

基于广义 Hoek-Brown 破坏准则的边坡临界滑动场

沈银斌, 朱大勇, 姚华彦

(合肥工业大学 土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009)

摘要: 针对岩体介质非线性破坏特点, 采取国际广泛接受应用的建立在地质强度指标(*GSI*)法基础上的 Hoek-Brown 屈服准则, 建立基于广义 Hoek-Brown 破坏准则的边坡临界滑动场计算的新方法。首先, 根据 Hoek-Brown 准则确定岩体强度参数; 然后, 将 Hoek-Brown 准则不同法向应力水平上的剪切强度逐点等效到 Mohr-Coulomb 强度线上, 用等效内摩擦角和等效黏聚力的 Mohr-Coulomb 准则代替 Hoek-Brown 准则; 最后, 将基于 Mohr-Coulomb 破坏准则的边坡临界滑动场计算方法进行改进, 建立新的迭代方法, 获得边坡在满足力与力矩平衡条件下的整体和局部临界滑动面和相应的安全系数。将该方法应用于 2 个算例和一工程实例边坡的稳定性分析, 计算结果表明, 该方法既继承了临界滑动场方法快速、准确找到边坡整体局部临界滑动面的优点, 又能考虑岩质边坡非线性破坏的特点, 更加符合工程实际。

关键词: 边坡工程; 边坡稳定性; 临界滑动场; 极限平衡; Hoek-Brown 准则; Mohr-Coulomb 准则

中图分类号: P 642

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2011)11-2267-09

CRITICAL SLIP FIELD OF SLOPE BASED ON GENERALIZED HOEK-BROWN FAILURE CRITERION

SHEN Yinbin, ZHU Dayong, YAO Huayan

(School of Civil Engineering, Hefei University of Technology, Hefei, Anhui 230009, China)

Abstract: According to the nonlinear failure characteristic of rock mass, a new calculation method for critical slip field of slope is proposed based on generalized Hoek-Brown failure criterion. The Hoek-Brown failure criterion based on the geology strength index(*GSI*) is one of the most useful criteria for forecasting and computing rock mass strength. Firstly, the parameters of rock mass strength are obtained by Hoek-Brown failure criterion. Secondly, the shear strength of each point on the Hoek-Brown strength envelope is transferred equivalently to the Mohr-Coulomb linear relation which is tangent to the nonlinear envelope with relevant cohesive and frictional parameters. Finally, the new iterative method is established and the critical slip field of slope by Morgenster-Price method is improved. And then, the most dangerous sliding surfaces are traced according to the principle of maximum thrusts with satisfying both force and moment equilibriums; and the corresponding safety factors are calculated quickly and exactly. This method is applied to the stability analysis of two slope examples and one case slope. The results show that this method absorbs the advantages of critical slip field and Hoek-Brown failure criterion and can consider the nonlinear failure characteristic of slope. The calculation result is more closer to the practical situation.

Key words: slope engineering; slope stability; critical slip fields; limit equilibrium; Hoek-Brown criterion; Mohr-Coulomb criterion

收稿日期: 2011-03-31; **修回日期:** 2011-05-25

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(40772172, 51078123); 教育部博士点基金资助项目(20090111110014)

作者简介: 沈银斌(1983-), 男, 2006年毕业于合肥工业大学土木工程专业, 现为博士研究生, 主要从事岩土力学与工程方面的研究工作。E-mail: yinbinshen@126.com

1 引言

Mohr-Coulomb 强度准则是边坡稳定性分析中应用最广泛的准则之一,但其只能反映岩体的线性破坏特征,不能解释低应力区、拉应力区和最小主应力对强度的影响。Hoek-Brown 准则是在岩体质量指标的基础上可以确定完整岩体和节理岩体强度参数的半经验准则,它考虑了岩体的岩性、应力状态和结构面等因素的影响,能够更好地反映岩体的非线性破坏特征,经过多次较大的改进以后,已经受到学术界和工程界的广泛重视^[1-7]。建立在 Hoek-Brown 准则基础上的边坡稳定分析方法,目前主要有数值分析法^[8-11](包括有限单元法、有限差分法、离散元法等)、极限分析法^[12-13]、概率分析方法^[14-15]、极限平衡法^[16]等,但在极限平衡法框架内确定安全系数和滑面位置,具有一定的局限性。

边坡全局临界滑动场(以下简称 GCSF)是近年来发展的一种新的边坡稳定性方法,它将极限平衡法与最优性原理有机结合起来,能够快速、准确和方便地找出任意形状边坡的全局临界滑动面、局部临界滑动面和其相对应的安全系数,全面评价边坡的整体和局部稳定性^[17-18]。但常规临界滑动场计算方法是采用 Mohr-Coulomb 直线强度准则计算边坡稳定性,它在岩体边坡稳定性计算中还存在不足之处,本文在朱大勇等^[19-20]的研究基础上,将基于地质强度指标(GSI)法的 Hoek-Brown 屈服准则和边坡临界滑动场计算方法有机地结合起来,提出了一种既能继承边坡临界滑动场方法优点,又能充分考虑岩体边坡非线性破坏特点的边坡稳定性分析新方法。

2 广义 Hoek-Brown 经验强度准则

确定节理岩体强度经验公式——Hoek-Brown 准则,自从 1980 年首次提出至今,已形成了确定节理岩体强度参数的一个通用方法。为了弥补岩体材料参数 m_b , s 和 a 在 $GSI=25$ 处有一突变的缺陷, E. Hoek^[5]在相关公式中引用了一岩体扰动参数,即广义的 Hoek-Brown 强度准则,计算公式如下:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (1)$$

