

文章编号: 1000-7598(2009)03-0712-05

层状岩质边坡遍布节理模型的三维稳定性分析

蒋青青¹, 胡毅夫¹, 赖伟明²

(1.中南大学 资源与安全工程学院, 长沙 410083; 2.中南大学 土木建筑学院, 长沙 410075)

摘要: 采用遍布节理模型(ubiquitous-joint 模型)描述层状岩体的各向异性特征, 并探讨 ubiquitous-joint 准则中安全系数的计算方法, 利用 FLAC3D 分析层理倾角、倾向与边坡稳定性之间的关系, 结果表明: (1) 对于顺层边坡, 当岩层倾向与坡面倾向的夹角 α 较小时, 边坡的安全系数随层理倾角 β 的增大呈现先减小后增大再减小的趋势; $\beta = 20^\circ \sim 30^\circ$ 时, 安全系数得到最小值, $\beta = 60^\circ$ 时安全系数得到最大值; 不同破坏型导致安全系数变化规律之间的差异; 当 α 较大时, 曲线从先减小后增大的趋势转变为不断增大的趋势; 根据 α 的大小将顺层边坡分为两类: 当 $\alpha \leq 45^\circ$ 时, 为严格顺层边坡; 当 $45^\circ < \alpha < 90^\circ$ 时, 为斜向层状边坡。(2) 对于逆层边坡, 当 $\alpha \leq 45^\circ$ 时, 曲线呈现先增大再减小然后又增大的趋势, 各曲线随 β 的变化程度基本相同; 但减小过程中, 随着 α 的增大, 曲线的斜率逐渐减小, 边坡稳定性的各向异性程度减小; 当 $\alpha > 45^\circ$ 时, 曲线随 β 的增大呈现非线性单调递增的趋势。(3) 安全系数与 α 之间的关系表明, 对于顺层坡, 随着 α 的增大, 边坡安全系数逐渐增大; 对于逆层坡, 当 β 较小时($\beta = 150^\circ$), 边坡安全系数随 α 的增大而逐渐减小; 随着 β 的增大($\beta = 120^\circ$), 边坡安全系数与 α 呈现递增关系。

关键词: 遍布节理; 三维稳定性; 强度折减; 层状岩质边坡

中图分类号: TU 457

文献标识码: A

Three-dimensional stability analysis of stratified rock slope based on ubiquitous-joint model

JIANG Qing-qing¹, HU Yi-fu¹, LAI Wei-ming²

(1. School of Resources & Safety Engineering, Central South University, Changsha 410083, China;

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

Abstract: The anisotropic characteristics of stratified rock mass are described by ubiquitous-joint model; the calculation method of safety factor based on ubiquitous-joint model is proposed; then the relationships between stratification dip angle β , inclination and slope stability are analyzed by FLAC3D. The results show that (1) for bedding rock slope, when the angle α between inclination of slope and rock stratum is small, the slope safety factor decreases, increases and then decreases with the increase of β ; when $\beta = 20^\circ \sim 30^\circ$, the safety factor reaches the minimum value; while $\beta = 60^\circ$, it reaches maximum value; different failure modes cause the variations of safety factor; when α is large, the relationship curve shows the decrease then increase trend to gradually increase; according to the value of α , the stratified rock slope can be divided into two types: $\alpha \leq 45^\circ$ for strict bedding rock slope; $45^\circ < \alpha < 90^\circ$ for oblique stratified slope; (2) for reverse layered slope, when $\alpha \leq 45^\circ$, the relationship curve shows the trend of increase, decrease and then increase; the variation degree of each curve is almost the same with the variations of β ; during decrease process, the slope of curve decreases gradually with the increase of α , and the anisotropic characteristics of slope safety factor become small; when $\alpha > 45^\circ$, the relationship curve shows the trend of monotone increasing in nonlinear form; (3) the relationship between slope safety factor and α shows that for bedding rock slope, the safety factor increases with the increase of α ; for reverse layered slope, when β is small ($\beta = 150^\circ$), the slope safety factor decreases with the increase of α ; and with the increase of β ($\beta = 120^\circ$), the slope safety factor increases while α increases.

