

基于滑带刚度退化的古滑坡自稳能力研究

苏永华,张航[†],蹇宜霖

(湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082)

摘要:研究了古滑坡的变形与其稳定性的关系.通过公式推导证明了在对古滑坡滑带进行力学参数折减过程中考虑刚度退化的必要性,提出考虑古滑坡滑带强度折减和刚度退化耦合作用的新方法,并给出了具体的耦合方式.依据大量的工程经验绘制古滑坡失稳变形曲线,提出古滑坡自稳能力预警位移值和极限位移值的概念和确定方法.最后结合工程算例,对全局强度折减、滑带强度折减、考虑滑带强度折减和刚度退化耦合作用的三种方法所得结果进行了对比分析,计算表明,采用考虑滑带强度折减和刚度退化耦合作用的方法分析古滑坡变形场更符合实际情况.

关键词:古滑坡;滑带强度折减法;刚度退化;耦合作用;自稳能力;最大变形量

中图分类号:P642.22

文献标志码:A

Research on Self-stabilizing Ability of Ancient Landslide Based on stiffness Degradation of Sliding Zone

SU Yonghua, ZHANG hang[†], JIAN Yilin

(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha, 410082, China)

Abstract: The relationship between the deformation and stability of the ancient landslide is studied in this paper. The necessity of considering the stiffness degradation in the process of reducing the mechanical parameters of the landslide is proved by the formula derivation, and a new method that considers the coupling effect of stiffness- and strength- degradation is presented. The deformation curve of the instability in the ancient landslide is drawn by a large number of engineering experiences, and the concepts about the warning displacement value of self-stabilizing ability and the ultimate displacement value of ancient landslide are put forward and defined by a determined method. Comparing with the methods of global strength degradation and slide zone strength degradation and the method in this paper applied to actual engineering example, it is seen that the method in this paper is more realistic to analyze the deformation field of the ancient landslide.

Key words: ancient landslide; slide zone strength reduction; stiffness degradation; coupling effect; self-stabilizing ability; maximum deformation

* 收稿日期:2017-05-30

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51578232,51378195), National Natural Science Foundation of China(51578232,51378195)

作者简介:苏永华(1965—),男,湖南涟源人,湖南大学教授,工学博士

[†] 通讯联系人, Email: zhanghangnanjing@163.com

古滑坡在世界各地山区普遍存在^[1-2],其在滑动过后的漫长地质年代历程中,滑体,特别是滑带岩土体的重新固结和进一步胶结,使滑坡在总体上具有一定的完整性,内应力场平衡,处于稳定状态.在山区公路选线的调查中可见,某些民居即建在古滑体坡度较平缓部位,长年来安然无恙,这表明古滑坡自身能够抵抗一定程度的扰动或对某些扰动方式不敏感,具有一定的自稳能力.研究并评估古滑坡的自稳能力对急需大规模进行的山区建设有一定指导作用.

目前对滑坡稳定性的评价主要是利用极限平衡法^[3-5]和数值分析法^[6-7]来确定滑坡的安全系数.谢荣强等^[4]采用传递系数法对某拟建高速公路古滑坡的稳定性进行了分析,胡相波等^[5]采用楔形体法对西南某水电站处的古滑坡稳定性进行了计算,游昆骏等^[6]利用三维有限差分数值模拟并结合极限平衡理论对皖南山区阳台古滑坡的稳定性进行了详细研究.以上研究均集中在对古滑坡安全系数的确定上,而安全系数是一个受多因素影响的函数,在计算过程中因滑坡岩土体变形破坏方式、潜在滑动面上力学参数、计算方法等选取的不同而不同,因而安全系数的计算结果有时与滑坡的实际稳定状况不相符,且安全系数没有明确的物理意义,这也使基于定量计算所得的安全系数在工程中被定性使用.

目前广泛使用的强度折减法在分析滑坡稳定性时不仅可以得到滑坡体的安全系数,且可同时获得滑坡的位移和变形情况^[8-10].在古滑坡中,岩土体的变形是其稳定性最明显、最直观的反映,具有明确的物理意义,因此可以根据古滑坡岩土体的变形程度来对其稳定性进行评价^[11].

杨光华等^[9-10]在计算均质土坡过程中发现若只对土坡滑动部分的单元进行强度折减可获得较符合实际的位移值,提出了局部强度折减法.张培文等^[12],郑宏等^[13]指出利用强度折减法精确确定滑坡安全系数时须同时考虑滑坡变形参数的变化,即刚度的退化.而变形参数与材料的变形相关.因此,在精确确定滑坡变形时需要同时考虑强度和变形参数的变化.

