

DOI : 10.16285/j.rsm.2016.01.021

应变软化边坡渐进破坏及其稳定性初步研究

沈华章, 王水林, 郭明伟, 葛修润

(中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘 要: 采用应变软化本构模型和矢量加法, 提出了一种模拟应变软化边坡渐进性破坏过程的分析方法。该方法可得到应变软化边坡的坡体材料强度参数、滑面状态、稳定安全系数、边坡破坏状态的变化过程, 据此可分析边坡的渐进破坏。采用所提方法对应变软化材料边坡算例进行了分析, 并与 3 种极限平衡法进行了对比, 结果表明: (1) 滑面矢量和安全系数介于传统极限平衡法峰值安全系数与残余安全系数之间, 滑面强度参数部分处于峰值状态、部分处于残余状态, 弥补了传统极限平衡法不能得到真实的应变软化边坡安全系数的缺陷。(2) 强度参数弱化的区域与边坡破坏区域位置一致, 坡脚下滑面最先出现软化, 随着塑性剪切破坏的发展, 其由软化状态变为残余状态, 邻近部分滑面开始出现新的软化, 接着进入残余状态, 边坡破坏由坡脚向坡顶发展, 随着这个过程的持续进行, 边坡的渐进性破坏不断发展, 边坡安全系数不断降低, 直至渐进性破坏过程结束。(3) 随着残余软化参数的增加, 滑面位置逐渐变浅, 矢量和法安全系数逐渐增加。该方法能够较好地分析边坡的渐进性破坏过程, 具有较好的应用前景。

关 键 词: 渐进性破坏; 矢量加法; 应变软化; 边坡稳定性

中图分类号: TU 473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 7598 (2016)01 - 0175 - 10

A preliminary study of the progressive failure and stability of slope with strain-softening behaviour

SHEN Hua-zhang, WANG Shui-lin, GUO Ming-wei, GE Xiu-run

(State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics,
Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China)

Abstract: By means of the vector sum method and strain-softening constitutive model, a method for progressive failure analysis of strain-softening slopes is developed, which can show the processes of variations of the strain-softening slope safety factor, strength parameters, and failure state of slope and slip. Based on this, progressive failure progress of slope with strain-softening behavior can be simulated. Numerical results are compared to those of the limit equilibrium methods, showing the validity of the proposed method. It is shown that the vector sum method safety factor are in between peak and residual safety factors by the limit equilibrium method; the strength parameters of the main part of slip surface are at the peak value, and the other at the residual value; the proposed method compensates for the defect of the traditional limit equilibrium methods failing to provide a realistic safety factor of slope with strain-softening behavior. The strength weakening zone is found to be consistent with the failure zone in the slope. In the shearing process, the strain-softening behavior first occurs at the toe of the slope, and the strength parameters reduce to the residual value at the toe of the slope; then new strain-softening behaviors occur at the adjacent zone and then enter the residual state; finally the progressive failure develops from the toe of slope to the top of the slope. As the process continues, the progressive failure gradually develops and the safety factor decreases until the end of the progressive failure is reached. The safety factor increases with the increase of residual soft parameter, and the position of critical slip surface moves towards shallow, resulting in an increase of the vector sum method safety factor.

Keywords: progressive failure analysis; vector sum method; strain-softening; slope stability

收稿日期: 2014-12-10

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No.51179185, No.41472289, No.41302236); 国家重点基础研究发展计划(973)项目 (No.2014CB047100)

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (51179185, 41472289, 41302236) and the National Program on Key Basic Research Project of China (973 Program) (2014CB047100).

第一作者简介: 沈华章, 男, 1988 年生, 博士研究生, 主要从事应变软化本构和边坡稳定性方面的研究工作。E-mail:scott918@163.com

1 引言

随着国民经济的发展,西部开发的不断深入,交通、水利等工程所面临的岩土环境越来越复杂,工程实践中出现的有关岩土方面的问题也不断增多。其中边坡的稳定与安全是岩土工程研究领域中的一个重要课题,目前边坡的稳定性分析方法主要有极限平衡法、强度折减法、极限分析法等等,这些方法,特别是极限平衡法在实际工程中得到了广泛的应用。

边坡在形成过程中经历了构造应力、风化剥蚀、雨水冲刷等作用,坡体材料性质复杂。在实际边坡中多数岩土材料表现出应变软化或强度弱化的特性^[1-4],材料强度参数可能为峰值强度或达到峰值强度前的强度参数,也可能是峰后的软化状态强度参数并最终降低至残余状态强度参数。Skempton^[1]在研究土质边坡长期稳定性时提出了边坡渐进性破坏的概念,即边坡的破坏呈现出渐进性破坏的特点。在渐进性破坏过程中,坡体材料可能处于峰值状态、软化状态或残余状态,不同部位的材料所处状态可能也不相同,同时发生渐进性破坏的边坡也可能会发生大变形,而前述边坡稳定性分析方法中多数只考虑边坡处于临界状态的情况,涉及边坡渐进性破坏的研究较少^[5-7]。就目前而言,关于边坡渐进性破坏方面的研究主要包括:对原有极限平衡法进行扩展,使之能够考虑到材料的应变软化特性;采用强度折减法结合数值方法进行模拟;考虑大变形,结合已有或新的应变软化本构模拟渐进性破坏的变形过程,提出渐进性破坏的解析模型。例如,一些学者^[8-11]假设土的强度直接由峰值强度降低到残余强度,对原有的极限平衡法进行了扩展。张嘎等^[12-14]通过引入条块间剪应变协调条件使瑞典条分法和Bishop条分法能够考虑材料的应变软化特性,从而模拟边坡渐进性破坏。卢应发等^[6-7, 15]提出了一种新的节理本构模型用于描述岩土材料全过程力学行为,提出了边(滑)坡条块(或单元)的划分标准:稳定条块(或单元)、欠稳定条块(或单元)、不稳定条块(或单元)亦即沿着滑面可以划分为稳定区、欠稳定区和不稳定区,分析了边坡临界条块(或单元)力的特征、滑坡变形、力的传递过程及稳定性评价方法。Zhang等^[16]在FLAC^{3D}中分别采用计算不收敛和坡顶水平位移作为强度折减法的破坏判据,模拟了边坡的破坏过程。Chen等^[17]采用了局部动态强度折减法,在坡体内出现屈服时只折减屈服区域内的强度参数,结合极限平衡法,模拟了边坡的渐