Key words: ubiquitous-joint model; three-dimensional stability; strength reduction; stratified rock slope

1 前言

层状岩体广泛存在于岩土工程中, 在同一层理

面内各个方向的矿物成份及物理力学性质大体相同, 但在垂直层理方向上的力学性质却有着很大差别^[1-3]。正是由于这些层理面的存在, 使层状岩土

收稿日期: 2007-10-13

基金项目: 国家自然科学基金重大项目 (No. 50490270)。

第一作者简介: 蒋青青, 女, 1956年生, 副教授, 硕士生导师。主要从事结构和岩土力学等方面的教学和研究工作。E-mail: jq1956@yahoo.cn

体表现出来的力学行为较为复杂，目前曾广泛使用的各向同性模型不再适用，传统的基于 Mohr-Coulomb 模型的极限平衡法也无法准确计算复杂层状岩质边坡的安全系数。因此，如何建立合理描述层状岩质边坡的力学模型成为必要。一些学者根据层状边坡的破坏模式建立了相应理论计算方法，如文献[4]在分析顺层斜坡地质原型变形形态的基础上，由考虑自重的阻滑端固定的斜置等厚弹性板梁模型，提出了以地质原型变形形态抽象出相应边界条件的分析方法；文献[5]应用后屈曲能量准则建立的平衡稳定模态幅值方程，研究了不同类型层状边坡在分叉点附近的邻域及其溃屈极限长度，探讨了结构分叉后平衡路径的演化途径；文献[6]把层状岩体视为横观各向同性材料，采用抗剪强度随所求方向与层面之间的夹角线性变化的关系，导出了利用极限分析上限定理计算层状岩体边坡临界高度的方法。这些理论研究均基于简化的几何边界和应力分布情况，适合于规则形状简单的二维边坡情况，但实际工程中边坡的几何边界均为三维复杂情况，因此，有必要建立层状岩质边坡三维稳定性分析方法。近年来，计算机技术的快速发展使三维分析成为可能^[7-9]；基于以上考虑，本文利用 FLAC3D，采用遍布节理模型（ubiquitous-joint 模型）来描述层状岩体的各向异性特征，并探讨 Ubiquitous-Joint 准则中的安全系数计算方法，然后分析层理倾角、倾向与边坡稳定性之间的关系，为工程实践提供指导。

2 节理化模型的数值实现

对于岩质边坡问题，一般认为岩块强度较高，结构面是边坡失稳的控制因素，主要考虑结构面的力学参数。事实上对于大多数岩体结构，同时考虑岩块属性和层理属性的力学模型更具有代表性。ubiquitous-joint 模型是各向异性弹塑性模型，它包含 Mohr-Coulomb 体内特殊方向上的层理面。其数值实现：首先判别总体破坏，同时应用相应的塑性修正法则，然后对更新的应力进行分析。对于岩石的破坏可参考文献[10]的 Mohr-Coulomb 准则，本文主要介绍层理面破坏的实现，其中剪切破坏采用非关联流动法则，拉伸破坏采用关联流动法则。层理面的倾向是由笛卡尔坐标分量定义的，在整体坐标中用 x, y, z 表示，在局部坐标中用 x', y', z' 表示。层理面材料破坏包含拉伸破坏和剪切破坏，如图 1，破坏包络线从 A 到 B 由剪切破坏准则 $f^s = 0$ 定义：

