

基于 FLAC 强度折减理论的边坡稳定性研究

刘立鹏 陈 奇 张 彬

(中国地质大学(北京)工程技术学院, 北京 100083)

【摘 要】 将强度折减理论与 FLAC 软件相结合, 利用 FLAC 软件后处理功能, 动态显示广义剪应变增量及塑性区的演化情况, 分析土质边坡的稳定性。以静力平衡计算收敛、特征部位位移突变及剪应变增量贯通情况为失稳判据判断边坡稳定状态, 求得边坡的稳定系数 F_s , 并搜索到土坡的临界滑裂面。将计算结果同国际标准算例结果进行比较, 二者具有较好的一致性。表明基于 FLAC 的强度折减法进行边坡稳定性分析, 可以较形象地反映边坡潜在滑移面的动态演化规律及具体位置, 求出边坡稳定系数, 进而合理评价边坡的稳定状态。

【关键词】 边坡稳定分析; 强度折减理论; FLAC; 极限平衡法

【中图分类号】 TU472 36

Slope Stability Analysis Based on Strength Reduction Theory in FLAC

Liu Lipeng Chen Qi Zhang Bin

(School of Engineering and Technology, China University of Geosciences Beijing 100083 China)

【Abstract】 The shear strength reduction is combined with fast lagrangian analysis of continuum method (FLAC) to analyze the stability of soil slope, and the FLAC software post-processing function to dynamic demonstrate is used in generalizing shear strain increment, plastic areas occurrence and development situation. Moreover, convergence of statics equilibrium algorithm, mutation of displacement on characteristic position of slope as well as continuum of shear strain increment are used as criterion to estimate the stability of slope. The critical slip surface can be obtained when the slope become unstable. The method can vividly forecast the latent critical slip surface and evaluate the stability of soil slope by analyzing the international calculated example.

【Key Words】 slope stability analysis; shear strength reduction theory; FLAC; limit equilibrium theory

0 引言

自弗伦纽斯提出圆弧滑动法以来, 至今已经出现了许多土坡稳定性分析方法, 包括极限平衡法、数值模拟方法等。极限平衡法一般只能考虑静力平衡条件, 对于静定问题, 通过分析边坡土体在破坏时力的平衡来求得问题的解; 对于静不定的问题, 则通过引入一些简化假定, 使问题静定可解^[1]。而数值模拟方法分析边坡稳定问题则克服了极限平衡方法中将土条假设为刚体的缺点, 考虑了土体的弹塑性本构关系, 以及变形对应力的影响等。随着计算机技术的发展, 采用包括有限元法、有限差分法在内的数值模拟方法分析边坡稳定性已经成为可能。

1975 年, Zienkiewicz 等首次在土工弹塑性有限元数值分析中提出了抗剪强度折减系数概念^[1]。抗

剪强度折减系数定义为: 在外荷载保持不变的情况下, 边坡内土体所发挥的最大抗剪强度与外荷载在边坡内所产生的实际剪应力之比。外荷载所产生的实际剪应力应与抵御外荷载所发挥的最低抗剪强度即按照实际强度指标折减后所确定的、实际中得以发挥的抗剪强度相等。当假定边坡内所有土体抗剪强度的发挥程度相同时, 这种抗剪强度折减系数定义为边坡的整体稳定系数。其后国内外一些学者对此问题进行了研究, 例如, Ugai^[2]、Matsui^[3]、Griffiths^[4]、宋二祥^[5]、张鲁渝^[6]、赵尚毅^[7-9]、郑颖人^[7-9]、栾茂田^[10]等。本文采用 FLAC 软件并结合强度折减法对标准算例进行稳定性分析, 以静力平衡计算是否收敛作为边坡稳定评判依据。同时基于 FLAC 模拟计算结果的动态显示功能, 描绘出土质

边坡的剪应变增量发展、特征点的位移情况, 综合评价边坡体的稳定性, 并将结果与基于极限平衡理论的边坡稳定分析结果进行比较分析。

1 强度折减法的计算原理

1.1 强度折减法的基本原理

将岩土材料的抗剪强度 c, φ 值同时除以一个折减系数 F_{trial} , 得到一组新的抗剪强度值 c', φ' , 将其作为新的力学参数带入有限元中进行试算, 当边坡土体符合给定的临界破坏状态判定条件时, 所对应的折减系数 F_{trial} 被称为边坡的最小稳定系数 F_s 。其中, 参数 c', φ' 分别由式(1)、(2)求得, 而弹性模量 E 、泊松比 μ 在计算中假设为定值, 不随 c, φ 的改变而变化。

$$c' = \frac{c}{F_{\text{trial}}} \quad (1)$$

$$\varphi' = \arctan \frac{\tan \varphi}{F_{\text{trial}}} \quad (2)$$

1.2 屈服准则

影响土坡稳定的关键因素是土体的抗剪强度, 当剪切面上的最大剪应力达到了土体所能承受的破坏极限时, 土坡将发生失稳破坏。此处岩土体的本构关系采用理想弹塑性模型, 屈服准则为 Mohr-Coulomb 屈服准则

$$\frac{1}{3} I_1 \sin \varphi - \left| \cos \omega_b + \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \omega_b \sin \varphi \right| \sqrt{J_2} + c \cos \varphi = 0 \quad (3)$$

