基于FLAC3D的强度折减法边坡稳定分析判据研究

王成龙，王保田，李守德

（河海大学岩土工程研究所，江苏 南京 210098）

摘 要：基于FLAC3D针对一边坡算例，分别用计算的收敛性、位移突变和塑性区的贯通性判据来计算得到安全系数，对这三种常用判据进行了分析比较，说明了它们的计算结果是合理的且相近，建议不管采用何种判据都应尽量提高精度使结果更合理。

关键词：FLAC3D；强度折减法；安全系数；判据

作者简介：王成龙(1982－)，男，硕士研究生。主要从事地质及岩土体稳定性方面研究。

0 引 言

近年来，边坡稳定分析中以强度折减技术为基础的弹塑性有限元数值分析方法受到许多研究者的关注，并得到了推广发展。该方法的一个关键之处就是如何把计算结果和边坡稳定的评价标准即安全系数联系在一起，也就是在运用强度折减法时所用到的判据的问题，目前众多研究者提出了一些判据，但是尚缺乏统一的失稳判据标准，由不同的判据来确定边坡的安全系数值有可能不同。本文在FLAC3D有限差分法程序的基础上对目前常用的三种判据标准：数值计算的收敛准则，位移突变准则和坡体内塑性区准则的结果作了比较分析。

1 强度折减法原理

1975年Zienkiewicz等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，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土中实际发挥的抗剪强度相等，此时的抗剪强度就是经过折减后所确定的。并假定边坡内所有土体的抗剪强度发挥程度相同时的抗剪强度折减系数就是边坡的整体稳定安全系数，由此所确定的强度储备安全系数概念与Bishop在极限平衡法中所给出的稳定安全系数在概念上是一致的。

因此，土坡的安全系数定义为把强度指标减小到边坡临界破坏时的强度指标折减的系数，强度指标如下式进行折减[1]：

$$\left.\begin{aligned} c_f &= c/F \ , \\ \varphi_f &= \arctan\left(\frac{\tan\varphi}{F}\right) \ . \end{aligned}\right\} \tag{1}$$

通过不断的调整土体的强度指标 c,φ。然后对土坡进行有限元分析，直至其达到临界破坏，此时得到的折减系数即为安全系数。通过有限元分析和后处理可很快找出滑裂面，此法的优点是安全系数直接求出，不需要事先假设滑裂面的形式和位置，另外可以考虑土坡渐进破坏过程和变形对稳定的影响。

2 破坏判据

在进行强度折减法边坡稳定分析时，关键是找到临界破坏时的折减系数，何时恰好达到破坏是很重要的，这就是破坏判据的问题，目前主要有以下几方面：

(1) 收敛性准则[2-4]，即以有限元数值计算过程中计算是否收敛作为准则，当计算收敛时边坡体仍稳定，计算到不收敛时则破坏，此时的折减系数即为安全系数。很多学者的研究工作都是基于此准则上的，如Griffiths[3]、赵尚毅[4]等。

(2) 塑性区的贯通情况也是许多人常用的判据[5]。因为在利用强度折减法计算边坡稳定时，一般都是把土体看成理想弹塑性材料，当土达到屈服破坏进入塑性状态后，其位移便无限制的增大，当整个边坡中的塑性区连贯时，则此时就认为边坡产生滑动破坏了。

(3) 以某个特征点为标准[6-7]，认为当边坡达到极限状态时，某些点的位移会趋于流动状态，具体在计算时是当强度折减到某一数值时位移会产生突变。

(4) 广义剪应变标准[1]或广义塑性应变标准[8]，认为当某一幅值的等值线从坡底贯通到坡顶时，意味着边坡达到极限状态。根据此思想，郑宏[9]建议改用塑性功等值线图来判断，从而来弥补当坡内含有软硬相差很大的材料时所得出的广义剪应变或广义塑性应变等值线图的怪异的不足。