基于此,本文在前人研究的基础上结合古滑坡的特征,以FLAC3D有限差分软件为平台,采用考虑滑带强度折减法和刚度退化耦合作用下坡顶所得的最大变形量来评价古滑坡的稳定性,以此确定古滑坡变形与其稳定性的关系,并提出古滑坡自稳能

力的概念和确定方法.最后以张家坪古滑坡为工程算例,对比分析了本文方法与传统分析方法所得位移结果的差异,为工程实际中准确评估古滑坡的自稳能力提供了方法参考.

1 古滑坡特征

古滑坡是指发生在河流阶地侵蚀时期,或晚更新世时期的滑坡,但在实际工程地质勘察中,常把发生在现阶段以前,且目前处于基本稳定状态的滑坡体称之为古滑坡^[14].

古滑坡的形态特征与一般滑坡类似,但在漫长的地质年代中,由于受到了自然和人为因素的影响,其在地形地貌、岩层层序、滑体、滑坡裂隙、滑坡壁、滑坡台阶、滑带等方面具有自身的独特特征,是一种特殊的地质体.

1)地形地貌:古滑坡体通常在地形地貌上呈簸箕状或圈椅状.

2)岩层层序:滑坡体内各岩层、特别是标志层明显错动,岩层产状、层序及厚度与滑坡体外附近区域岩层存在显著差异,不协调.

3)滑体:古滑坡体基本保持原来的结构特征,产生整体失稳,在滑动过程中伴随着滑动裂隙的形成,使滑坡体发生明显松动,滑体稳定后,在其自身重力作用下,岩土又逐渐变密,一般时代相隔越远,岩土体越紧密,但相对于滑体周围的岩土体来说,古滑坡体还是表现得比较松散^[14].

4)滑坡裂隙:古滑坡体在远古的滑动失稳过程中,由于坡体各部位的移动速度和受力方式不同,产生的滑坡裂隙也不同,在滑动发生后的漫长地质年代中,古滑坡裂隙在自然和人为因素作用下,常发育呈大小不同的冲沟,有些裂隙也可能被后期崩滑体所充填掩埋,痕迹逐渐消失.

5)滑坡壁、滑坡台阶^[14]:古滑坡的滑坡壁和滑坡台阶均比较明显.滑坡壁常呈圈状陡壁,其上植物较难生长,一般较周围的植被稀少而矮小,呈较明显的条带.滑坡台阶则在同一坡面上连续出现数个陡坎和高程不同的平缓台面.

6)滑带:在古滑坡体下部存在具有如镜面、擦痕、碎块石印模、定向排列的砾石或局部糜棱化等鲜明特征的滑带岩土体,在滑带土与滑床基岩之间一般还存在当时古滑坡滑动过程中受滑坡动力影响而

形成的一个挤压破碎带,通常称为滑坡影响带。

古滑坡地质体在滑动过后的漫长地质年代历程中,滑体、特别是滑带的重新固结和进一步胶结,使滑坡体在总体上具有了一定完整性,内应力场平衡,处于稳定状态。古滑坡的稳定是暂时的,在一定的自然和人为因素作用下,如降雨、地震、挖填扰动等,会使滑坡重新产生滑动,由于滑坡体以前的滑动,古滑坡的滑带产生了较大的剪切位移,滑带的强度参数受到极大的弱化,因此古滑坡体的复活一般都会沿着初始的滑带进行。

2 滑带强度折减法及刚度退化

2.1 滑带强度折减法的定义

局部强度折减法是指在折减过程中不断降低局部岩土体的强度,直至滑坡达到极限平衡状态的方法^[9-11]。在古滑坡中,其潜在的滑坡失稳区域十分明显,即为古滑坡的滑带,故只对该区域进行强度折减是合理的,将此法称为滑带强度折减法,折减方法仍然采用下式:

$$c_i = \frac{1}{F_s} c \quad (1)$$

$$\varphi_i = \arctan\left(\frac{1}{F_s} \tan \varphi\right) \quad (2)$$

式中, c_i 和 φ_i 是强度参数 c 和 φ 折减 F_s 倍数之后的黏聚力和内摩擦角。当滑坡达到极限破坏状态时,这时的 F_s 就是滑坡的安全系数,其对应的古滑坡特殊部位位移值即为古滑坡自稳能力的极限位移值。

2.2 滑带强度折减法的依据

在自然界中,滑坡由于受到降雨冲刷、挖填扰动等外界条件的影响,其局部岩土体(如滑带)的强度参数受到弱化,一旦这些局部岩土体(如滑带)的强度弱化到一定程度,滑坡会产生较大的位移,将濒临失稳^[11]。

用滑带强度折减法对滑坡进行稳定性分析是基于滑坡滑动过程中局部岩土体(即滑带)弱化这个事实,如对含有软弱结构面的岩质滑坡而言,其在滑动过程中,除结构面以外的完整岩体很少发生弱化,因此在研究过程中应只对软弱结构面的强度参数进行折减,才符合实际情况。

