

DOI: 10.16285/j.rsm.2021.0170

基于岩体抗压强度折减的边坡稳定性分析方法

张文莲^{1,2}, 孙晓云^{2,3}, 陈 勇², 金申熠¹

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 石家庄铁道大学 电气与电子工程学院, 河北 石家庄 050043;
3. 石家庄铁道大学 交通工程结构力学行为与系统安全国家重点实验室, 河北 石家庄 050043)

摘 要: 在岩体边坡稳定性分析方法中, 基于非线性 Hoek-Brown 准则的强度折减法, 存在折减方案不统一或计算太复杂等问题。针对这一问题, 提出了一种基于岩体抗压强度的广义 Hoek-Brown 准则强度折减法, 比直接折减材料参数, 更能体现强度衰减的物理意义。方案以岩体单轴抗压强度作为折减依据, 对岩石单轴抗压强度 σ_{ci} 和反映岩体结构特征的参数组合 s^α (s 、 α 均为模型参数) 进行同比折减, 分析该方案下抗剪强度和抗拉强度的折减比例, 并基于平均抗剪强度定义安全系数。应用该方案, 对两个经典边坡算例进行稳定性分析, 将所得安全系数、临界滑动面与局部线性化强度折减法、极限平衡法进行对比。结果表明, 对于两算例, 本方法所得安全系数与其他两种方法结果接近, 相对误差低于 2%; 在算例 1 中, 本方法得到的临界滑动面位置与其他两种方法结果一致性很高; 在算例 2 中, 本方案滑动面位置更接近于局部线性化法, 且能同时反映剪切和拉伸破坏。以上结果验证了本强度折减方案和安全系数定义法的可靠性和合理性。

关 键 词: 强度折减法; 边坡稳定性分析; 广义 Hoek-Brown 准则; 安全系数; 临界滑动面

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2022) 增刊 2-0607-09

Slope stability analysis method based on compressive strength reduction of rock mass

ZHANG Wen-lian^{1,2}, SUN Xiao-yun^{2,3}, CHEN Yong², JIN Shen-yi¹

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China; 2. School of Electrical and Electronic Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China; 3. State Key Laboratory of Mechanical Behavior and System Safety of Traffic Engineering Structures, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China)

Abstract: In the rock slope stability analysis methods, the strength reduction method based on nonlinear Hoek-Brown criterion has some problems, such as the disunity of reduction schemes or the complexity of calculation. To solve this problem, a generalized Hoek-Brown criterion strength reduction method based on the compressive strength of rock mass is developed, which can better reflect the physical significance of strength attenuation than the direct reduction of material parameters. Based on the uniaxial compressive strength of rock mass, the uniaxial compressive strength of intact rock σ_{ci} and the parameters' combination s^α (s and α are empirical parameters of rock mass) are reduced by the same ratio, the reduction ratios of shear strength and the tensile strength are analyzed, and the factor of safety is defined based on the average shear strength. The proposed method is applied to the stability analysis of two classical slope examples, and the factor of safety and critical sliding surface obtained are compared with the local linearized strength reduction method and the limit equilibrium method. The results show that the factor of safety obtained by the proposed method is close to that obtained by the other two methods for two examples, and the relative error is less than 2%. In example 1, the location of the critical sliding surface obtained by the proposed method is in good agreement with the results of the other two methods. In example 2, the critical sliding surface of the proposed method is closer to that of the local linearization method, and can reflect both shear and tensile failures. The above results verify the reliability and rationality of the proposed strength reduction scheme and the definition method for factor of safety.

Keywords: strength reduction method; slope stability analysis; generalized Hoek-Brown criterion; factor of safety; critical sliding surface

收稿日期: 2021-01-29

修回日期: 2021-06-11

基金项目: 河北省自然科学基金 (No.F2019210243)。

This work is supported by the Natural Science Foundation of Hebei Province (F2019210243).

第一作者简介: 张文莲, 女, 1987 年生, 硕士, 讲师, 主要从事边坡稳定性分析的研究工作。E-mail: wenlian_zhang1112@163.com

通讯作者: 孙晓云, 女, 1971 年生, 博士, 教授, 主要从事矿山安全监测方面的研究工作。E-mail: sunxy1971@126.com

1 引言

强度折减法目前受到广大学者的认可,已被广泛用于边坡稳定性分析中^[1-2]。与传统的极限平衡法相比,该方法不必假设滑动面的形状,不存在条分的概念,综合考虑滑体的应力-应变关系,可直接得到边坡的滑动面和安全系数。但目前的强度折减法主要是基于线性的 Mohr-Coulomb 准则开展的,无法解释岩质边坡的非线性变形破坏现象。广义 Hoek-Brown 强度准则,可以反映岩石和岩体固有的非线性破坏特点,能够解释低应力区、拉应力区和最小主应力对强度的影响,弥补了线性强度准则的不足,得到业界学者的广泛认可,被广泛应用于隧道、边坡和基建工程中^[3-4]。

基于广义 Hoek-Brown 准则建立强度折减方案,可以将强度折减法的优势与 Hoek-Brown 准则非线性破坏的理论相结合,使岩体边坡稳定性分析更准确地反映实际工程情况。目前,很多学者开展此方面的研究,但由于 Hoek-Brown 准则的参数复杂,提出的折减方案形式多样,还没有形成业界公认的方法。其中有代表性的分为以下 4 类:①材料参数折减法,如吴顺川^[5]、李远耀^[6]、宋琨^[7]、韩龙强^[8]等提出的针对岩石材料参数直接折减并确定比例的方案;②Hammah 等^[9]的“降低”强度包线法,即将 Hoek-Brown 准则的强度包线通过折减降低后,利用“降低”后强度包线的拟合材料参数分析边坡稳定性;③等效线性化法,将非线性的 Hoek-Brown (简称 H-B) 准则等效转化为线性 Mohr-Coulomb (简称 M-C) 准则,并基于 M-C 准则进行强度折减和稳定性求解,分为整体线性化法^[10-11]和局部线性化法^[12-13]。前者是对 H-B 准则强度曲线进行整体线性优化,后者是通过局部等效获得每个单元的瞬时黏聚力和瞬时内摩擦角。其中 Chakraborti 等^[14]认为局部等效方法比整体线性化方法误差更小。④基于图表法^[15-16]和最优折减路径法^[17],计算边坡的安全系数。综上所述,材料参数直接折减法的折减方案简单,但物理意义不明确;“降低”强度包线法需要对参数进行拟合,较复杂;整体线性化法误差较大;局部线性化能够基于每个单元的瞬时线性参数的进行强度折减和安全系数计算,准确模拟了边坡失稳状态和安全系数,但需要通过牛顿迭代法进行求解,当模型较为复杂时计算量大。而查表法,对表格数据的准确性依赖度高。

