

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2019.02.016

基于双参数强度折减法的优化研究

刘 纯¹, 刘希成¹, 苏立海², 李 宁³

(1. 中国民航工程咨询公司, 北京 100000; 2. 空军工程大学, 陕西 西安 710038;

3. 西安理工大学, 陕西 西安 710048)

摘 要: 针对传统强度折减法未充分考虑粘聚力 c 和内摩擦角 φ 差异衰减的实际, 基于岩土体理想强度软化模型, 结合综合安全系数的最新研究, 推演了包含 c 、 φ 折减先后间隔的双折减公式, 并通过 Dawson 等人所述的边坡算例讨论了稳定性安全系数及其增长率随着衰减次序间隔系数 a 的变化规律, 试探性地提出了一种弹性评价边坡稳定性的方法。研究表明: 稳定性敏感区内 k_s 范围的确定对弹性评价边坡稳定状况具有十分重要的意义, 岩土体差异衰减的计算方法更加符合边坡岩土体实际的破坏机制, 为更加准确的评价边坡稳定性问题提供了参考。

关键词: 边坡稳定; 双参数折减; 衰减次序间隔

中图分类号: O319.56

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2019)02-0087-04

Optimization Based on Double Parameter Reduction Method

LIU Chun¹, LIU Xicheng¹, SU lihaili², LI Ning³

(1. Civil Aviation Institute Engineerings Consulting Company of China, Beijing 100000, China;

2. Air Force Engineering University, Xi'an, Shaanxi 710038, China;

3. Xi'an University of technology, Xi'an, Shaanxi 710048, China)

Abstract: Considering that the traditional strength reduction method does not fully consider the differential attenuation of cohesion c and internal friction angle φ , in this paper based on the ideal strength softening model of rock and soil and previous research results, combined with the research status of comprehensive safety factor, a two-parameter strength reduction analytical formula considering the order interval of c and φ attenuation is deduced, and then verified by example from Dawson et al. The slope stability safety factor and its increment rate change with the attenuation sequence interval coefficient a are then discussed by the slope example. A tentative method for evaluating slope stability by elasticity is proposed. The results show that the determination of the range of slope safety factor in the stability sensitive area is of great significance to the elastic evaluation of slope stability. The calculation method of differential attenuation of rock and soil mass is more in line with the actual failure mechanism of rock and soil mass of slope, which can provide references for more accurate evaluation of slope stability.

Keywords: slope stability; double parameter reduction; attenuation order interval

现行通用传统强度折减法由于工程实际的深入发展和研究, 逐渐暴露除一些缺陷, 岩土体强度参数的同步、同量衰减模式无法真正意义上反应边坡失稳过程发生的内在破坏机理, 对正确分析边坡稳定性产生了一定的误差, 为解决这个问题, 工程界长期以来为此进行了大量卓有成效的分析和研究。唐芬等^[1-2]认为黏聚力和内摩擦角应采用不同的衰减数

值, 但是文中缺少相关的理论基础支撑。学者袁维等^[3-4]、白冰等^[5-6]提出新方法, 通过推导验证, 补充完善了双参数强度折减法计算边坡稳定性安全系数的理论空缺。Conte 等^[7]近似地认为边坡土体强度衰减曲线斜率为线性恒值, 得到了 c 、 φ 强度衰减的解析公式。王强志等^[8]和薛海斌等^[9]的研究成果未考虑土体强度参数的衰减次序问题, 尚待进一步

优化。

1 双参数强度折减法

1.1 双参数差异折减的原理

边坡土体材料的强度计算由黏聚力和内摩擦角正切值组成的解析式控制,两者之间的作用关系需要进一步研究和优化^[10-13],坡体失稳发生滑动时, c 连接链首先断裂失效,当应变逐渐增加时, φ 随着颗粒间的滑动发挥作用,为了更加真实的反映 c 、 φ 的衰减机制,通过边坡算例做如下探讨。

