	杨圣奇, 徐卫亚, 杨松林	895—902
10	加筋垫层应力扩散特性试验研究	刘毓斌, 左广洲, 陈福全	903—908
11	砂性地层中地铁盾构隧道管片结构受力特征研究	何 川, 曾东洋	909—914
12	深井蠕变地层钻井液密度优化技术	赵金洲	915—920
13	山区拓宽公路挡土墙路基的受力与变形特征分析	万 智, 邓宗伟, 刘宝琛, 等	921—926
14	受静载荷的岩石在周期载荷作用下破坏的试验研究	左宇军, 李夕兵, 唐春安, 等	927—932
15	双层广义 Gibson 地基轴对称问题求解	杜秦文, 王金昌, 朱向荣, 等	933—938
16	型钢水泥土复合梁中型钢-水泥土相互作用试验研究	郑 刚, 张 华	939—943
17	填筑和开挖边坡的稳定性分析	赵 杰, 邵龙潭	944—950
18	多孔介质中非水相流体运移的数值模拟	胡黎明, 邢巍巍, 吴照群	951—955
19	桩侧泥皮和桩底沉渣对桩承载力影响的数值模拟	周红波	956—960
20	滑坡次生灾害损失评估方法研究	谢全敏, 李道明, 翟鹏程	961—964
21	非饱和渗流对滑坡稳定性的影响研究	章广成, 唐辉明, 胡 斌	965—970
22	基于岩体结构面分布分形形的岩体质量评价	刘艳章, 盛建龙, 葛修润, 等	971—975
23	渣场的一种新渗流排防体系研究	许 凯, 蔡元奇, 朱以文, 等	976—980
24	高速公路滑坡稳定性分析及治理优化研究	李新平, 王 涛, 谢全敏, 等	981—185
25	空气间隔装药爆破机理研究	朱红兵, 卢文波, 吴 亮	986—990
26	基于微粒群算法的大坝材料参数反分析研究	宋志宇, 李俊杰	991—994
27	基于节点计算的自适应数值积分及其程序实现	孙海涛, 王元汉	995—1000
28	砂土与 EPS 颗粒混合的轻质土的动剪切模量衰减特性分析	王庶懋, 高玉峰	1001—1004
29	粉煤灰土冻融循环后的动力特性试验研究	魏海斌, 刘寒冰, 高一平, 等	1005—1008
30	土工织物加固软土路基的机理分析	刘金龙, 栾茂田, 王吉利, 等	1009—1014
31	土石混合料剪切面分形特征试验研究	董 云, 柴贺军	1015—1020
32	石灰岩热损伤破坏机制研究	谢卫红, 高 峰, 李顺才, 等	1021—1025
33	龙滩水电站航道座滑边坡平面弹塑性有限元分析	王 暄, 张家生, 刘学鹏	1026—1030
34	双向土工格栅与黏土界面作用特性试验研究	张文慧, 王保田, 张福海, 等	1031—1034
35	考虑位移的土压力模型在横向承载桩分析中的应用	宋林辉, 梅国雄, 宰金珉	1035—1039
36	既有建筑物基础托换技术中的钢管纤维桩工法	杜 斌, 刘祖德, 聂向珍, 等	1040—1044
37	砂土 EPS 颗粒混合轻质土的物理力学特性	汤 峻, 朱 伟, 李明东, 等	1045—1049
38	高切坡超前支护锚杆作用机制研究	何思明, 李新坡, 王成华	1050—1054
39	降雨与滑坡灾害相关性分析及预警预报阈值之探讨	高华喜, 殷坤龙	1055—1060
40	考虑非达西流的弱透水层固结计算	谢海澜, 武 强, 赵增敏, 等	1061—1065
41	智能预测在三峡永久船闸中隔墩时效变形分析中的应用	吕爱钟, 莫晓明	1066—1068