式中: φ 为内摩擦角, ($^\circ$); c 为内聚力, kPa; I_1 为应力张量的第一不变量; J_2 为应力偏张量的第二不变量; ω_b 为应力罗德角, ($^\circ$)。

1.3 边坡失稳破坏判据

边坡发生破坏失稳, 会产生较大位移, 滑动体由原先静定稳定状态转变为静不定状态, 边坡上的特征点的位移呈现无限增大趋势。其塑性应变不再是个定值, 也表现为无限增长趋势, 同时塑性应变区自坡脚贯通至坡顶。

数值模拟中, 对于边坡失稳的判据有很多的观点。连锁营^[11]、Matsu^[13] 以广义剪应变是否贯通作为边坡失稳的评判依据。文献[11]基于强度折减塑性有限元分析结果, 绘制边坡内广义剪应变分布, 并认为若某一幅值广义剪应变的区域在边坡中相互贯通, 则意味着边坡失稳。栾茂田^[10]、郑宏^[12]、周翠英^[13] 等以广义塑性应变或者等效塑性应变从坡脚到坡顶贯通作为边坡整体失稳的标志。文献[10]认为无论是在广义剪应变还是在位移中不仅含有塑性分量, 而且也包含弹性分量,

根据这些物理量的大小判断塑性区以及剪应力破坏区的开展是不够合理准确的, 考虑到土体的塑性破坏主要与塑性区出现、开展及其重分布紧密相关, 而塑性应变能够记忆和描绘塑性区发展与破坏演化的过程, 故根据塑性区的范围及其连通状态确定潜在滑动面及边坡稳定系数, 评价边坡的稳定性。Griffiths^[4]、Dawson^[14]、郑颖人、赵尚毅^[7-9] 等以有限元静力平衡计算不收敛作为边坡整体失稳的标志, 文献[9]认为塑性区从坡脚到坡顶贯通并不一定意味着破坏, 塑性区贯通是破坏的必要条件, 但不是充分条件, 还要看是否产生很大的且无限发展的塑性变形和位移。对于理想弹塑性体而言, 当其中某一单元达到塑性屈服状态时, 如果其周围没有约束条件, 则会处于无限流动状态, 但如果该单元周围单元还处于弹性阶段或存在其他约束条件, 它将限制该单元塑性应变的发展。边坡体中某些个单元进入塑性阶段并不意味着边坡整体将会产生塑性流动, 特征点的位移呈无限增大趋势, 只有滑移面上的所有点的应变都超过某一个值后才会发生滑动。同时, 天然边坡坡顶处破坏形式为张拉破坏, 塑性区是否真正贯通比较难以把握。

综合以上观点并结合 FLAC 程序特点, 笔者采用静力平衡计算是否收敛作为边坡是否失稳的评判依据, 并结合边坡指定特征点的水平位移是否具有无限增长的趋势和剪应变增量是否贯通于坡脚至坡顶情况评判边坡整体稳定性。

2 强度折减边坡算例

2.1 算例

本文采用 1987 年澳大利亚计算机应用协会 (ACADS) 对澳大利亚所使用的边坡稳定分析程序进行的调查评比考核题中的 1(a) 作为算例^[15]: 一均质边坡, 其尺寸见图 1, 其中土体重度 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, 弹性模量 $E = 10 \text{ MPa}$, 泊松比 $\mu = 0.25$, 粘聚力 $c = 3.0 \text{ kPa}$, 内摩擦角 $\varphi = 19.6^\circ$ (参考结果: 简化 Bishop 条分法为 0.993, Janbu 法为 0.978, 裁判答案 1.000)。模型建立情况: 坡脚至左端边界距离为坡高的 1.5 倍, 坡顶到右端边界距离为坡高的 2.5 倍, 上下边界距离为坡高的 2.5 倍^[9]。左右边界为水平约束, 下边界为水平、竖直约束。