本文针对广义 Hoek-Brown 准则,提出了一种基于岩体单轴抗压强度的强度折减法,物理意义更

加明确,结合数据验证了剪应力强度的近似同比折减,并建立了一种不依赖于滑动面的安全系数定义法。通过算例进行安全系数和临界滑动面的分析,并与极限平衡法、局部线性化强度折减法进行对比讨论,验证了本方案的可靠性。

2 广义 Hoek-Brown 准则

广义 Hoek-Brown 屈服准则通常用岩体发生屈服时极限主应力的关系表述,其表达式如下:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha \quad (1)$$

式中: σ_1 、 σ_3 分别为最大、最小压应力; σ_{ci} 为岩石的单轴抗压强度; m_b 、 s 、 α 均为反映岩体特征的经验参数,与岩体节理特性相关,可表述为地质强度指标 GSI (geological strength index) 的函数,表达式为

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

式中: D 为反映爆破影响和应力释放的扰动参数,取值范围为 0.0~1.0; m_i 为完整岩石的经验参数,反映岩石的软硬程度;地质强度指标 GSI 由反映岩体结构等级和结构面特征决定,取值范围为 0~100。

文献[18]给出了基于主应力的正应力 σ_n 和剪应力 τ 的表达式为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\partial \sigma_1 / \partial \sigma_3 + 1} \\ \tau &= (\sigma_n - \sigma_3) \sqrt{\partial \sigma_1 / \partial \sigma_3} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

根据广义 Hoek-Brown 屈服准则可得

$$\partial \sigma_1 / \partial \sigma_3 = 1 + \alpha m_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{\alpha-1} \quad (4)$$

将式(1)、(4)代入式(3),可得到广义 Hoek-Brown 准则下正应力和剪应力的表达式,即

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_3 + \frac{\sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha}{2 + \alpha m_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{\alpha-1}} \\ \tau &= (\sigma_n - \sigma_3) \sqrt{1 + \alpha m_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{\alpha-1}} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

基于广义 Hoek-Brown 准则, 文献[10]推导了岩体的单轴抗压强度 σ_{cmass} 和单轴抗拉强度 σ_{tmass} 的表达式:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\text{cmass}} &= \sigma_{\text{ci}} s^\alpha \\ \sigma_{\text{tmass}} &= -s \frac{\sigma_{\text{ci}}}{m_b} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

单轴抗压强度由 $\sigma_3 = 0$ 的主应力表达式得到, 单轴抗拉强度由 $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_{\text{tmass}}$ 得到。

3 基于岩体抗压强度的折减方案

3.1 折减方案

基于 Mohr-Coulomb 准则的强度折减法, 最常用的折减方案为同比折减黏聚力 c 和内摩擦角 φ 的系数 $\tan \varphi$ 。Mohr-Coulomb 准则基于主应力表达式^[19]:

$$\sigma_1 = 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} + \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (7)$$

岩体单轴抗压强度为

$$\sigma_{\text{cmass}} = 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 2c \left(\sqrt{1 + \tan^2 \varphi} + \tan \varphi \right) \quad (8)$$

式中: $\sqrt{1 + \tan^2 \varphi} + \tan \varphi = f(\tan \varphi)$ 。

由此可见, Mohr-Coulomb 准则强度折减法针对岩体单轴抗压强度的两个相乘因子进行折减。同理, 基于广义 Hoek-Brown 准则下的岩体单轴抗压强度公式 $\sigma_{\text{cmass}} = \sigma_{\text{ci}} s^\alpha$, 可设计以 σ_{ci} 和 s^α 作为折减因子的折减方案。

在岩体指数 RMI (rock mass index) 的质量评价系统中^[20], 岩体抗压强度的表达式为 $\sigma_{\text{cmass}} = \sigma_{\text{ci}} \cdot \text{JP}$, JP 为岩体节理参数, 代表了岩体结构的变化。将此表达式与式 (6) 对比, 可以发现 $\text{JP} = s^\alpha$, 因此选取 σ_{ci} 和 s^α 这两个参数进行同比折减, 是从岩体破坏的本质出发, 折减岩石强度, 并弱化岩体结构质量。

岩体破坏时, 岩石材料并没有改变, 主要是由于岩体结构发生变化, 导致岩体强度降低而发生破坏, 所以 m_i 作为表征岩石本身软硬程度的参数, 不应参与折减。岩体单轴抗压强度 $\sigma_{\text{cmass}} = \sigma_{\text{ci}} s^\alpha$ 作为折减参数, 只与 σ_{ci} 和 GSI、 D 有关, 与 m_i 无关; 随着 GSI 减小, 岩体参数 m_b 会相应减小, 达到弱化效果。

为了简化方案, 选择同比例折减 σ_{ci} 和 s^α , 表

达式如下:

$$K_r = \frac{\sigma_{\text{ci}}^t}{\sigma_{\text{ci}}^r} = \frac{s^{t\alpha^t}}{s^{r\alpha^r}} \quad (9)$$