(5) 动力学判据[10]，运用动力学的思想来分析强度折减过程中边坡的特征，以加速度是否为零来作为边坡是否稳定的判据，同静力方法相比，具有物理意义明确，计算易收敛等的优点。

由于前三种方法使用的较多，也是大家讨论的重点，而对于第四种可把它归为塑性区问题。下文中就对收敛性、位移突变和塑性区这三种判据作具体计算分析比较。

3 算例计算比较

某简单均质土质边坡，无孔隙水，土容重为20 kN/m^3，模型建立时坡体底边界为固定约束，左右边界为水平约束，计算中采用摩尔－库仑模型，其几何模型见图1，材料参数见表1。

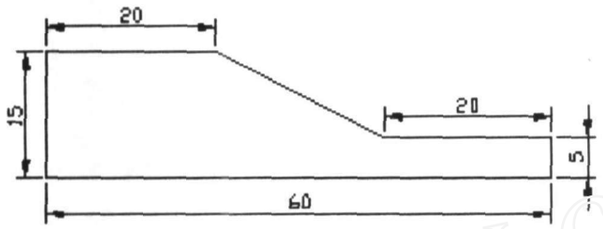
3.1 收敛判据计算

收敛判据的标准就是以数值本身的计算过程的收敛与否作为标准，在指定的收敛准则下算法不能收敛，即表示应力分布不能满足土

收稿日期：2006－07－30

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

体的破坏准则和总体平衡要求，意味着出现破坏。在 FLAC 中计算是否收敛，即如何确定计算达到平衡是以最大不平衡力作为标准的。不平衡力就是相邻单元作用在某一节点上的力的总合。如果节点处于平衡，则这些力的和应等于零。因此不平衡力衡量的是某一特定节点力离平衡状态有多远。为了确定计算是否收敛，计算中搜索整个网格中不平衡力最大的节点，在数值计算中不平衡力永远不会真正等于零。因此，必须设置一个可以接受的限度来作为达到平衡的判断标准。然而确定这个限度具有一定的人为性，这也是所有收敛准则中遇到的问题所在，在这里将不具体确定这个值，而是通过不平衡力的曲线趋势图观察，这样更直观明了，避免了确定这个值的人为性因素。



单位：m

图 1 土坡几何模型

表 1 材料参数

粘聚力	摩擦角	弹性模量	泊松比	重度
c/kPa	φ/(°)	E/MPa	υ	γ/(kN·m^{-3})
10.0	20.0	100	0.4	20.0

从图 2 可见当折减系数取为 1.40 时随着计算时步的增加最大不平衡力会趋向于极小值至零，说明此时的边坡体系是平衡的稳定的，当折减系数取为 1.42 时计算结果的不平衡力不再趋于零，当折减系数取 1.44、1.46 时，表现得更加明显，表明在这种情况下不平衡力计算不再收敛，从图 3 可见不平衡力随着折减系数的变化，一开始时不平衡力很小近于 0，后来曲线突然上升，不平衡力变得很大，说明此后体系失稳，所以，以计算的体系的收敛准则为判据来评价边坡安全系数时对于该边坡取得安全系数为 1.40。这与极限平衡 Bishop 法算得的安全系数 1.40 相同，说明以此种收敛判据来确定破坏状态是合理可行的。