进性破坏。Conte等^[18]在有限元法中采用非局部弹黏塑性本构模型用以克服不收敛和网格依赖性等问题,模拟了应变软化边坡的渐进性破坏过程。Korkoulis等^[19]采用非线性动力有限元法研究了地震引发以及坡顶负载造成的渐进性滑坡过程。Mohammadi等^[20]采用大变形有限元法模拟了渐进性破坏过程中边坡的变形情况。Gilbert等^[21]提出了一种评价渐进性破坏稳定性的解析模型,探讨了影响垃圾填埋场边坡渐进性破坏的3个影响因素。Liu^[22]在Gilbert的基础上,研究了一维浅坡的渐进性破坏过程,将滑体分为弹性区、传递区和塑性区,提出了一种能够满足平衡条件和位移协调并能得到滑面应力分布的解析模型。Locat等^[4]假设滑面处存在具有应变软化特性的剪切带,采用坡体压位移与剪切带的剪应变相协调的协调条件,提出一种模拟坡角较小的浅坡渐进性破坏过程的解析模型,初步解释渐进性破坏的发生机制。孙强等^[23]采用指数分布描述滑带介质的剪应力与应变关系,对含两种软化介质的边坡稳定性进行了分析。

上述研究工作将评价边坡渐进性破坏稳定性、变形与机制探索的研究发展到了一个新的层次,然而也存在一些局限与不足。如极限平衡法本身有许多假设条件,采用数值方法时,为求解安全系数通常要借助强度折减法,而强度折减法目前还没有统一的边坡破坏失稳判据,解析模型通常只对折线型滑面的斜浅坡有效等等。目前一种较新的边坡稳定性评价方法,即葛修润^[24-29]提出的矢量和法安全系数,由于其考虑了边坡滑动破坏的方向性,具有明确的物理意义,日益受到岩土工程科研与工程人员的重视。本文采用应变软化本构模型,在数值分析的基础上,采用矢量和法安全系数,分析了边坡渐进性破坏的发生过程和强度参数和安全系数的变化过程。

2 边坡渐进性破坏模拟

采用应变软化本构关系进行边坡渐进性破坏数值模拟并结合矢量和法安全系数,可以分析边坡渐进性破坏的发展过程并评价其稳定性。下面介绍应变软化本构关系和矢量和法安全系数及渐进性破坏模拟方法。

2.1 应变软化本构

边坡渐进性破坏与材料的应变软化特性有关,因而选用合适的应变软化本构关系对揭示边坡渐进性破坏机制及稳定性评价较为重要。FLAC^{3D}是一个在岩土工程中应用广泛的数值模拟软件,包含丰

富的本构关系和单元类型，其采用显式有限差分法进行求解，因而对于应变软化本构，不存在有限元法中不收敛等数值问题。这里采用 FLAC^{3D} 中的应变软化本构模型^[30]，其实质上是 将 Mohr-Coulomb 屈服准则中强度参数与软化参数建立函数关系，使之能反映材料强度参数随屈服过程的发展而弱化。其剪切 (f_s)、拉伸 (f_t) 屈服函数为

$$\left. \begin{aligned} f_s &= \sigma_1 - \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 + \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 0 \\ f_t &= \sigma_3 - \sigma^t = 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中： c 为黏聚力； φ 为内摩擦角； σ_1 和 σ_3 为分别为大、小主应力，并满足关系： $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ 。抗拉强度 σ_t 满足： $\sigma_{t\max} = c / \tan \varphi$ 。

其剪切 (g_s)、拉伸 (g_t) 塑性势函数为

$$\left. \begin{aligned} g_s &= \sigma_1 - \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \sigma_3 \\ g_t &= -\sigma_3 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中： ψ 为剪胀角。

在软化本构中，强度参数是软化参数 η 的函数，即

$$c = \begin{cases} c_p & \eta < \eta_p \\ c_p - \frac{c_p - c_r}{\eta_r - \eta_p} (\eta - \eta_p) & \eta_p < \eta < \eta_r \\ c_r & \eta > \eta_r \end{cases} \quad (3)$$

$$\varphi = \begin{cases} \varphi_p & \eta < \eta_p \\ \varphi_p - \frac{\varphi_p - \varphi_r}{\eta_r - \eta_p} (\eta - \eta_p) & \eta_p < \eta < \eta_r \\ \varphi_r & \eta > \eta_r \end{cases} \quad (4)$$

式中： c_p 为峰值黏聚力； c_r 为残余黏聚力； φ_p 为峰值内摩擦角； φ_r 为残余内摩擦角； η_p 为峰后软化开始时的软化参数； η_r 为软化结束进入残余阶段时的软化参数。式 (3)、(4) 显示黏聚力与内摩擦角是软化参数的线性函数，如图 1 所示。

实际上可以通过分段线性近似使黏聚力与内摩擦角是软化参数的非线性函数。这里软化参数采用等效塑性剪应变 ϵ_{ps} ，其增量为

$$\Delta \epsilon_{ps} = \frac{1}{2} \sqrt{(\Delta \epsilon_1^{ps} - \Delta \epsilon_m^{ps})^2 + (\Delta \epsilon_m^{ps})^2 + (\Delta \epsilon_3^{ps} - \Delta \epsilon_m^{ps})^2} \quad (5)$$

式中： $\Delta \epsilon_1^{ps}$ 、 $\Delta \epsilon_3^{ps}$ 分别为最大、最小塑性剪应变增量； $\Delta \epsilon_m^{ps}$ 为体塑性剪应变，三者之间满足关系：

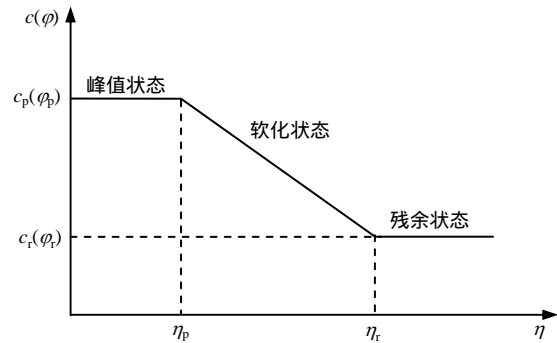


图 1 强度参数变化示意图

Fig.1 Sketch of strength parameters variation

$$\Delta \epsilon_m^{ps} = 1/3 (\Delta \epsilon_1^{ps} + \Delta \epsilon_3^{ps}) \quad (6)$$