式中: K_r 为折减系数; σ_{ci}^t 、 s^t 和 α^t 均为目标边坡的参数; σ_{ci}^r 、 s^r 和 α^r 均为折减后的边坡参数。

由式 (2) 可知, s^α 是关于 GSI 和 D 的函数, 假设边坡扰动状态不变, D 不参与折减, s^α 的折减只是由 GSI 参数弱化产生, 即

$$s^{t\alpha^t} = f(\text{GSI}^t) = \exp \left\{ \left[\frac{\text{GSI}^t - 100}{9 - 3D} \right] \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{\text{GSI}^t}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \right] \right\} \quad (10)$$

3.2 方案的验证和分析

为了验证折减方案的可行性, 选取 3 组包含不同岩体特征、强度和高度 H 的边坡数据, 如表 1 所示。将 3 组数据按照上文方案进行不同比例的折减, 由式 (5) 分别得到 Hoek-Brown 强度准则下目标状态和折减后剪应力与正应力关系曲线 ($\tau - \sigma_n$ 曲线), 如图 1(a) 所示, 其中 σ_3 的范围由式 (11) 确定:

表 1 边坡岩体力学参数

Table 1 Rock mass mechanical parameters of slope

参数	H /m	γ /(kN · m ⁻³)	σ_{ci} /MPa	GSI	m_i	D	m_b	s	α
第 1 组	10	25	30	5	2	0	0.067	2.5×10^{-5}	0.619
第 2 组	20	25	25	30	8	0.7	0.171	3.9×10^{-5}	0.523
第 3 组	32	25	40	45	10	0.9	0.281	1.6×10^{-4}	0.508

注: H 为坡高, γ 为重度。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{3\text{max}} &= 0.72 \sigma_{\text{cm}} \left(\frac{\sigma_{\text{cm}}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \\ \sigma_{\text{cm}} &= \sigma_{\text{ci}} \frac{[m_b + 4s - \alpha(m_b - 8s)](m_b/4 + s)^{\alpha-1}}{2(1 + \alpha)(2 + \alpha)} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

式中: σ_{cm} 为 2002 版 Hoek-Brown 准则中定义的整体岩体强度^[10]; $\sigma_{3\text{max}}$ 为最小主应力上限值。

计算初始状态与折减后的抗剪强度比值 (即 $K_\tau = \tau_i / \tau_r$) 随正应力 σ_n 的变化曲线 ($K_\tau - \sigma_n$), 如图 1(b) 所示。可以发现随着 σ_n 的增加, 剪应力强度比值 K_τ 逐渐减小, 并趋于平缓, 图中虚线标出了 K_τ 的趋近值。计算结果表明, 本折减方案在一定范围内, 保证了剪应力强度的近似同比折减。

按照本文提出的抗压强度折减方案, 推导岩体抗拉强度的折减比例 $K_{\sigma_{\text{tmass}}}$ 为

$$K_{\sigma_{\text{tmax}}} = \frac{\sigma_{\text{tmax}}^t}{\sigma_{\text{tmax}}^r} = \frac{\sigma_{\text{ci}}^t}{\sigma_{\text{ci}}^r} \frac{s^t}{s^r} \frac{m_b^r}{m_b^t} =$$

$$K_r \exp\left(\frac{\text{GSI}^t - \text{GSI}^r}{9 - 3D}\right) \exp\left(\frac{\text{GSI}^r - \text{GSI}^t}{28 - 14D}\right) =$$

$$K_r \exp\left(\frac{\text{GSI}^t - \text{GSI}^r}{9 - 3D} \frac{19 - 11D}{28 - 14D}\right) > K_r \quad (12)$$

由式(12)可以看出, 岩体抗拉强度也会发生折减, 折减比例高于折减系数 K_r 。

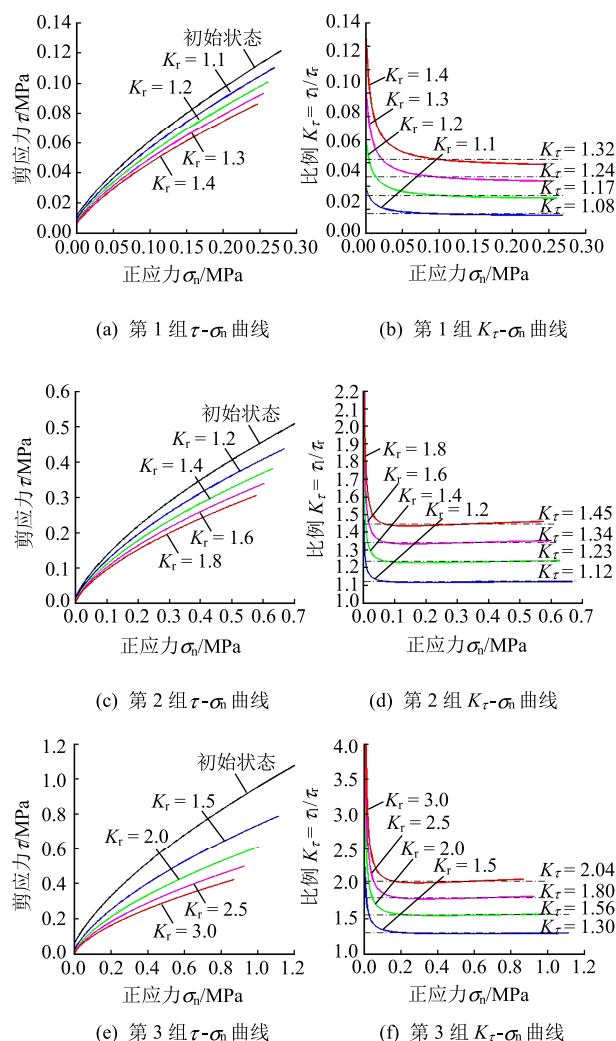


图1 抗剪强度 τ 和及其比值 K_r 随 σ_3 的变化曲线

Fig.1 Variation of shear strength τ and its ratio K_r with σ_3

3.3 安全系数的定义

在边坡工程中, 多采用强度储备安全系数评价稳定性, 通常结合滑动面给出示例, 定义为边坡滑动面上抗滑力和下滑力之比。参考此定义, 上述方案的折减系数 K_r 直接作为安全系数, 误差较大, 需要改进。文献[17]提出了基于广义 Hoek-Brown 准则的整体安全系数 F_{gsf} 定义法, 公式如下:

$$F_{\text{gsf}} = \frac{\int_l \tau^t dl}{\int_l \tau^r dl} = \frac{\int_l \left(\sigma_n^t - \sigma_3^t \right) \sqrt{1 + \alpha^t m_b^t \left(\frac{m_b^t \sigma_3^t}{\sigma_{\text{ci}}^t} + s^t \right)^{\alpha^t - 1}} dl}{\int_l \left(\sigma_n^r - \sigma_3^r \right) \sqrt{1 + \alpha^r m_b^r \left(\frac{m_b^r \sigma_3^r}{\sigma_{\text{ci}}^r} + s^r \right)^{\alpha^r - 1}} dl} \quad (13)$$