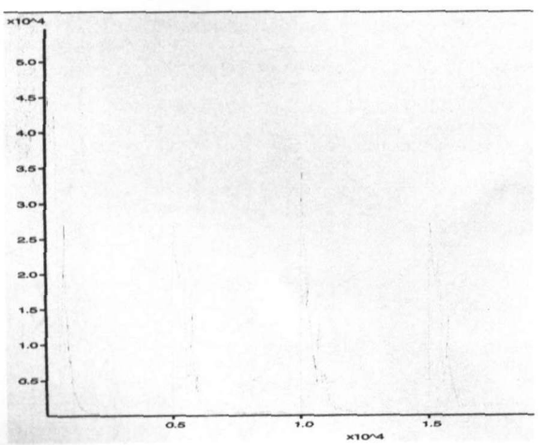


图 2 不平衡力演化曲线

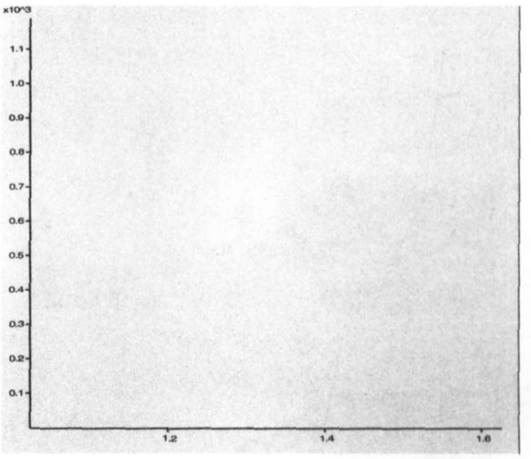


图 3 不平衡力随折减系数变化关系

3.2 特征点位移准则

这一思想源于 Tan 和 Donald 于 1985 年提出的利用有限元求解得到的结点位移来确定安全系数的简单图解法，称为结点位移法[11]。运用这一判据认为当边坡达到极限状态时，某些点的位移会趋于流动状态，具体在计算时是当强度折减到某一数值时位移会产生突变。现在常用的是以坡顶或坡脚的位移突变来判别的，这里跟踪坡顶点的位移值。通过计算得到曲线见图 4。

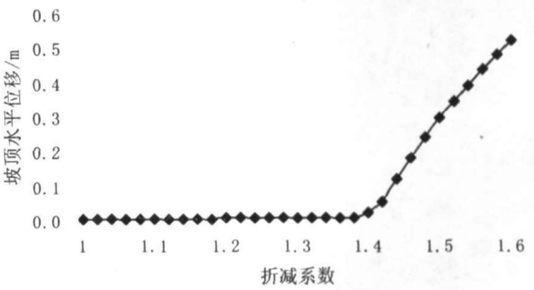


图 4 坡顶位移与折减系数关系曲线

从图 4 上可看出折减系数取为 1.40 时，是位移曲线的转折点，当折减系数再增加时计算得的位移值会迅速增大。因此根据位移突变准则确定的安全系数为 1.40，与极限平衡法结果 1.40 也是相同的。而且采用位移突变判据时物理意义明确，且实际工程中对位移的监测容易实施，因此该判据具有较好的工程应用前景。

3.3 塑性区判据

由于土体是弹塑性的，当应力达到一定程度时土体便会发生塑性破坏，因此在边坡内认为形成了从坡顶到坡脚连贯了的塑性区时就是边坡破坏的极限状态，鉴于此，有人提出了强度折减有限元法中的塑性区判据[5]，不同折减系数下边坡内部的塑性区图见图 5。

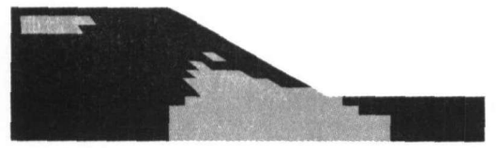
图 5 分别是折减系数 1.20，1.33，1.36，1.37，1.38 时的塑性区图，浅色的表示进入塑性状态的区域，从图上看塑性区是从坡脚开始向上贯通的，当坡体内恰好出现一贯通的塑性区时，认为处于极限状态，此时的折减系数认为是边坡的安全系数。对于该边坡那么用此标准得到的安全系数就是 1.37。可见塑性区的判据得到的结果与其他的相近，但结果偏小。分析原因，有学者认为，塑性区从坡脚到坡顶的

