

基于 DDA 的岩质边坡稳定性评价方法

杜新国

(中铁十四局集团第二工程有限公司, 山东 泰安 271000)

摘要:岩质边坡的稳定性主要受节理、裂隙等结构面控制,基于连续介质的边坡稳定性分析方法已不适用。为此,将节理岩体非连续变形分析(DDA)方法与强度折减法相结合,提出基于 DDA 的复杂岩质边坡稳定性分析方法,并给出强度折减策略和安全系数确定依据。通过单滑块直线滑面和多滑块圆弧滑面两个算例,并与理论解和条分法计算结果进行对比,验证该方法的准确性和有效性。以河南洛宁抽水蓄能电站场内公路岩质边坡为例,应用该方法分析不同折减系数下边坡的变形演化过程和位移演化规律,并确定边坡的安全系数。结果表明,在降雨及爆破开挖扰动影响下,边坡破坏首先发生在坡脚,然后逐渐发展到坡顶,与现场调查及监测结果较为吻合。该方法可为复杂岩质边坡稳定性评价提供一种新的研究途径。

关键词:岩质边坡;稳定性评价;非连续变形分析(DDA);强度折减;失稳判据

中图分类号:U416.1⁺4 **文献标志码:**A **文章编号:**1671-1807(2023)07-0177-06

边坡失稳是工程建设中较常见的一种地质灾害,其稳定性评价是岩土工程领域的重要课题。边坡按地层岩性又可分为土质边坡和岩质边坡,两类边坡的失稳机制和稳定性评价方法截然不同。岩质边坡中富含众多复杂分布的结构面,如节理、裂隙、断层等,其变形及破坏主要受这些结构面的控制,滑动面的形态极其复杂,不适合采用基于连续介质的滑面搜索及安全系数求解方法^[1]。离散元、DDA(非连续变形分析)等非连续数值方法的出现,为岩质边坡的稳定性计算问题提供了新的解决途径。ITASCA 公司开发的离散元程序 UDEC 引入强度折减法来计算岩质边坡的安全系数,该方法得到了广泛的工程应用^[2-5],亦有一些学者对该方法提出了改进^[6-8],如考虑拉破坏的非等比例相关联双强度折减法、地震荷载作用下边坡安全系数计算方法、利用云计算提高计算效率等。DDA 是石根华教授提出的一种新数值方法^[9],可模拟节理岩体的非连续大变形破坏行为,近来也被尝试用于评价岩质边坡的稳定性^[10-12],但利用 DDA 方法计算复杂岩质边坡的安全系数仍有不少问题需要解决,如安全系数定义、边坡失稳判据等。

本文将强度折减理论引入到 DDA 方法中,对节理面抗剪强度参数不断折减直至边坡失稳,将临

界失稳时的折减系数定义为边坡的安全系数。在强度参数不断折减的过程中,边坡逐渐由稳定变为不稳定,分析该过程中关键点的变形演化情况,研究边坡的临界失稳判据。该方法通过直线滑面和圆弧滑面的算例来进行验证,并进行实际工程应用,计算一个复杂岩质边坡的安全系数,分析其变形和失稳破坏机理。

1 DDA 方法简介

DDA 方法的研究对象是节理切割而成的块体系统,由具有常应变的可做刚体运动的块体组成,各个块体的运动用牛顿第二定律来描述,而块体之间不能相互嵌入。用最小势能原理把单个块体的变形、运动和块体之间的接触统一到联立方程组中,联立方程组的建立过程类似于有限元,以块体的位移、应变作为未知量,把刚度、质量及载荷等子矩阵叠加到联立方程组的系数矩阵中,通过隐式求解得到每个块体的位移、应变。

1.1 块体的位移与变形

DDA 的每个块体有 6 个自由度,3 个刚体运动项和 3 个应变项,即 $\mathbf{D}=(u_0 \ v_0 \ r_0 \ \epsilon_x \ \epsilon_y \ \gamma_{xy})^T$,其中, u_0 、 v_0 分别为块体沿 x 、 y 方向的平动位移; r_0 为块体绕其形心 (x_0, y_0) 的转动角; ϵ_x 、 ϵ_y 、 γ_{xy} 为块体的应变。