式中: σ'_1 , σ'_3 分别为岩体破坏时的第一和第三有效主应力; σ_c 为岩石的单轴抗压强度; m_b , s 均为与岩体特性有关的材料参数; a 为表征节理岩体的常数。

此时估算 m_b , s 和 a 三个参数的计算公式^[7]分别如下:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)^a \quad (2)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (4)$$

式中: m_i 为完整岩石经验常数,与岩石类型有关,主要反映岩石的软硬程度,取值范围一般为 5~40,岩石越硬取值越大;指标的确定主要受岩体的岩性、结构和不连续面的条件等控制,是通过对路堑、洞脸及钻孔岩芯等表面开挖或暴露的岩体进行肉眼观察来评价确定的; D 为岩体扰动参数,取值范围一般为 0~1,岩体扰动参数 D 的建议值的选取如表 1^[7]所示。

表 1 岩体扰动参数 D 选取^[7]

Table 1 Choosing of perturbation parameter D of rock mass^[7]

节理岩体描述	D 建议值
小规模爆破导致岩体引起中等程度破坏	0.7(爆破良好)
应力释放引起某种岩体扰动	1.0(爆破效果差)
由于大型生产爆破或移去上覆岩体而致大型矿山边坡扰动严重	1.0(生产爆破)
软岩石地区用撬挖或机械开挖方式开挖	0.7(机械开挖)

针对目前主流边坡稳定性分析方法都是按照 Mohr-Coulomb 直线强度准则进行计算, E. Hoek 等^[7]给出了等效 Mohr-Coulomb 强度参数的计算方法,内摩擦角 φ 和等效黏聚力 c 的计算公式分别如下:

$$\varphi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad (5)$$

$c =$

$$\frac{\sigma_c [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}](s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + [6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}] / [(1+a)(2+a)]}} \quad (6)$$

其中,

$$\sigma_{3n} = \sigma_{3\max} / \sigma_c \quad (7)$$

式中: $\sigma_{3\max}$ 为侧限应力的上限值,对于边坡工程中,其计算公式如下:

$$\frac{\sigma_{3\max}}{\sigma_c} = 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (8)$$

式中: γ 为节理岩体的容重, H 为边坡的高度, σ_{cm} 为节理岩体的三轴抗压强度。

图1为 Hoek-Brown 强度和等效 Mohr-Coulomb 强度包络线图, 由图中可知, Hoek-Brown 强度包络线是曲线, 而等效 Mohr-Coulomb 强度包络线是直线。将图1分为3个区域, 分别记为区域1, 2, 3, 当正应力在区域1或3时, 等效 Mohr-Coulomb 强度参数将会高估岩体的剪切强度, 当危险滑面底部的正应力大部分都集中在区域1或3时, 利用等效 Mohr-Coulomb 强度参数计算所得的稳定性将偏安全。

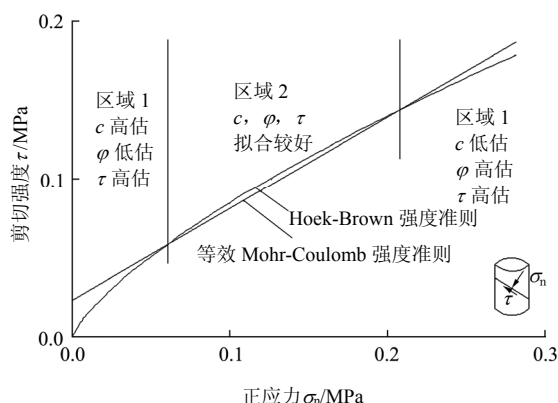


图1 Hoek-Brown 和等效 Mohr-Coulomb 强度包络线

Fig.1 Envelopes of Hoek-Brown and equivalent Mohr-Coulomb criteria

3 基于 Hoek-Brown 经验强度准则的临界滑动场计算方法的实现

3.1 Hoek-Brwon 非线性强度逐点等效 Mohr-Coulomb 线性强度方法

不同法向应力水平下所对应的剪切强度的求解, 首先需要确定岩体的非线性强度包络线表达式, 式(1)中是以大、小主应力形式出现的, 在边坡稳定分析中需要将强度准则表达成法向应力和剪切应力的关系, E. Hoek 和 E. T. Brown^[1]建立了以下关系式:

$$\tau = A\sigma_c \left[\frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_c} \right]^B \quad (9)$$

式中: A 和 B 均为材料参数, 根据线性回归的方法来确定; σ_n 为有效法向应力; σ_{tm} 为节理岩体的抗拉强度, 计算公式如下:

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_c}{2} (m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s}) \quad (10)$$

根据式(10), 不同法向应力下对应的等效 Mohr-Coulomb 强度准则的内摩擦角 φ 和黏聚力 c 可由下式计算得出(具体方法见图2):

$$\tan \varphi = AB \left(\frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_c} \right)^{B-1} \quad (11)$$

$$c = A\sigma_c \left(\frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_c} \right)^B - \sigma_n \tan \varphi \quad (12)$$

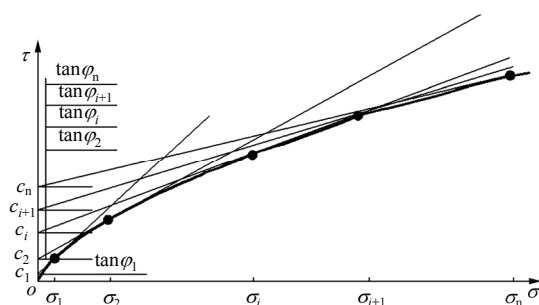


图2 Hoek-Brown 准则非线性强度逐点等效到 Mohr-Coulomb 强度线的方法

Fig.2 Equivalently transferring Hoek-Brown nonlinear shearing resistance to Mohr-Coulomb linear relation

