

基于广义 Hoek-Brown 准则的边坡稳定性 强度折减法数值分析

吴顺川, 金爱兵, 高永涛

(北京科技大学金属矿山高效开采与安全教育部重点实验室, 北京 100083)

摘要: Hoek-Brown 屈服准则作为估计完整岩石或节理岩体剪切强度的半经验准则, 已成为岩体强度预测及计算领域应用最广泛的准则之一, 并在边坡极限平衡法计算中得到了广泛应用, 但很少应用于数值模拟计算领域。本文结合工程实例, 以广义 Hoek-Brown 屈服准则建立数值计算模型, 并基于强度折减法计算边坡安全系数, 经与等效 Mohr-Coulomb 屈服准则数值模拟及极限平衡计算对比, 得出基于 Hoek-Brown 屈服准则的模拟计算结果与其它方法一致并且正确的结论。并认为不同屈服准则条件下的边坡潜在滑移面位置及变形特点存在差异, 原因在于不同的屈服准则采用了不同的流动法则。与 Mohr-Coulomb 屈服准则相比, Hoek-Brown 屈服准则采用基于应力水平的塑性流动法则更加体现了节理岩体的变形和破坏特点, 可有效反映岩体的非线性破坏特征, 更加接近工程实际, 适于节理岩体的强度计算及稳定性分析。

关键词: 节理岩体; Hoek-Brown 屈服准则; 强度折减法; 边坡; 数值模拟; 稳定性分析; 安全系数

中图分类号: TU457; TD853

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2006)11-1975-06

作者简介: 吴顺川(1969-), 男, 安徽无为, 教授, 主要从事岩土工程、工程力学等方面的研究和教学工作。

Numerical simulation analysis on strength reduction for slope of jointed rock masses based on generalized Hoek-Brown failure criterion

WU Shun-chuan, JIN Ai-bing, GAO Yong-tao

(State Key Laboratory of High-efficient Mining and Safety of Metal Mines, Ministry of Education, University of Science and Technology
Beijing, Beijing 100083, China)

Abstract: As a semi-empirical rule for estimating shear strength of integral rock or joint rock masses, the Hoek-Brown failure criterion has been one of the most useful criteria in forecast and calculation of rock masses strength. Moreover, it has widely applied in calculation of slope limit equilibrium, but rarely used in numerical simulation calculation. Numerical simulation model was established based on the generalized Hoek-Brown failure criterion, and the factor of safety slope was calculated based on the strength reduction method. Compared with the numerical simulation of equivalent Mohr-Coulomb failure criterion and the calculation of the limit equilibrium, it was concluded that the calculated results based on Hoek-Brown failure criterion were similar to those calculated by other methods and because of different flow rules were used in different failure criteria, the position of the sliding surface and the deformation characteristics had some difference under different failure criteria. Compared with the Mohr-Coulomb failure criterion, generalized Hoek-Brown failure criterion could more properly exhibit the deformation and failure characteristics of jointed rock masses as it used plastic flow rule based on stress level. Hoek-Brown failure criteria could effectively reflect the nonlinear failure characteristics of rock masses, and it made the calculated results closer to practical situation.

Key words: joint rock masses; generalized Hoek-Brown failure criterion; strength reduction method; slope; numerical simulation; stability analysis; factor of safety

0 概 述

Hoek-Brown 屈服准则是可以估计完整岩石或节理岩体剪切强度的半经验准则^[1], 经 20 余年的发展, 共进行了 5 次较大的改进^[2-7], 已成为岩体强度预测及

稳定性分析领域应用最广泛的准则之一。该屈服准则在极限平衡算法中已经得到广泛应用^[8-10], 但在数值

模拟方面应用较少,文献[11]采用折衷的方法,在一定的应力水平下,以等效摩擦角和等效粘聚力的 Mohr-Coulomb 准则代替 Hoek-Brown 准则进行岩体边坡稳定性数值模拟。