2.2 矢量和法安全系数

葛修润^[24-29]于 1983 年提出了一种新的抗滑稳定安全系数计算方法，即向主要滑出面投影矢量算法，简称矢量和法。该方法相对其他稳定性分析法，其安全系数考虑采用滑体的整体下滑方向作为投影方向，具有明确的物理意义；同时矢量和法可以采用有限元等数值方法计算得到应力场，相比极限平衡法，其平衡条件等可以完全满足；而与强度折减法相比，其不存在强度折减法失稳判据难以选择及黏聚力与内摩擦系数等比例折减的假设。矢量和法的安全系数表达式^[31]为

$$K = \frac{\int_s [\sigma'_s \cdot (-d)] ds}{\int_s (\sigma_s \cdot d) ds} \quad (7)$$

式中： σ'_s 和 σ_s 分别为抗滑应力矢量和下滑应力矢量； d 为矢量和法整体下滑趋势方向； ds 为滑面微段长度。

$$\sigma'_s = \sigma'_f + \sigma'_n \quad (8)$$

$$\sigma'_f = (c - \sigma_n \tan \varphi) d_\tau \quad (9)$$

式中： σ'_n 为滑面法向抗滑力矢量； σ'_f 为滑面切向抗滑力矢量； σ_n 为滑体对滑面的正应力大小，以压为负；当 $\sigma_n > 0$ 时，取 $\sigma_n = 0$ ， d_τ 为滑面某处向下的切线方向矢量。

矢量和法整体下滑趋势方向 d 可由下式^[31-32]得

$$d = \frac{\int_s \sigma_\tau ds}{\left\| \int_s \sigma_\tau ds \right\|} \quad (10)$$

式中： σ_τ 为滑面某处的切应力滑动矢量。

2.3 边坡渐进性破坏过程模拟方法

通过采用应变软化本构关系对边坡进行数值

模拟后,在确定滑面位置时,由于滑面上的岩土材料由峰前(值)状态向软化状态发展,最终可能达到残余状态,滑面上的塑性剪应变或等效塑性应变较大,因而可以通过搜索最大等效塑性应变的方法得到滑面位置,同时渐进性破坏通常伴随着较大的变形发生,也可采用位移梯度进行搜索。这样在知道滑面位置后,可以根据上述矢量和分析方法对边坡渐进性破坏过程进行稳定性评价,同时由数值模拟也可以得到坡体内的应力分布以及滑面上强度参数的变化情况,通过对滑面上的应力状态变化过程进行分析,进而分析边坡的渐进性破坏的发展过程。

下面通过具体的算例对该模拟方法进行验证,并与极限平衡法结果进行对比分析,探讨边坡渐进性破坏的发展过程。

3 算例验证

该算例的边坡坡体岩土材料具有应变软化特性,边坡的计算模型和边界条件如图2所示,坡体材料相关参数如表1所示。由于FLAC^{3D}的单元为常应变单元,其单元数目有可能对安全系数的计算有影响,因而分析了安全系数随单元数目的变化情况,结果如表2所示。可以看出,单元数达到2500后,安全系数不再变化,该算例采用的单元数为2500(5316节点),单元划分具体情况如图2所示。

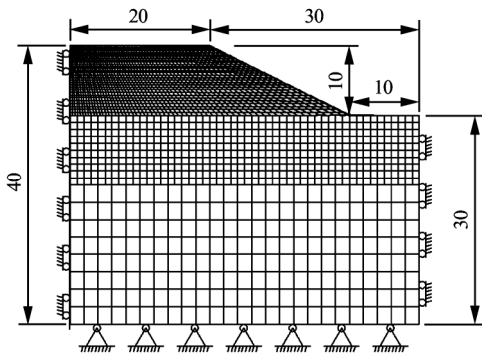


图2 计算模型和边界条件(单位:m)

Fig.2 Calculation model and boundary condition (unit: m)

表1 材料参数

Table 1 Material parameters

弹性模量 E/kPa	泊松比 ν	重度 γ/(kN/m ³)	峰值黏聚力 c _p /kPa	峰值内摩擦角 φ _p /(°)	残余黏聚力 c _r /kPa	残余内摩擦角 φ _r /(°)	峰值软化参数 η _p	残余软化参数 η _r
8×10 ³	0.3	19.6	10	25	3	20	0	0.0005

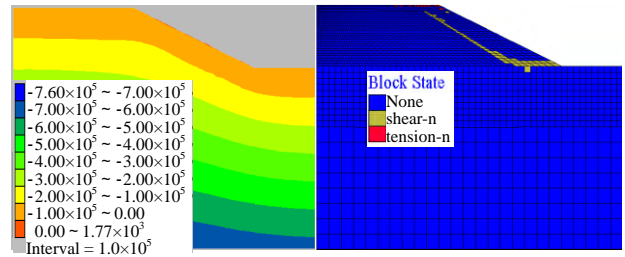
3.1 模拟结果

模拟结果如图3所示。图3(a)为边坡竖直方向的应力场,图3(b)为坡体的破坏状态。从图中可以看出,坡体内主要为剪切破坏,剪切破坏带基本上

表2 单元数与安全系数的关系

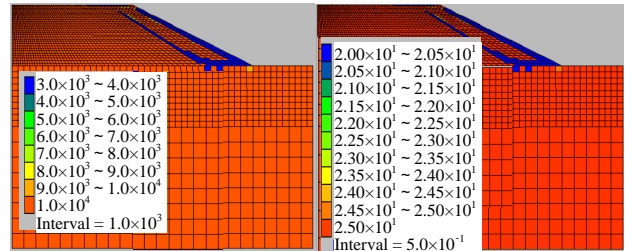
Table 2 Relationship between number of element and factor of safety

单元数	矢量和安全系数	整体下滑趋势方向/(°)
765	1.13	24.1
1860	1.12	22.8
2500	1.11	22.6
3100	1.11	22.6



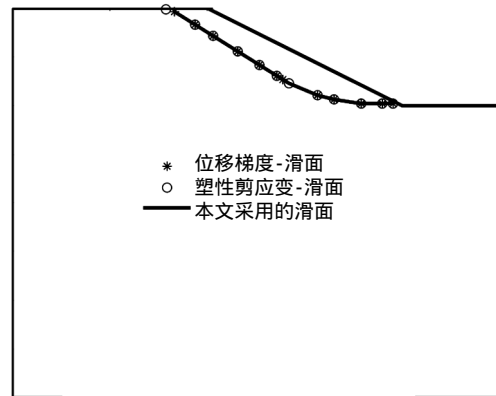
(a) 竖直方向应力场(单位:Pa)