3.2 基于 Hoek-Brown 准则的 Morgenster-Price 法的建立

常规临界滑动场方法计算边坡稳定性时, 当按力平衡搜索出最危险滑面以后, 需要用 Morgenster-Price(M-P)法搜索出滑面的安全系数和条间力函数形状系数 λ , 此时调用的强度参数是 Mohr-Coulomb 直线强度准则的内摩擦角和黏聚力, D. Y. Zhu 等^[21]对 M-P 法进行了改进, 重新推导出形式更为简单、更直接的平衡方程, 特别是提出了一种极为简单的计算格式, 可方便快速地计算安全系数。基于广义 Hoek-Brown 经验强度准则的临界滑动场计算方法, 首先需建立基于 Hoek-Brown 准则的 M-P 法来计算已知滑面的安全系数 F_s 和形状系数 λ , 具体步骤如下:

(1) 设定 $F_s = 1$, $\lambda = 0$ 作为初始值, 根据式(5), (6)计算等效 Mohr-Coulomb 直线强度参数, 并用此时的黏聚力和内摩擦角计算出每个条块的底部法向应力 σ_n 和新的 F_s 值, σ_n 和 F_s 的计算详见 D. Y. Zhu 等^[21]的研究。

(2) 根据上一步求出的条块底部法向应力, 利用式(11), (12)计算出每个条块所对应的不同等效黏聚力和内摩擦角, 由于各个条块的底部法向应力不同, 所以条块底部计算所得的强度参数也不一样。用此时的黏聚力、内摩擦角和上一步计算所得的 F_s 和

条间力函数形状系数 λ 值, 重新计算改进的 F_s , λ 和 σ_n 值。

(3) 根据步骤(2)求出的底部法向应力 σ_n , 再次求出每个条块所对应的不同等效黏聚力和内摩擦角, 并以步骤(2)改进后的 F_s 和 λ 值代入到步骤(1), 重复到步骤(3), 直到相邻 2 步的 F_s 值之差小于给定精度值。

以上建立在非线性强度准则关系上的迭代方法能够快速收敛, 解决了以往将非线性强度准则直接代入平衡方程的繁琐做法。

3.3 基于 Hoek-Brown 准则的临界滑动场的建立

基于 Hoek-Brown(H-B)准则的临界滑动场滑面搜索时, 每个条块调用的强度参数跟法向应力有关, 所以每一次剩余推力的求解对应的强度参数也不一样。直接将 Hoek-Brown 准则公式代入剩余推力的求解公式, 过程复杂, 收敛性差, 建立新的迭代方式能够成功解决这个问题。基于 Hoek-Brown 准则的边坡临界滑动场(CSF)和 GCSF 的计算流程如图 3 所示, 计算步骤具体如下:

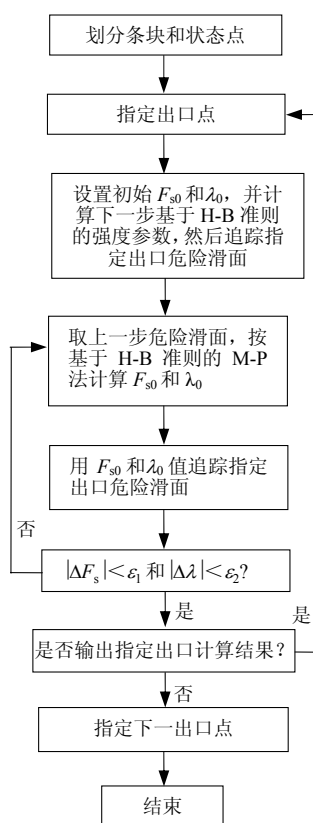


图 3 计算流程图

Fig.3 Flow chart of calculation

(1) 确定计算范围, 划分条块和状态点。

(2) 设定初始给定的 F_{s0} 和 λ_0 值, 一般取 $F_{s0} = 1$, $\lambda_0 = 0$, 根据式(5)~(6)计算得出的等效 Mohr-

Coulomb 直线强度黏聚力和内摩擦角, 计算出每个状态点所有试算滑面对应的法向应力, 并根据式(11), (12)计算出对应的等效黏聚力和内摩擦角。同时计算出所有状态点的危险滑动方向和坡面出口点的剩余推力, 追踪出对应最大剩余推力的最危险滑面和依次预定出口的危险滑面。

(3) 用基于 Hoek-Brown 准则的 Morgenster-Price 法计算上一步最危险滑面的安全系数 F_{s1} 和条间力函数的形状系数 λ_1 。

(4) 以步骤(3)求出的 F_{s1} , λ_1 和每个试算滑面对应的黏聚力和内摩擦角, 计算每个状态点所有试算滑面对应的法向应力和对应的等效黏聚力和内摩擦角。同时计算出所有状态点的危险滑动方向和坡面出口点的剩余推力, 追踪出对应最大剩余推力的最危险滑面和依次预定出口的危险滑面。重复步骤(3), (4), 直到相邻 2 次安全系数 F_s 差值小于给定的精度值。如果只需计算临界滑动场, 在这一步已经完成计算。

(5) 如需计算 GCSF 临界滑动场, 则选定下一个出口, 初始的 F_{s0} 和 λ_0 值可以选择上一出口的局部临界滑动面对应的值, 以减少迭代次数, 重复步骤(2)~(4), 计算出对应的局部临界滑动面。