传统的强度折减法是对滑坡体的所有单元进行折减^[13]。而通常滑坡的失稳是由于局部土体强度的弱化而产生的,若在计算过程中对全部土体单元进

行折减将会得到偏大于实际的位移^[9-10]。

滑带强度折减法仅对决定古滑坡稳定性的关键部位(滑带)进行强度折减,剔除了由于滑带以外土体的强度折减而产生的位移增量,得出的位移比传统意义上的全局强度折减法要小,折减的依据与滑坡的失稳机理也更为符合。

因此,对古滑坡而言,仅折减滑带岩土体的强度参数获得的变形场和应力场相比全局强度折减法而言更为合理,与工程实际情况也更接近。

2.3 刚度参数退化必然性

刚度参数 E 和 ν 表征的是材料的抗变形能力,也称为变形参数。 E 是土的变形模量,表示土体在外力作用下产生单位弹性变形所需要的应力,显然 E 愈大则刚度愈大,变形量越小。 ν 反映的是外力作用下横向应变与轴向应变的比值,是土体横向变形的弹性常数,该值对土体来说也是和土的强度有关的。

在经典土力学中,土的静止侧压力系数 K 和 ν 有以下的理论上的关系:

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (3)$$

同时 K 又和土的有效内摩擦角 φ' 有着广为认可的能反映实际的经验关系:

$$K = 1 - \sin \varphi' \quad (4)$$

得到泊松比 ν 和有效内摩擦角 φ' 的关系为:

$$\nu = \frac{1 - \sin \varphi'}{2 - \sin \varphi'} \quad (5)$$

或

$$\sin \varphi' = \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} > 1 - 2\nu \quad (6)$$

在土力学中,易知:

$$\sin \varphi \geq \sin \varphi' \quad (7)$$

则

$$\sin \varphi > 1 - 2\nu \quad (8)$$

在滑坡土体强度折减过程中,内摩擦角不断减小,为保持式(8)成立,须增大滑坡的泊松比,由文献[12-13]知,若 $\sin \varphi < 1 - 2\nu$,对于半无限空间,在一定的深度以下的土或岩石都将处于塑性状态;但对于无黏性土($c = 0$),整个半无限空间都处于塑性状态,这显然与实际不符。故在强度折减过程中必须同时对泊松比进行调整。

在对滑坡体进行强度参数折减的同时,为保持式(8)成立,可假定如下关系式成立^[12]:

$$\sin \varphi_i = \beta(1 - 2\nu_i) \quad (9)$$

式中, φ_i 和 v_i 为对应折减系数 F_i 后的值; β 为大于 1 的常数, 可以通过未折减的内摩擦角和泊松比的值求得^[12]:

$$\beta = \frac{\sin \varphi}{1 - 2v} \quad (10)$$

式中, φ 和 v 为岩土体的真实参数. 若考虑极端情况下的变化, 即折减系数 $F_i \rightarrow \infty$ 时, $c_i \rightarrow 0$, $\varphi_i \rightarrow 0$ 由式(8)知 $v \rightarrow 0.5$, 岩石表现为无抗剪强度但又不可压缩的水, 验证了式(8)的合理性^[12].

由静力触探试验知, 在砂性土中, 其极限端阻力 q_c 和内摩擦角 φ 存在如下关系:

$$q_c = 14.3\varphi^{0.103} \quad (11)$$

而压缩模量 E_s 和 q_c 存在如下关系:

$$E_s = \alpha q_c \quad (12)$$

α 对不同类型土取用不同的值. 在土力学中有:

$$E = \left(\frac{1 - v - 2v^2}{1 - v} \right) E_s \quad (13)$$

联立式(11)~(13)得:

$$E = \alpha \left(\frac{1 - v - 2v^2}{1 - v} \right) 14.3\varphi^{0.103} \quad (14)$$

求导得:

$$dE = \left[\alpha \times 14.3\varphi^{0.103} \left(\frac{2v^2 - 4v}{(1 - v)^2} \right) - \alpha \times 14.3 \times 0.103\varphi^{0.897} \left(\frac{1}{(1 - v^2)\cos \varphi} \right) \left(\frac{1 - v - 2v^2}{1 - v} \right) \right] dv \quad (15)$$

从式(15)可以看出, 因右边方括号内的两项所得总小于零, 故 dE 与 dv 负相关, 即随着 dv 的增大, dE 总为负值, 亦即 E 随着 v 的增加而相应减少, 因此在调节滑坡土体泊松比的同时必须对弹性模量进行折减^[15].

2.4 滑带强度折减法和刚度退化的耦合作用

假设弹性模量和泊松比满足如下关系:

$$Ev = E_i v_i = \text{const} \quad (16)$$

通过式(9)~(10)求得每次折减后的泊松比 v_i :

$$v_i = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\sin \varphi_i}{\beta} \right) \quad (17)$$

对应的 E_i 为:

$$E_i = \frac{Ev}{v_i} \quad (18)$$

式(18)中 E 和 v 为滑坡体原始的弹性模量和泊松比, 利用该式获得不同折减强度下的弹性模量. 该假设虽然缺乏必要的力学基础, 但可体现弹性模量减小的趋势.