(b) 模型破坏状态

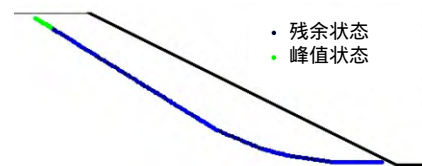


(c) 黏聚力分布(单位:Pa)

(d) 内摩擦角分布(单位:°)



(e) 滑面位置



(f) 滑面破坏状态

图3 模拟结果

Fig.3 Simulation results

从坡脚向坡顶完全贯通,剪切破坏带上方的滑体大部分没有达到破坏状态。图3(c)、3(d)分别为坡体内不同位置处黏聚力和内摩擦角的大小,从图中可

以看出，坡体材料绝大部分仍处于峰值状态，即没有出现软化，与图 3(b)对比发现，在剪切破坏带上的岩土材料大部分处于残余状态，有一小部分处于软化状态；图 3(e)表示滑面的位置，如本文第 2 节所述，滑面分别采用了最大等效塑性剪应变和位移梯度进行搜索，结果如图中所示的“塑性剪应变-滑面”和“位移梯度-滑面”，2 种滑面位置基本重合，最终采用的滑面如图中实线所示，滑面下部分为圆弧，上部分为一线段，这与 Zhang 等^[16]得到结果一致；图 3(f)为滑面位置岩土材料的破坏状态，可以看出，除了滑面顶部部分为峰值状态外，其他部分全部处于残余状态。坡体最大位移发生在坡脚处，为 7 cm。采用矢量和法对边坡稳定性进行评价，其整体下滑趋势方向角度为 22.6°，安全系数为 1.107。

3.2 多种方法对比

由于上面计算结果显示坡体位移很小，没有出现大变形，可以采用极限平衡法对该算例进行检验。考虑峰值状态材料参数和残余状态材料参数两种情况，分别选用 Morgenstern-Price (简称 M-P) 法、Bishop 法和 Janbu 法对该算例进行了计算。如图 4 所示，计算时滑面考虑了 M-P 法搜索得到滑面(M-P 峰值滑面、M-P 残余滑面)和前面模拟得到滑面(应变软化滑面)。各方法相应滑面的安全系数计算结果如表 3 所示。

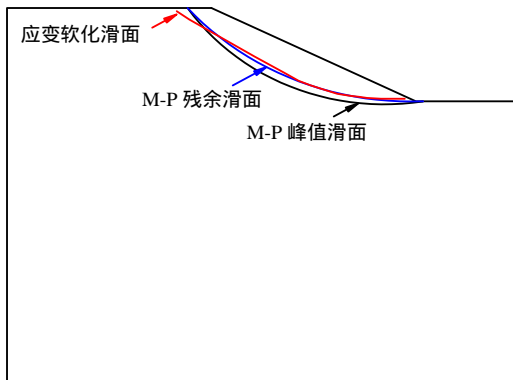


图 4 各方法滑面对比

Fig.4 Comparison of slip surfaces obtained by different methods

表 3 各方法安全系数计算结果表

Table 3 Comparison of safety factor results obtained by different methods

滑面方法	极限平衡法					
	峰值材料参数			残余材料参数		
	M-P 法	Bishop 法	Janbu 法	M-P 法	Bishop 法	Janbu 法
M-P 滑面	1.638	1.641	1.537	1.020	1.021	0.976
应变软化滑面	1.700	1.804	1.634	1.048	1.120	1.004

从图 4 中可以看出，应变软化滑面与 M-P 峰值滑面、M-P 残余滑面均通过坡脚，这与均质边坡破坏的常规认识一致。然而 3 个滑面的位置、形状有一些差别，采用峰值材料参数的 M-P 法自动搜索得到的 M-P 峰值滑面位于采用残余材料参数得到的 M-P 残余滑面的下方。而采用应变软化本构模拟得到的应变软化滑面下部圆弧段与 M-P 残余滑面几乎重合。由图 3(f)可知，这段滑面处于残余状态。应变软化滑面上部分近似一线段，其先后穿过 M-P 残余滑面和 M-P 峰值滑面，由图 3(f)可知，该段滑面部分处于峰值状态，部分处于残余状态。

表 3 中，3 种极限平衡方法采用应变软化滑面得到安全系数与采用 M-P 滑面(峰值参数使用峰值滑面，残余参数使用残余滑面)得到的安全系数较为接近。然而，3 种极限平衡方法采用峰值材料参数得到的安全系数(峰值安全系数)与采用残余材料参数所得安全系数(残余安全系数)差别很大，若采用峰值安全系数，则高估了边坡的稳定性；若采用残余安全系数，则又可能低估了边坡的稳定性。说明对于具有应变软化特性材料的边坡，传统极限平衡法无法准确地评估边坡的稳定性，可见对于应变软化材料组成的边坡，其稳定性不仅与峰值、残余材料参数有关，也受到岩土介质的应力-应变关系的影响。本文计算得到的矢量和安全系数介于 3 种极限平衡方法的峰值安全系数与残余安全系数之间，这与图 3(f)所示的应变软化滑面部分处于峰值状态部分处于残余状态一致，也与其他研究人员^[12-13, 16]的结论一致。