4 算例分析与比较

4.1 均质边坡算例

4.1.1 计算参数的确定

取边坡高度为 10 m, 坡角 $\beta = 30^\circ, 45^\circ, 55^\circ, 70^\circ$ 的节理岩体边坡进行稳定分析, 边坡几何尺寸如图 4 所示, 岩体材料参数如表 2 所示。根据式(2)~(4)计算得出参数 $m_b = 0.603$, $s = 4.54 \times 10^{-5}$, $a = 0.585$ 。根据式(10)计算得到岩体抗拉强度 $\sigma_{tm} = 0.226$ kPa, 根据式(5), (6)计算得到等效 Mohr-Coulomb 强度准则的黏聚力 $c = 23$ kPa、内摩擦角 $\varphi = 31.03^\circ$ 。根据 E. Hoek 和 E. T. Brown^[1]的数据拟合方法计算参数 A, B , 得出 $A = 0.356\ 64$, $B = 0.738\ 28$ 。

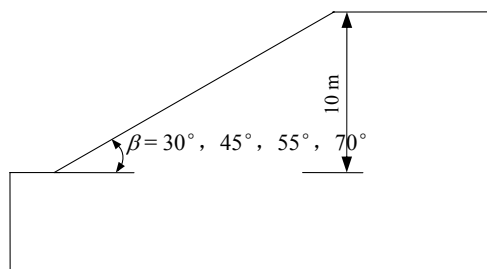


图 4 边坡几何模型

Fig.4 Geometrical model of slope

表 2 岩体材料参数表
Table 2 Parameters of rock mass

$\gamma/(\text{MN} \cdot \text{m}^{-3})$	σ_{ci}/MPa	m_i	GSI	D
0.023	3	15	10	0

4.1.2 稳定性计算与比较

分别用基于 Hoek-Brown 准则和 Mohr-Coulomb 准则的临界滑动场计算方法，Rocscience-Slide 软件基于 Hoek-Brown 准则的简化 Bishop 法和 Morgenster-Price 法对边坡进行稳定性分析，计算结果如图 5 所示，最小安全系数如表 3 所示。