2.5 刚度参数与位移的关系

在土力学中, 对于半无限体按照弹性理论, 其在一竖向集中力 P 作用下, 表面上任意点的位移公式如下^[15]:

$$w_{z=0} = \frac{(1 - v^2)P}{\pi Er} \quad (19)$$

$$u_{z=0} = -\frac{(1 + v)(1 - 2v)P}{2\pi Er} \quad (20)$$

式中, $w_z = 0$ 为半无限体表面上任意点的垂直位移; $u_{z=0}$ 为其水平位移; r 为计算点到荷载作用点的距离; P 为作用在表面上的垂直集中荷载^[15].

从式(19)~(20)可以看出, 在 v 一定时位移与 E 成反比, E 的增大必然导致相应各点位移的减小. 因此为了获得更加符合实际的位移值, 在强度折减过程中必须及时调整滑坡的弹性模量 E 和泊松比 v .

3 古滑坡自稳能力评价方法

3.1 古滑坡自稳能力极限值

在一定范围内的扰动下, 古滑坡可通过自身的内部应力调节维持平衡状态, 使其不失稳, 超出其可承受的扰动极限值(即自稳能力极限值), 古滑坡就会复活. 建立表征古滑坡自稳能力极限值的评判方法及指标对实际中古滑坡上的工程建设和滑坡稳定性评估有指导性意义.

在古滑坡中, 典型位置的剧烈变形是滑坡失稳破坏的宏观表现, 实际工程中也多基于现场变形监测的结果来对滑坡的稳定状态进行判断. 对于一个具有一定初始强度且几何形状既定的边坡, 在边坡特定位置总存在一个能使其保持稳定的“最大变形量” U_{\max} .

不论边坡以何种方式来完成和实现其变形破坏过程, 只要滑坡体位移尚未达到其可以承担的“最大变形量”, 滑坡都不会发生整体失稳破坏.

3.2 古滑坡失稳变形演化规律

大量的古滑坡实例监测数据表明: 在其自身重力作用下, 古滑坡岩土体的变形演化曲线具有如图1所示的四阶段演化特征.

第1阶段(AB段): 初始固结阶段. 古滑坡在滑动失稳后, 历经漫长地质年代, 滑体特别是滑带岩土体逐渐固结, 随着时间的延续, 固结变形趋于正常, 固结速率降低, 古滑坡体表现出减速变形的特征.

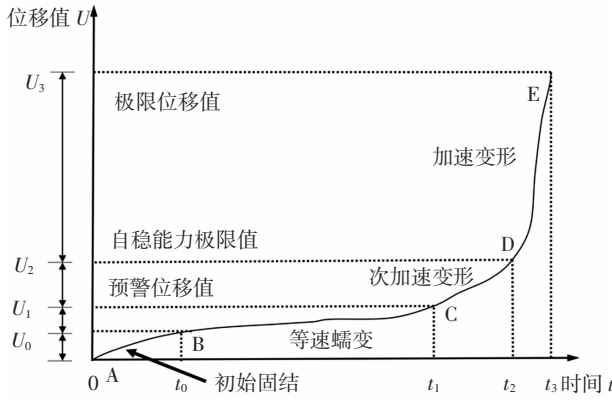


图 1 古滑坡失稳变形曲线

Fig.1 The deformation curve of ancient landslides

第 2 阶段(BC 段):等速蠕变阶段.在初始固结变形的基础上,古滑坡体在重力作用下基本以相近的速率变形.在此阶段受到一定的自然和人为因素作用的影响,其变形曲线会有一定程度的波动,但变形趋势不会改变,其宏观变形速率基本保持不变.

第 3 阶段(CD 段):次加速变形阶段.随着时间的增长,古滑坡特征部位的位移出现相对较大的增长值,滑坡体处于失稳预警阶段,对应的位移值为预警位移值,即图 1 中所标示的位移值 U_1 .为保持古滑坡体的稳定,此时应该对滑坡体进行适当的加固处理,其后,滑坡体变形加快,当变形速率实现陡增时,滑坡体濒临失稳,对应的位移值为失稳位移值.在没有外力支护作用下,该位移值是古滑坡靠自身调节所能承受的“最大变形量” U_{max} ,即图 1 中所标示的位移值 U_2 ,为古滑坡自稳能力极限位移值.

第 4 阶段(DE 段):加加速变形阶段.古滑坡体的变形超过其自身能维持稳定的最大变形量时,古滑坡会进入急速失稳状态,变形速率陡增.