本文以广义 Hoek-Brown 屈服准则建立计算模型,采用有限差分方法进行边坡稳定性分析,并基于强度折减和极限平衡方法计算边坡安全系数,结果表明,基于 Hoek-Brown 屈服准则的数值计算方法综合考虑了岩体结构、岩块强度、应力状态等多种因素的影响,很好地反映岩体的非线性破坏特征,符合节理岩体的变形和破坏特点。同时强度折减法与极限平衡方法计算所得的边坡安全系数基本一致,表明节理岩体边坡安全系数的数值模拟计算结果真实可靠,可以作为边坡稳定性评价的依据。

1 广义 Hoek-Brown 准则

Hoek-Brown 屈服准则的特点之一是实现了以一定的数学方式对岩体应力分量进行规则化,并使之与岩体材料属性相联系。同时,广义的 Hoek-Brown 屈服准则既可表示为主应力形式,也可表示为破坏面上的正应力和剪应力形式,因此可以十分方便地用于屈服面的强度估计,比如边坡的潜在破坏面的确定等。

Hoek-Brown 屈服准则定义了岩体产生破坏时的最大和最小主应力关系,对于完整岩石^[1],

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (1)$$

式中 σ_{ci} 为岩石单轴抗压强度; 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,取值为 5~40,岩石越硬取值越大。

岩体破坏时的最大和最小主应力满足^[5]

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2)$$

式中, m_b 、 s 、 a 为与岩体节理等不连续面有关^[5]的参数,均可表述为地质强度指标 GSI 的函数。按照最新的 Hoek-Brown 屈服准则^[7],可表示为

$$\left. \begin{aligned} m_b &= m_i \exp\left(\frac{\text{GSI}-100}{28-14D}\right), \\ s &= \exp\left(\frac{\text{GSI}-100}{9-3D}\right), \\ a &= \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-\text{GSI}/15} - e^{-20/3}), \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中, D 为岩体弱化因子,与岩体的开挖方式及扰动程度有关,取值为 0~1, 0 代表未扰动状态。

Londe^[12]建议将 Hoek-Brown 屈服准则写成通用形式($a=0.5$):

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= S_3 + \sqrt{S_3}, \\ S_1 &= \frac{\sigma_1}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2}, \\ S_3 &= \frac{\sigma_3}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2}, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

显然,式(4)在 $a=0.5$ 时与式(2)完全等价,但它用无量纲参数 S_1 、 S_3 代替了岩体参数 σ_{ci} 、 m_b 、 s ,因此可认为通用 Hoek-Brown 屈服准则能够适用于各类岩体的强度计算及失稳评价。

同时,式(4)可被延伸至 $a>0.5$ 的情况^[10],即广义 Hoek-Brown 屈服准则的通用形式为

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= S_3 + \eta S_3^a, \\ S_1 &= \frac{\sigma_1}{m_b^{(1-a)/a} \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^{1/a}}, \\ S_3 &= \frac{\sigma_3}{m_b^{(1-a)/a} \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^{1/a}}, \\ \eta &= m_b^{\frac{2a-1}{a}}. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

当 $a=0.5$ 时,式(5)、(4)、(2)是完全等价的。

2 基于 Hoek-Brown 准则的数值模拟

2.1 数值模拟算法

通用数值计算根据以前的有效应力状态及当前步的总应变增量,计算有效应力增量及当前有效应力状态。计算完成后再进行上述过程的逆计算^[13]。

对于 Hoek-Brown 模型,假设岩体当前主应力为 $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$,根据弹性增量法,初始应力增量可按式(6)计算:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1' &= \sigma_1 + E_1 \Delta e_1 + E_2 (\Delta e_2 + \Delta e_3), \\ \sigma_2' &= \sigma_2 + E_1 \Delta e_2 + E_2 (\Delta e_1 + \Delta e_3), \\ \sigma_3' &= \sigma_3 + E_1 \Delta e_3 + E_2 (\Delta e_1 + \Delta e_2). \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中 $E_1 = K + 4G/3$; $E_2 = K - 2G/3$; Δe_1 、 Δe_2 、 Δe_3 为主应变增量。

如果式(6)不满足 Hoek-Brown 屈服准则(式5),则假设应变增量由弹性应变和塑性应变两部分组成(塑性流动不发生在中间主应力方向):

$$\left. \begin{aligned} \Delta e_1 &= \Delta e_1^e + \Delta e_1^p, \\ \Delta e_2 &= \Delta e_2^e, \\ \Delta e_3 &= \Delta e_3^e + \Delta e_3^p. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

