

DOI: 10.11779/CJGE201603022

应变软化边坡稳定性分析方法研究

薛海斌¹, 党发宁¹, 尹小涛², 雷曼³, 邓琴²

(1. 西安理工大学岩土工程研究所, 陕西 西安 710048; 2. 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;

3. 陕西建工机械施工集团有限公司, 陕西 西安 710043)

摘要:对于具有应变软化特性的岩土质边坡,如果按照峰值强度进行设计与分析,会遗留安全隐患;如果取残余强度分析,则会增加工程成本,造成不必要的浪费。因此考虑应变软化的边坡稳定性分析方法对于此类边坡的评价与治理具有重大的意义。首先基于岩土体的应变软化本构借助 FLAC 软件实现了边坡的渐进性破坏过程模拟;其次基于最大剪应变增量确定了边坡的滑面;基于滑面上强度参数的时空分布规律借助 Matlab 软件平台实现了基于矢量和法的应变软化边坡稳定性分析;然后基于材料参数沿滑面的空间分布规律提取了等效黏聚力和等效内摩擦角,并借助极限平衡法分析了边坡在渐进性破坏过程中滑面及安全系数的变化过程,用于补充上一种方法在坡体未产生明显破坏时的不足;最后将两种不同的应变软化边坡稳定性分析方法对应计算结果进行对比分析,验证了两种方法的合理性及可靠性,同时两种方法形成相应的互补关系,很好地解决了应变软化边坡稳定性的分析问题。

关键词:应变软化;材料参数;时空分布;矢量和法;极限平衡法;边坡稳定性分析

中图分类号: TU431

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2016)03-0570-07

作者简介:薛海斌(1988-),男,博士研究生,主要从事边坡稳定性分析方法及岩土工程数值仿真分析等方面的研究。

E-mail: xhbyts2013@163.com。

Stability analysis methods for strain-softening slopes

XUE Hai-bin¹, DANG Fa-ning¹, YIN Xiao-tao², LEI Man³, DENG Qin²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 2. State Key Laboratory of Geomechanics

and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 3. Scegc

Mechanized Construction Group Company Ltd., Xi'an 710043, China)

Abstract: Designing and analyzing the rock-soil slope with strain-softening behaviors according to the peak strength tends to cause potential safety hazards, while that according to the residual strength tends to increase costs. The stability analysis methods for slopes considering strain-softening behaviors are of great significance. Based on the strain-softening constitutive relation, the progressive destruction of a slope is simulated in FLAC first. Then the slip surface is determined by the maximum shear strain increment. The vector sum method for stability analysis of the strain-softening slope is accomplished by Matlab based on the temporal-spatial distribution of strength parameters on the slip surface. The equivalent cohesion and internal friction angle are extracted from the spatial distribution of strength parameters of the slip surface. The limit equilibrium method is implemented to analyze variation of the slip surface and safety factor during the progressive destruction to supplement the drawback of the vector sum method. The results of the two methods for the stability analysis of strain-softening slopes are compared, and their reasonability and reliability are validated. The two methods show a complementary relationship in solving the stability problem of strain-softening slopes.

Key words: strain-softening; material parameter; temporal-spatial distribution; vector sum method; limit equilibrium method; slope stability analysis

0 引言

在边坡工程中,经常会遇到一些具有应变软化特性的土,如超固结土、结构性软黏土、密实的砂土等。而这类边坡的失稳是一个渐进的累积破坏过程,即应力大的点先超过峰值强度而软化,软化后强度降低,

此时超额的剪应力转移给相邻岩土体,使得相邻岩土

基金项目: 陕西省科技统筹创新工程重点实验室项目(2014SZS15-Z01); 水利部公益性行业科研专项基金项目(201501034-04); 云南省交通运输厅科技项目(云交科2014(A)01)
收稿日期: 2015-01-11

体的剪应力超过其峰值强度, 随之发生软化, 如此延续, 直至边坡的破坏^[1]。

对于上述这类具有应变软化特性的边坡, 在稳定性分析时, 如采用峰值强度则偏于危险, 而采用残余强度则过于保守, 于是考虑应变软化的边坡稳定性分析方法就成为一个值得研究的热点课题。不少学者在考虑应变软化的边坡稳定性分析方法方面做了大量的工作, 同时也取得了重要的研究成果。如 Law 等^[2]、Srbulov^[3]、Yamagami^[4]假定土为一次跌落的软化材料, 在条分法基础上引入土的应力应变关系, 从而有效地对边坡的渐进破坏过程进行了模拟, 但这些方法均未能充分反映峰后的软化过程。吕铁墩基于直剪试验成果, 结合 Srbulov 提出的虚拟位移场建立了考虑应变软化土坡的极限平衡分析方法^[5]。张嘎等在瑞典条分法的基础上引入应变协调方程, 从而提出了能够考虑应变软化的瑞典条分法^[6]。