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

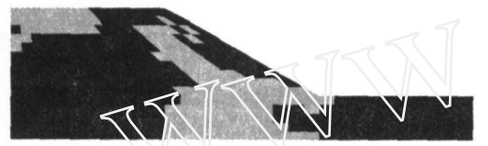
贯通并不一定意味着破坏，塑性区的贯通是破坏的必要条件，但不是充分条件，还要看是否产生很大的无限发展的塑性变形和位移。因此，用该判据得到的结果偏小相对保守。另外，塑性区的贯通图上可大概确定滑动面的位置。



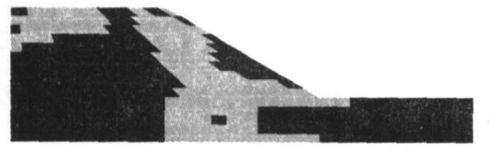
（a）$F=1.20$



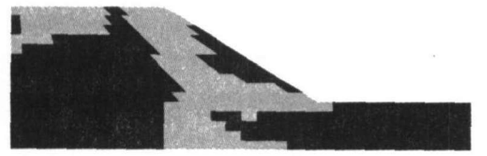
（b）$F=1.33$



（c）$F=1.36$



（d）$F=1.37$



（d）$F=1.35$

图 5 边坡中塑性区随折减系数的变化

比较分析上述各判据，收敛准则的确定中亦有很大的人为因素，如计算时步收敛的评价标准等，位移突变中有时转折段不太明显时取什么值作为安全系数就不是很精确，而塑性区的判据，它何时贯通与折减系数增量的大小有关，每次折减系数相差的越小所找到的贯通时的取值就越精确，另外塑性区跟所选取的破坏准则有着密切关系。所以不能简单地说某个判据的非正确性和合理性，各个判据准则中都有一定的人为因素，又都有着各自理论基础，所以导致计算结果相近。所谓的误差应是计算过程中和在确定取何值作为安全系数时人为的和计算中精度原因造成的。

4 结 语

鉴于目前在运用强度折减法进行边坡稳定分析评价中有着多种失稳评判准则及临界强度折减系数确定问题。本文运用 FLAC3D 对一个算例进行计算，分别运用目前常用的收敛准则、位移突变和塑性区判据来求得安全系数，各种判据求得的安全系数和极限平衡 Bishop 法结果相近，说明了这些判据的合理性。收敛性判据的物理意义不是很明确，而位移突变判据和塑性区判据的物理意义明确，这三个判据计算出的结果相近，在计算中合理利用它们都会得到比较好的结果，它们之间的差异可能是在具体实施过程中的精度问题所造成的。因此，在今后的具体运用中建议以塑性区为判据会得到比较保守的安全系数，同时应综合考虑其他判据，在各判据的使用中尽量提高精度，如折减系数增量不宜过大和临界点的选取问题，这样才会得到比较可靠的结果。同时在如何避免人为因素方面还需进一步研究。

参考文献：

[1] 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)：407－411.

[2] DAWSON E M，ROTH W H，DRESCHER A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. Geotechnique，1999，**49**(6)：835－840.

[3] GRIFFITHS D V，LANE P A. Slope stability analysis by finite elements[J]. Geotechnique，1999，**49**(3)：387－403.

[4] 赵尚毅，时卫民，郑颖人. 边坡稳定分析的有限元法[J]. 地下空间，2001，**21**(5)：450－454.

[5] 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.

[6] 赵少飞，栾茂田，吕爱钟. 土工极限平衡问题的非线性有限元数值分析[J]. 岩土力学，2004，**25**（增刊）：121－125.

[7] 宋二祥. 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.

[8] 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.

[9] 郑 宏，刘德富. 弹塑性矩阵 D_{ep} 的特性和有限元边坡稳定性分析中的极限状态标准[J]. 岩石力学与工程学报，2005，**24**(7)：1099－1105.

[10] 吴春秋，朱以文，蔡元奇. 边坡稳定临界破坏状态的动力学评判方法[J]. 岩土力学，2005，**26**(5)：784－788.

[11] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析——原理方法程序[M]. 北京：中国水利水电出版社，2003.

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net