收稿日期:2022-10-27

基金项目:国网新源控股有限公司科技项目(SGX-2018F02-2-46);中铁十四局集团公司研究项目(201921909011)。

作者简介:杜新国(1974—),男,山东泰安人,中铁十四局集团第二工程有限公司,高级工程师,硕士,研究方向为建筑与土木工程。

块体内任意一点 (x, y) 的位移 $U = (u \ v)^T$ 可用完全一阶近似的位移函数来描述, 即

$$U = TD, \quad T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -(y-y_0) & x-x_0 & 0 & (y-y_0)/2 \\ 0 & 1 & x-x_0 & 0 & y-y_0 & (x-x_0)/2 \end{bmatrix} \quad (1)$$

1.2 总体平衡方程组

根据最小势能原理, 由总势能 (包括各种变形势能、外力势等) 的极值条件, 可以得到块体系统的总体平衡方程组。若块体系统由 n 个块体组成, 则有

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \cdots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \cdots & K_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & \cdots & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ \vdots \\ D_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_n \end{bmatrix} \quad (2)$$

式中: K_{ij} ($i, j=1, 2, \dots, n$) 为 6×6 的子矩阵, K_{ii} 与块体 i 的材料属性有关, K_{ij} ($i \neq j$) 与块体 i 和 j 之间的相互作用有关; D_i 为块体 i 的位移矢量; F_i 为作用于块体 i 上的荷载矢量。

1.3 运动学条件

块体系统运动时必须满足一个运动学条件: 任何两个块体之间不能相互嵌入。如果嵌入, 在发生嵌入的地方施加刚度很大的接触弹簧。接触弹簧的数目、位置和方向视接触的类型和状态而定。对应地, 在总刚度矩阵中相应的位置加入接触子矩阵, 求解式 (2)。根据计算结果, 判断法向弹簧是否存在拉力、切向弹簧是否满足莫尔-库仑准则。如果法向弹簧存在拉力, 去掉法向弹簧, 如果莫尔-库仑准则不满足, 去掉切向弹簧, 并依此改动总刚度矩阵, 重新求解式 (2)。如此反复, 直到无块体嵌入且所有弹簧都施加正确, 即可进入下一个时间步的计算。

2 安全系数求解

根据强度折减理论, 将坡体抗剪强度参数以同一系数 K 进行折减, 折减后的材料参数输入模型进行试算, 边坡临界失稳时的折减系数定义为边坡安全系数, 即坡体的实际抗剪强度与临界失稳时的抗剪强度之比:

$$F_s = K_c = \frac{c}{c_c} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_c} \quad (3)$$

式中: F_s 为边坡安全系数; K_c 为边坡临界失稳时的强度折减系数; c_c 、 φ_c 分别为坡体的黏聚力和内摩擦角; c 、 φ 分别为坡体临界失稳时的黏聚力和内摩擦角。

在强度折减过程中, 为了尽快找到边坡临界状态, 减少计算次数, 采用二分法策略进行迭代计算。

首先, 通过初步试算, 确定折减系数 K 的上限 $K_{\max}$ 和下限 $K_{\min}$; 然后, 取 $K = (K_{\max} + K_{\min})/2$, 计算边坡是否稳定, 若稳定, 取 $K_{\min} = K$, 若不稳定, 取 $K_{\max} = K$, 这样, K 的范围就缩小了一半; 不断迭代, 直到边坡临界失稳。

在强度折减法中, 边坡临界失稳状态的判定尤为重要, 直接影响边坡安全系数的确定。目前, 一般采用的有收敛性准则、塑性区 (剪应变) 贯通准则及位移突变准则^[13-15]。结合 DDA 程序计算的特点, 本文选择采用位移突变准则, 根据边坡变形演化趋势来判断其是否失稳。

3 标准算例验证

3.1 单滑块直线滑面算例

采用本文方法对单滑块在斜坡上的稳定性进行验算, 并与理论解进行对比。计算模型如图 1 所示, 斜坡坡度 β 为 30° , 正方形滑块边长 l 为 1 m, 重度 γ 为 25 kN/m^3 。节理面强度考虑以下两种情况: ①内摩擦角 φ 为 32° , 无黏聚力, 无抗拉强度; ②内摩擦角 φ 为 32° , 黏聚力 c 为 5 kPa, 无抗拉强度。



图 1 单滑块直线滑面计算模型

边坡安全系数的定义为抗滑力与下滑力之比, 即

$$F_s = \frac{\gamma A \cos \beta \tan \varphi + cl}{\gamma A \sin \beta} \quad (4)$$

式中: A 为滑块面积, m^2 。

根据式 (4), 两种情况下滑块的安全系数理论值分别为 1.082 和 1.482。

由于该算例只有一个滑块, 可直观判断其是否失稳。通过计算发现:

1) 情况①时, 当节理面内摩擦角降低到 30.01° 时, 滑块仍能保持稳定, 降低到 30° 时, 滑块失稳滑动, 可知, 内摩擦角为 30.01° 时滑块临界失稳, 故其安全系数为 1.081 9, 与理论值 1.082 误差小于 0.1%。

2) 情况②时, 当节理面强度折减 1.460 时, 内摩擦角降低到 23.17° , 黏聚力降低到 3.424 kPa, 滑块能保持稳定; 当节理面强度折减 1.462 时, 内摩擦角降低到 23.14° , 黏聚力降低到 3.420 kPa, 滑块失稳。

滑动,可知其安全系数为 1.460,与理论值 1.482 误差小于 1.5%。

从以上计算结果可知,将强度折减法运用于 DDA 计算得到的直线滑面安全系数与理论值误差较小。

3.2 多滑块圆弧滑面算例

对图 2 所示的多滑块沿圆弧滑面滑动的安全系数进行计算,并与条分法计算结果进行对比。滑体分成 6 个滑块,每个滑块的面积及其底面中点与滑面圆心连线的垂直角度见表 1,滑面长度 l 为 15.7 m。滑体重量 γ 为 25 kN/m³,节理面内摩擦角 φ 为 40°,黏聚力 c 为 5 kPa,无抗拉强度。

条分法定义边坡的安全系数为抗滑力矩与下滑力矩之比,对于圆弧滑面,其计算公式为

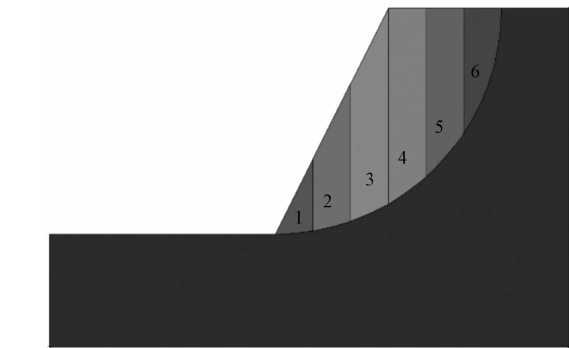
$$F_s = \frac{\sum \gamma A_i \cos \theta_i \tan \varphi + cl}{\sum \gamma A_i \sin \theta_i} \tag{5}$$

由式(5)及表 2 数据可计算出滑体的安全系数为 1.28。

通过 DDA 计算发现:当节理面强度折减 1.26 时,内摩擦角降低到 33.7°、黏聚力降低到3.97 kPa,滑体仍能基本保持稳定;而当节理面强度折减 1.27 时,内摩擦角降低到 33.5°、黏聚力降低到3.94 kPa,滑体失稳滑动(图 3),据此可以确定滑体的安全系数为 1.26,与条分法计算结果 1.28 较为接近。

表 1 滑块几何信息

滑块	滑块面积 A_i/m^2	滑块底面中点与滑面圆心连线的垂直角度 $\theta_i/(^\circ)$
1	2.69	5
2	7.77	15
3	12.34	25
4	13.49	36
5	10.94	49
6	6.21	73