与传统的极限平衡法相比, 数值分析方法能够更好地考虑岩土体的本构关系, 于是可以借助应变软化本构来反映边坡的渐进破坏特性及各阶段的安全系数变化, 从而为处于不同阶段的边坡评价与治理提供依据。Zhang 等^[7]、何忠明等^[8]借助 FLAC 软件自带的软化本构通过强度折减法研究了应变软化边坡的稳定性, 但是对于考虑应变软化本构后的强度折减方式与传统强度折减方式之间的矛盾该如何解决仍然是一个棘手的问题。孟凡理等^[9]借助 FLAC 软件的二次开发平台, 实现了可以同时考虑强度参数与变形参数峰后演化规律的岩土材料应变软化模型, 并通过改变水平向体积力来使得边坡达到极限状态, 从而基于超载法确定了边坡的安全系数。但是这种基于水平向体积力来实现边坡极限状态的方法仍然值得商榷。仔细观察国内外学者在边坡方面的研究成果可以发现, 研究边坡最终破坏形态和当前安全系数方面的文献较多, 但是研究边坡不同演化阶段安全系数变化过程的文献甚少。

本文拟借助 FLAC 软件实现边坡渐进性破坏过程的模拟; 基于剪应变增量分布和滑面上材料强度参数的时空分布规律提出应变软化边坡的矢量和分析法, 即第一种应变软化边坡稳定性分析方法; 基于滑面上材料强度参数的空间分布规律提出等效处理方法, 借助等效处理后的强度参数提出应变软化边坡的极限平衡分析法, 即第二种应变软化边坡稳定性分析方法; 将两种方法确定的滑面及安全系数演化过程分别进行对比分析, 从而验证这两种应变软化边坡稳定性分析方法的实用性及可靠性。

1 应变软化边坡稳定性分析方法的理论构架

1.1 应变软化本构

应变软化本构的获取是很不容易的一件事情。目前大多数学者认为线性应变软化 Mohr-Coulomb 模型是既简单又实用的软化模型。本文采用 FLAC 软件自带的应变软化 Mohr-Coulomb 模型^[10], 其应变软化参数定义为塑性剪应变 κ^{ps} , 塑性剪应变的增量形式 $\Delta\kappa^{\text{ps}}$ 如下式:

$$\Delta\kappa^{\text{ps}} = \sqrt{(\Delta\varepsilon_1^{\text{ps}} - \Delta\varepsilon_m^{\text{ps}})^2 + (\Delta\varepsilon_m^{\text{ps}})^2 + (\Delta\varepsilon_3^{\text{ps}} - \Delta\varepsilon_m^{\text{ps}})^2} / \sqrt{2} \quad (1)$$

式中, $\Delta\varepsilon_1^{\text{ps}}$ 和 $\Delta\varepsilon_3^{\text{ps}}$ 为塑性剪应变主增量, $\Delta\varepsilon_m^{\text{ps}}$ 为塑性剪切体应变增量, $\Delta\varepsilon_m^{\text{ps}} = (\Delta\varepsilon_1^{\text{ps}} + \Delta\varepsilon_3^{\text{ps}}) / 3$ 。

应变软化 Mohr-Coulomb 模型中强度参数随塑性剪应变的变化如图 1 所示。

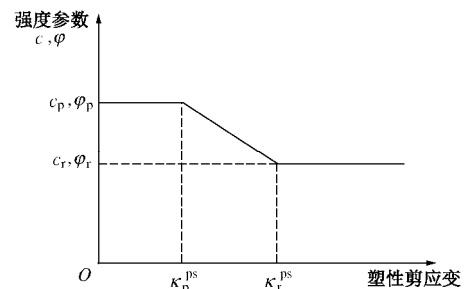


图 1 强度参数随塑性剪应变的变化曲线

Fig. 1 Relationship between strength parameters and plastic shear strain

图 1 中: c , φ 分别为黏聚力和内摩擦角; 下标 p 表示峰值强度时刻的参数; 下标 r 表示残余强度时刻的参数。

考虑应变软化的 Mohr-Coulomb 强度准则的表达式为^[10]

$$F(\sigma, \kappa^{\text{ps}}) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \varphi(\kappa^{\text{ps}})}{1 - \sin \varphi(\kappa^{\text{ps}})} \sigma_3 + \frac{2c(\kappa^{\text{ps}}) \cos \varphi(\kappa^{\text{ps}})}{1 - \sin \varphi(\kappa^{\text{ps}})} = 0 \quad (2)$$

式中, σ_1 , σ_2 , σ_3 为 3 个主应力, 且 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ 。