式中: τ^t 为初始状态下单元体的抗剪强度, 沿滑动面积分后可得滑动面整体抗滑力; τ^r 为临滑状态下单元体抗剪强度, 沿滑动面积分可得滑动面整体抗剪力, 临滑状态下滑面抗剪力等于整体下滑力。因此, 式(13)为整体抗滑力与整体下滑力之比, 符合安全系数定义; l 为滑动面长度。剪应力 τ 由式(5)推导得到, 单元体正应力 σ_n 由滑动面倾角 α 决定, 表达式为

$$\sigma_n = \frac{\sigma_{zz} + \sigma_{xx}}{2} + \frac{\sigma_{zz} - \sigma_{xx}}{2} \cos 2\alpha \quad (14)$$

式中: σ_{zz} 、 σ_{xx} 分别为沿 z 轴和 x 轴的法向应力。

上述整体安全系数的计算方法, 符合强度储备安全系数定义, 但需考虑临界滑动面各单元的倾角, 而目前滑动面确定的方法多样且不统一, 因此得到的安全系数存在一定的不确定性。结合 3.2 节中剪应力强度等比折减的规律, 可将此剪应力强度折减比例作为安全系数, 据此定义一种不依赖滑动面的安全系数, 方法如下: ①根据式(11)确定临界状态下最小主应力 σ_3 的范围; ②根据式(5)由 σ_3 的范围分别确定目标状态和临界状态下正应力 σ_n 的范围 ($0 \sim \sigma_{n \max}^t$) 和 ($0 \sim \sigma_{n \max}^r$); ③将 σ_n 范围内的剪应力 τ 算数平均值作为平均抗剪强度, 以目标态和临界态下平均抗剪强度之比作为安全系数, 公式如下:

$$F_s = \frac{\bar{\tau}^t}{\bar{\tau}^r} = \frac{[\int_0^{\sigma_{n \max}^t} \tau^t d\sigma_n] / \sigma_{n \max}^t}{[\int_0^{\sigma_{n \max}^r} \tau^r d\sigma_n] / \sigma_{n \max}^r} \quad (15)$$

式中: $\bar{\tau}^t$ 、 $\bar{\tau}^r$ 分别为目标状态和临界状态的平均抗剪强度; $\sigma_{n \max}^t$ 、 $\sigma_{n \max}^r$ 分别为目标状态和临界状态下正应力的最大值。

4 安全系数分析

4.1 边坡构型与算例参数

结合文献[9, 12]和 FLAC^{3D} 中给出的示例模型, 采用图 2 所示的边坡构型和网格布局, 边坡底部边界为固定约束, 两侧边界施加水平约束, 边坡岩体是均质各向同性的。

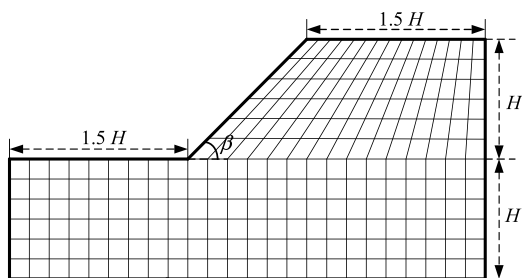


图 2 边坡构型和网格布局

Fig.2 Slope geometry and grid layout

为了验证折减方案和安全系数定义的可靠性，选用以下两个经典算例：算例 1 参考文献[9]中的力学参数，属于散体结构强风化破碎岩体；算例 2 参考文献[21]中的力学参数值，属于节理分布广泛的弱风化镶嵌结构岩体，具体数值如表 2 所示。为了丰富算例样本，改变两算例的边坡高度或倾角：算例 1 固定边坡角 $\beta = 45^\circ$ ，改变坡高， H 分别取 8、9、10、11、12 m；算例 2 固定坡高 $H = 32$ m，改变坡角 β ， β 分别取 80° 、 75° 、 70° 、 60° 、 50° 。

表 2 算例边坡岩体力学参数

Table 2 Rock mass mechanical parameters

算例	E /MPa	ν	γ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	α_i /MPa	GSI	m_i	D	m_b	s	α
1	5 000	0.3	25	30	5	2	0	0.067	2.5×10^{-5}	0.619
2	5 000	0.3	25	40	45	10	0.9	0.281	1.6×10^{-4}	0.508

注： E 为弹性模量， ν 为泊松比。

4.2 可靠性分析

基于 FLAC^{3D} 软件，采用式 (9)、(10) 的折减方案和式 (15) 定义的平均抗剪强度安全系数，以体系内不平衡力比率 $R < 10^{-5}$ 作为边坡破坏依据，对算例进行边坡稳定性分析。

为了验证本方案稳定性分析的合理性，采用了局部线性化法、简化 Bishop 法和 Spencer 法进行结果对比，其中局部线性化法作为一种成熟的强度折减方案已嵌入 FLAC^{3D} 软件中；极限平衡法中，简化 Bishop 法、Spencer 法在边坡稳定性分析中应用较为广泛。针对算例 1 和算例 2 中边坡，上述 4 种方法所得安全系数如表 3 和表 4 所示。

表 3 算例 1 不同坡高下各方法安全系数对比

Table 3 Comparison of factors of safety of various methods under different slope heights in example 1