最终应力与应变增量的弹性分量有关,即

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1^f - \sigma_1 &= E_1 (\Delta e_1 - \Delta e_1^p) + E_2 (\Delta e_2 + \Delta e_3 - \Delta e_3^p), \\ \sigma_2^f - \sigma_2 &= E_1 \Delta e_2 + E_2 (\Delta e_1 - \Delta e_1^p + \Delta e_3 - \Delta e_3^p), \\ \sigma_3^f - \sigma_3 &= E_1 (\Delta e_3 - \Delta e_3^p) + E_2 (\Delta e_1 - \Delta e_1^p + \Delta e_2). \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

由式 (6) 和 (8) 得

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1^f &= \sigma_1^i - E_1 \Delta e_1^p - E_2 \Delta e_3^p, \\ \sigma_2^f &= \sigma_2^i - E_2 (\Delta e_1^p + \Delta e_3^p), \\ \sigma_3^f &= \sigma_3^i - E_1 \Delta e_3^p - E_2 \Delta e_1^p. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

假设存在流动法则

$$\Delta e_1^p = \gamma \Delta e_3^p, \quad (10)$$

式中, γ 为与应力有关的流动参数, 在每个计算步中重新计算。

由式 (9)、(10) 得

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1^f &= \sigma_1^i - \Delta e_3^p (\gamma E_1 + E_2), \\ \sigma_2^f &= \sigma_2^i - \Delta e_3^p E_2 (1 + \gamma), \\ \sigma_3^f &= \sigma_3^i - \Delta e_3^p (\gamma E_2 + E_1). \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

岩土体屈服时, 式 (5) 满足最终应力状态, 即

$$F = S_1 - S_3 - \eta S_3^a = 0 \quad (12)$$

将式 (11) 代入式 (12) 后, 式 (12) 可按 Δe_3^p 叠代求解, 并将最终塑性应变增量代入式 (11) 即可得最终应力。

2.2 工程实例及计算参数确定

信阳至南阳高速公路信泌段 K37+790~K38+085 右侧路堑边坡共两级, 最大开挖高度 17 m, 岩性为强风化辉石闪长岩, 块状结构, 岩体破碎, 岩体张性节理发育, 节理面间充填泥质薄膜并发育树枝状铁染。边坡主要节理产状: J1:188/54、J2:160/69、J3:255/55、J4:50/54、J5:25/71。

根据 6 组岩样的三轴压缩试验结果 (表 1), 结合路堑边坡研究区域的实际工程地质条件, 对边坡岩体运用广义 H-B 准则进行岩体力学参数分析。

表 1 边坡岩样三轴试验结果

Table 1 Parameters of rock masses obtained from triaxial test

σ_3/MPa	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
σ_1/MPa	1.5	2.1	3.1	3.8	4.2	4.6

根据前述方法, 使用 RockLab 软件, 计算岩体参数 $m_i=14.069$ 、 $\sigma_{ci}=0.962$ MPa。根据边坡节理状况及边坡开挖扰动程度, 确定 $\text{GSI}=40$ 、 $D=0.7$ 。

根据式 (3), 计算边坡岩体 Hoek-Brown 屈服准则参数 $m_b=0.521$ 、 $s=0.0002$ 、 $a=0.511$, 并得出岩体力学参数分别为: 岩体抗拉强度 $\sigma_t=-0.309$ kPa, 岩体单轴抗压强度 $\sigma_c=0.011$ MPa, 岩体三轴抗压强度 $\sigma_{cm}=0.088$ MPa, 弹性模量 $E_m=358.51$ MPa。Hoek-Brown 屈服准则如图 1 所示, Mogi 线位置表明, 边坡岩体在高围压时呈现脆性, 在低围压时呈现柔性。