$$f^s = \tau + \sigma_{3'3'} \tan \phi_j - c_j = 0 \quad (1)$$

拉伸破坏（ BC 段）修正后的应力增量关系可表示为

$$f^t = \sigma_{3'3'} - \sigma_j^t = 0 \quad (2)$$

式中： ϕ_j ， c_j 和 σ_j^t 分别为层理面的内摩擦角，黏聚力和抗拉强度； $\sigma_{3'3'}$ 为层理面上的正应力。

用隐函数 g_t 和 g_s 表征材料的剪切和拉伸塑性流动规律，其中函数 g_s 对应非关联流动法则，其型式为

$$g_s = \tau + \sigma_{3'3'} \tan \psi_j \quad (3)$$

式中： ψ_j 为层理面膨胀角。

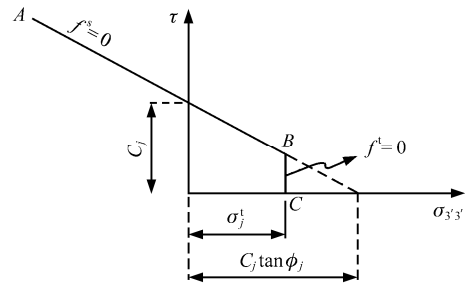


图1 层理面破坏准则

Fig.1 Failure criterion of stratification

函数 g_t 为相关联的流动法则，其型式为

$$g_t = \sigma_{3'3'} \quad (4)$$

当岩体应力状态处于稳定区域时，岩体呈弹性状态，不需要进行塑性修正，而进入屈服区域时，根据关联（非关联）流动法则，需进行修正。

对于剪切破坏情况（ AB 段），并考虑 $f = f^s$ ，修正后的应力增量关系可以表示为

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_{1'1'} &= -\lambda^s \alpha_2 \tan \psi_j \\ \Delta \sigma_{2'2'} &= -\lambda^s \alpha_2 \tan \psi_j \\ \Delta \sigma_{3'3'} &= -\lambda^s \alpha_1 \tan \psi_j \\ \Delta \sigma_{1'3'} &= \sigma_{1'3'}^0 \frac{\tau^N - \tau^0}{\tau^0} \\ \Delta \sigma_{2'3'} &= \sigma_{2'3'}^0 \frac{\tau^N - \tau^0}{\tau^0} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中：各应力的上标中 0 为计算过程中的原始应力； N 为计算过程中的更新应力；各应力的下标表示应力方向， $1'1'$ 为层理面倾向方向； $2'2'$ 为与 $1'1'$ 垂直的水平方向， $3'3'$ 为层理面法向方向； $\lambda^s =$

$f^s(\sigma_{3'3'}^0, \tau^0)/(2G + \alpha_1 \tan \psi_j \tan \phi_j)$, α_1 和 α_2 为由剪切模量和体积模量定义的材料常数, $\alpha_1 = K + \frac{4}{3}G$,

$$\alpha_2 = K - \frac{2}{3}G.$$

由于 $\sigma_i^N = \sigma_i^I - \lambda S_i(\partial g / \partial \sigma_n)$, 并考虑到 $f = f^t$, 拉伸破坏 (BC 段) 修正后的应力增量关系可表示为

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_{1'1'} &= -(\sigma_{3'3'}^0 - \sigma_j^I) \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \\ \Delta \sigma_{2'2'} &= -(\sigma_{3'3'}^0 - \sigma_j^I) \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \\ \Delta \sigma_{3'3'} &= \sigma_j^I - \sigma_{3'3'}^0 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

3 计算方法与模型

3.1 强度折减法的实现

采用强度折减法计算边坡安全系数, 其定义为对材料的强度参数进行折减, 直到边坡失稳, 此时对应的折减系数即为边坡的安全系数, 目前强度折减法主要应用于 Mohr-Coulomb 准则^[11-14], 本文将进一步推广其在 ubiquitous-joint 准则中的应用。由于 ubiquitous-joint 模型中材料强度参数包括了岩石的黏聚力 c_r 和内摩擦角 φ_r 以及层理面 c_j 的黏聚力和内摩擦角 φ_j , 根据应力状态、层理面产状以及模型体和层理面的材料特性的不同, 屈服可能发生在岩体内, 或者发生在层理面上, 或者在两个部分同时发生, 因此, 在强度折减法实施过程中, 同时对 c_r , $\tan(\varphi_r)$, c_j 和 $\tan(\varphi_j)$ 进行折减; 当系统计算无法收敛时, 认为边坡达到临界状态^[11-12], 利用自编的 FSIH 程序判断收敛状态并记录相应安全系数。