方法	安全系数 F_s				
	$H = 8$ m	$H = 9$ m	$H = 10$ m	$H = 11$ m	$H = 12$ m
本方案	1.276	1.211	1.161	1.118	1.069
局部线性化法	1.277	1.200	1.158	1.102	1.056
简化 Bishop 法	1.284	1.211	1.167	1.121	1.082
Spencer 法	1.285	1.211	1.166	1.124	1.081

表 4 算例 2 不同坡角各方法安全系数对比

Table 4 Comparison of factors of safety of various methods under different slope heights in example 2

方案	安全系数 F_s				
	$\beta = 80^\circ$	$\beta = 75^\circ$	$\beta = 70^\circ$	$\beta = 60^\circ$	$\beta = 50^\circ$
本方案	1.246	1.401	1.508	1.851	2.310
局部线性化法	1.238	1.381	1.488	1.840	2.310
简化 Bishop 法	1.288	1.457	1.609	1.906	2.330
Spencer 法	1.299	1.469	1.625	1.921	2.340

由表 3 计算结果可知，对于算例 1，4 种方法的安全系数都随着坡高的升高而减小，符合边坡稳定性规律。4 种方法得到安全系数基本一致，且本方案安全系数介于局部线性化法和极限平衡法之间，相对误差低于 2%。

由表 4 可知，对于算例 2，4 种方法的安全系数随着坡角的降低而增大，符合边坡稳定性规律。本方案与局部线性化法都属于强度折减法，由于没有受到极限平衡法中滑动面和条分概念的限制，结果更可靠。因此，本方案结果介于局部线性化法和极限平衡法两者之间，但更接近于局部线性化法，相对误差低于 2%。

5 临界滑动面分析

为了进一步验证该强度折减法的有效性，针对上述两个算例中典型数据，开展临界滑动面分析。参考文献[22]，选取单元尺度近似表征滑动面，根据位移增量等值线，找到垂直滑动面位移变化率最大的单元，结合剪应变增量云图，进而确定边坡的临界滑动面。同时，根据文献[17]计算由临界滑动面确定的整体安全系数，并与本方案安全系数定义法进行对比。

5.1 临界滑动面确定和整体安全系数计算

5.1.1 算例 1

5.1.1.1 临界滑动面确定

选取算例 1 坡角为 45° 、坡高为 10 m 作为典型边坡结构，按照本方案进行强度折减和安全系数计算。当折减系数 K_r 达到 1.167 时，体系内不平衡力比率不再收敛，边坡发生破坏，折减后临界态的力学参数和计算的安全系数如表 5 所示，位移增量等值线如图 3(a)所示，剪应变增量云图如图 3(b)所示。

表 5 算例 1 临界态边坡力学参数

Table 5 Rock mass mechanical parameters in critical state of example 1

折减比例 K_r	α_i /MPa	GSI	m_i	D	m_b	s	α	安全系数 F_s
1.167	25.65	4.0	2	0	0.064 9	2.33×10^{-5}	0.627	1.161

根据文献[22]临界滑动面确定方法,得到临界滑动面位置如图 3(a)黑色线所示。可以发现,滑面基本处于剪切应变增量最大处,误差不超过一个单元格,说明临界滑动面位置确定准确。

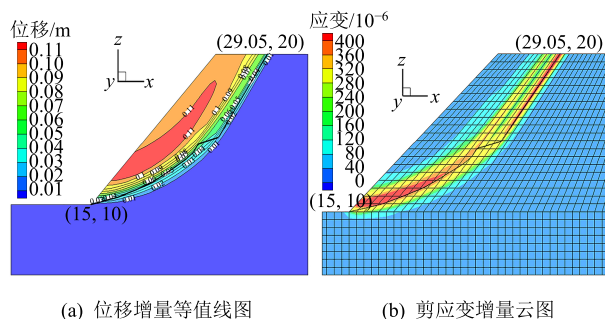


图 3 算例 1 边坡临界滑动面位置
Fig.3 Slope critical sliding surface position of example 1

5.1.1.2 整体安全系数计算

根据滑动面倾角,计算滑动面每个单元的正应力 σ_n ,再根据式(5),确定了不同高度滑面单元上目标状态和临界状态的剪应力值,如图 4 所示。图中目标状态和临界状态下边坡剪应力随高度的变化趋势一致,反映了临界状态下力学参数折减导致剪应力近似同比降低。

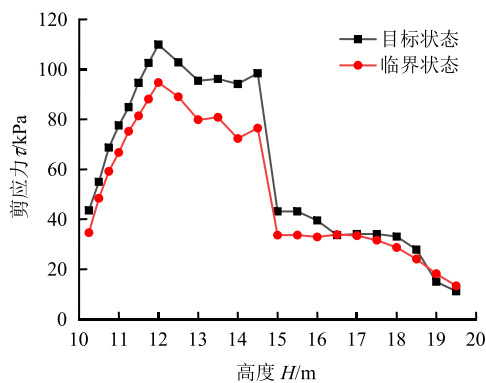


图 4 算例 1 滑动面上不同高度单元的剪应力
Fig.4 Grid zone shear strength for different heights on sliding surface of example 1

根据整体安全系数定义式(13),用乘积求和代替积分,得到边坡的整体安全系数为 1.160,与本文由平均抗剪强度比例计算的安全系数结果一致,说明了该边坡稳定性分析结果的准确性。

5.1.2 算例 2

5.1.2.1 临界滑动面确定

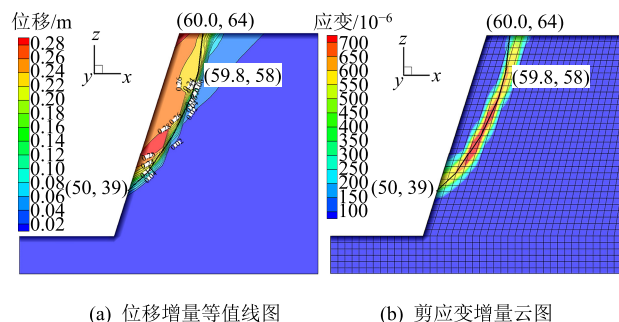
对算例 2 中,坡角为 75° 、坡高为 32 m 的边坡按照本方案进行滑动面和安全系数分析。当折减系数为 1.484,边坡发生破坏,临界状态力学参数和计算的安全系数如表 6 所示,位移增量等值线如图 5(a)