1~6 为滑块编号

图 2 多滑块圆弧滑面计算模型

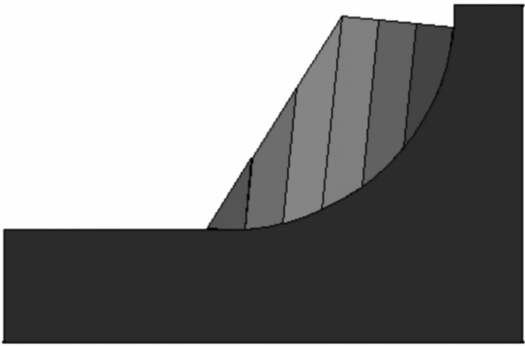


图 3 滑块沿圆弧滑面滑动

4 工程应用

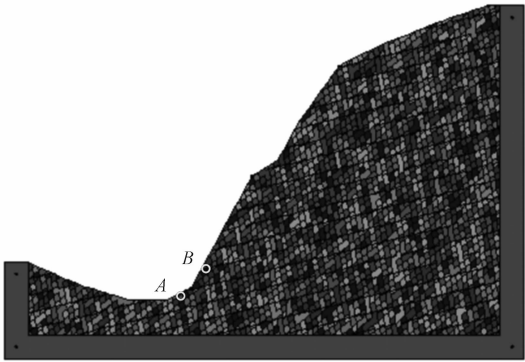
4.1 数值模拟分析

采用本文方法分析河南洛宁抽水蓄能电站场内 11 号公路 K0+830~K0+890 段岩质边坡的稳定性。该边坡节理发育、岩体破碎,坡体内含有 3 组节理,其分布参数见表 2。边坡坡向为 315°/SW∠55°,在场地地形图上截取垂直坡向的剖面建立二维 DDA 计算模型(图 4),可见在该剖面方向上节理组与坡向的关系为一组反倾、两组缓倾。依据勘察报告,计算参数取值如下:岩体密度为 2 530 kg/m³,弹性模量为 3.0 GPa,泊松比为 0.25;节理面内摩擦角为 11.3°,黏聚力为 10 kPa,无抗拉强度。在变形较大的坡脚部位设置位移监测点 A 和 B。

经过试算可知,当节理强度不折减($K_{\min}=1.0$)时,边坡稳定,当强度折减一半($K_{\max}=2.0$)时,边坡失稳破坏,破坏部位发生在坡脚,其破坏过程如图 5

表 2 节理几何分布参数

节理组	产状	间距/m	迹长/m
1	42°/NW∠82°	0.5	5.0
2	55°/NW∠72°	0.5	5.0
3	342°/SW∠82°	1.0	5.0



A、B 为位移监测点

图 4 岩质边坡计算模型

所示。由此,可知该边坡的安全系数为 1~2,采用二分法对节理强度进行折减,折减后的参数代入模型进行计算,计算结束后,根据监测点的位移演化趋势,判断边坡的稳定性。监测点位移随强度折减系数变化曲线如图 6、图 7 所示,计算结果汇总见表 3。

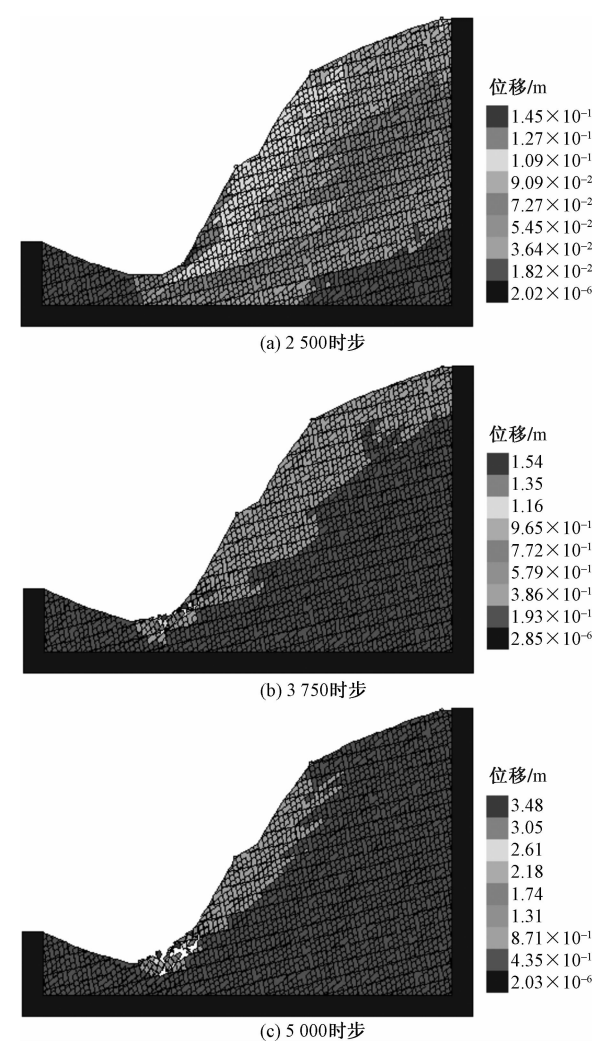


图 5 岩质边坡失稳过程(K=2)