3.3 古滑坡自稳能力评价方法

对某古滑坡,采用考虑滑带强度折减和刚度退化耦合作用来精确得到其在失稳过程中的位移变形曲线,利用强度折减法中常用的位移突变判据得到滑坡的预警位移值和靠其自身内力调节维持稳定能承受的最大变形量 U_{max} ,即自稳能力极限位移值,具体实施过程如图 2 所示.

古滑坡在扰动复活过程中,滑坡体各部位均会出现一定程度的位移值,考虑到实际工程中监测的方便,采用古滑坡在复活前坡顶所能达到的最大变形量 U_{max} 作为其自稳能力的评判指标.在实际工程中,当所选监测点的位移值达到预警值时应该提高警惕,必要时对该古滑坡采取加固措施,控制古滑坡的

失稳变形量,当位移值超过自稳能力极限值时古滑坡的整体失稳将不可避免.

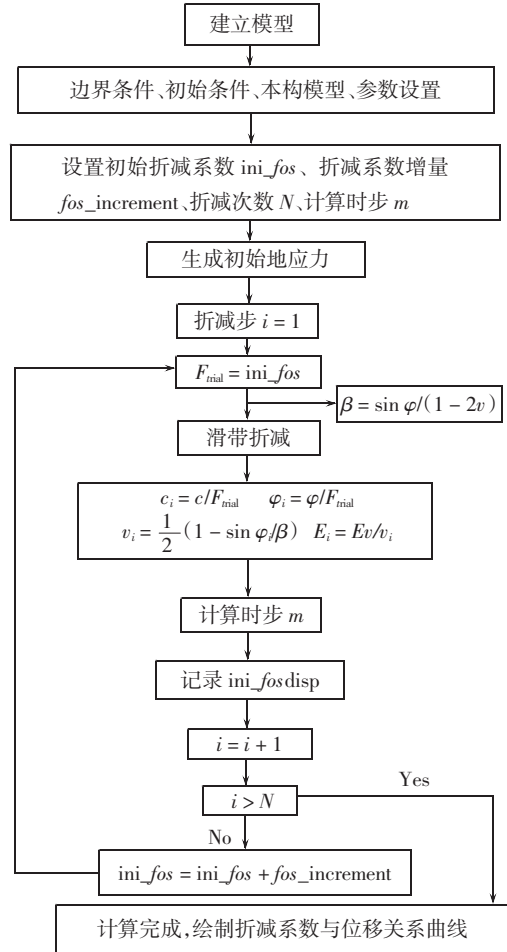


图 2 位移突变准则判据编程

Fig.2 The programming of displacement mutation criterion

4 算例分析

4.1 工程概况及计算模型

工程原型为万梁高速公路张家坪古滑坡群的一个中级滑坡,滑坡上部为泥岩风化碎屑物,堆积层成因,其下伏岩层为破碎、强风化的砂岩、砂质泥岩夹页岩,前期曾发生过滑动,为典型的古滑坡.此类滑坡存在明显软弱滑动带,规模大,具有一定的自稳能力.对该古滑坡建立如图 3 所示的简化计算模型.在该数值模拟过程中采用 Mohr-Coulomb 本构模型,只考虑自重应力场,折减次数 $N = 38$,折减系数增量前部分均为 0.01,后部分为 0.003,计算时步 $m = 60\ 000$.模型的左右边界为水平约束,下部为固定约束,滑坡面为自由约束.模型共有 8 260 个节点和 4 159 个单元.滑坡整体分为滑体、滑带和滑床三部

分,坡比为 1 : 3,坡高为 $h = 60$ m.计算参数如表 1 所示.

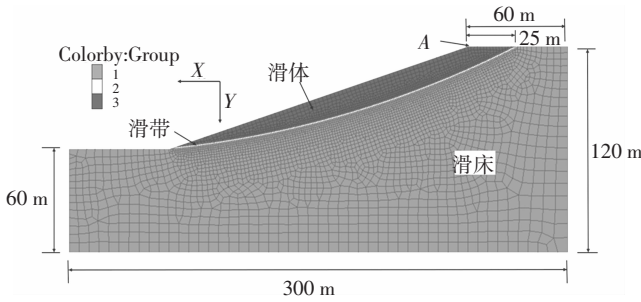


图 3 计算模型

Fig.3 Computational model

表 1 材料物理力学参数

Tab.1 Physical and mechanical parameters of material

| 岩体类别 | 弹性模量 /MPa | 泊松比 | 黏聚力 /kPa | 内摩擦角 /($^{\circ}$) | 重度 /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$) |
|------|-----------|------|----------|----------------------|---------------------------------------|
| 滑体 | 80 | 0.3 | 50 | 25 | 19 |
| 滑带 | 80 | 0.35 | 15 | 18 | 19 |
| 滑床 | 800 | 0.25 | 120 | 28 | 20 |

4.2 滑带强度折减位移判据的合理性

运用滑带强度折减法对张家坪古滑坡进行计算分析,得到坡顶监测点 A 的水平(向左为正)和竖直(向下为正)位移随折减系数变化的变形曲线,如图 4 所示.从图 4 可以看出,滑坡顶部的水平和竖直位移都在折减系数为 1.28 处出现了明显的位移变化,在折减系数从 1.28 至 1.35 处,监测点位移值逐渐增大,当折减系数大于 1.35 时监测点位移出现了突变,此突变位移值即为古滑坡自稳能力极限值.在此处水平突变位移值为 0.982 m, 竖直突变位移值为 0.544 m,根据位移判据可知该古滑坡的安全系数为 1.35.