首先，比较基于 Hoek-Brown 准则和基于 Mohr-

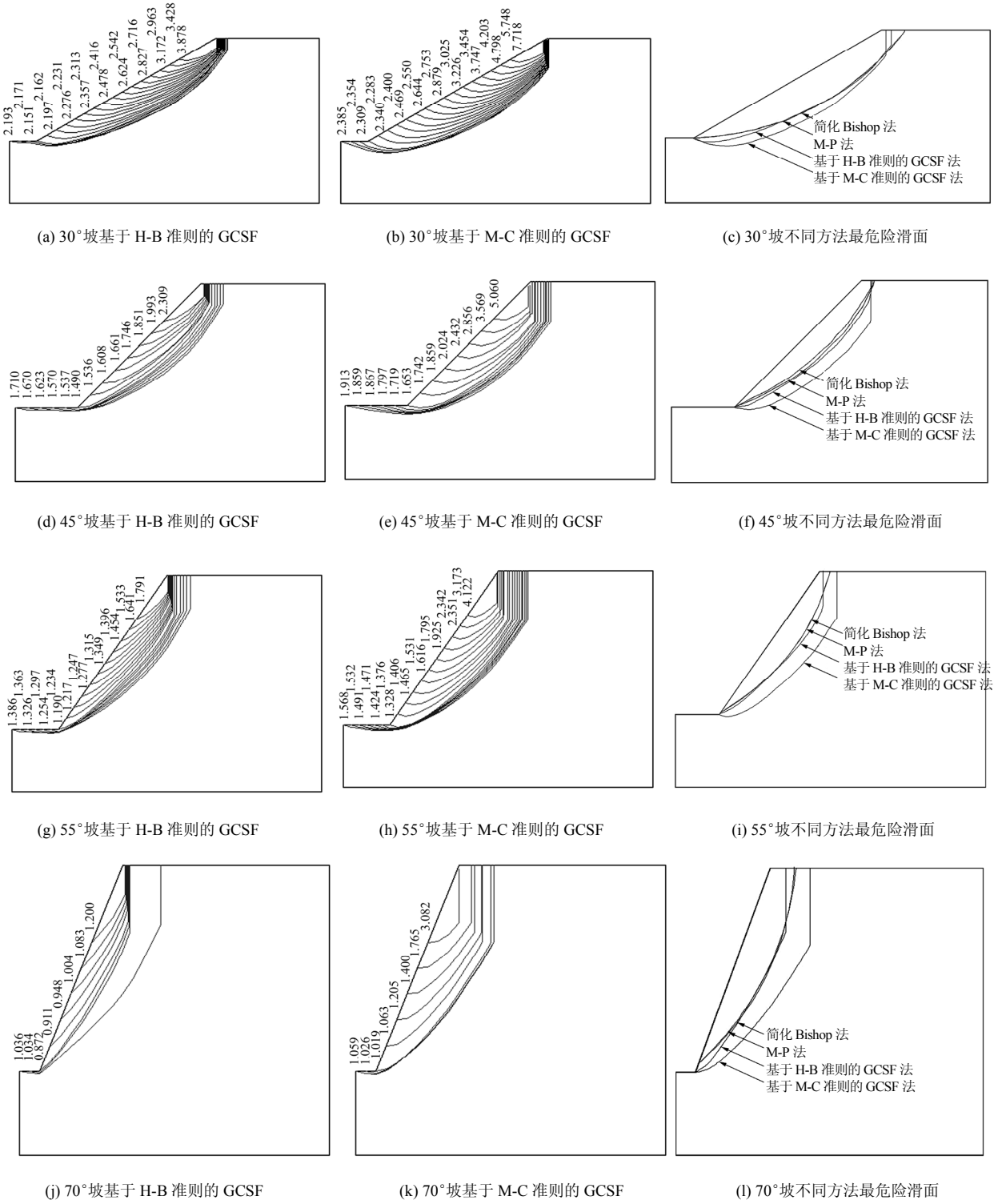


图 5 边坡稳定性计算结果
Fig.5 Calculated results of stability analysis for slopes

表 3 不同方法最小安全系数计算结果比较

Table 3 Comparison of minimum safety factors with different methods

坡度/(°)	基于 H-B 的 GCSF	基于 M-C 的 GCSF	前 2 种方法 计算结果相 差/%	基于 H-B 的简 化 Bishop 法	基于 H-B 的 M-P 法
30	2.151	2.283	6.14	2.177	2.178
45	1.490	1.653	10.94	1.467	1.476
55	1.190	1.328	11.41	1.170	1.165
70	0.872	1.019	16.86	0.870	0.854

Coulomb 准则的临界滑动场的最小安全系数和相对应的危险滑面,发现基于 Hoek-Brown 准则的安全系数偏小,坡度越陡两者的安全系数差别越大(见表 3),尤其是当坡脚为 70° 时,基于 Mohr-Coulomb 准则计算结果最小安全系数大于 1,边坡处于稳定状态,而基于 Hoek-Brown 准则的最小安全系数为 0.872,远小于 1,边坡将发生滑动;同时基于 Hoek-Brown 准则计算得到的最危险滑面位置更浅,坡度越大差别也越明显(见图 5(c), (f), (i))。造成这 2 种准则计算结果差别的主要原因是: Mohr-Coulomb 准则是线性强度准则,计算滑面安全系数时调用的强度参数是不变的,而 Hoek-Brown 准则是非线性强度准则,计算时调用的强度参数随着条块底部法向应力的变化而变化,滑面底部法向应力的分布情况决定着 2 种方法差别的大小。如果搜索出的全局临界滑面面和局部临界滑面上的法向应力众多位于区域 1 或 3(见图 1),此时 Hoek-Brown 准则的抗剪强度要小于 Mohr-Coulomb 准则抗剪强度,这样势必造成 Mohr-Coulomb 准则计算结果大于 Hoek-Brown 准则计算结果。以坡角 30° 边坡的最危险滑面上的正应力分布为例,区域 1 和 2 的交点正应力值为 0.056 MPa,区域 2 和 3 交点正应力值为 0.25 MPa。最危险滑面一共分为 22 个条块。其中有 10 个条块底部正应力小于 0.056 MPa,其位于区域 1(见图 1, 6),区域 1 中,本文方法计算调用的抗剪强度要小于 Hoek-Brown 准则中的等效抗剪强度,并且正应力越小两者强度参数差别越大。其他 12 个条块底部正应力位于区域 2,两者拟合较好,这样势必造成 2 种方法计算同一滑面安全系数的差别。坡度越大搜索出的危险滑面也越浅,滑面底部正应力越小,分布在区域 1 中的比例也越大,以坡角为 45° 边坡的最危险滑面上正应力分布为例,所有条块正应力都位于区域 1(见图 1, 7),所以边坡越陡两者

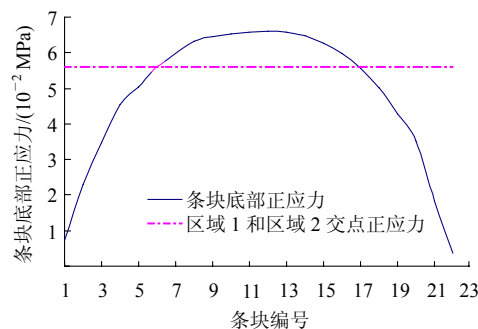
图 6 30° 坡脚危险滑面条块底部正应力分布图

Fig.6 The bottom normal stress distribution of block

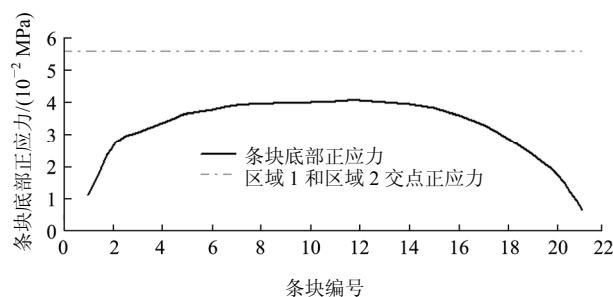
图 7 45° 坡脚危险滑面条块底部正应力分布图

Fig.7 The bottom normal stress distribution of block

计算结果差别也越大。然后,比较边坡各个出口的局部临界滑动场计算结果,以坡脚为 30° 的不同出口安全系数比较为例(见图 5(a), (b)),发现全局临界滑面附近 2 种方法的安全系数差别最小,依次向两边递增,各个局部滑动面上 2 种方法计算结果差异大小不同是滑面底部法向应力分布不同以及调用的强度参数不同所造成的。

最后,比较本文方法和 Rocscience-Slide 软件的基于 Hoek-Brown 准则的简化 Bishop 法和 Morgenster-Price 法计算结果,发现本文方法和这 2 种方法的安全系数差别不大(见表 3),滑面位置也基本一致(见图 5),而本文方法对滑面形状没有进行假设,更符合实际。

4.1.3 计算效率分析

与常规临界滑动场计算效率比较,本文方法的计算速度很快, F_s 和 λ 的收敛效果很好。以坡角为 45° 为例,通过计算指定出口固定滑面安全系数和搜索该出口对应的最危险滑动面过程来说明本文方法的高效性。