设 $F_{\text{trial}1} = 1.00$, $F_{\text{trial}2} = 1.40$, 采用二分法求取稳定系数 F_s 的范围, 对应不同的折减系数, 所求的监测点位移、剪切面增量贯通以及静力平衡计算收敛情况见表 1。

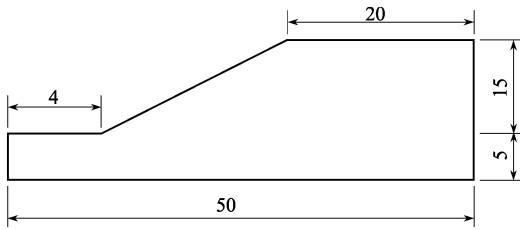


图1 边坡尺寸(m)

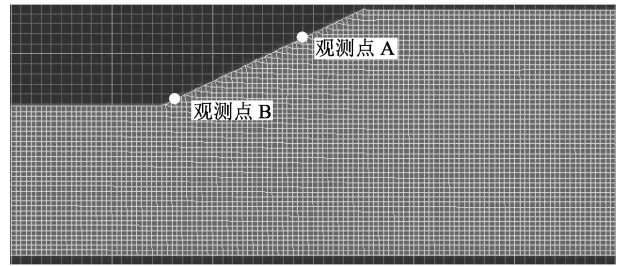


图2 边坡FIAC模型

表1 不同折减系数的计算结果(二分法)

F_{trial}	监测点 A 水平位移/cm	监测点 A 竖直位移/cm	监测点 B 水平位移/cm	监测点 B 竖直位移/cm	剪切面贯通情况	收敛性
1.00	-0.55	-5.70	-0.85	-2.10	未贯通	收敛
1.40	无限增长	无限增长	无限增长	无限增长	贯通	不收敛
1.20	无限增长	无限增长	无限增长	无限增长	贯通	不收敛
1.10	无限增长	无限增长	无限增长	无限增长	贯通	不收敛
1.05	-4.10	-8.10	-3.00	-2.50	未贯通	收敛
1.075	无限增长	无限增长	无限增长	无限增长	贯通	不收敛
1.0625	无限增长	无限增长	无限增长	无限增长	贯通	不收敛

由以上计算结果分析可知, 稳定系数 F_s 存在范围(1.05, 1.0625), 由于二分法求解收敛较慢, 故而在所求的稳定系数范围内, 采用枚举法

($\Delta F_{\text{trial}} = 0.001$)求解稳定系数 F_s 。不同的值所求的计算结果见表2。

表2 不同折减系数的计算结果(枚举法)

F_{trial}	监测点 A 水平位移/cm	监测点 A 竖直位移/cm	监测点 B 水平位移/cm	监测点 B 竖直位移/cm	剪切面贯通情况	收敛性
1.051	-5.20	-9.20	-4.10	-2.60	未贯通	收敛
1.052	-5.40	-9.50	-4.20	-2.80	未贯通	收敛
1.053	-5.80	-10.80	-5.10	-3.40	未贯通	收敛
1.054	无限增长	无限增长	无限增长	无限增长	贯通	不收敛