2.3 稳定性评价

按照上述参数建立基于 Hoek-Brown 屈服准则的边坡计算模型, 采用有限差分软件进行模拟分析。

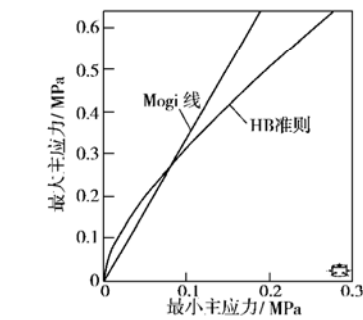


图 1 边坡岩体 Hoek-Brown 屈服准则

Fig. 1 Hoek-Brown failure criterion for slope of rock masses

计算表明, 模型最大不平衡力收敛, 不存在无限发展的塑性变形。图 2 为实例边坡的 Hoek-Brown 强度应力比云图, 不难看出, 按 Hoek-Brown 准则计算的边坡岩体强度均大于岩体应力, 尤其坡顶及路基岩体安全储备较高, 最大强度应力比为 5, 表明边坡大部分岩体均处于弹性状态。

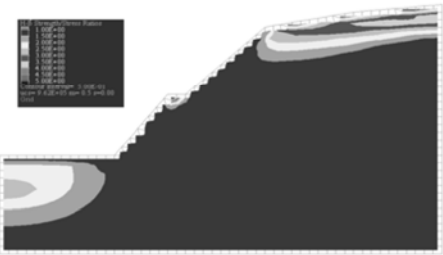


图 2 边坡岩体 Hoek-Brown 强度应力比云图

Fig. 2 Hoek-Brown strength/stress ratios of slope

图 3 为最大剪应变率云图及其位移矢量, 图中显示最大剪应变率集中于边坡一级台阶下部, 没有形成贯穿坡体的潜在滑面, 同时最大位移约 3.6 mm, 表明边坡总体稳定。

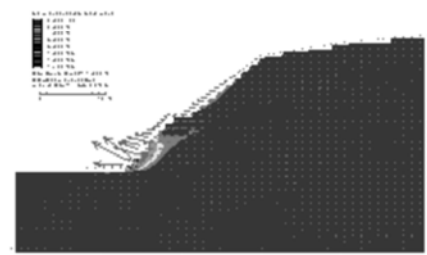


图 3 边坡岩体最大剪应变率云图及其位移矢量

Fig. 3 Max-shear strain increment & displacement vector for slope of rock masses

2.4 安全系数计算

强度折减法的提出, 使得采用有限单元法或有限差分法计算边坡安全系数成为可能, 所谓强度折减, 就是对于理想弹塑性体, 在数值计算中将边坡岩土体强度参数逐渐降低直到结构达极限状态, 岩土体所具有

比,则是所求的安全系数^[14],同时可根据弹塑性计算结果得到潜在破坏滑动面位置。

一般情况下,岩土体均采用理想弹塑性模型,屈服准则为广义米赛斯准则,而对于均布节理岩体,一般只能通过等效莫尔-库伦模型进行计算,本文对于节理模型材料,将按照广义 Hoek-Brown 屈服准则基于强度折减法进行边坡安全系数计算。

首先选取折减系数 F_{trial} , 将节理岩体强度参数 σ_{ci} 、 m_i 分别进行折减(与岩体不连续面相关的参数 s 、 a 不进行折减,因为二者仅与地质强度指标 GSI、岩体弱化因子 D 有关,非强度指标),然后采用 Hoek-Brown 屈服准则,对边坡进行非线性数值计算,即

$$\left. \begin{aligned} S'_1 &= S'_3 + \eta' S'_3, \\ S'_1 &= \frac{\sigma_1}{(m_b / F_{\text{trial}})^{(1-a)/a} (\sigma_{ci} / F_{\text{trial}})} + \frac{s}{(m_b / F_{\text{trial}})^{1/a}}, \\ S'_3 &= \frac{\sigma_3}{(m_b / F_{\text{trial}})^{(1-a)/a} (\sigma_{ci} / F_{\text{trial}})} + \frac{s}{(m_b / F_{\text{trial}})^{1/a}}, \\ \eta' &= (m_b / F_{\text{trial}})^{\frac{2a-1}{a}}, \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

式中,符号意义同前。

若计算收敛,则通过增加折减系数 F_{trial} , 反复对边坡稳定性进行计算,直至满足失稳判据,此时的折减系数 F_{trial} 即为边坡的安全系数 F_s 。