3.2 数值模型

通过 ANSYS 建立三维边坡实体模型, 利用自编的 ANSYS-FLAC^{3D} 接口程序, 导入 FLAC^{3D} 建立算模型, 模型共 16 488 个单元, 3 525 个节点。模型长为 275 m, 高为 133 m, 宽为 100 m, 开挖边坡高为 65 m, 具体计算模型和开挖顺序如图 2 所示。本构模型采用 ubiquitous-joint 准则^[10]; 初始应力场按自重应力考虑, 为了较真实地模拟边坡的开挖变形过程, 分 2 步加载: 第 1 步, 仅考虑岩体自重情况, 第 2 步, 清除第 1 步产生的岩体位移, 以模拟边坡开挖过程中的变形状态。边界条件为: 底部和侧面均约束 3 个方向的位移。岩层至上而下分别为: 强风化泥灰岩, 微风化泥灰岩和微风化灰页岩, 计算参数见表 1。

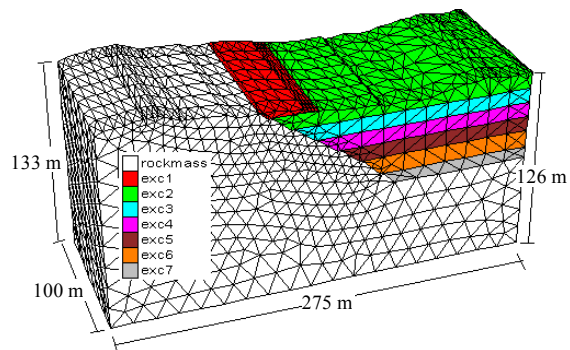


图 2 计算模型

Fig.2 Calculation model

表 1 计算参数

Table 1 Calculation parameters

岩性	弹模 E / GPa	泊松比 μ	重度 $\gamma / (\text{kN/m}^3)$	黏聚力 c / kPa	内摩擦角 $\varphi / (^\circ)$	抗拉强度 σ_t / kPa
泥灰岩	1.44	0.21	25.98	50.0	30.0	97.0
泥灰岩	1.63	0.21	27.80	100.0	33.0	141.0
灰页岩	1.27	0.24	27.32	150.0	25.0	224.0
层理面				8.0	20.0	10.0

4 分析与讨论

4.1 顺层坡层理面倾角与安全系数的关系

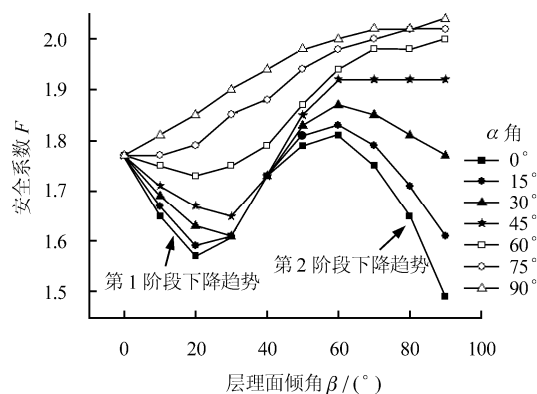
对于顺层边坡, 分别改变岩层倾向与坡面倾向的夹角 α 于 $[0^\circ, 90^\circ]$ (变化梯度 15°), 得到层理面倾角 β (β 变化梯度为 10°) 与安全系数 F 之间的关系, 如图 3 所示。从中可以看出:

(1) 当 $\alpha < 45^\circ$ 时, 边坡的安全系数随 β 的增大呈现先减小后增大再减小的趋势, 并且在曲线第 1 阶段下降过程中, $\beta = 20^\circ \sim 30^\circ$ 时, 安全系数得到最小值; 继续增加 β , 安全系数逐渐增大, 当 $\beta = 60^\circ$ 时, 安全系数得到最大值; 随后安全系数 F 随着 β 的增大而减小, 这是由于随着 β 的增大, 边坡失稳过程从压剪破坏 ($\beta = 0^\circ$) 到顺层滑移 ($\beta = 10^\circ \sim 60^\circ$) 又转变为溃曲断裂 ($\beta = 70^\circ \sim 80^\circ$)——层间拉裂破坏 ($\beta = 90^\circ$), 不同破坏型式导致安全系数变化规律之间的差异; 第 2 阶段下降趋势中, $\alpha = 0^\circ$ 对应的最小安全系数小于第 1 阶段下降趋势中的最小安全系数, 而其他 $\alpha = 15^\circ \sim 45^\circ$ 对应的最小安全系数均大于第 1 阶段下降趋势中的最小安全系数。