(1) 在搜索第一个出口对应的最危险滑面时,第一步 F_{s0} , λ_0 取初始值取 $F_{s0}=1$, $\lambda_0=0$,这时搜索出的危险滑面位置如图 8 所示,取该滑面为研究

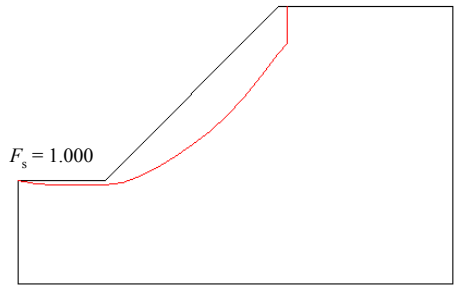


图 8 安全系数 $F_s = 1.000$ 时第一个出口对应最危险滑面
Fig.8 Critical slip surface corresponding to the first exit when safety factor is 1.000

对象，采用基于 Hoek-Brown 准则的 Morgenster-Price 法计算 F_s 和 λ 值(即下一步搜索滑面时的 F_{s1} 和 λ_1 值)，计算结果为 $F_{s0} = 1.7815$ ， $\lambda_0 = 0.7025$ 。从表 4 中可以清楚看出，该过程总共用了 10 次迭代 F_s 和 λ 就收敛了，并且精度可以达到 0.001，与基于 Mohr-Coulomb 准则的 Morgenster-Price 法的 6 次迭代相比，计算时间并未增加很多。

表 4 F_s 和 λ 值迭代过程表
Table 4 Iterative process of F_s and λ

步骤	F_s	λ
1	1.000 000	0.000 000 0
2	2.004 982	0.000 000 0
3	1.557 710	0.741 281 8
4	1.929 946	0.741 281 8
5	1.872 882	0.671 557 6
6	1.814 913	0.671 557 6
7	1.765 028	0.704 810 6
8	1.786 643	0.704 810 6
9	1.781 715	0.702 581 8
10	1.781 524	0.702 581 8
11	1.781 489	0.702 525 7

(2) 在搜索该出口对应的最危险滑动面时，总共用了 5 步迭代 F_s 和 λ 就收敛了，如表 5 所示，并且计算精度达到了 0.001，说明本文方法的计算效率很高。

4.2 非均质边坡算例

取一高度为 10 m、坡角 β 为 45° 的非均质节理岩体边坡进行稳定分析，边坡几何尺寸和岩层分布如图 9 所示，各岩层岩体材料参数如表 6 所示。根据 Hoek-Brown 公式计算得其他计算参数如表 7 所示。

2 种准则的边坡 GCSF 如图 10 所示，危险滑面位置如图 11 所示，危险滑面出口位置一致，都是

表 5 F_s 和 λ 值迭代过程
Table 5 Iterative process of F_s and λ

步骤	F_s	λ
1	1.000 000	0.000 000 0
2	1.781 489	0.702 525 7
3	1.716 827	0.653 121 1
4	1.708 974	0.673 454 6
5	1.709 920	0.674 583 3
6	1.709 545	0.674 784 3

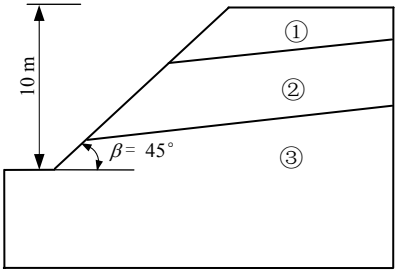


图 9 边坡几何模型
Fig.9 Geometry model of slope

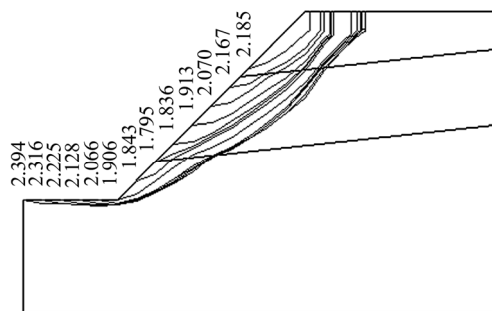
表 6 岩体材料参数
Table 6 Parameters of rock mass

岩层编号	$\gamma/(\text{MN} \cdot \text{m}^{-3})$	σ_{ci}/MPa	m_i	GSI	D
①	0.023	3	15	10	0
②	0.024	4	16	12	0
③	0.025	10	20	15	0

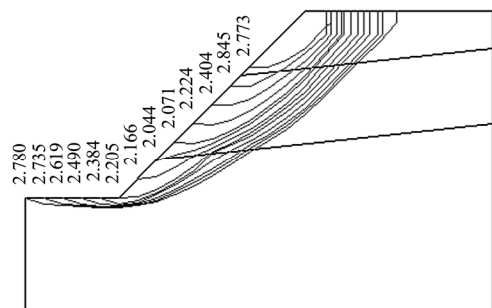
表 7 计算参数表
Table 7 Calculation parameters

岩层编号	A	B	σ_m/kPa	等效黏聚力/ kPa	等效内摩 擦角/(°)
①	0.356 643	0.738 285	-0.226	23	31.03
②	0.388 977	0.739 255	-0.328	30	34.35
③	0.477 895	0.751 564	-1.000	52	43.96