所示,剪应变增量云图如图 5(b)所示。

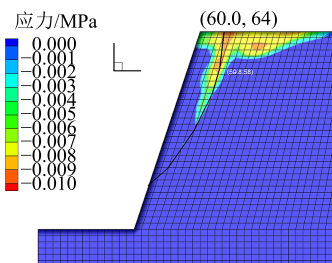
表 6 算例 2 临界态边坡力学参数

Table 6 Rock mass mechanical parameters in critical state of example 1

折减比例 K_r	σ_{ci} /MPa	GSI	m_i	D	m_b	s	α	安全系数 F_s
1.484	26.72	40.35	10	0.9	0.208	7.73×10^{-5}	0.511	1.401



(a) 位移增量等值线图 (b) 剪应变增量云图



(c) 最小主应力云图

图 5 算例 2 边坡临界滑动面位置

Fig.5 Slope critical sliding surface position of example 2

对于高陡边坡,顶部易发生拉伸破坏,破坏条件为 $\sigma_3 < \sigma_{tmax}$ 。因此还需要分析单元的最小主应力,临界状态下最小主应力云图如图 5(c)所示。将表 6 的参数值代入式(6),可知临界状态下岩体的单轴抗拉强度 $\sigma_{tmax} = -9.93$ kPa。分析各单元的主应力值,可发现本边坡在顶端高度 $H \geq 58$ m 处发生拉伸破坏。因此,算例 2 最终破坏面由剪切破坏面和拉伸破坏面共同构成,如图 5 所示的黑色实线所示。

5.1.2.2 整体安全系数计算

采用与算例 1 相同的方法,计算算例 2 中不同高度滑面单元上的临滑状态和初始状态的剪应力值,由于滑动面在 $H = 58$ m 时发生拉伸破坏,无法计算剪应力,因此只计算高度 H 在 39~57 m 高度处的剪应力值,如图 6 所示。图中目标状态和临界状态下边坡剪应力随高度的变化趋势一致,说明此折减方案对于高陡边坡仍适用。

根据式(13),求得整体安全系数为 1.400,与本文方案以平均抗剪强度法定义的安全系数一致,再次验证本方案的准确性。

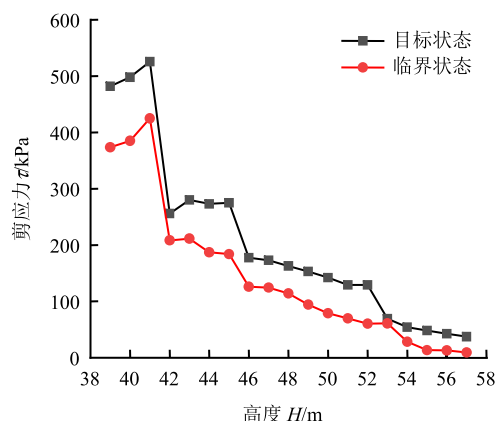


图 6 算例 2 滑动面上不同高度单元的剪应力
Fig.6 Grid zone shear strength for different heights on sliding surface of example 2

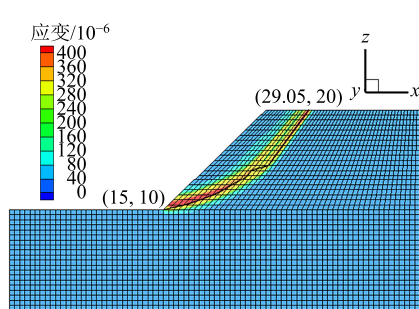
5.2 滑动面位置对比

针对以上两个算例，将本强度折减方案得到的滑动面位置，同局部线性化法、极限平衡法中简化 Bishop 法进行比较。由于 Spencer 法与简化 Bishop 法，计算原理相近，滑动面差异较小，因此不再对 Spencer 法进行分析对比。其中局部线性化法采用与本方案相同的滑动面确定方法。简化 Bishop 法的滑动面由 Slide 软件中计算得到。两个算例所得临界滑动面位置如图 7 和图 8 所示。

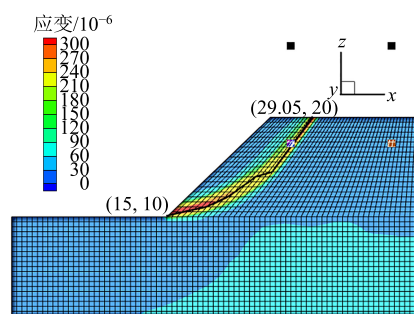
通过图 7 中 3 种方法确定的滑动面比较，可以发现，对于算例 1 边坡，本强度折减法与局部线性化方法得到的剪应变增量云图分布相似度很高，滑动面位置基本一致。除了中间的折线滑动面外，本方法的滑动面与简化 Bishop 的圆弧滑动面也大致吻合。

根据图 8 中不同方法滑动面对比发现，对于算例 2 边坡，本折减方案得到的滑动面位置比局部线性化折减法更接近坡面，但误差接近 2 m。两种方案得到的拉伸破坏区域相似，均出现在 $H > 57$ m 区域。出现此种现象的原因为，局部线性化法只折减抗剪强度，不折减抗拉强度，临界状态下抗拉强度与初始情况相同 ($\sigma_{tmax} = -23$ kPa)，而本方案对抗剪强度和抗拉强度同时折减，导致滑动面位置更靠近坡面。简化 Bishop 法得到的拉伸破坏面高度与另外两种方法保持一致，位于 $H > 58.2$ m 附近，由于此方法只能搜索圆弧滑动面，所以滑动面更靠近边坡底部。