采用强度折减法计算得出该边坡安全系数为 1.19, 图 4 为经强度折减后,边坡失稳前的 H-B 准则破坏面及主应力状态分布,在最小主应力较低区域即一级台阶坡脚位置出现岩体剪切及拉破坏区。

极限状态下边坡岩土体剪应变速率如图 5 所示,其在坡顶至坡底贯通表示潜在滑移面各点的剪应变改变速率要快于沿该点滑移面法线方向上的各点,物理意义十分明确,一旦边坡失稳,岩土体将沿此面产生滑动。

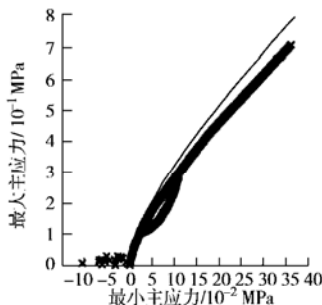


图 4 Hoek-Brown 准则破坏面及主应力状态分布

Fig. 4 Hoek-Brown failure surface and principal stresses for slope of rock masses

3 对比分析

为验证基于 Hoek-Brown 屈服准则的强度折减法

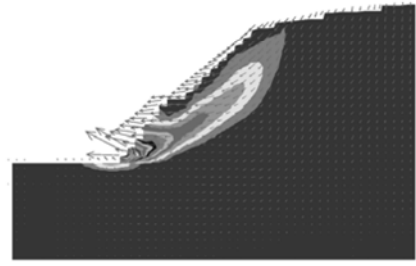


图 5 强度折减后最大剪应变率云图及其位移矢量

Fig. 5 Max. shear strain increment & displacement vector after strength reduction

计算结果,分别采用等效 Mohr-coulomb 方法和极限平衡法对上述实例边坡进行计算和对比分析。

3.1 等效 Mohr-coulomb 法

对于 Hoek-Brown 屈服准则所对应的岩体最大、最小主应力状态,采用面积逼近方式拟合主应力坐标下的对应 Mohr-coulomb 屈服面,如图 6 所示。

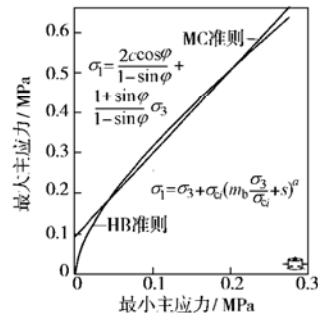


图 6 H-B 准则的最大最小主应力关系及其等效 MC 准则

Fig. 6 Relationships between the major and minor principal stresses for Hoek-Brown and equivalent Mohr-Coulomb criteria

Mohr-Coulomb 准则参数 c 、 φ 与 Hoek-Brown 准则参数的关系可示为^[7]

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right], \\ c &= \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}] (s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}}, \\ \sigma_{3n} &= \sigma_{3\max} / \sigma_{ci}, \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

式中, $\sigma_{3\max}$ 为等效条件下最小主应力上限值。

按前述实例边坡参数, 计算得 $c = 33 \text{ kPa}$ 、 $\varphi = 20.35^\circ$, 并进行基于 Mohr-Coulomb 屈服准则的强度折减法计算, 结果表明, 边坡安全系数 1.14, 极限状态下边坡岩土体剪应变速率及位移矢量见图 7。

对比不同屈服准则条件下的计算结果(图 5 和 7), 边坡失稳前二者的最大剪应变速率均从坡顶至坡底贯通, 且边坡安全系数基本一致, 表明二者所得的边坡安全系数 F_s 具有等价性, 但边坡岩土体变形特点具

有一定的差异, 表现在:

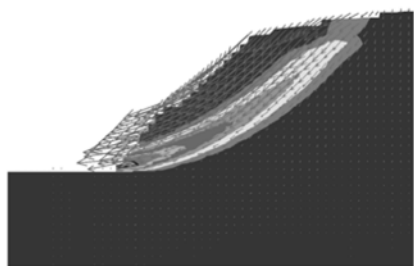


图 7 M-C 准则强度折减后最大剪应变率云图及其位移矢量
Fig. 7 Max. shear strain increment & displacement vector after strength reduction