(2) 当 $\alpha = 45^\circ$ 时, 曲线呈现先减小后增大的趋势, 仅出现一个下降阶段, 当 $\beta > 60^\circ$ 后安全系数保持为定值 1.92。

(3) 当 $\alpha = 60^\circ$ 时, 曲线呈现先减小后增大的趋势, 并且 $\beta > 60^\circ$ 时, 安全系数仍不断增大。

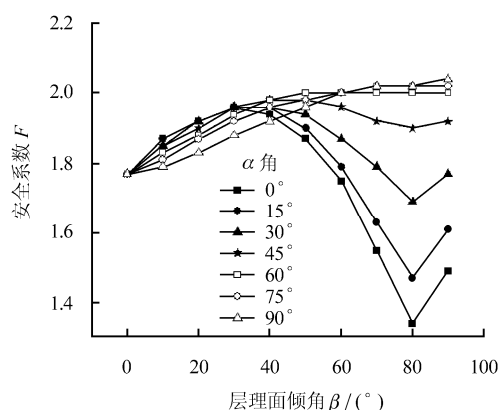
(4) 当 $\alpha > 60^\circ$ 时, 安全系数随 β 的增大呈现不断增大的趋势。

图3 β 与安全系数 F 的关系Fig.3 Relationship between β and safety factor F

严格来说, 顺层边坡是指岩层走向和倾向与边坡走向和倾向一致的边坡。然而在实际工程中, 完全符合上述条件的边坡并不多见, 通常情况是边坡走向与岩层走向有一定的夹角, 设计人员通常凭经验认为走向与岩层走向夹角小于 20° 、倾向接近的边坡为顺层边坡^[15-16], 并未经试验结果验证。因此, 究竟该夹角在什么范围内, 应将该边坡视为顺层边坡, 这是工程人员非常关心的问题之一。由图3可知, 根据岩层倾向与坡面倾向的夹角 α 的大小可将顺层边坡划归为两类: 当 $\alpha \leq 45^\circ$ 时, 为严格顺层边坡, 当 $45^\circ < \alpha < 90^\circ$ 时, 边坡破坏型式和安全系数的规律与顺层坡并不相同, 划归为斜向层状边坡。

4.2 逆层坡层理面倾向与安全系数的关系

对于逆层边坡, 分别改变岩层倾向与坡面倾向的夹角 α 于 $[0^\circ, 90^\circ]$ (变化梯度 15°), 得到层理面倾向 β (β 变化梯度为 10°) 与安全系数之间的关系, 如图4所示。

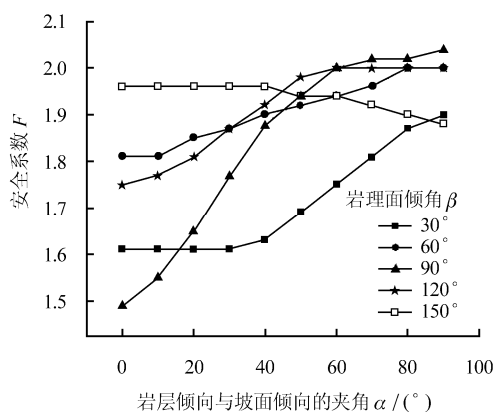
图4 β 与安全系数的关系Fig.4 Relationship between β and safety factor

从中可以看出, 层理面倾向为 0° 时, 层理面呈水平分布, 各种情况下边坡的安全系数均相等, 符合实际情况; 当 $\alpha \leq 45^\circ$ 时, 曲线呈现先增大再减