从岩层②滑出，但是基于 H-B 准则的滑面要浅于基于 M-C 准则的滑面，危险系数也要小于 M-C 准则，相差约 13.87%。与 Rocscience-Slide 软件的基于 Hoek-Brown 准则的简化 Bishop 法和 Morgenster-Price 法计算结果比较，发现滑面位置基本一致(见图 11)，安全系数差别很小(见表 8)。由于边坡是非均质的，各个岩层的物理力学性质都不同，如果用圆弧法假设滑面形状计算危险滑面位置和安全系数有失准确性，而本文方法不需要假设滑面，如图 10 所示，计算所得的整体和局部临界滑动面的形状并不是圆弧形，而是随着地层性质的变化而变化，从而



(a) 基于 Hoek-Brown 经验强度准则的边坡 GCSF



(b) 基于 Mohr-Coulomb 经验强度准则的边坡 GCSF

图 10 基于 H-B 和 M-C 强度准则的边坡 GCSF 计算结果
Fig.10 Diagrams of GCSF based on Hoek-Brown and Mohr-Coulomb failure criteria for slope

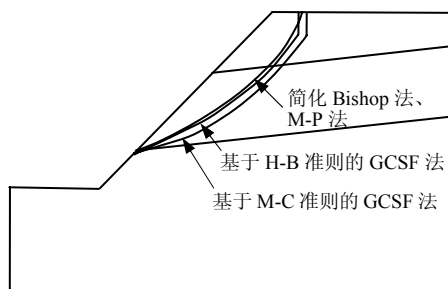


图 11 不同方法得到的最危险滑面位置

Fig.11 Positions of critical sliding faces calculated by different methods

表 8 不同方法安全系数计算结果比较

Table 8 Comparison of safety factors with different methods

基于 H-B 的 GCSF	基于 M-C 的 GCSF	前 2 种方法计算结果相差/%	基于 H-B 的简化 Bishop 法	基于 H-B 的 M-P 法
1.795	2.044	13.87	1.768	1.774

体现了本文方法的优越性。

5 工程实例分析

取铜陵新桥硫铁矿开采后的下盘边坡 B-B 现状坡面进行稳定性分析,如图 12 所示,边坡高 420.4 m,由于矿山的开采,石炭系下统高骊山组(C_{1g})已经不存在,只剩长石石英砂岩组(S_{3z})和中厚~厚层石英砂岩组(D_{3w})构成边坡主体。长石石

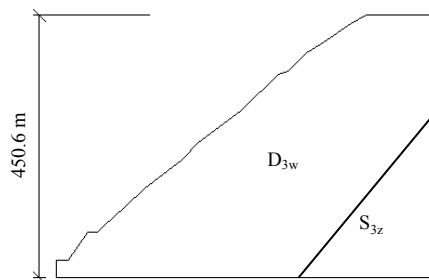


图 12 边坡几何模型

Fig.12 The geometrical model of slope

英砂岩组岩石完整性较好,岩石坚硬,强度高,当作稳定层处理,不进行稳定性计算。中厚~厚层石英砂岩组呈块状结构,岩体破碎,岩体张性节理发育,节理面间夹薄层石英砂岩、泥质粉砂岩,砂质及泥质页岩,单层厚由几厘米至几十厘米。所以边坡岩体为节理岩体,适宜采用 Hoek-Brown 准则确定其综合力学参数,由于采矿采用小规模爆破技术及机械开挖方式,边坡受中等程度破坏,根据表 1 取扰动系数 $D = 0.7$,岩体基本参数如表 9 所示。

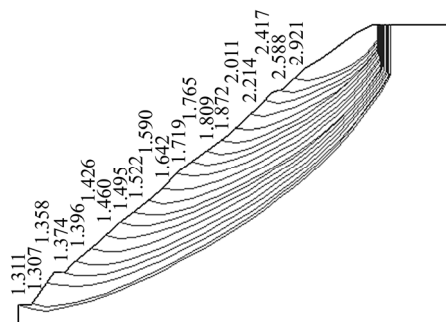
表 9 岩体参数

Table 9 Parameters of rock mass

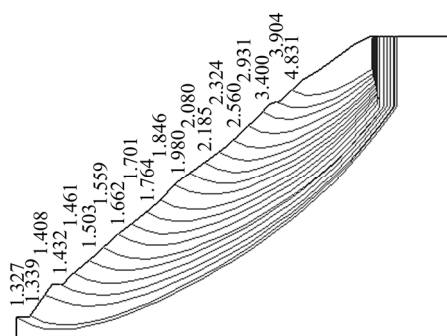
$\gamma / (\text{MN} \cdot \text{m}^{-3})$	σ_{ci} / MPa	m_i	GSI	D
0.027	50	10	40	0.7

根据式(1)~(10)计算得到 $m_b = 0.370$, $s = 0.002$, $a = 0.511$, 岩体抗拉强度 $\sigma_{tm} = -0.023 \text{ MPa}$, 等效 Mohr-Coulomb 强度准则的黏聚力 $c = 0.986 \text{ MPa}$ 、内摩擦角 $\varphi = 22.44^\circ$ 。根据数据拟合方法得出 $A = 0.294\ 803$, $B = 0.666\ 116$ 。

基于 H-B 准则的 GCSF 如图 13(a)所示,经计算发现坡脚处安全系数最小为 1.307,大于 1.18, B-B 坡面处于安全稳定状态,与现实监测情况相符。基于 M-C 准则的 GCSF 如图 13(b)所示,各个局部临界滑面的安全系数大于基于 H-B 准则的 GCSF 计算结果,危险滑面位置更深,出口点越接近于坡顶的



(a) 基于 Hoek-Brown 经验强度准则



(b) 基于 Mohr-Coulomb 强度准则

图 13 基于 Hoek-Brown 和 Mohr-Coulomb 强度准则的边坡 GCSF 计算结果

Fig.13 Calculation results of GCSF based on Hoek-Brown and Mohr-Coulomb failure criteria for slope