1.2 矢量和法的基本原理及考虑应变软化后的特点

矢量和法从力是既有大小又有方向的矢量观点出发, 将安全系数定义为滑面上抗滑合力矢与下滑合力矢分别在整体下滑趋势方向的投影之比^[11-13]。此安全系数的定义与传统安全系数定义的区别在于: 将抗滑力和下滑力赋予矢量的特性, 即不仅有大小而且有方向; 抗滑力和下滑力的计算中均既包括切向力又包括法向力, 而传统方法仅仅考虑切向力。具体矢量和法安全系数 $K(\theta)$ 的表达式为

$$K(\theta) =$$

$$\frac{\int_S \left(\sigma'_s \cdot \left(-\hat{d} \right) \right) ds}{\int_S \left(\sigma'_s \cdot \hat{d} \right) ds} = \frac{\int_S \left((\sigma'_\tau + \sigma'_n) \cdot \left(-\hat{d} \right) \right) ds}{\int_S \left((\sigma'_\tau + \sigma'_n) \cdot \hat{d} \right) ds} = \frac{\int_S \left((\sigma'_\tau - \sigma_n) \cdot \left(-\hat{d} \right) \right) ds}{\int_S \left((\sigma'_\tau + \sigma_n) \cdot \hat{d} \right) ds} \quad (3)$$

式中 σ'_s 为潜在滑面任意点 A 上的下滑应力矢量, 其法向分量为 σ'_n , 切向分量为 σ'_τ ; σ'_s 为潜在滑面任意点 A 上对应的抗滑应力矢量, 其法向分量为 σ'_n , 切向分量为 σ'_τ ; \hat{d} 为整体下滑趋势方向, 通常情况下由潜在滑面上各点的极限抗滑能力确定^[12]; S 为潜在滑面, 具体各参数的方向如图 2。

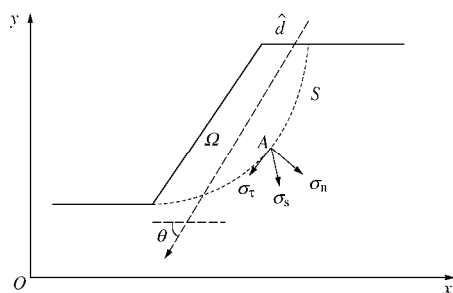


图 2 二维矢量和法安全系数求解示意图

Fig. 2 Safety factor calculated by two-dimensional vector sum method

考虑应变软化的边坡矢量和法区别于传统矢量和法, 主要表现在 σ'_τ 的求取。传统的矢量和法认为 $\sigma'_\tau = c - \sigma_n \tan \varphi$, 其中强度参数在计算过程中保持不变; 而考虑应变软化的边坡矢量和法认为滑面上的强度参数随着软化参数的变化在时间和空间上均不同, 即 $\sigma'_\tau = c(\kappa^{ps}) - \sigma_n \tan[\varphi(\kappa^{ps})]$ 。

2 应变软化边坡的矢量和分析法实现

应变软化边坡的矢量和分析法构架见图 3, 具体流程如下:

- (1) 基于 FLAC 软件自带的应变软化本构进行弹塑性计算分析。
- (2) 提取各单元的强度参数、单元中心点的正应力及剪应力分量、各单元中心点的剪应变增量等有效信息。此处特别强调提取的应力必须是最终稳定的应力, 而不能提取中间时刻的应力, 如果无法获得最终稳定的应力, 建议采用弹性本构来获取应力^[13]。
- (3) 在边坡模型内部沿水平方向设置一系列垂线, 确定每一条垂线上剪应变增量最大的点, 将其连接便可得到初始滑动面, 然后采用最小二乘法将初始滑动面进行光滑处理, 便可得到最终的滑动面位置, 最后记录边坡最终滑面上的控制点坐标^[14]。