3.3 边坡渐进性破坏过程分析

对上面的边坡模型进行渐进性破坏过程分析，其矢量和安全系数以及矢量和整体下滑趋势方向随着计算步的变化情况分别如图 5、6 所示。

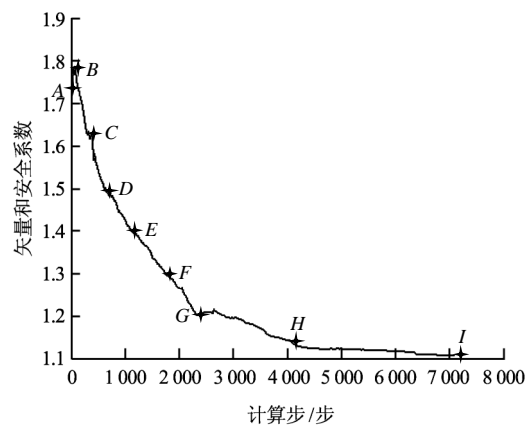


图 5 矢量和安全系数计算步变化曲线

Fig.5 Curves of safety factor of vector sum method vs. calculation step

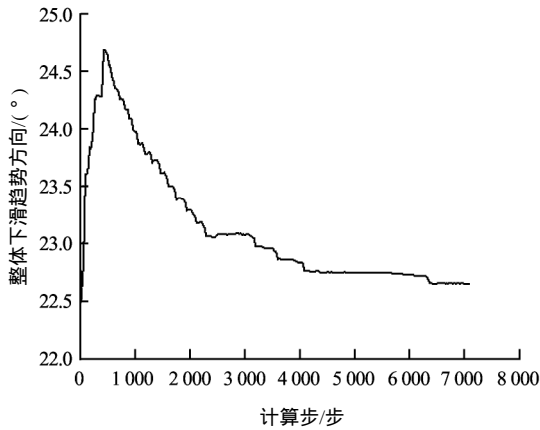


图6 矢量和法整体下滑趋势方向与计算步变化曲线
Fig.6 Curve of potential sliding direction of vector sum method vs. calculation step

从图5中可以看出,随着计算步的增加,坡体内的渐进性破坏不断发展,矢量和安全系数逐渐减小,最终降低至某一值不再变化。图6显示矢量和法整体下滑趋势方向先随计算步增加而增加至最大值后又开始减少,总体上随着计算步的增加而逐渐减小,变化幅度在2.5°以内。由式(10)可知,变化的原因为计算中滑面处切应力滑动矢量的不断改变。为了研究渐进性破坏过程,在图5中取十字星号标记位置的计算步(点A~I依次对应1、60、380、640、1100、1800、2340、4060、7100步),研究这些计算步的坡体破坏状态、黏聚力分布、滑面破坏状态的变化情况,进而分析边坡渐进性破坏的过程。

图7表示各计算步边坡的破坏状态,图中None表示单元处于弹性状态, shear-n、tension-n、shear-n tension-n 分别表示单元目前处于剪切破坏状态、拉伸破坏状态和剪切与拉伸破坏均发生的状态。图8表示各计算步坡体内黏聚力的分布。图9表示各计算步滑面的破坏状态。从图7可以看出,坡体主要处于剪切破坏状态,坡脚最先达到剪切破坏状态,随着计算步的增加,剪切破坏逐渐向上发展,同时坡顶开始出现拉伸破坏,最终形成几乎贯通的剪切破坏带。结合图8、9可以发现,随着塑性剪切破坏的发展,相应位置处单元的黏聚力由峰值开始软化并达到残余值,这些单元处的滑面也有峰值状态经过软化状态达到残余状态。

每一计算步的结果表明,该边坡的破坏过程是渐进性的。坡脚处滑面最先出现软化,随着塑性剪切破坏的发展,其由软化状态变为残余状态,同时与其相邻(或相距较近)的上部部分滑面开始出现新的软化,该处的强度参数开始降低,并接着进入残余状态,渐进性破坏由坡脚处向坡顶发展,随着

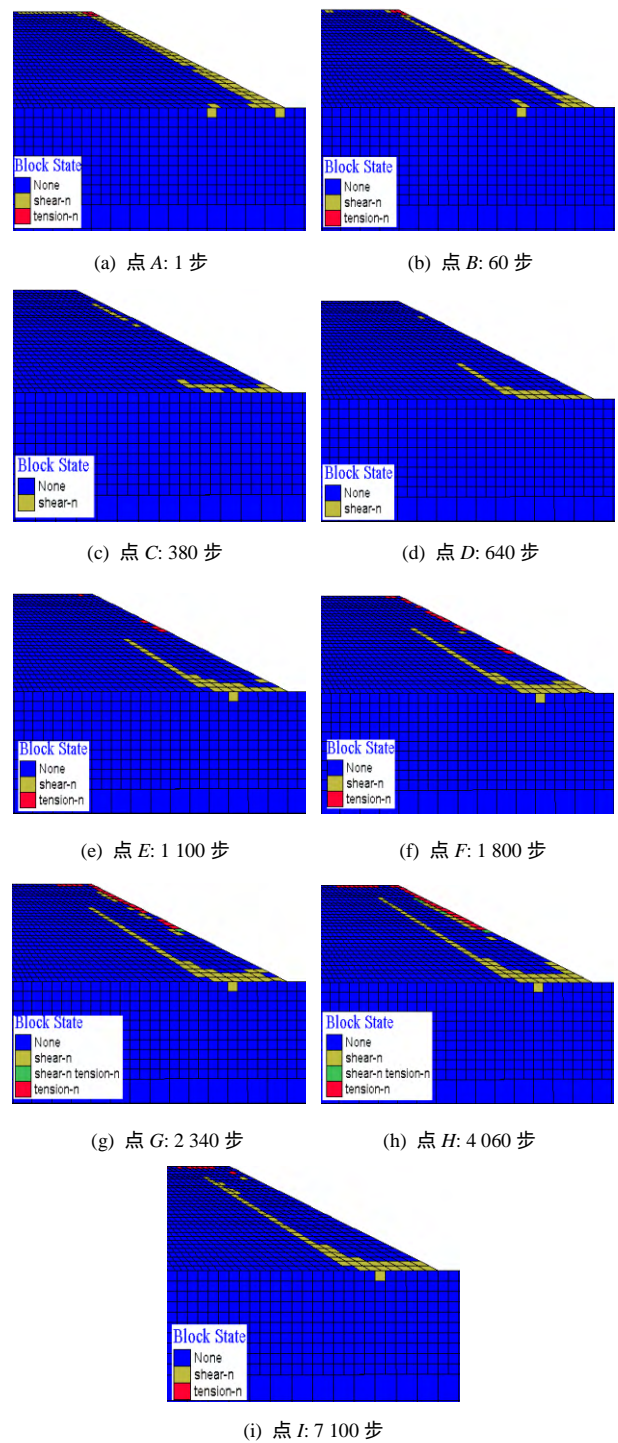


图7 不同计算步下边坡破坏状态情况
Fig.7 Slope failure states corresponding to different calculation steps