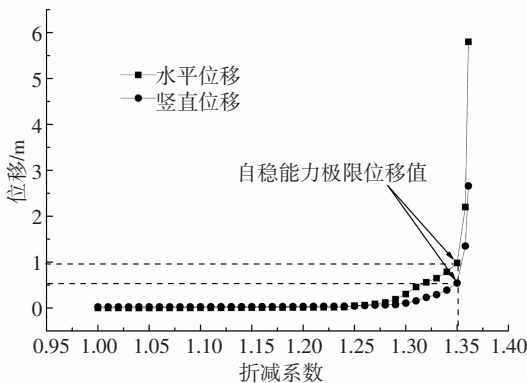


图 4 监测点 A 的滑带折减系数-位移曲线

Fig.4 Relation curves of slide zone reduced factor-displacement at monitoring point A

利用全局强度折减法进行计算分析,得到坡顶监测点 A 的水平和竖直位移随折减系数变化的曲线如图 5 所示.滑坡顶部的水平和竖直位移均在折减系数为 1.25 处出现了明显的位移变化,在折减系数从 1.25 至 1.34 处,监测点处位移值逐渐增大,当折减系数大于 1.34 时监测点位移出现了突变,此突变位移值即为古滑坡自稳能力极限值.在此处水平突变位移值为 1.603 m, 竖直突变位移值为 0.866 m,根据位移判据可知该古滑坡的安全系数为 1.34.

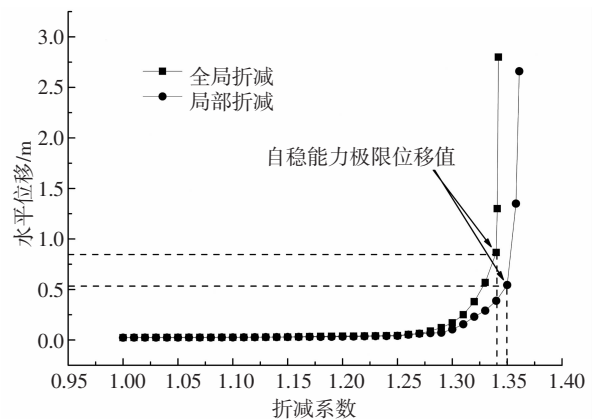
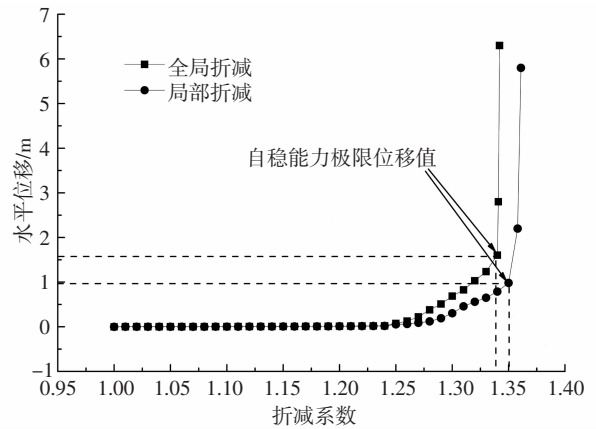


图 5 监测点 A 的全局折减系数-位移曲线

Fig.5 Relation curves of all zone reduced factor-displacement at monitoring point A

本文还采用极限平衡分析软件 GEO-SLOPE 对该古滑坡进行计算,分析方法为 M-P 法,所得安全系数为 1.332,对比分析滑带和全局强度折减法,三者所得安全系数值相差均小于 2%,说明用滑带强度折减法对古滑坡进行稳定性分析是可行的.但两种折减方法在监测点处所得的计算位移值有较大差别,滑带强度折减法所得监测点 A 处的水平和竖直位移分别为全局强度折减法所得结果的 61.3%和 62.8%,均明显较小.杨光华等^[9]对均质土坡按上述两

种方法进行计算,结果显示采用局部强度折减法所得监测点处的水平和竖直位移分别为全局强度折减法所得结果的47.6%和55.2%,也均达到了50%左右,从侧面说明了本文所得结果的可信性。