1.2 双参数差异折减的假设

本章对边坡失稳时岩土体强度参数失效机制进行研究和总结,结合衰减次序间隔系数,提出了适用于边坡稳定性的评价方法。岩土体理想强度软化曲线如图 1 所示。

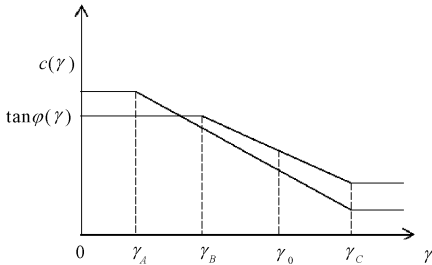


图 1 岩土体强度参数理想衰减曲线

土体强度参数的失效机制可以通过图 1 中理想衰减曲线的斜率和特征点很好的反映出来,为进一步推导 c 、 φ 差异折减解析公式提供了现实基础。

1.3 双参数差异折减关系推导

基于上述假设根据图 1 有:

$$c(\gamma) = \begin{cases} c_A & (\gamma \leq \gamma_A) \\ \frac{c_C - c_A}{\gamma_C - \gamma_A}(\gamma - \gamma_A) + c_A & (\gamma_A < \gamma < \gamma_C) \\ c_C & (\gamma \geq \gamma_C) \end{cases} \quad (1)$$

$$\tan\varphi(\gamma) = \begin{cases} \tan\varphi_B & (\gamma \leq \gamma_B) \\ \frac{\tan\varphi_C - \tan\varphi_B}{\gamma_C - \gamma_B}(\gamma - \gamma_B) + \tan\varphi_B & (\gamma_B < \gamma < \gamma_C) \\ \tan\varphi_C & (\gamma \geq \gamma_C) \end{cases} \quad (2)$$

通过式(1)和式(2)可见:黏聚力和内摩擦角正切值之间的数学关系可以通过将强度衰减过程理想化处理后的曲线得到,较为全面的反映了边坡岩土

体在受到外界荷载和扰动后发生滑坡时,其岩土体材料的强度衰减演变过程,为下一步推演 c 、 φ 之间的函数关系奠定了理论基础和现实可能,本节将通过这一假设,对黏聚力和内摩擦角正切值之间的关系进行分析和研究如下:

$$\frac{c_B - c_C}{\gamma_B - \gamma_C} = \frac{c_B - c_0}{\gamma_B - \gamma_0} \quad (3)$$

$$\frac{\tan\varphi_B - \tan\varphi_C}{\gamma_B - \gamma_C} = \frac{\tan\varphi_B - \tan\varphi_0}{\gamma_B - \gamma_0} \quad (4)$$

由式(3)和式(4)得:

$$\frac{c_B - c_C}{c_B - c_0} = \frac{\tan\varphi_B - \tan\varphi_C}{\tan\varphi_B - \tan\varphi_0} \quad (5)$$

$$\gamma_B = a\gamma_A \quad (6)$$

$$\varphi' = \arctan \frac{\tan\varphi}{k_\varphi} \quad (7)$$

将式(6)和式(7)代入式(5)得:

$$\frac{c_A(\tan\varphi_B - \tan\varphi_C)}{\tan\varphi_B(ac_A - c_C)} = \frac{k_c(k_\varphi - 1)}{k_\varphi(ak_c - 1)} \quad (8)$$

$$\lambda = \frac{c_A(\tan\varphi_B - \tan\varphi_C)}{\tan\varphi_B(ac_A - c_C)} \quad (9)$$

$$k_c = \frac{\lambda k_\varphi}{k_\varphi(a\lambda - 1) + 1} \quad (10)$$

式中: γ_A 、 γ_B 、 γ_0 、 γ_C 为不同时刻对应的应变变量; c_A 、 c_B 、 c_0 、 c_C 为峰值、 $\tan\varphi$ 衰减开始、极限平衡状态、残余强度时分别对应的 c 值; $\tan\varphi_B$ 、 $\tan\varphi_0$ 、 $\tan\varphi_C$ 为峰值、极限平衡状态、残余强度时分别对应的 $\tan\varphi$; k_c 、 k_φ 为黏聚力、内摩擦角的折减系数,即各自的安全系数; a 表示岩土体强度参数的衰减次序间隔系数。