这个过程的持续进行,边坡的渐进性破坏不断发展,安全系数不断降低,最终大部分滑面进入残余状态,仅坡顶处一小部分滑面处于峰值状态时,软化停止,边坡渐进性破坏过程结束。其中点A~F渐进性破坏进行得较快(相对计算步而言,下同),其强度参数由峰值较快地达到残余值,点F~I渐进性破坏进行得较慢,对应于图5中点A~F段矢量和安全系数变化较快,点F~I段矢量和安全系数变化较慢。

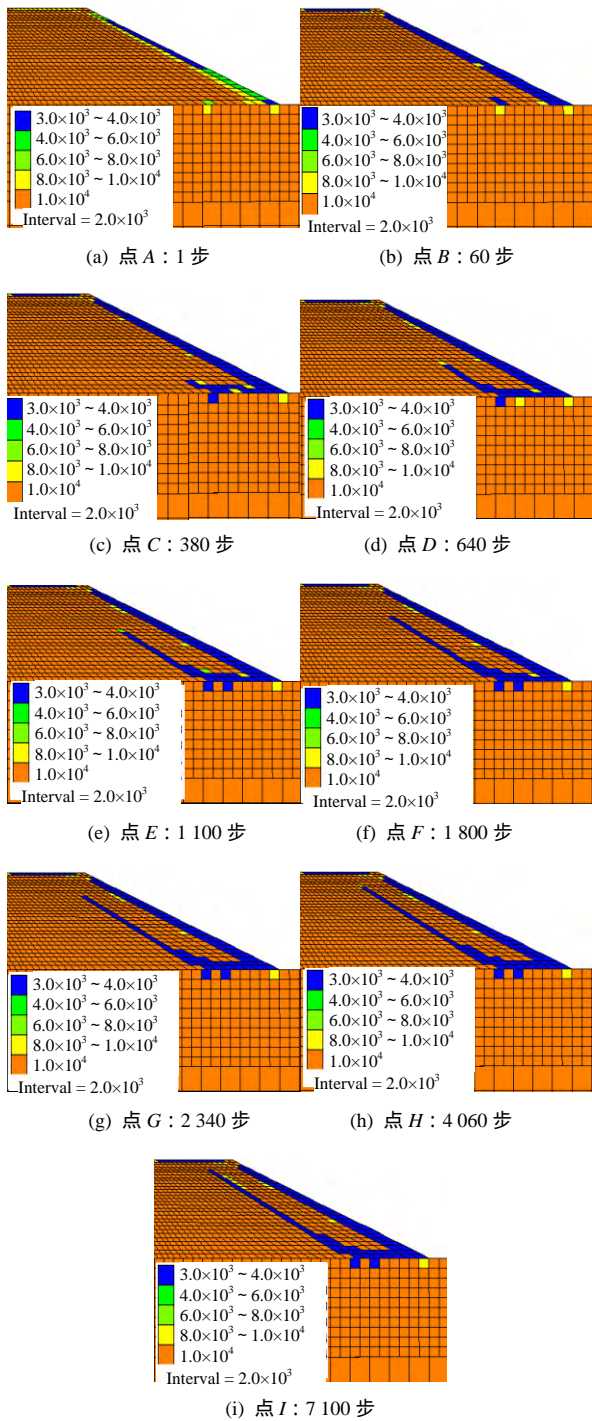


图 8 不同计算步下黏聚力分布变化云图 (单位: Pa)

Fig.8 Nephograms of cohesion corresponding to different calculation steps (unit: Pa)

3.4 残余软化参数 η^r 的影响

改变本算例中的残余软化参数,再取 2 组值 (0.001、0.005),搜索得到的滑面位置、矢量和安全系数计算结果如图 10 和表 4 所示。 η_r 越大,表示滑面处岩土介质需要发生更大的塑性变形才能达到残余强度,相同条件下,潜在滑面处有更多的区域还处于强度弱化或峰值阶段。一般而言, η_r 越大,安全系数越大。

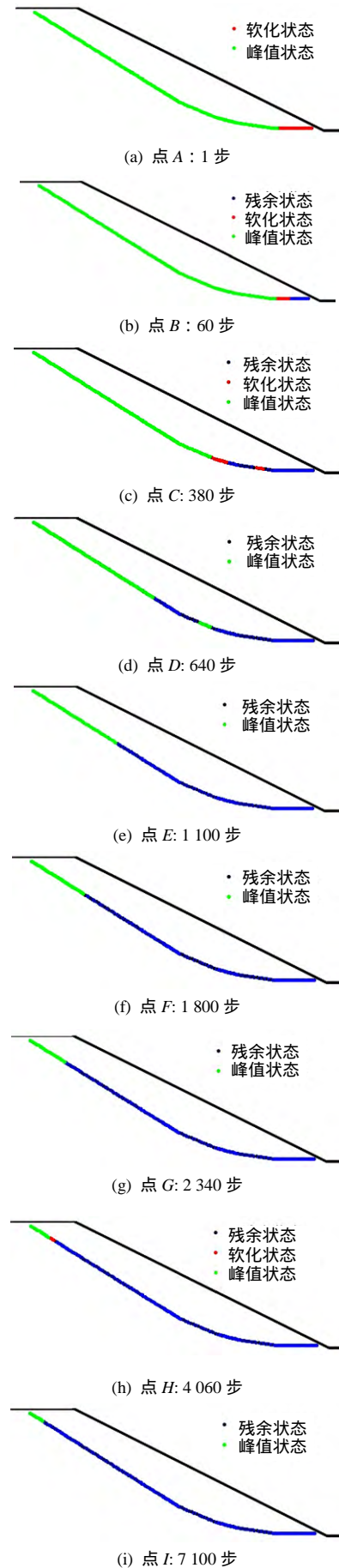


图 9 不同计算步下滑面破坏状态变化
Fig.9 Failure states of slip surface at different calculation steps

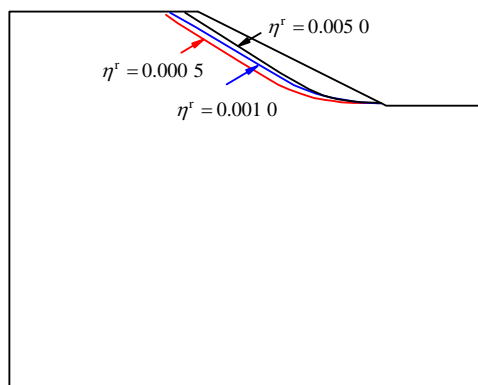


图 10 滑面位置与残余软化参数 η_r 关系

Fig.10 Relationship between critical slip surface position and residual soft parameter η_r