- (4) 通过 Matlab 编制的程序进行滑面上任意一

点的应力插值及其所属单元号的判别, 从而可以确定滑面上各点的应力状态及对应的强度参数。

- (5) 将各点的应力状态转换为滑面的法向应力与切向应力, 求取下滑合力矢和抗滑合力矢。

- (6) 将抗滑合力矢和下滑合力矢沿主滑方向进行投影, 按照矢量和法安全系数的定义求取边坡安全系数。

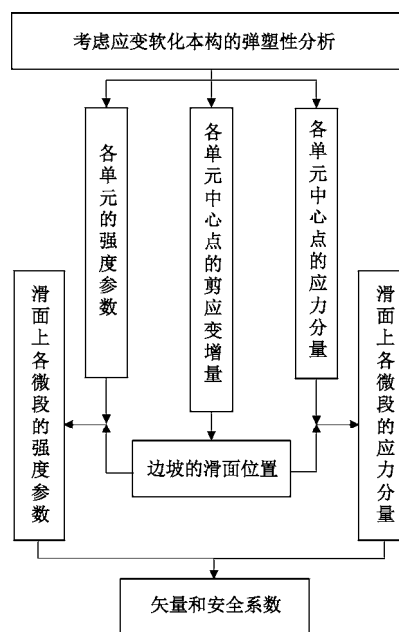


图 3 应变软化边坡的矢量和分析法构架图

Fig. 3 Flow chart of vector sum method for strain-softening slope

3 边坡渐进破坏的数值仿真及应变软化边坡稳定性分析方法的验证

3.1 计算模型及边界条件

坡高 10 m, 坡比 1:1.5, 坡脚至左边界的距离等于 15 m, 坡顶至右边界的距离等于 25 m, 坡顶部到底部边界的距离等于 25 m。模型共划分为 22062 个单元, 44738 个节点。模型两侧为法向约束边界, 模型底部采用全约束边界条件。具体模型如图 4 所示。

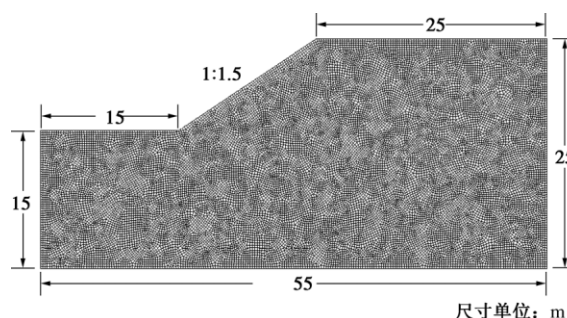


图 4 边坡计算模型

Fig. 4 Computational model for slope

3.2 计算参数

计算过程中采用线性应变软化 Mohr–Coulomb 模型，计算参数的选取如表 1 所示^[15]。

表 1 材料参数

Table 1 Material parameters										
材料 参数	重度 (kN·m ⁻³)	弹性 模量 /MPa	峰值强度			残余强度			剪 胀	
			泊 松比	黏聚 力 /Pa	内摩 擦角 /(°)	黏聚 力 /Pa	内摩 擦角 /(°)	软化 参数 阈值		
									参数	角
伦敦 黏土	18.8	7.0	0.38	7000	20	0	2000	13	0.1	0

注：不同塑性剪应变对应的强度参数见式（4）（5）

$$c(\kappa^{ps}) = \begin{cases} 7000 - \frac{7000 - 2000}{0.1} \kappa^{ps} & (0 \leq \kappa^{ps} < 0.1) \\ 2000 & (\kappa^{ps} \geq 0.1) \end{cases} \quad (4)$$

$$\phi(\kappa^{ps}) = \begin{cases} 20 - \frac{20 - 13}{0.1} \kappa^{ps} & (0 \leq \kappa^{ps} < 0.1) \\ 13 & (\kappa^{ps} \geq 0.1) \end{cases} \quad (5)$$

3.3 网格依赖性分析

对于考虑应变软化的边坡稳定性分析，其网格依赖性一直是该领域研究的热点与难点。网格依赖性是指随着网格剖分的改变，其计算结果不同；网格收敛性是指随着网格的加密，逐渐收敛于一个更加精确的解答；两者之间有本质的差异，但是最终网格收敛性也属于网格依赖性的范畴。下面通过对比分析 3 种不同网格条件下边坡安全系数及抗滑力矢量和的变化过程来说明本文使用的网格质量。

从图 5，6 中可以看出，单元数 5464 对应的安全系数、抗滑力 $\int_s \sigma'_s ds$ 均与其它两种情况下的计算结果相差较远；而单元数 15097 与单元数 22062 对应的安全系数及抗滑力矢量和在时间步的前段与后段均基本一致，而在中间未很好的保持一致，此原因主要在

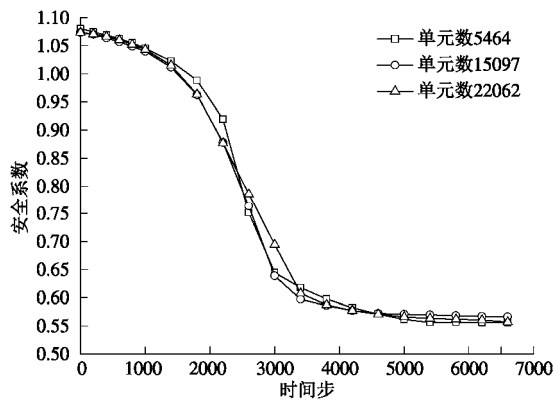


图 5 不同网格条件下安全系数随时间步的变化曲线
Fig. 5 Relationship between safety factor and step under different grids