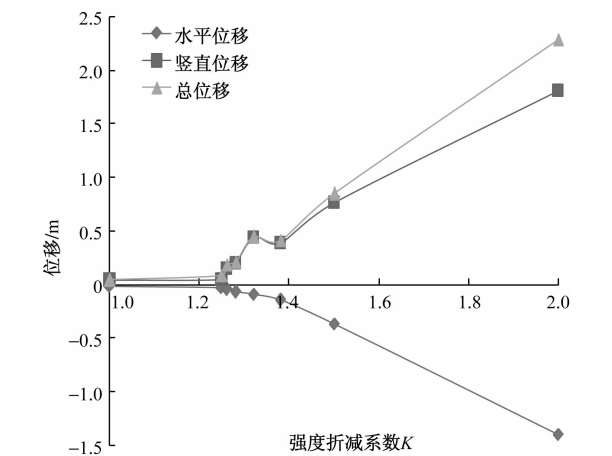


图 6 监测点 A 位移-强度折减系数曲线

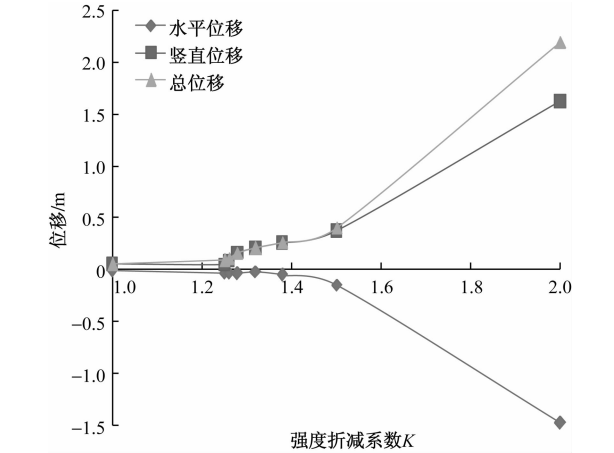


图 7 监测点 B 位移-强度折减系数曲线

表 3 不同折减系数时节理强度参数及边坡稳定性

折减系数 K	节理强度参数		边坡稳定性
	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	
1.0	10	11.3	稳定
1.25	8.0	9.1	稳定
1.26	7.9	9.0	不稳定
1.28	7.8	8.9	不稳定
1.32	7.6	8.6	不稳定
1.38	7.2	8.2	不稳定
1.5	6.7	7.6	不稳定
2.0	5.0	5.7	不稳定

由图 6、图 7 可以看出:在节理强度参数折减到 1.25 时,监测点位移几乎为零;当节理强度参数折减超过 1.25 时,监测点位移突然增到 20 cm,由于计算能力有限,本算例仅设置了 5 000 个时步,如果继续计算,监测点位移将持续增大,边坡最终发生破坏;由此可以推断,当节理强度参数折减到 1.25 时,边坡处于临界失稳状态,此时的折减系数即为边坡的安全系数。

4.2 现场调查及监测结果

2022 年 1 月 12 日,边坡在开挖至距路床顶面高程 2 m 位置时,坡脚位置发生了局部坍塌[图 8(a)],上部监测点的水平和垂向位移分别为 3 mm 和 4 mm,现场仅进行清表处理。至 2 月 10 日时,边坡坍塌范围进一步扩大[图 8(b)],本次监测点的水平和垂向位移分别达到了 16.1 mm 和 34.5 mm。经现场会诊,一致认为降雨及爆破开挖扰动是该边坡坍塌的主要原因。结合现场调查及监测数据分析可知:边坡破坏首先是从坡脚开始的,并逐渐向上扩展致整体垮塌,这与前述数值模拟结果较为一致,进一步验证了本文方法模拟结果的准确性和可靠性。



图 8 现场边坡坍塌照片

5 结论

本文通过将节理岩体非连续变形分析(DDA)方法与强度折减法相结合,提出了基于 DDA 的岩质边坡稳定性分析方法,并将其应用于复杂岩质边坡稳定性评价,给岩质边坡稳定性分析方法提供了新的手段。

1)本文提出的基于 DDA 的岩质边坡稳定性分析方法不必假设滑动面的形状和位置,能够处理复杂的岩质边坡稳定性评价问题,且能够清楚展示边坡失稳过程及部位,而采用关键点位移突变判断边坡失稳,物理意义明确。该方法为复杂岩质边坡稳定性评级提供一种新的研究途径。

2)对节理面抗剪强度参数 c 和 $\tan \varphi$ 以同一系数进行折减,直至边坡失稳;在强度折减过程中,采用二分法策略进行迭代计算,并通过关键点的位移突变来确定边坡的临界失稳状态,将此时的折减系数定义为边坡的安全系数。

3)采用本文方法对滑体在直线滑面和圆弧滑面上的稳定性进行验算,得出的安全系数分别与理论值和条分法计算结果相比,误差小于 1.5%,证明了该方法的正确性和有效性。

4)以河南洛宁抽水蓄能电站场内 11 号公路 K0+830~K0+890 岩质边坡垮塌为例,应用本文方法分析了不同折减系数下边坡的变形演化过程和位移演化规律,在降雨及爆破开挖扰动影响下,边坡破坏首先发生在坡脚,然后逐渐发展到坡顶,与现场调查及监测结果较为吻合。