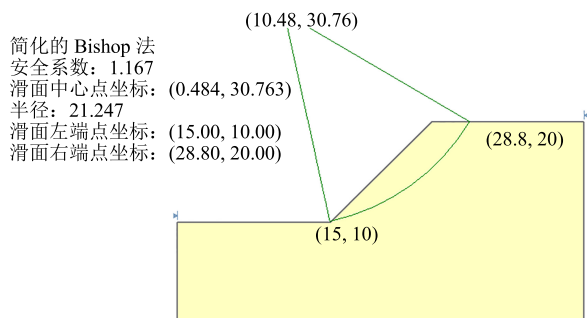
综上所述，对于算例 1 边坡，本方案确定滑动面位置和其他两种方法相比误差较小，准确度高；对于算例 2 边坡，本方案确定的滑动面与局部折减法较为接近，因为二者都是强度折减法，进一步验证了本方案的合理性。



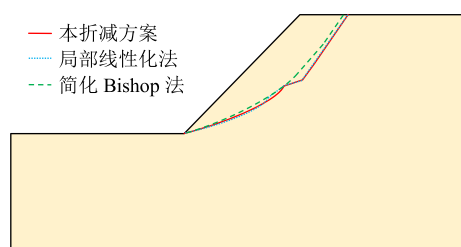
(a) 本折减方案



(b) 局部线性化法



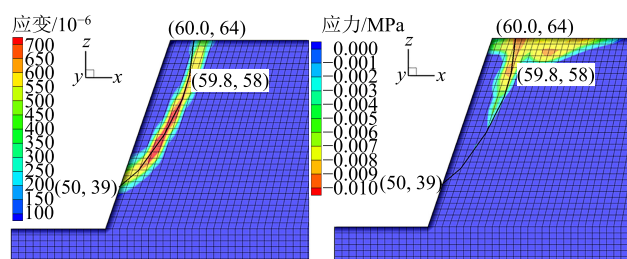
(c) 简化 Bishop 法



(d) 3 种方法滑动面位置对比

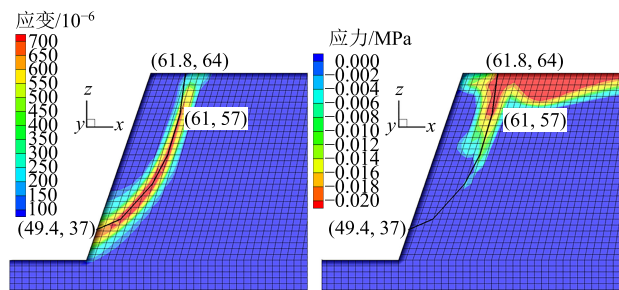
图 7 算例 1 边坡临界滑动面位置(单位: m)

Fig.7 Slope critical sliding surface position of example 1(unit: m)



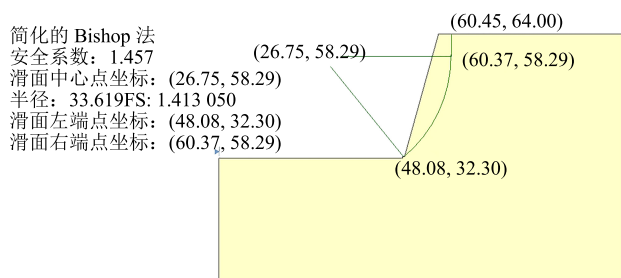
(a) 本折减方案剪应变增量云图

(b) 本折减方案最小主应力云图

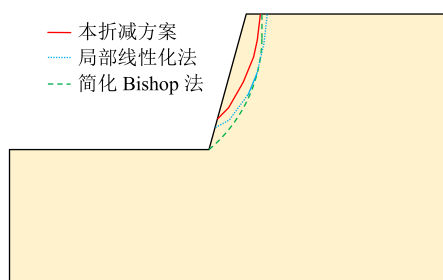


(c) 局部线性化法剪应变增量云图

(d) 局部线性化法最小主应力云图



(e) 简化 Bishop 法



(f) 3 种方法滑动面位置对比

图 8 算例 2 边坡临界滑动面位置(单位: m)
Fig.8 Slope critical sliding surface position of example 2 (unit: m)

6 结 论

本文提出了一种基于岩体单轴抗压强度折减的边坡稳定性分析方案,对不同坡高、坡角算例进行安全系数和滑动面分析,且与其他方案进行对比,验证了该方案的可靠性。主要结论如下:

(1) 本方案基于岩体单轴抗压强度进行折减参数的选取和比例确定,比直接折减材料参数,物理

意义更加明确,比降低包络线法和等效线性化法计算过程简单。通过数据分析,验证了该方案在一定范围内,能够保证抗剪强度的近似同比折减。

(2) 建立了一种不依赖于滑动面的平均抗剪强度安全系数定义法。通过两类算例分析,所得结果符合边坡稳定性变化规律。其数值均介于局部线性化法和极限平衡法之间。与局部线性化法相比,相对误差低于 2%,验证了本折减方案和安全系数定义法的可靠性。

(3) 通过对本方案得到的临界滑动面进行分析,计算的整体安全系数与方案提出的平均抗剪强度安全系数定义法所得结果一致,说明了此安全系数定义法的准确性。将所得临界滑动面位置与其他两种方法对比,在算例 1 边坡中滑面位置基本一致,在算例 2 边坡中滑面位置存在一定误差,但整体误差较小,表明了本方案对于滑动面位置预测较准确。

(4) 对于高陡边坡,坡顶会出现拉伸破坏,本方案与局部线性化法、简化 Bishop 法均出现拉伸破坏,且高度基本一致,说明本强度折减法能够同时考虑剪切破坏和拉伸破坏。但 3 种方法所得滑动面与坡面的水平距离有差距,这主要由于抗拉强度折减比例不一致造成,抗拉强度的折减比例值得进一步探讨和研究。