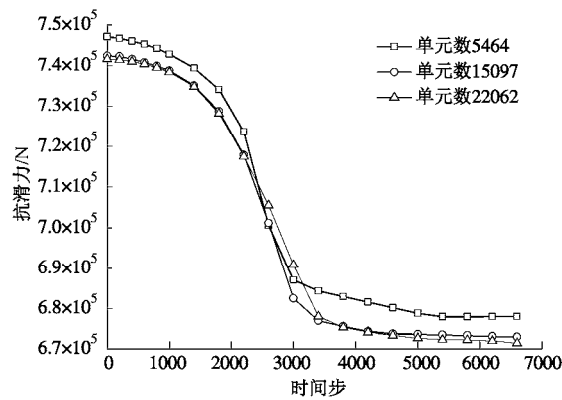


图 6 不同网格条件下抗滑力矢量和随时间步的变化曲线
Fig. 6 Relationship between vector sum of resistant slip force and step under different grids

于网格尺寸的不同，软化过程中滑面上各段上材料强度参数软化程度的不同所致；从上述分析可以发现单元数 22062 的结果已经符合网格依赖性的要求。

3.4 应变软化边坡的滑面确定

从图 7 中可以看出，此边坡的破坏属于典型的牵引式渐进性破坏。首先在边坡的坡脚出现破坏区域，随着时步的增加，坡脚的剪应变增大，同时向坡顶方向逐步发展，直至剪应变带贯穿，剪应变带贯穿后滑带的剪应变继续增大，直至最终破坏。

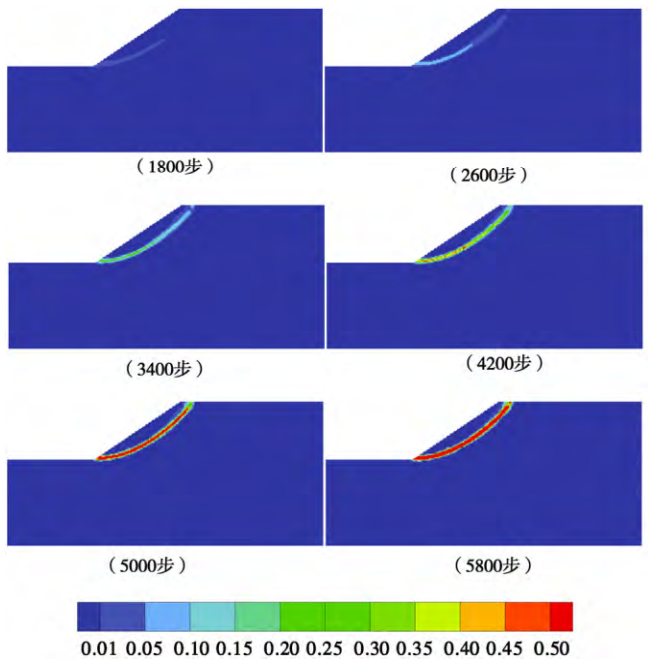


图 7 剪应变增量随边坡渐进性破坏过程的变化图
Fig. 7 Relationship between shear strain increment and progressive destruction process of slope

从图 8 中可以看出，考虑应变软化后基于最大剪应变增量确定的边坡滑面^[14]位于极限平衡法分别对应峰值强度与残余强度的滑面内部。这从侧面反映了

基于最大剪应变增量确定边坡滑面的思路是合理的。

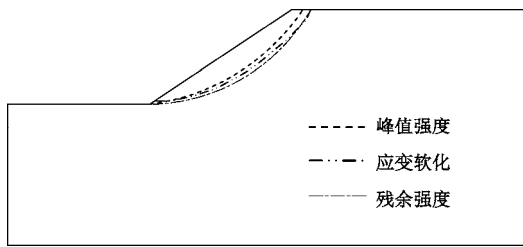


图8 考虑应变软化后基于最大剪应变增量的边坡滑面确定

Fig. 8 Slip surface determined by maximum shear strain increment considering strain-softening behaviors

3.5 边坡渐进性破坏过程中材料强度参数时空演化规律的定量化分析

(1) 材料强度参数时空演化的定量化描述

为了描述边坡渐进破坏过程, Skempton 引入了残余系数 $R = \frac{\tau_p - \tau}{\tau_p - \tau_r}$ 来表示整个滑动面上抗剪强度跌落

到残余值的比例。Bishop 提出了脆性指数 $I_B = \frac{\tau_p - \tau_r}{\tau_p}$, 然而有学者指出脆性指数不足以描述土的渐进性破坏过程。Leroueil 提出了广义脆性指数 $I_{GB} = \frac{\tau_p - \tau_{mob}}{\tau_p}$, 从