对应不同的折减系数, 监测点 A、B 的水平、竖直方向位移见图3~图6。

折减系数 $F_{\text{trial}} = 1.053$ 时, 边坡的临界滑裂面见图7, 塑性应变区见图8。

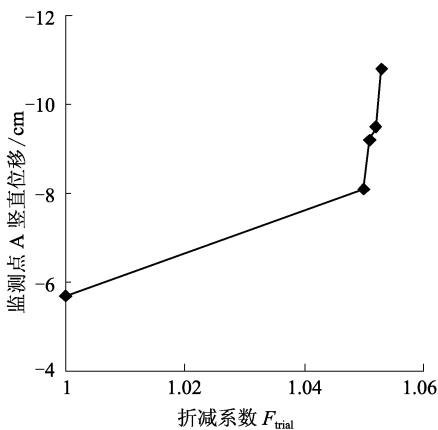


图3 监测点 A 水平位移

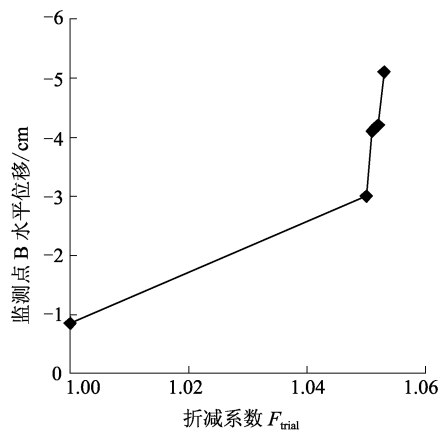


图4 监测点 A 竖直位移

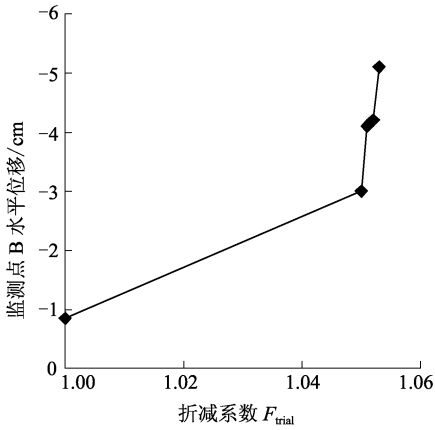


图 5 监测点 B 水平位移

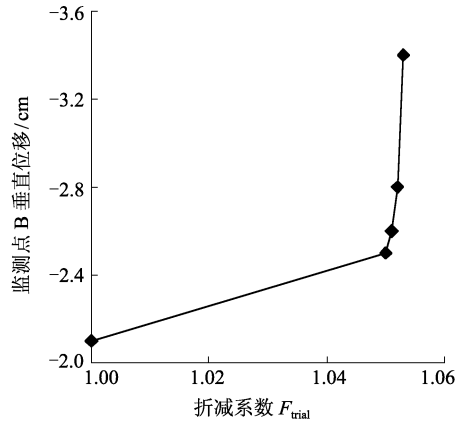


图 6 监测点 B 竖直位移

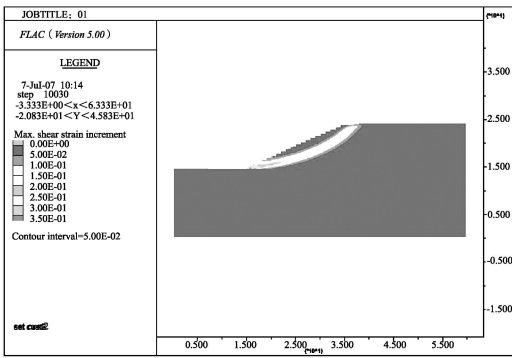


图 7 土坡的临界滑裂面

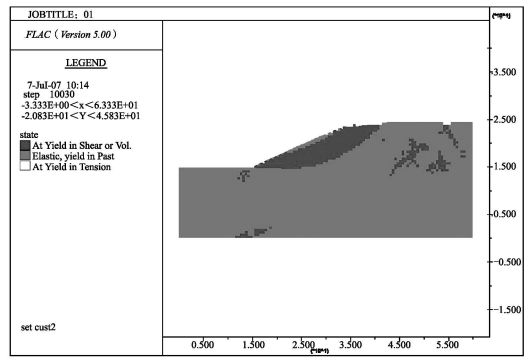


图 8 土坡的塑性应变区

2 2 结果分析

折减系数为 1.053 时, 算法收敛, 土坡产生较大位移, 此时剪应力增量贯通坡脚至坡顶, 同时塑性区贯通坡脚至坡顶。折减系数为 1.054 时, 虽剪应力增量贯通坡脚至坡顶, 塑性区亦贯通坡脚至坡顶, 但算法不收敛, 监测点水平、竖直位移呈无限增长趋势, 可判断此折减系数下, 边坡稳定性急剧下降, 产生滑坡。根据边坡失稳破坏判据确定土坡稳定系数 F_s 为 1.053。

随折减系数增大, 监测点 A、B 的水平位移及竖直位移均呈增长趋势, 这与随着折减系数逐渐接近于边坡安全系数时, 临界状态边坡上各点的位移沿圆弧面下滑水平位移增长的定性分析所一致。坡脚不变时, 当坡高为 15.65 m 时, 稳定系数为 1.0, 而坡高不变时, 当坡角为 31.5° 时, 稳定系数亦为 1.0, 这与理论上认为随着边坡坡角及坡高的增加, 稳定系数下降, 边坡趋于不稳定状态的分析是一致的。