表 4 安全系数与残余软化参数 η_r 关系
Table 4 Relationship between residual soft parameter η_r and safety factor

残余软化参数	0.000 5	0.001 0	0.005 0
矢量和安全系数	1.107 0	1.119 0	1.296 0

此外,从图 10 可以看出,随着残余软化参数的增加,滑面的深度逐渐变浅,这与文献[12-13, 16]研究结果基本一致。所以对于边坡体介质有应变软化特性时,采用力学试验,合理确定其残余软化参数(包括相应的强度值),对评价边坡稳定性特别重要。

综合上面的分析来看,本文的方法能够模拟边坡的渐进性破坏发展过程,合理计算其安全系数,在有效地评价边坡稳定性方面有较好的应用前景。

4 结 论

(1) 算例矢量和法与极限平衡法中 M-P 法、Bishop 法和 Janbu 法计算结果对比表明,考虑应变软化的边坡安全系数介于极限平衡法峰值安全系数和残余安全系数之间,其滑面处坡体材料部分处于峰值状态,部分处于残余状态,弥补了传统极限平衡法在评价应变软化边坡稳定性时存在一定的不足。

(2) 采用本文方法,得到了边坡破坏状态、黏聚力、滑面破坏状态的变化过程,并对边坡渐进性破坏过程进行了分析。算例分析结果表明,坡脚处滑面最先出现软化,随着塑性剪切破坏的发展,其由软化状态变为残余状态,与其邻近的上部部分滑面开始出现新的软化,接着进入残余状态,渐进性破坏由坡脚处向坡顶逐渐发展,随着这个过程的持续进行,边坡的渐进性破坏不断发展,安全系数不断降低,最终大部分滑面进入残余状态,仅坡顶处

部分滑面处于峰值状态时,软化停止,边坡渐进性破坏过程结束。

(3) 残余软化参数对应变软化边坡稳定性有直接影响,随着残余软化参数的增加,滑面位置逐渐变浅,矢量和法安全逐渐增加。

(4) 通过一均质边坡模型,考虑坡体介质的应变软化行为,对边坡渐进破坏过程进行了分析,并结合矢量和法安全系数得到了边坡抗滑稳定安全系数。本文研究工作可以说是一种初步的探索,事实上,更多深入的研究(如多介质体边坡的渐进破坏及其加固机制等方面的工作)正在进行之中。

参 考 文 献

- [1] SKEMPTON A W. Long-term stability of clay slopes[J]. *Geotechnique*, 1964, 14(2): 77 - 101.
- [2] SKEMPTON A W. Residual strength of clay in landslide, folded strata and the laboratory test[J]. *Geotechnique*, 1985, 35(1): 1 - 18.
- [3] MESRI G, SHAHIEN M. Residual shear strength mobilized in first-time slope failures[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2003, 129(1): 12 - 31.
- [4] LOCAT ARIANE, LEROUÉIL SERGE, BERNANDER STIG, et al. Progressive failures in eastern Canadian and Scandinavian sensitive clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2011, 48(11): 1696 - 1712.
- [5] CHENG Y M, LAU C K. Slope Stability analysis and stabilization, new methods and insight[M]. London: Taylor & Francis Group, 2008.
- [6] 卢应发, 杨丽平, 刘德富. 一种新的节理本构模型及几种新的滑坡稳定系数计算方法[J]. *岩石力学与工程学报*, 2013, 32(12): 2431 - 2438.
LU Ying-fa, YANG Li-ping, LIU De-fu. A new joint constitutive model and several new methods of stability coefficient calculation of landslides[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, 32(12): 2431 - 2438.
- [7] 卢应发, 邓国栋, 杨丽平, 等. 滑坡关键块力学行为及力传递特征和不同应力状态的稳定系数研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2014, 33(5): 884 - 891.
LU Ying-fa, DENG Guo-dong, YANG Li-ping, et al. Study of mechanical behaviors of key blocks and characteristics of force transmit and stability coefficient of different stress states of landslides[J]. *Chinese Journal*

- of *Rock Mechanics and Engineering*, 2014, 33(5): 884 - 891.
- [8] LAW K T, LUMB P. A limit equilibrium analysis of progressive failure in the stability of slopes[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1978, 15(1): 113 - 122.
- [9] MIAO T D, MA C W, WU S Z. Evolution model of progressive failure of landslides[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999, 125(10): 827 - 831.
- [10] KHAN Y A, JIANG J C, YAMAGAMI T. Progressive failure analysis of slopes using non-vertical slices[J]. *Journal of the Japan Landslide Society*, 2002, 39(2): 203 - 211.
- [11] 刘忠玉, 陈少伟. 应变软化土质边坡渐进破坏的演化模型[J]. 郑州大学学报(工学版), 2002, 23(2): 37 - 40.
LIU Zhong-yu, CHEN Shao-wei. Evolution model of progressive failure of strain-softening soil slopes[J]. *Journal of Zhengzhou University(Engineering Science)*, 2002, 23(2): 37 - 40.
- [12] 张嘎, 张建民. 基于瑞典条分法的应变软化边坡稳定性评价方法[J]. 岩土力学, 2007, 28(1): 12 - 16.
ZHANG Ga, ZHANG Jian-min. Stability evaluation of strain-softening slope based on Swedish slice method[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, 28(1): 12 - 16.
- [13] ZHANG G, ZHANG J M. Simplified method of stability evaluation for strain-softening slopes[J]. *Mechanics Research Communications*, 2007, 34(5 - 6): 444 - 450.
- [14] ZHANG G, WANG L P. Stability analysis of strain softening slope reinforced with stabilizing piles[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, 136(11): 1578 - 1582.
- [15] 卢应发, 路韬, 周建军, 等. 一种新的节理模型及其在基桩分析中的应用[J]. 岩土力学, 2013, 34(4): 967 - 973.
LU Ying-fa, LU Tao, ZHOU Jian-jun, et al. A new joint constitutive model and its application to pile foundation analysis[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, 34(4): 967 - 973.
- [16] ZHANG K, CAO P, BAO R. Progressive failure analysis of slope with strain-softening behaviour based on strength reduction method[J]. *Journal of Zhejiang University-Science A (Applied Physics & Engineering)*, 2013, 14(2): 101 - 109.
- [17] CHEN G Q, HUANG R Q, XU Q, et al. Progressive modelling of the gravity-induced landslide using the local dynamic strength reduction method[J]. *Journal of Mountain Science*, 2013, 10(4): 532 - 540.
- [18] CONTEA E, SILVESTRIB F, TRONCONE A. Stability analysis of slopes in soils with strain-softening behaviour[J]. *Computers and Geotechnics*, 2010, 37(5): 710 - 722.
- [19] KOURKOULIS R, ANASTASOPOULOS I, GELAGOTI F, et al. Interaction of foundation-structure systems with seismically precarious slopes: Numerical analysis with strain softening constitutive model[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2010, 30(12): 1430 - 1445.
- [20] MOHAMMADI SAMANEH, TAIEBAT HOSSEIN A. A large deformation analysis for the assessment of failure induced deformations of slopes in strain softening materials[J]. *Computers and Geotechnics*, 2013, 49: 279 - 288.
- [21] GILBERT R B, LONG J H, MOSES B E. Analytical model of progressive slope failure in waste containment systems[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1996, 20(1): 35 - 56.
- [22] LIU C N. Progressive failure mechanism in one-dimensional stability analysis of shallow slope failures[J]. *Landslides*, 2009, 6(2): 129 - 137.
- [23] 孙强, 胡秀宏, 王媛媛, 等. 两种应变软化介质组成的边坡失稳研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(4): 976 - 980.
SUN Qiang, HU Xiu-hong, WANG Yuan-yuan, et al. Research on instability of slope composed of two strain-softening media[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, 30(4): 976 - 980.
- [24] GU X R, LI J, GE X R. Analysis of stability against sliding of a gravity dam by means of microcomputer[C]// Proceedings of International Conference on Education, Practice and Promotion of Computational Methods in Engineering Using Small Computers. Guangzhou: [s.n.], 1987: 474 - 477.
- [25] 葛修润. 用 PC 型微机对岩体工程课题进行有限元分析[C]//第一届全国计算岩土力学研讨会论文集. 成都: 西南交通大学出版社, 1987.
GE Xiu-run. The finite element analysis for the subject of