- (1) 基于 Mohr-Coulomb 屈服准则的边坡岩土体, 表现为均质岩土体的整体滑动, 整个滑体范围内的变形均较大, 而基于 Hoek-Brown 屈服准则的边坡岩土体, 主要变形产生于局部, 即一级台阶坡脚位置。
- (2) 基于 Mohr-Coulomb 屈服准则的边坡滑体范围大于基于 Hoek-Brown 屈服准则的计算结果, 因此根据不同准则计算结果所确定的加固工程参数将有一定的差异。

究其原因, 与屈服准则采用不同的流动法则有关:

- (1) 对于 Mohr-Coulomb 屈服准则, 采用的是剪切屈服函数和非关联(或关联)的剪切流动法则。
- (2) 而对于 Hoek-Brown 屈服准则, 流动参数与应力状态有关, 因为典型岩体破坏模式是轴向劈裂而不是剪切破坏, 与围压较小或拉伸状态下材料的膨胀角并不相同。因此其采用非线性剪切屈服函数, 流动法则为基于应力水平的塑性流动法则。在完全拉伸区域, 使用各向同性流动法则; 对于 σ_1 为压、 σ_3 为拉或等于 0 的区域, 使用相关联的流动法则; 对于 $\sigma_3 > \sigma_3^{cv}$ (随着围压增加, 岩土体屈服后其体积不再膨胀, 此时的围压定义为 σ_3^{cv}), 采用常量体积流动法则; 对于 $0 < \sigma_3 < \sigma_3^{cv}$ 的区域, 流动参数可在相关联流动法则和常量体积流动法则之间进行线性插值得出。

综上所述, 基于应力水平的塑性流动法则更加体现节理岩体的变形特点, 因此, 与 Mohr-Coulomb 屈服准则相比, Hoek-Brown 屈服准则比较适合节理岩体计算, 所得计算结果与实际更加接近。

3.2 极限平衡法

基于 Hoek-Brown 屈服准则的边坡极限平衡法计算已经得到广泛的应用, 采用 Slide 软件^[8]对前述实例边坡进行稳定性计算, 简化 Bishop 法计算安全系数云图如图 8 所示, 边坡最小安全系数为 1.097, 6 种极限平衡方法计算结果列于表 2。

与有限差分计算结果相比, 边坡安全系数相差不大(约 0.04~0.1), 且极限平衡法计算偏于安全; 极

限平衡法计算所得潜在滑移面位置与基于 Hoek-Brown 屈服准则结果比较一致, 潜在滑体范围略小于基于 Mohr-Coulomb 屈服准则的计算结果, 表明基于 Hoek-Brown 屈服准则的有限差分计算及其边坡安全系数的强度折减计算方法所得结果正确可靠, 可有效应用于节理岩体边坡的稳定性计算。

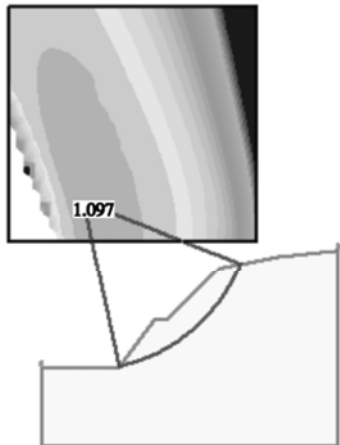


图 8 基于简化 Bishop 法的边坡安全系数分布云图
Fig. 8 F_s of slope based on simplified Bishop method

表 2 边坡安全系数

Table 2 F_s computed by different methods						
计算方法	简化毕肖普法	修正简布法	斯宾塞法	工程师团法 1	罗厄法	通用法
安全系数	1.097	1.084	1.094	1.102	1.093	1.088

4 结 论

结合工程实例, 基于通用的广义 Hoek-Brown 屈服准则, 建立有限差分计算模型, 进行边坡稳定性分析及其基于强度折减方法的边坡安全系数计算, 得出主要结论如下:

- (1) Hoek-Brown 屈服准则的数值计算方法综合考虑了岩体结构、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破坏特征, 符合节理岩体边坡的变形和破坏特点, 更加接近工程实际。
- (2) 不同屈服准则条件下的数值模拟计算表明, 边坡安全系数基本一致, 且与极限平衡计算结果吻合, 表明基于 Hoek-Brown 屈服准则模型的强度折减计算结果是正确的。
- (3) 不同屈服准则条件下的边坡潜在滑移面位置及变形特点有一定的差异, 原因在于不同的屈服准则采用了不同流动法则: Mohr-Coulomb 屈服准则, 采用剪切屈服函数和非关联(或关联)的剪切流动法则; 而 Hoek-Brown 屈服准则, 采用非线性剪切屈服函数, 流动法则为基于应力水平的塑性流动法则。
- 与 Mohr-Coulomb 屈服准则相比, 基于应力水平

的塑性流动法则更加体现节理岩体的变形特点, 因此 Hoek-Brown 屈服准则适于节理岩体计算, 且所得计算结果真实可靠。

参考文献:

- [1] HOEK E, BROWN E T. Empirical strength criterion for rock masses[J]. J Geotech Engng Div ASCE, 1980, **106**(GT9):1013 - 1035.
- [2] HOEK E. Strength of jointed rock masses[J]. Géotechnique, 1983, **33**(3):187 - 223.
- [3] HOEK E, BROWN E T. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update[C]// Proc 15th Canadian Rock Mech Symp, Toronto, Civil Engineering, University of Toronto, 1988:31 - 38.
- [4] HOEK E, WOOD D, SHAH S. A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses[C]// Proc Rock Characterization, Symp Int Soc Rock Mech: Eurock 92. London: Brit Geotech Soc, 1992:209 - 213.
- [5] HOEK E. Strength of rock and rock masses[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 masses[J]. The Case of the Athens Schist Formation Bull Engg Geol Env, 1998, **57**(2):151 - 160.
- [7] HOEK E, CARRANZA-TORRES C, CORKUM B. Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition[C]// HAMMAH W, BAWDEN J. CURRAN, & M. TELESNICKI, Eds. Proceedings of NARMS-TAC 2002, Mining Innovation and Technology. Toronto: University of Toronto, 2002:267 - 273.
- [8] ROCSCIENCE Inc. Slide: 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes, Verification Manual[M]. Toronto Canada: Rocscience Inc. 2003:6 - 26.
- [9] 李培勇, 杨 庆, 栾茂田. Hoek-Brown 岩石破坏经验判据确定岩石地基承载力的修正[J]. 岩土力学, 2005, **26**(4): 664 - 666.(LI Pei-yong, YANG Qing, LUAN Mao-tian. Modification of formula estimating ultimate bearing capacity of rock foundation based on Hoek-Brown strength criterion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(4):664 - 666.)
- [10] CARRANZA-TORRES C. Some Comments on the application of the Hoek-Brown failure criterion for intact rock and rck masses to the solution of tunnel and slope problems[C]// BARLA G, BARLA M Eds. MIR 2004 - X Conference on Rock and Engineering Mechanics. Torino: Italy Pàtron Editore Bologna, 2004:285 - 326.
- [11] 余学义, 尹士献, 赵兵朝. 采动厚湿陷性黄土破坏数值模拟研究[J]. 西安科技大学学报, 2005, **25**(2): 135 - 138.(YU Xue-yi, YIN Shi-xian, ZHAO Bing-chao. Numerical simulation about the damage of thick collapsible loess by mining[J]. Journal of Xi'an University of Science and Technology, 2005, **25**(2):135 - 138.)
- [12] LONDE P. Discussion on the paper 'Determination of the shear stress failure in rock masses[J]. ASCE J Geotech Eng Div, 1988, **114**(3):374 - 376.
- [13] ITASCA CONSULTING GROUP Inc. FLAC2D (fast lagrangian analysis of continua) theory and background [M]. USA: Itasca Consulting Group Inc, 2004:92 - 96.
- [14] ITASCA CONSULTING GROUP Inc. FLAC2D (fast lLagrangian analysis of continua) User's Guide[M]. USA: Itasca Consulting Group Inc, 2000:135.