而较好地揭示了土坡的渐进性破坏过程, 此指标随着应变或者位移的发展而不断变化, 这样可以将 I_{GB} 与现场应力路径的变化进行关联^[5]。本文为了将材料参数的变化规律采用统一指标来描述, 借鉴前人提出的描述边坡渐进性破坏规律指标, 引入残余黏聚力系数

$I_c = \frac{c_p - c}{c_p - c_r}$, 残余内摩擦角系数 $I_\phi = \frac{\phi_p - \phi}{\phi_p - \phi_r}$ ^[16]。由于

本文采用简单的线性应变软化 Mohr-Coulomb 模型, 所以不难证明 $I = I_c = I_\phi \subseteq [0, 1]$ 。残余强度参数系数 I 表征了在边坡的渐进性破坏过程中材料强度参数降低的相对值, 其随着塑性剪应变的变化而变化。

从图9中可以看出, 随着边坡塑性区的产生、发展与贯通, 材料强度参数逐渐弱化, 残余强度参数系数逐渐地增大。同时残余强度参数系数分布集中区向坡顶方向发展, 直到整个滑面上几乎所有点的残余强度参数系数接近1。

(2) 基于材料强度参数空间分布规律的等效处理方法研究

对于非贯通性断续的结构面, 通常整个结构面上的抗剪强度以线连续性系数为权重进行加权平均来获取, 其实质是 c , $\tan \phi$ 按照长度的加权平均处理。同理文中将考虑应变软化本构求取的滑面抗剪强度参数 c , $\tan \phi$ 的分布按照弧长进行加权平均处理, 即所谓

的等效黏聚力 $\bar{c} = \frac{\int_s c_i ds}{\int_s ds}$ 和等效内摩擦角

$\bar{\phi} = \arctan \left(\frac{\int_s \tan \phi_i ds}{\int_s ds} \right)$ 。不同时刻材料强度参数分布经

过等效处理后的曲线见图10, 11, 从图中可以看出初始时刻等效强度参数即为峰值时刻的强度, 结束时刻等效强度参数几乎接近残余时刻的强度, 这与渐进性破坏过程中, 强度参数变化呈现出的规律性保持一致, 这样后续可以基于等效的强度参数借助极限平衡法进行边坡稳定性分析。

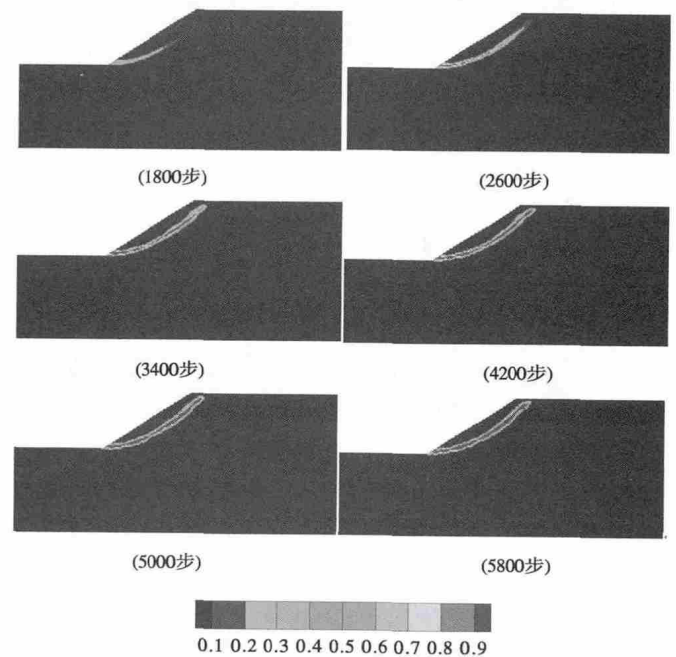


图9 残余强度参数系数随边坡渐进性破坏过程的演化图

Fig. 9 Relationship between coefficient of residual strength parameter and progressive destruction process of slope