- rock mass engineering using the personal computer[C]// Proceedings of the Symposium on Computational Rock and Soil Mechanics. Chengdu: Southwest Jiaotong University Press, 1987.
- [26] 葛修润. 岩石疲劳破坏的变形控制律、岩土力学试验的实时 X 射线 CT 扫描和边坡坝基抗滑稳定分析的新方法[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(1): 1 - 20.
- GE Xiu-run. Deformation control law of rock fatigue failure, real-time X-ray CT scan of geotechnical testing, and new method of stability analysis of slopes and dam foundations[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2008, 30(1): 1 - 20.
- [27] GE X R. The vector sum method: A new approach to calculating the safety factor of stability against sliding for slope engineering and dam foundation problems[C]// Proceedings of the International Symposium on Geoenvironmental Engineering. Hangzhou: Zhejiang University Press, 2009.
- [28] 葛修润. 抗滑稳定分析新方法——矢量和分析法的基本原理及其应用[C]//岩石力学与工程的创新和实践——第十一次全国岩石力学与工程学术大会. 武汉: 湖北省科学技术出版社, 2010.
- GE Xiu-run. A new method for anti-sliding stability analysis—Basic principal of vector sum analysis method and its application[C]//Chinese Society for Rock Mechanics and Engineering—Proceedings of the 11th National Conference on Rock Mechanics and Engineering. Wuhan: Hubei Science & Technology Press, 2010.
- [29] GE X R. Vector sum method: A new method for anti-sliding stability analysis[C]//Proceedings of the 12th ISRM International Congress on Rock Mechanics. Florida: CRC Press, 2011.
- [30] Itasca Consulting Group, Inc. FLAC^{3D}: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions Theory and Background[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc., 2005.
- [31] 郭明伟. 边坡与坝基抗滑稳定矢量和分析法的研究及工程应用[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2010.
- GUO Ming-wei. Study of the vector sum analysis method of slope and dam foundation stability against sliding and its engineering application[D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2010.
- [32] 郭明伟, 葛修润, 李春光, 等. 基于矢量和方法的边坡稳定性分析中整体下滑趋势方向的探讨[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(4): 577 - 583.
- GUO Ming-wei, GE Xiu-run, LI Chun-guang, et al. Study on potential sliding direction in slope stability analysis based on vector sum method[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2009, 31(4): 577 - 583.

上接第 174 页

- [15] 匡冬琴, 李琦, 王永胜, 等. 神华 CCS 项目 CO₂ 咸水层注入分布模拟[J]. 岩土力学, 2014, 35(9): 2623 - 2633.
- KUANG Dong-qin, LI Qi, WANG Yong-sheng, et al. Numerical investigation of CO₂ migration in Shenhua CCS demonstration project[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(9): 2623 - 2633.
- [16] PRUESS K, Oldenburg C M, Moridis G J. TOUGH2 User's Guide Version 2[R]. Berkeley: Lawrence Berkeley National Laboratory, 1999.
- [17] 施小清, 张可霓, 吴吉春. TOUGH2 软件的发展及应用[J]. 工程勘察, 2009, (10): 29 - 34.
- SHI Xiao-qing, ZHANG Ke-ni, WU Ji-chun. The history and application of TOUGH2 code[J]. **Geotechnical Investigation & Surveying**, 2009, (10): 29 - 34.
- [18] 赵锐锐. 陆相异常压力沉积盆地 CO₂ 封存机理及大尺度 CO₂ 封存影响研究[D]. 武汉: 中国地质大学, 2012.
- ZHAO Rui-rui. Mechanisms of trapping CO₂ in abnormal-pressured continental sedimentary basin and the effects of large-scale CO₂ storage[D]. Wuhan: China University of Geosciences, 2012.
- [19] MUALEM Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media[J]. **Water Resources Research**, 1976, 12(3): 513 - 522.
- [20] VAN GENUCHTEN M T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils[J]. **Soil Science Society of America Journal**, 1980, 44(5): 892 - 898.
- [21] 杨多兴, 李琦, 王舒. 可压缩流体饱和孔隙介质中孔隙压力波传播数值分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(7): 2047 - 2056.
- YANG Duo-xing, LI Qi, WANG Shu. Numerical analysis of propagation of pore pressure waves in compressible fluid saturated porous media[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(7): 2047 - 2056.