位置, 两者计算结果差别越大, 基于 Mohr-Coulomb 准则的 GCSF 计算结果高估了边坡的整体和局部安全性, 说明基于 Hoek-Brown 准则的本文方法在岩体节理边坡的稳定性分析中更加合理、适用。

6 结 论

(1) 发展了临界滑动场方法, 提出了基于 Hoek-Brown 破坏准则的临界滑动场方法, 避免了 Mohr-Coulomb 准则在节理岩体边坡稳定性分析中的不足, 能够考虑岩体结构、岩块强度、应力状态等多种因素的影响, 能有效反映岩体的非线性强度特征, 符合节理岩体边坡的破坏特点, 更加符合工程实际。

(2) 本文提出的基于 Hoek-Brown 屈服准则的 Morgenster-Price 法计算固定滑面安全系数的方法, 计算格式简单易懂, 计算过程快速、高效, 结果准确合理, 便于工程技术人员掌握。

(3) 本文方法继承了常规临界滑动场计算方法在边坡稳定性分析中的突出优点, 能够方便、快速、准确地确定边坡任意形状的整体和局部临界滑动面的位置和安全系数, 评价边坡的整体与局部稳定性。

参考文献(References):

- [1] HOEK E, BROWN E T. Empirical strength criterion for rock mass[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1980, 106(9): 1 013 - 1 035.
- [2] HOEK E. Strength of jointed rock mass[J]. Geotechnique, 1983, 33(3): 187 - 223.
- [3] HOEK E, BROWN E T. The Hoek-Brown failure criterion a 1988 update[C]// Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium. Toronto: Civil Engineering University of Toronto, 1988: 31 - 38.
- [4] HOEK E, WOOD D, SHAH S. A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock mass[C]// Proceedings of Symposium of the International Society of Rock Mechanics on Rock Characterization: Eurock 92.

- London: British Geotechnical Society, 1992: 209 - 213.
- [5] HOEK E. Strength of rock and rock mass[J]. ISRM News Journal, 1994, 2(2): 4 - 16.
- [6] HOEK E, MARINOS P, BENISSI M. Applicability of the geological strength index(GSI) classification for very weak and sheared rock mass[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 1998, 57(2): 151 - 160.
- [7] HOEK E, CARRANZA-TORRES C, CORKUM B. Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition[C]// HAMMAH R, BAWDEN W, CURRAN J, et al, ed. Proceedings of NARMS-TAC 2002, Mining Innovation and Technology. Toronto: University of Toronto, 2002: 267 - 273.
- [8] ZHENG H, SUN G H. A practical procedure for searching critical slip surfaces of slopes based on the strength reduction technique[J]. Computers and Geotechnics, 2009, 36(1): 1 - 5.
- [9] WANG C, TANNANT D D, LILLY P A. Numerical analysis of stability of heavily jointed rock slopes using PFC^{2D}[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, 40(3): 415 - 424.
- [10] EBERHARDT E, STEAD D, COGGAN J S. Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slopes—the 1991 Randa rockslide[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41(1): 69 - 87.
- [11] STEAD D, EBERHARDT E, COGGAN J S. Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modeling techniques[J]. Engineering Geology, 2006, 83(1/3): 217 - 235.
- [12] YANG X L, LI L, YIN J H. Stability analysis of rock slopes with modified Hoek-Brown failure criterion[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2004, 28(2): 181 - 190.
- [13] LI A J, MERIFIELD A R S, LYAMIN A V. Stability charts for rock slopes based on the Hoek-Brown failure criterion[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2008, 45(5): 689 - 700.
- [14] HACK R, PRICE D, RENGERS N. A new approach to rock slope stability—a probability classification(SSPC)[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2003, 62(2): 167 - 185.
- [15] Yarahmadi B A R, VERDEL T. Sarma based key group method for rock slope reliability analyses[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2005, 29(10): 1 019 - 1 043.
- [16] Rocscience Inc.. Slide: 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes, verification manual[M]. Toronto, Canada: Rocscience Inc., 2003: 6 - 26.
- [17] 朱大勇. 边坡临界滑动场及其数值模拟[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(1): 63 - 69.(ZHU Dayong. Critical slip field of slope and its numerical simulation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, 19(1): 63 - 69.(in Chinese))
- [18] 朱大勇, 钱七虎. 严格极限平衡条带框架下的边坡临界滑动场[J]. 土木工程学报, 2000, 33(5): 68 - 74.(ZHU Dayong, QIAN Qihu. Critical slip fields of slopes satisfied all conditions of limit equilibrium for slices[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(5): 68 - 74.(in Chinese))
- [19] 朱大勇, 钱七虎, 周早生, 等. 岩质边坡临界滑动场计算方法及其在露天边坡设计中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(5): 567 - 572.(ZHU Dayong, QIAN Qihu, ZHOU Zaosheng, et al. Technique for computing critical slip field of rock slope and its application to design open pit slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, 18(5): 567 - 572.(in Chinese))
- [20] 沈银斌, 朱大勇, 姚华彦, 等. 改进的岩质边坡临界滑动场计算方法[J]. 四川大学学报: 工程科学版, 2010, 42(5): 277 - 284.(SHEN Yinbin, ZHU Dayong, YAO Huayan, et al. Improved technique for computing critical slip fields of rock slope[J]. Journal of Sichuan University: Engineering Science, 2010, 42(5): 277 - 284.(in Chinese))
- [21] ZHU D Y, LEE C F, QIAN Q H, et al. A new procedure for computing the factor of safety using the Morgenstern-Price method[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, 38(4): 882 - 888.