4.3 考虑滑带强度折减和刚度退化耦合作用下的监测点位移变化

利用滑带强度折减法对古滑坡滑带岩土体力学参数进行折减的同时,按式(10)、(16)、(18)对其刚度参数进行退化处理,得到坡顶监测点A的水平和竖直位移随折减系数变化的曲线,如图6所示。

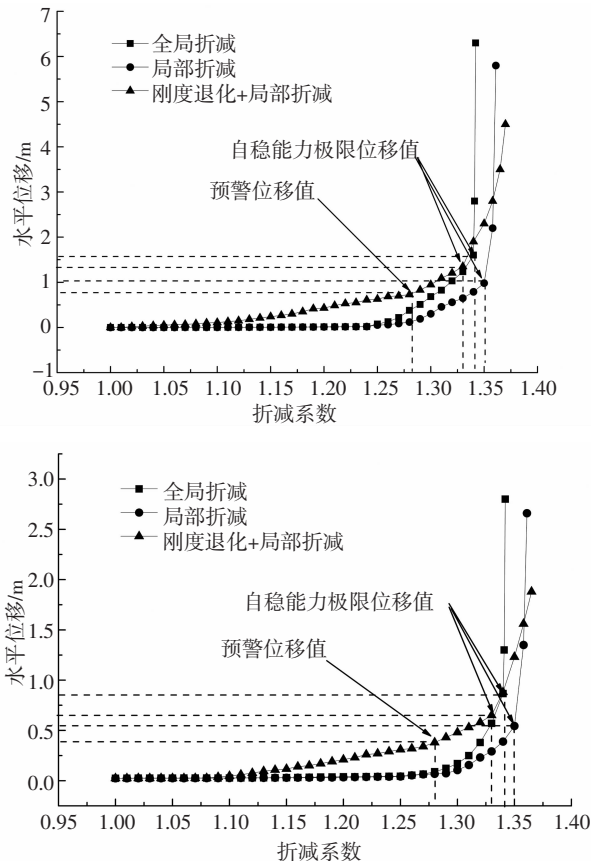


图6 三种方法下的监测点A的折减系数-位移曲线

Fig.6 Relation curves of reduced factor-displacement at monitoring point A of three methods

从图6可以看出,考虑古滑坡岩土体的刚度参数退化后,整个折减曲线的走势与图1中的变化趋势较吻合,坡体变形更符合实际情况。在折减系数值较小时监测点A处已经出现比较明显的位移,在折减系数为1.33处出现相对较大的位移突变,其对应的水平和竖直位移值分别为1.252 m和0.644 m。此种情况下获得的水平和竖直突变位移值比全局强度折减时所得的结果小,比滑带局部强度折减时所得

的结果大。

此种情况下计算的位移变化量因同时考虑了滑带岩土体的力学参数和刚度参数的变化,两者产生了耦合作用,更符合滑坡体的实际情况,所得的曲线走势与图1中的经验变形曲线趋同,间接说明了本文方法的正确性和适用性。图6中有较小和较大的两处位移突变,较小处的位移突变值对应于图1中的预警位移值,较大处的位移突变值对应于图1中的自稳能力极限位移值。

建议把较小突变处的位移值作为古滑坡预警位移值,不论古滑坡在何种扰动方式下,只要其监测点的位移值达到此值即发出预警,提高警惕,必要时采取适当加固措施,以控制古滑坡的变形发展趋势。将较大突变处的位移值作为古滑坡自稳能力的极限值,其值为古滑坡靠自身内力调节所能维持的最大变形量,超过此值时,滑坡将不可避免地发生整体失稳。

工程中可利用此位移值对古滑坡的自稳能力大小做出评价,为实际工程中涉及古滑坡的位移监测提供更符合实际的预警预报依据,可有效避免前期无用的滑坡加固。

5 结论

本文对古滑坡的自稳能力做了相关研究,得到的成果如下:

1)将古滑坡失稳变形演化曲线分为初始固结、等速蠕变、次加速变形、加加速变形四个阶段,并在此基础上提出古滑坡预警位移值和自稳能力极限位移值的概念和确定方法。

2)采用全局强度折减、滑带强度折减、考虑滑带强度折减和刚度退化耦合作用等方法所得的滑坡安全系数值相差很小,但各法计算所得的古滑坡自稳能力极限位移值有一定的差别。

3)考虑滑带强度折减和刚度退化耦合作用下所得的古滑坡位移判据曲线与经验变形曲线趋同,更符合实际情况,建议把此种情况下较大突变处的位移值作为古滑坡自稳能力极限值,以此对古滑坡的自稳能力大小做出评价。