2 边坡综合安全系数的选用

双安全系数 k_c 、 k_φ 和边坡综合安全系数 k_s 之间存在必然的关系,唐芬等认为:

$$k_s = (k_c + k_\varphi)/2 \quad (11)$$

Yuan 等则认为边坡综合安全系数 k_s 与双折减系数 k_c 、 k_φ 服从关系式:

$$k_s = \frac{\sqrt{2} k_s k_\varphi}{\sqrt{k_s^2 + k_c^2}} \quad (12)$$

Isakov 等^[14-15] 认为边坡综合安全系数的表达式可以表述为:

$$R = \sqrt{\left(1 - \frac{1}{k_\varphi}\right)^2 + \left(1 - \frac{1}{k_c}\right)^2} \quad (13)$$

其中: $k_s = 1/[1 - R/\sqrt{2}]$ 为强度折减的路径。

关于双安全系数与综合安全系数之间的关系十

分复杂,本文根据赵炼恒等^[16]的研究,选择 Isakov 等的研究成果来处理双安全系数 k_c 、 k_φ 和边坡综合安全系数 k_s 之间关系。

3 衰减次序间隔系数讨论

本文结合 Dawson 等^[17]所述的边坡算例,对衰减次序间隔系数 a 进行讨论,进一步研究岩土体强度参数差异折减情况下边坡稳定性的变化规律。假定 c 、 φ 衰减速率恒定,试取 a 为 1.00、1.05、1.10、1.15、1.20、1.25、1.30、1.40、1.60、2.20、3.00 时,边坡稳定安全系数的相应变化量,相应结果如表 1 和表 2 所示。

表 1 k_s 随 a 的变化情况表

a 值	k_s	a 值	k_s
1.00	1.051	1.30	1.069
1.05	1.053	1.40	1.075
1.10	1.056	1.60	1.080
1.15	1.060	1.80	1.083
1.20	1.062	2.20	1.090
1.25	1.066	3.00	1.100

表 2 k_s 增长率随衰减次序间隔系数 a 的变化表

a 值	k_s 增长率	a 值	k_s 增长率
1.00	0.000	1.30	0.064
1.05	0.034	1.40	0.057
1.10	0.060	1.60	0.025
1.15	0.067	1.80	0.019
1.20	0.070	2.20	0.017
1.25	0.070	3.00	0.011

将表 1、表 2 中的数据反映到图 2、图 3 有:随着 a 值的增大, k_s 逐渐增大,但在 1.4 以后逐渐趋于平缓,表明 $\tan\varphi$ 相对 c 有衰减延迟时会对边坡安全系数产生影响,但可以预见的是,当两者之间的衰减间隔达到一定值,将不再变化,逐渐趋于稳定。