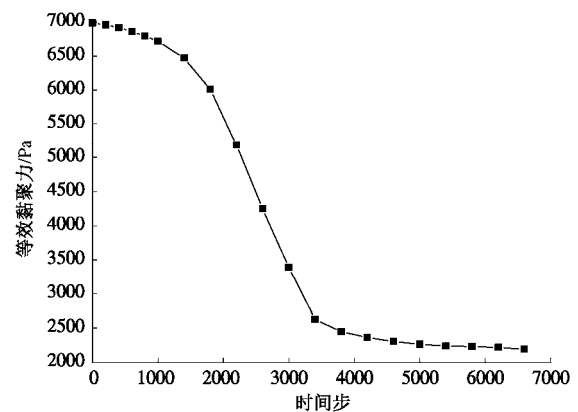


图10 等效黏聚力随时间步的变化曲线

Fig. 10 Relationship between equivalent cohesion and step

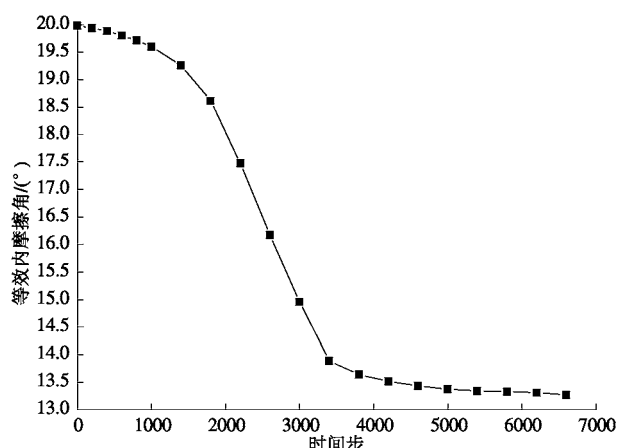


图 11 等效内摩擦角随时间步的变化曲线

Fig. 11 Relationship between equivalent internal friction angle and step

3.6 应变软化边坡稳定性分析方法的验证

(1) 基于等效强度参数演化规律的滑面变化规律研究

基于等效处理的强度参数变化过程，采用极限平衡法 (morgenstern-price) 可以确定边坡不同阶段滑面位置的变化，具体见图 12。从图中可以看出，边坡在渐进性破坏过程中，其滑面位置在不断地调整，基本呈现出从峰值时刻对应的滑面逐渐向残余强度对应的滑面过渡。而前述 3.4 节基于最大剪应变增量确定的滑动面比较稳定，此点与边坡失稳破坏后滑面的唯一性相一致，于是适用于坡体产生明显破坏的情况。这两种方法在滑面确定方面存在明显差异，根本原因在于极限平衡法仅仅考虑了土条之间的平衡，而未考虑土条间的变形协调条件。

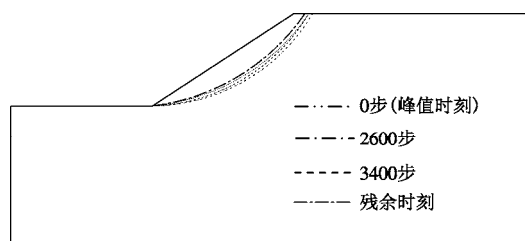


图 12 基于极限平衡法(M-P)确定的边坡滑面变化过程

Fig. 12 Variation of slip surface determined by Morgenstern-Price method

上述指出了极限平衡法在解决应变软化问题时存在的不足，但是为什么还要引入极限平衡法呢？是验证本文提出的第一种方法；是为了弥补第一种方法在坡体未产生明显破坏时求解滑面的困难；是为了方便工程技术人员与规范方法进行对比分析。

(2) 两种应变软化边坡稳定性分析方法确定的安全系数演化过程对比分析

从图 13 可以看出，基于等效处理的强度参数按照

极限平衡法 (M-P) 确定的边坡安全系数变化过程与使用矢量和法确定的边坡安全系数变化过程所呈现的变化规律基本保持一致，即安全系数先逐渐降低，然后加快，最终稳定。但是矢量和法确定的边坡安全系数整体比极限平衡法确定的边坡安全系数略大，两者的相对误差范围为 [2.61%, 4.46%]，这是由于两种方法安全系数的定义方式不同造成的。以上两种方法之间的相互验证说明了 3.5 节强度参数沿滑面进行等效处理的合理性，同时也验证了基于矢量和法进行应变软化边坡稳定性分析的可靠性。

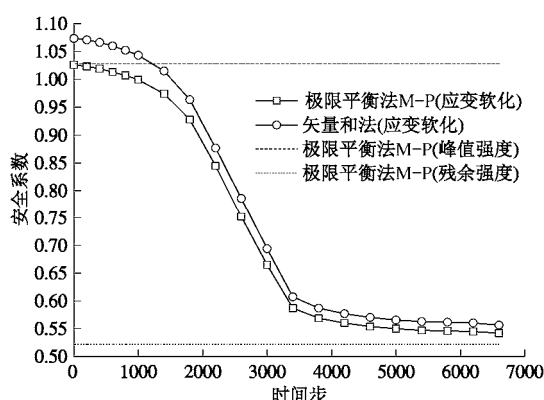


图 13 不同方法确定的安全系数随时步的变化过程

Fig. 13 Relationship between safety factor and step using different methods

4 结论与讨论

4.1 结论

(1) 借助 FLAC 软件实现了考虑应变软化本构的边坡渐进性破坏过程模拟，基于 FLAC 软件的计算结果借助 Matlab 软件平台实现了应变软化边坡的矢量和法分析，即第一种应变软化边坡稳定性分析方法。