参考文献

- [1] MIAO H B, WANG G H, YIN K L, *et al.* Mechanism of the slow-moving landslides in Jurassic red-strata in the Three Gorges Reservoir, China[J]. *Engineering Geology*, 2014, 171(8):59—69.
- [2] 张林, 周灵, 谢腾蛟. 某大型岩质古滑坡特征及其工程治理[J]. *地质灾害与环境保护*, 2013, 24(4):37—41.
ZHANG L, ZHOU L, XIE T J. A large ancient rock landslide and its engineering treatment [J]. *Journal of Geological Hazards and Environment Preservation*, 2013, 24(4):37—41. (In Chinese)
- [3] 陈昌富, 杨宇. 边坡稳定性分析水平条分法及其进化计算[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2004, 31(3):72—75.
CHEN C F, YANG Y. Horizontal slice method of slope stability analysis based on evolutionary algorithm [J]. *Journal of Hunan University(Natural Sciences)*, 2004, 31(3):72—75. (In Chinese)
- [4] 谢荣强, 段高勤, 王劲光. 某拟建高速公路古滑坡特征及稳定性分析[J]. *路基工程*, 2016(6):203—206.
XIE R Q, DUAN G Q, WANG J G. Analysis of characteristics and stability of an ancient landslide along a planned highway [J]. *Subgrade Engineering*, 2016(6):203—206. (In Chinese)
- [5] 胡相波, 赵其华, 王兰生, 等. 某古滑坡基本特征及稳定性分析[J]. *地质灾害与环境保护*, 2008, 19(4):67—71.
HU X B, ZHAO Q H, WANG L S, *et al.* Basic characteristics and stability analysis of an ancient landslide [J]. *Journal of Geological Hazards and Environment Preservation*, 2008, 19(4):67—71. (In Chinese)
- [6] 游昆骏, 巨能攀, 赵建军, 等. 皖南山区阳台古滑坡稳定性数值模拟研究[J]. *水文地质工程地质*, 2014(3):111—114.
YOU K J, JU N P, ZHAO J J, *et al.* Numerical simulation of stability of the Yangtai ancient landslide in the mountain area of south Anhui [J]. *Hydrogeology and Engineering Geology*, 2014(3):111—114. (In Chinese)
- [7] 谭强, 高明忠, 魏进兵, 等. 岩质边坡浅表层改造蠕变破坏机理探索与稳定性分析[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2014, 41(11):103—109.
TAN Q, GAO M Z, WEI J B, *et al.* A case study on creep destruction resulted from exogenous reconstruction and stability evaluation of rock slope [J]. *Journal of Hunan University(Natural Sciences)*, 2014, 41(11):103—109. (In Chinese)
- [8] CHEN G Q, HUANG R Q, XU Q, *et al.* Progressive modelling of the gravity-induced landslide using the local dynamic strength reduction method [J]. *Journal of Mountain Science*, 2013, 10(4):532—540.
- [9] 杨光华, 钟志辉, 张玉成, 等. 用局部强度折减法进行边坡稳定性分析[J]. *岩土力学*, 2010, 31(S2):53—58.
YANG G H, ZHONG Z H, ZHANG Y C, *et al.* Slope stability analysis by local strength reduction method [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, 31(S2): 53—58. (In Chinese)
- [10] YANG G H, ZHONG Z H, FU X D, *et al.* Slope analysis based on local strength reduction method and variable-modulus elasto-plastic model [J]. *Journal of Central South University*, 2014, 21(5):2041—2050.
- [11] 钟志辉. 边坡分析的局部强度折减法及其工程应用[D]. 广州: 华南理工大学土木与交通学院, 2012: 19—20.
ZHONG Z H. Local strength reduction method of slope analysis and its engineering application [D]. Guangzhou: School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, 2012: 19—20. (In Chinese)
- [12] 张培文, 陈祖煜. 弹性模量和泊松比对比边坡稳定安全系数的影响[J]. *岩土力学*, 2006, 27(2):299—303.
ZHANG P W, CHEN Z Y. Influences of soil elastic modulus and Poisson's ratio on slope stability [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, 27(2):299—303. (In Chinese)
- [13] 郑宏, 李春光, 李悼芬, 等. 求解安全系数的有限元法[J]. *岩土工程学报*, 2002, 24(5):626—628.
ZHENG H, LI C G, LEE C F, *et al.* Finite element method for solving the factor of safety [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2002, 24(5): 626—628. (In Chinese)
- [14] 李勇飞, 嵇其伟. 浅谈古滑坡的判别[J]. *西部探矿工程*, 2006, 18(12):286—287.
LI Y F, JI Q W. Short discussion on the distinction of ancient landslides [J]. *West-China Exploration Engineering*, 2006, 18(12): 286—287. (In Chinese)
- [15] 王钊, 陆士强. 强度和变形参数的变化对土工有限元计算的影响[J]. *岩土力学*, 2005, 26(12):1892—1894.
WANG Z, LU S Q. Effects of variation of strength and deformation parameters on calculation results of FEM for soil engineering [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2005, 26(12):1892—1894. (In Chinese)