小然后又增大的趋势, 并且第1阶段增大过程中, 各曲线随 β 的变化程度基本相同; 但减小过程中, 随着 α 的增大, 曲线的斜率逐渐减小, 说明边坡稳定性的各向异性程度减小; 当 $\alpha > 45^\circ$ 时, 曲线随 β 的增大呈现非线性单调递增的趋势。

4.3 层理面倾向与安全系数的关系

为统一顺层坡与逆层坡的层理面倾角标识, 定义 β 的变化范围为 $[0^\circ, 180^\circ]$; 分别改变层理面倾角 β (变化梯度为 30°), 得到安全系数与岩层倾向与坡面倾向的夹角 α (变化梯度 10°) 之间的关系, 如图5所示。从中可以看出, 对于顺层坡随着 α 的增大, 边坡安全系数逐渐增大; $\beta = 60^\circ$ 的曲线各部分均位于 $\beta = 30^\circ$ 曲线的上方, 而当 $\beta = 90^\circ$ 时, 曲线的斜率最大, 并且 α 值较小时曲线 ($\beta = 90^\circ$) 对应的安全系数小于曲线 ($\beta = 30^\circ$ 和 $\beta = 60^\circ$); 随着 α 的增大, 曲线 ($\beta = 90^\circ$) 对应的安全系数逐渐大于曲线 ($\beta = 30^\circ$ 和 $\beta = 60^\circ$); 相同 α 增量引起的安全系数增量以曲线 ($\beta = 90^\circ$) 为最大。对于逆层坡, 当 β 较小时 ($\beta = 150^\circ$), 边坡安全系数随 α 的增大而逐渐减小; 随着 β 的增大 ($\beta = 120^\circ$), 边坡安全系数与 α 呈现递增关系。

图5 安全系数 F 与 α 的关系Fig.5 Relationship between safety factor F and α

5 结 论

(1) 进一步推广强度折减法在 ubiquitous-joint 准则中的应用。

(2) 对于顺层边坡, 随着岩层倾向与坡面倾向的夹角 α 的增大, 边坡的安全系数随 β 的增大呈现从减小—增大—减小的趋势转变为不断增大的趋势; 根据岩层倾向与坡面倾向的夹角 α 的大小将顺层边坡划归为两类: 当 $\alpha \leq 45^\circ$ 时, 为严格顺层边坡, 当 $45^\circ < \alpha < 90^\circ$ 时, 划归为斜向层状边坡。

(3) 对于逆层边坡, 曲线从增大—减小—增大

趋势过渡到非线性单调递增的趋势;

(4) 对于顺层坡, 随着 α 的增大, 边坡安全系数逐渐增大; 随着 α 的增大, 曲线($\beta=90^\circ$)对应的安全系数逐渐大于曲线($\beta=30^\circ$ 和 $\beta=60^\circ$); 相同 α 增量引起的安全系数增量以曲线($\beta=90^\circ$)为最大。对于逆层坡, 当 β 较小时($\beta=150^\circ$), 边坡安全系数随 α 的增大而逐渐减小; 随着 β 的增大($\beta=120^\circ$), 边坡安全系数与 α 呈现递增关系。