(2) 通过借鉴非贯穿性结构面强度的确定方法基于材料参数沿滑面的空间分布规律提取了等效黏聚力和等效内摩擦角，并通过等效强度参数使用极限平衡法描述了边坡渐进性破坏过程中滑面位置及安全系数的变化，即第二种应变软化边坡稳定性分析方法。

(3) 将矢量和法确定的边坡安全系数与基于等效参数通过极限平衡法确定的安全系数进行对比分析，验证了基于矢量和法的应变软化边坡稳定性分析方法及基于等效强度参数的极限平衡法分析应变软化边坡稳定性的合理性与可靠性。

4.2 讨论

本文主要针对考虑应变软化特性后边坡发生破坏的实例进行了说明，但在计算中，也经常会遇到这样一种情况，虽然考虑了岩土材料的应变软化本构，但是边坡仍然没有失稳，此时按照上述最大剪应变增量

确定滑弧面的方法将显得无能为力,可是设计人员仍然需要了解清楚边坡此时的潜在滑面位置及对应的安全储备。这时可使用本文提出的等效思路,结合极限平衡法确定边坡的滑面,然后通过矢量和法或者极限平衡法来确定边坡的安全系数。这样两种方法形成互补关系,使得应变软化边坡的稳定性分析问题得到很好地解决。

参考文献:

- [1] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000: 291 – 322. (SHEN Zhu-jiang. Theoretical soil mechanics[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2000: 291 – 322. (in Chinese))
- [2] 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.
- [3] SRBULOV M M. A simple method for the analysis of stability of slopes in brittle soil[J]. Soils and Foundations, 1995, **35**(4): 123 – 127.
- [4] YAMAGAMI T, TAKIMAZAKA Z and JIANG J. Progressive failure analysis of slopes based on LEM[C]// Performance and Evaluation of Soil Slopes under Earthquake and Rainstorm. Dalian: [s. n.], 1998: 35 – 48.
- [5] 吕铁墩. 应变软化土坡稳定极限平衡分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2007. (LU Tie-dun. Limit equilibrium method applied to slope stability analysis of brittle soil[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2007. (in Chinese))
- [6] 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. (in Chinese))
- [7] ZHANG Ke, CAO Ping, BAO Rui. 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.
- [8] 何忠明, 吴 维, 付宏渊, 等. 基于应变软化模型的软岩高边坡过程稳定性研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2013, **44**(3): 1203 – 1208. (HE Zhong-ming, WU Wei, FU Hong-yuan, et al. Process stability of soft rock high slope based on strain softening model[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2013, **44**(3): 1203 – 1208. (in Chinese))
- [9] 孟凡理, 徐 亮, 徐 威. 考虑岩土体应变软化效应的边坡稳定性分析方法[J]. 大坝与安全, 2013(4): 39 – 42. (MENG Fan-li, XU Liang, XU Wei. A new stability analysis method of strain softening slope[J]. Dam and Safety, 2013(4): 39 – 42. (in Chinese))
- [10] Itasca Consulting Group Inc. FLAC3D: Fast lagrangian analysis of continua in 3 dimensions user manual (Version 3.0)[M]. Minneapolis, 2005.
- [11] 刘艳章, 葛修润, 李春光, 等. 基于矢量法安全系数的边坡与坝基稳定分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(10): 2130 – 2140. (LIU Yan-zhang, GE Xiu-run, LI Chun-guang, et al. Stability analysis of slope and dam foundation based on vector method safety factor[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(10): 2130 – 2140. (in Chinese))
- [12] 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. (in Chinese))
- [13] 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 on the vector sum analysis method of slope and dam foundation stability against sliding and its engineering application[D]. Wuhan: Chinese Academy of Sciences, Institute of Rock and Soil Mechanics, 2010. (in Chinese))
- [14] 李 剑, 陈善雄, 余 飞. 基于最大剪应变增量的边坡潜在滑动面搜索[J]. 岩土力学, 2013, **34**(增刊 1): 371 – 378. (LI Jian, CHEN Shan-xiong, YU Fei. A method for searching potential failure surface of slope based on maximum shear strain increment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(S1): 371 – 378. (in Chinese))
- [15] POTTS D M, ZDRAVKOVIC L. Finite element analysis in geotechnical engineering application[M]. London: Thomas Telford, 2001: 125 – 163.
- [16] CONTE E, SILVESTRI F, TRONCONE A. Stability analysis of slopes in soils with strain-softening behaviour[J]. Computers and Geotechnics, 2010, **37**: 710 – 722.