参 考 文 献

- [1] 邓建辉, 张嘉翔, 闵弘, 等. 基于强度折减概念的滑坡稳定性三维分析方法(II): 加固安全系数计算[J]. 岩土力学, 2004, 25(6): 871-875.
DENG Jian-hui, ZHANG Jia-xiang, MIN Hong, et al. 3D stability analysis of landslides based on strength reduction (II): evaluation of reinforcing factor of safety[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, 25(6): 871-875.
- [2] 赵尚毅, 郑颖人, 张玉芳. 极限分析有限元法讲座——II 有限元强度折减法中边坡失稳的判断探讨[J]. 岩土力学, 2005, 26(2): 332-336.
ZHAO Shang-yi, ZHENG Ying-ren, ZHANG Yu-fang. Study on slope failure criterion in strength reduction finite element method[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2005, 26(2): 332-336.
- [3] 朱合华, 张琦, 章连洋. Hoek-Brown 强度准则研究进展与应用综述[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(10): 1945-1963.
ZHU He-hua, ZHANG Qi, ZHANG Lian-yang. Review of research progresses and applications of Hoek-Brown strength criterion[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, 32(10): 1945-1963.
- [4] 林杭, 曹平, 李江腾, 等. 基于 Hoek-Brown 准则的三维边坡变形稳定性分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(11):

- 3656-3660.
- LIN Hang, CAO Ping, LI Jiang-teng, et al. Deformation stability of three-dimensional slope based on Hoek-Brown criterion[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(11): 3656-3660.
- [5] 吴顺川, 金爱兵, 高永涛. 基于广义 Hoek-Brown 准则的边坡稳定性强度折减法数值分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(11): 1975-1980.
- WU Shun-chuan, JIN Ai-bing, GAO Yong-tao. Numerical simulation analysis on strength reduction for slope of jointed rock masses based on generalized Hoek-Brown failure criterion[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 28(11): 1975-1980.
- [6] 李远耀, 殷坤龙, 代云霞. 基于广义 Hoek-Brown 准则强度折减法的岩坡稳定性分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(增刊 1): 347-352.
- LI Yuan-yao, YIN Kun-long, DAI Yun-xia. Stability analysis of rock slope by strength reduction method based on generalized Hoek-Brown failure criterion[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(Suppl.1): 347-352.
- [7] 宋琨, 晏鄂川, 毛伟, 等. 广义 Hoek-Brown 准则中强度折减系数的确定[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(1): 106-112.
- SONG Kun, YAN E-chuan, MAO Wei, et al. Determination of shear strength reduction factor for generalized Hoek-Brown criterion[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2012, 31(1): 106-112.
- [8] 韩龙强, 吴顺川, 李志鹏. 基于 Hoek-Brown 准则的非等比强度折减方法[J]. 岩土力学, 2016, 37(A2): 690-696.
- HAN Long-qiang, WU Shun-chuan, LI Zhi-peng. Study of non-proportional strength reduction method based on Hoek-Brown failure criterion[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2016, 37(A2): 690-696.
- [9] HAMMAH R E, YACOB T E, CORKUM B, et al. The shear strength reduction method for the generalized Hoek-Brown criterion[C]//Proceedings of the 40th US Symposium on Rock Mechanics. Alaska Rocks 2005, Anchorage. Alaska: American Rock Mechanics Association Press, 2005.
- [10] HOEK E, CARRANZA-TORRES CT, CORKUM B. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition[C]//Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium (NARMS-TAC). Toronto: University of Toronto Press, 2002: 267-273.
- [11] 宗全兵, 徐卫亚. 基于广义 Hoek-Brown 强度准则的岩质边坡开挖稳定性分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(11): 3071-3076.
- ZONG Quan-bing, XU Wei-ya. Stability analysis of excavating rock slope using generalized Hoek-Brown failure criterion[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(11): 3071-3076.
- [12] FU W, LIAO Y. Non-linear shear strength reduction technique in slope stability calculation[J]. **Computers and Geotechnics**, 2010, 37(3): 288-298.
- [13] XU J S, YANG X L. Seismic stability analysis and charts of a 3D rock slope in Hoek-Brown media[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2018(112): 64-76.
- [14] CHAKRABORTI S, KONIETZKY H, WALTER K. A comparative study of different approaches for factor of safety calculations by shear strength reduction technique for non-linear Hoek-Brown failure criterion[J]. **Geotechnical and Geological Engineering**, 2012, 30(4): 925-934.
- [15] SHEN J Y, KARAKUS M, XU C S. Chart-based slope stability assessment using the generalized Hoek-Brown criterion[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2013, 64: 210-219.
- [16] SUN C W, CHAI J R, XU Z G, et al. Stability charts for rock mass slopes based on the Hoek-Brown strength reduction technique[J]. **Engineering Geology**, 2016, 214: 94-106.
- [17] YUAN W, LI J X, LI Z H, et al. A strength reduction method based on the generalized Hoek-Brown (GHB) criterion for rock slope stability analysis[J]. **Computers and Geotechnics**, 2020, 117, 103240.
- [18] BALMER G. A general analytical solution for Mohr's envelope[J]. **American Society Test Mater.** 1952, 52: 1269-1271.
- [19] 邓楚键, 郑颖人, 朱建凯. 平面应变条件下 M-C 材料屈服时的中主应力公式[J]. 岩土力学, 2008, 29(2): 310-314.
- DENG Chu-jian, ZHENG Ying-ren, ZHU Jian-kai. Formula of intermediate principal stress at failure for Mohr-Coulomb material in plane strain state[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(2): 310-314.
- [20] RUSSO G. A new rational method for calculating the GSI[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2008, 24(1): 103-111.
- [21] THOMAS B, RADU S, REGINA A K, et al. A Hoek-Brown criterion with intrinsic material strength factorization[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2008, 45(2): 210-222.
- [22] 袁维, 胡叶江, 李小春, 等. 一种基于位移场分析的临界滑动面确定方法研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(6): 1791-1798.
- YUAN Wei, HU Ye-jiang, LI Xiao-chun, et al. An approach to determining critical slip surface based on displacement field analysis[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2016, 37(6): 1791-1798.