参考文献

- [1] EVERT H. Rock engineering[M]. North Vancouver: Evert Hoek Consulting Engineering Inc, 2000.
- [2] 鲜学福. 层状岩体破坏机理[M]. 重庆: 重庆大学出版社, 1989.
- [3] 陈从新, 黄平路, 卢增木. 岩层倾角影响顺层岩石边坡稳定性的模型试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(3): 476—481.
CHEN Cong-xin, HUANG Ping-lu, LU Zeng-mu. Study on correlation between stability of consequent rock slope and obliquity of rock layer by simulation experiment[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2007, 28(3): 476—481.
- [4] 蒋良滩, 黄润秋. 层状结构岩体顺层斜坡滑移一弯曲失稳计算探讨[J]. 山地学报, 2006, 24(1): 88—94.
JIANG Liang-wei, HUANG Run-qiu. Studies on estimate of sliding-bending rupture of bedded rock slopes[J]. **Journal of Mountain Research**, 2006, 24(1): 88—94.
- [5] 杨治林. 层状边坡岩体结构的后屈曲[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2005, 25(2): 73—76.
YANG Zhi-lin. Post-buckling for side slope with stratified rock mass[J]. **Journal of Chang'an University**(Natural Science Edition), 2005, 25(2): 73—76.
- [6] 李新坡, 何思明, 徐骏, 等. 层状岩质边坡临界高度极限分析上解[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2007, 39(1): 44—47.
LI Xin-po, HE Si-ming, XU Jun, et al. Critical height analysis for bedding rock slopes using the upper-bound method of limit analysis[J]. **Journal of Sichuan University**(Engineering Science Edition), 2007, 39(1): 44—47.
- [7] 卢增木, 陈从新, 左保成, 等. 对影响逆倾层状边坡稳定性因素的模型试验研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(4): 629—647.
LU Zeng-mu, CHEN Cong-xin, ZUO Bao-cheng, et al. Experimentaion research on factors influencing stability of anti-dip layered slope[J]. **Rock and Soil mechanics**, 2006, 27(4): 629—647.
- [8] TINE Y M, TSAO P F. Preparation and mechanical properties of artificial transversely isotropic rock[J]. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 2000, 37(6): 1001—1012.
- [9] 芮勇勤, 贺春宁, 王惠勇, 等. 层状边坡渐进破裂与失稳过程数值模拟探讨[J]. 长沙交通学院学报, 2002, 18(3): 8—12.
RUI Yong-qin, HE Chun-ning, WANG Hui-yong, et al. Numerical simulation approach to progressive fracture and instability of stratiform slope[J]. **Journal of Changsha Communications University**, 2002, 18(3): 8—12.
- [10] Itasca Consulting Group, Inc.. FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three-dimensions), version 2.1, User's Mannual[R]. Itasca Consulting Group, Inc., 2002.
- [11] 林杭, 曹平, 宫凤强. 位移突变判据中监测点的位置和位移方式分析[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(9): 1433—1438.
LIN Hang, CAO Ping, GONG Feng-qiang. Analysis of location and displacement mode of monitoring point in displacement mutation criterion[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2007, 29(9): 1433—1438.
- [12] 林杭, 曹平, 李江腾, 等. 边坡临界失稳状态的判定标准分析[J]. 煤炭学报, 2008, 33(6): 643—647.
LIN Hang, CAO Ping, LI Jiang-teng, et al. Analysis of the standards for critical failure state of slope[J]. **Journal of China Coal Society**, 2008, 33(6): 643—647.
- [13] 宋二祥. 土工结构安全系数的有限元计算[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(2): 1—7.
SONG Er-xiang. Finite element analysis of safety factor for soil structures[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1997, 19(2): 1—7.
- [14] 彭文祥, 赵明华, 袁海平, 等. 基于拉格朗日差分法的全长注浆锚杆支护参数优化[J]. 中南大学学报, 2006, 37(5): 1002—1007.
PENG Wen-xiang, ZHAO Ming-hua, YUAN Hai-ping, et al. Parameters analysis of grouted bolts by Lagrangian difference method[J]. **Journal of Central South University**(Science and Technology), 2006, 37(5): 1002—1007.
- [15] 冯君, 周德培, 李安洪. 顺层岩质边坡开挖模型试验及稳定性影响因素分析[J]. 工程地质学报, 2005, 13(3): 294—299.
FENG Jun, ZHOU De-pei, LI An-hong. Test and numerical modeling of the stability of rock bedded slope[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2005, 13(3): 294—299.
- [16] 邓荣贵, 周德培, 李安洪, 等. 顺层岩质边坡不稳定岩层临界长度分析[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(2): 178—181.
DENG Rong-gui, ZHOU De-pei, LI An-hong, et al. On the critical length of unstable rock stratum on bedrock slope[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2002, 24(2): 178—181.