2 3 极限平衡理论验证

STAB 系中国水利水电科学研究院开发的土质边坡分析软件, 程序具有自动搜索最小安全系数的功能。可以对圆弧或任意形状滑裂面搜索相应最小安

全系数的临界滑裂面(见图 9), 是目前国际上较权威的采用极限平衡理论土质边坡稳定性分析软件之一。

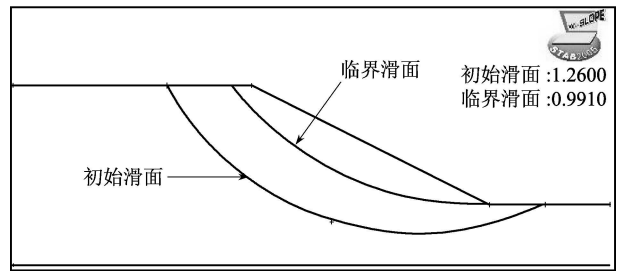


图 9 毕肖普法计算结果

此处给予 10 组初始滑面, 求对应临界滑裂面的稳定系数。计算结果见表 3。

对于本算例, 文献[15]分别给出了按简化 Bishop 条分法和 Janbu 法并给出了裁判答案, 分别为 0.993、0.978 和 1.00, 采用 STAB 计算的结果分别为 0.9932、0.9507。折减系数法所得到的边坡稳定系数和极限平衡理论的计算结果基本一致, 表明将强度折减系数法用于土质边坡稳定性分析是合理、可行的。同时从图 7 可以清晰的看出滑裂面的位置

和形状,图8可以看出塑性区的分布情况,这有助于了解边坡整体失稳破坏的发生、发展过程,掌握边坡

失稳机制,为进一步研究边坡开挖、支护时稳定问题提供了较为直观的依据。

表3 毕肖普法与瑞典法计算临界滑裂面的稳定系数

计算方法	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均值
Bishop	0.991	0.990	0.996	0.993	0.992	0.994	0.994	0.995	0.996	0.991	0.9932
Sweden	0.950	0.949	0.951	0.952	0.950	0.951	0.948	0.951	0.953	0.952	0.9507

3 结论

1)采用强度折减系数法,利用FLAC软件对边坡的稳定性进行分析,可求得边坡稳定系数。与极限平衡理论计算结果相比较,表明强度折减系数法分析边坡稳定性是合理、可行的,但要注意边界条件、本构关系、屈服强度以及剖分网格密度的选取,这有助于提高边坡的稳定系数精度。

2)分析中采用算法的收敛性、位移的变化趋势以及剪应力增量贯通坡脚至坡顶作为边坡破坏的标准是适应的。

3)采用连续介质快速拉格朗日分析法的优点不仅在于求得稳定系数,对于复杂地貌、地质的边坡可自动求出任意形状的临界滑裂面,并能模拟出边坡开挖、支护、失稳过程,且可采用不同的本构关系,考虑岩土体的非线性,克服了极限平衡分析方法的不足。

参 考 文 献

- [1] Zienkiewicz O C, Humpheson C, Lewis R W. Associated and nonassociated visco-plasticity in soil mechanics[J]. Geotechnique, 1975, 25(4): 671-689
- [2] Ugai K. A method of calculation of total factor of safety of slopes by elasto-plastic FEM[J]. Soils and Foundations, 1989, 29(2): 190-195
- [3] Matsui T, San K C. Finite Element Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Technique [J]. Soils and Foundations JSSMFE, 1992, 32(1): 59-70
- [4] Griffiths D V, Lane P A. Slope stability analysis by finite elements[J]. Geotechnique, 1999, 49(3): 387-403
- [5] 宋二详. 土工结构安全系数的有限元计算[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(2): 1-7
- [6] 张鲁渝, 郑颖人, 赵尚毅, 等. 有限元强度折减系数法计算土坡稳定安全系数的精度研究[J]. 水利学报, 2003(1): 21-27
- [7] 赵尚毅, 郑颖人, 时卫民, 等. 用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(3): 343-346
- [8] 赵尚毅, 郑颖人, 邓卫东. 用有限元强度折减法进行节理岩质边坡稳定性分析[J]. 岩土力学与工程学报, 2003, 22(2): 254-260
- [9] 赵尚毅, 郑颖人, 张玉芬. 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据探讨[J]. 岩土力学, 2005, 26(2): 332-336
- [10] 栾茂田, 武亚军, 年廷凯. 强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区判据及其应用[J]. 防灾减灾工程学报, 2003, 23(3): 1-8
- [11] 连镇营, 韩国城, 孔宪京. 强度折减有限元法研究开挖边坡的稳定性[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(4): 406-411
- [12] 郑宏, 李春光, 李焯芬, 等. 求解安全系数的有限元法[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 323-328
- [13] 周翠英, 刘祚秋, 董立国, 等. 边坡变形破坏过程的大变形有限元分析[J]. 岩土力学, 2003, 24(4): 644-652
- [14] Dawson E M, Roth W H, Drescher A. Slope stability analysis by strength reduction [J]. Geotechnique, 1999, 49(6): 835-840
- [15] Donald I B, Giam P. The ACADS slope stability programs review [C] // Proc. 6Th International Symposium on Landslides 1992, 3: 1665-1670

收稿日期: 2007-09-26