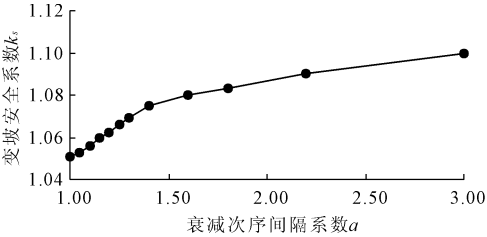


图 2 边坡安全系数随时间间隔系数的变化曲线

由图 3 有:随着 a 值的增大, k_s 增率可以分为增大、减小和平稳三个变化趋势,其中: k_s 随 a 值的增

大而逐渐过渡变化,先期增大后减小,并在 $a = 1.6$ 以后,曲线渐趋平稳。

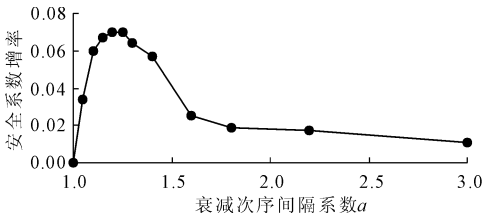


图 3 边坡安全系数增率随衰减次序间隔系数的变化曲线

综上所述: c 、 φ 衰减的间隔越长,从数据和分析来看,边坡就越稳定,符合本文预测。

为进一步研究 a 值工作效果,本节选取 $a = 1.00$ 、 $1.00 < a < 1.25$ 、 $a = 1.25$ 、 $1.25 < a < 1.60$ 、 $a = 1.60$ 、 $a > 1.60$ 五个区间进行分析:当 $a = 1.00$ 时,即不考虑黏聚力和内摩擦角正切值的衰减次序间隔时, k_s 等于 1.0501,与 Dawson 文中得到的安全系数接近,从侧面反映了本文推荐的计算方法是合理的。

- 1.00 < a < 1.25, k_s 增长速率随之增大。
- $a = 1.25$, k_s 增长速率到达峰值最敏感点。
- 1.25 < a < 1.60, k_s 增长速率随之减小。
- $a = 1.60$, k_s 增长速率开始趋于恒定。
- $a > 1.60$, k_s 增长速率趋于稳定并至一恒定值。

结合上述计算结果,本文认为:当 $1.00 < a < 1.60$ 时, k_s 波动状况较为强烈,视为本算例敏感区域,当 $a > 1.60$ 时, k_s 波动状况较为平缓,视为不敏感区域。考虑所有影响因素作用,本文推荐在坡体稳定性计算时,应对特定稳定性敏感区重点研究和分析,在此区间内, k_s 随 a 值波动较大,十分敏感,建议在评价边坡稳定状况时,可以尝试将过去单一安全系数描述边坡稳定的方法加以改进,将安全系数表述为一个区间,坡体受到外界的扰动和长期物理化学作用影响,其安全系数也将是一变值,所以在评价边坡稳定性时,应当充分考虑到这一点,从而也为弹性评价边坡稳定状况奠定了理论基础和现实依据。

4 结 论

(1) 本文推导了考虑 c 、 φ 衰减次序间隔的双参数强度折减解析公式^[18],通过算例的分析和验证,建议在评价边坡稳定状况时,可以尝试将过去单一安全系数描述边坡稳定的方法加以改进,将安全系数表述为一个区间范围,以达到弹性评价目标边坡

稳定性的目的。

(2) 现阶段关于边坡稳定性分析时 a 值得研究并不常见, 相关结论并不完善, 所以仍有很大空间去深入的讨论和研究 a 值的取值范围和作用机制。

参考文献:

- [1] 唐 芬, 郑颖人. 强度储备安全系数不同定义对稳定系数的影响[J]. 土木建筑与环境工程, 2009, 31(3): 61-65.
- [2] 唐 芬, 郑颖人. 边坡渐进破坏双折减系数法的机理分析[J]. 地下空间与工程学报, 2008, 4(3): 436-441.
- [3] 袁 维. 强度折减法的若干研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2014.
- [4] Yuan Wei, Bai Bing, Li Xiao Chun, et al. Astrength reduction method based on double reductionparamaters and its application[J]. Journal of Central South University, 2013, 20(9): 2555-2562.
- [5] 白 冰, 袁 维, 石 露, 等. 一种双折减法与经典强度折减法的关系[J]. 岩土力学, 2015, 36(5): 1275-1280.
- [6] Bai Bing, Yuan Wei, Li Xiao Chun. A new doubledreduction method for slope stability analysis[J]. Journalof Central South University, 2014, 21(3): 1158-1164.
- [7] Conte E, Silvestri F, Troncone A. Stability analysis of slopes in soils with strain-softening behavior[J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37(5): 710-722.
- [8] 王强志, 高永涛, 吴顺川, 等. 基于综合安全系数的强度折减法的改进[J]. 金属矿山, 2015(7): 43-47.
- [9] 薛海斌, 党发宁, 尹小涛, 等. 边坡强度参数非等比例相