对于大型岩土工程边坡的计算,由于安全系数的求解需要进行不断重复的迭代计算,采用普通的 PC 机需要耗费大量时间,且难以达到计算效果,后续可考虑采用并行计算或云计算提高计算效率,以适应大型工程计算的需要。

参考文献

- [1] 何云勇,李蜀南,向波,等. 结构面特征对顺层边坡开挖卸荷影响分析[J]. 公路,2022,67(6):1-7.
- [2] 程玉梅. 基于离散元强度折减法的高陡顺层岩质边坡稳定性分析[D]. 北京:中国地质大学(北京),2017.
- [3] 沈华章,郭明伟,王水林,等. 基于离散元的边坡矢量和稳定分析方法研究[J]. 岩土力学,2016,37(2):592-600.
- [4] 张志飞,贾洪彪,苟青松,等. 反倾层状岩质边坡变形破坏的颗粒流模拟研究[J]. 科学技术与工程,2019,19(13):56-64.
- [5] 雷远见,王水林. 基于离散元的强度折减法分析岩质边坡稳定性[J]. 岩土力学,2006,27(10):1693-1698.
- [6] 孙丹芳,胡修文,李雨,等. 考虑拉破坏的离散元双强度折减法的岩质边坡稳定性分析[J]. 科学技术与工程,2016,16(31):137-140.
- [7] 杨鹏程,李思达,韩伟歌,等. 岩溶区多软弱层复合边坡变形破坏机制分析[J]. 科学技术与工程,2022,22(15):6264-6269.
- [8] 张鹏,张绍和,刘磊磊. 基于物质点强度折减法的二维均质 $c-\varphi$ 边坡稳定性分析图表[J/OL]. 工程地质学报;1-12 [2022-11-22]. DOI:10.13544/j.cnki.jeg.2020-660.
- [9] SHI G H. Discontinuous deformation analysis: a new numerical model for the statics and dynamics of block system [D]. Berkeley: University of California, 1988.
- [10] 沈振中,大西有三. 基于非连续变形分析的水库岩体边坡稳定分析方法[J]. 水利学报,2004(3):117-122,128.
- [11] 张润峰,张献民,陈国明. 基于 DDA 的强度折减法求土坡安全系数[J]. 中国民航大学学报,2007,25(3):45-48.
- [12] 邹爱清,丁秀丽,卢波,等. DDA 方法块体稳定性验证及其在岩质边坡稳定性分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报,2008,27(4):664-672.
- [13] 郑颖人,赵尚毅. 有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J]. 岩石力学与工程学报,2004,23(19):3381-3388.
- [14] 刘显君,刘明扬,杜文杰. 基于广义 Hoek-Brown 准则的多参数强度折减法在边坡稳定性分析中的应用[J]. 科技和产业,2021,21(8):255-261.
- [15] 葛修润,任建喜,李春光,等. 三峡左厂 3# 坝段深层抗滑稳定三维有限元分析[J]. 岩土工程学报,2003,25(4):389-394.

The Method Evaluating the Stability of Rock Slope Based on DDA

DU Xinguo

(China Railway 14th Bureau Group Second Engineering Co. ,LTD. ,Tai'an 271000,Shandong,China)

Abstract: The stability of rock slope is mainly controlled by the discontinuous structural faces, so the continuum-based analysis method of slope stability is not suitable to evaluate the rock slope. To this end, by introducing the strength reduction theory into the DDA method, a discontinuous method evaluating the stability of rock slope is proposed. In addition, the strength reduction strategy and the basis for determining the safety factor are given. Then, the safety factors of a single block sliding on a inclined plane and multiple blocks sliding on a circular surface are calculated and compared with the theoretical values and the slice method results, respectively. The good agreement indicates the accuracy and validity of the proposed method. Taking the rock slope of the road in the site of Luoning pumped storage power station in Henan Province as an example, the deformation evolution process and displacement evolution law of slope under different reduction coefficients are analyzed based on the proposed method, and the safety factor of slope is determined. The results showed that under the influence of rainfall and blasting excavation disturbance, the slope failure first occurs at the foot of the slope, and then gradually develops to the top of the slope, which is consistent with the field investigation and monitoring results. The proposed method can provide a new research approach for the stability evaluation of complex rock slope.

Keywords: rock slope; stability evaluation; discontinuous deformation analysis (DDA); strength reduction; instability criterion