- 关联折减法研究[J]. 岩土力学, 2015, 34(2): 4005-4012.
- [10] 刘志伟. 土体强度参数对边坡隧道影响数值模拟分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2014, 12(4): 176.
- [11] 孙 键, 洪宝宁, 刘 鑫, 等. 基于粘聚力与摩擦角的路堤边坡稳定性敏感分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2013, 11(6): 99-104.
- [12] 李 峰, 陈 伟, 袁俊平, 等. 引江济淮试验工程中不同尺寸试样抗剪强度的试验对比研究[J]. 华北水利水电大学学报(自然科学版), 2017, 38(6): 60-65.
- [13] 黄志全, 张 茜, 吴 超, 等. 膨胀土动力学特性变化规律试验研究[J]. 华北水利水电大学学报(自然科学版), 2016, 37(2): 78-82.
- [14] Isakov A, Korneyev D A, Moryachkov Y. Two-parameter criterion of road bed stability[C]//Proceeding of Engineering Geology, Soil Mechanics and Foundations. Novosibirsk, Russia: [s. n.], 2010.
- [15] Isakov A, Moryachkov Y. Estimation of slope stability with using two - parameter criterion of stability[J]. International Journal of Geomechanics, 2013, 14(3): 06014004 - 1 - 1.
- [16] 赵炼恒, 曹景源, 唐高朋, 等. 基于双强度折减策略的边坡稳定性分析方法探讨[J]. 岩土力学, 2014, 35(10): 2977-2984.
- [17] Dawson E M, Roth W H, Drescher A. Slope staility analysis by strength reduction[J]. Geotechnique, 1999, 49(6): 835-840.
- [18] 刘 纯. 基于双参数折减的岸坡稳定性分析方法优化研究[D]. 西安: 西安理工大学, 2014.

(上接第 78 页)

- [5] 李庆伟, 党昱敬. 北京地区既有深基坑超期使用检测鉴定分析[J]. 建筑结构, 2016, 46(S1): 914-918.
- [6] 张钦喜, 吴 浩, 晁 哲. 超期服役基坑的监测及数值分析[J]. 岩土工程技术, 2017, 31(4): 186-191.
- [7] 梁贵才, 何有林, 潘春龙. 严寒地区超期超深基坑检测及治理技术[J]. 施工技术, 2017, 46(5): 6-11.
- [8] 刘 浩, 杨 锐, 张大军, 等. 广州某工程基坑变形监测及分析研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2015, 13(1): 167-170.
- [9] 王 超, 朱 勇, 张强勇, 等. 深基坑桩锚支护体系的监测分析与稳定性评价[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(S1): 2918-2923.
- [10] 吴 兵, 陈乐意, 周 立. 考虑空间效应的基坑变形数值分析[J]. 南昌航空大学学报(自然科学版), 2015, 29(1): 89-93.
- [11] 付红梅. 基于空间效应长大深基坑变形控制研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2017: 1-6.
- [12] 刘 军. 基坑周边施工荷载作用效应分析与辅助措施[J]. 岩土工程技术, 2017, 31(6): 317-320.
- [13] 李思慧, 刘海卿. 深基坑开挖监测与数值模拟[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版), 2016, 35(9): 931-936.
- [14] 姜忻良, 宗金辉, 孙良涛. 天津某深基坑工程施工监测及数值模拟分析[J]. 土木工程学报, 2007, 40(2): 79-84.
- [15] 韩健勇, 赵 文, 贾鹏蛟, 等. 局部锚索失效下桩锚支护体系深基坑力学响应分析[J]. 东北大学学报(自然科学版), 2018, 39(2): 426-430.
- [16] 过 令. 坑边堆载与坑内超挖对基坑围护结构及周边环境安全性评价研究[D]. 淮南: 安徽理工大学, 2016: 57-58.