

论滑坡稳定性分析方法

李世海, 刘天苹, 刘晓宇
(中国科学院 力学研究所, 北京 100190)

摘要: 以地质体的渐进、动态破坏为基本出发点, 对滑坡的稳定性问题进行较为系统的讨论。通过具体滑坡现象和模型试验说明研究滑坡问题的复杂性; 按照山体的破坏程度, 划分包括既有破坏、局部再破坏、贯穿性破坏、离散性破坏和运动性破坏几种破坏形式, 说明破坏类型的转化正是山体渐进破坏的过程; 综合分析极限平衡法、有限元法、离散元法分析边坡稳定性的局限性; 详细介绍基于连续介质的离散元法的特点; 建议将滑坡体地表裂缝作为参数分析的基本参量; 阐述分析运动性破坏的重要性; 特别强调单纯靠计算方法不能解决工程问题, 将计算模型与现场监测结果分析相结合, 是正确判断山体当前状态、分析滑坡稳定性的有效途径。

关键词: 边坡工程; 破坏形式; 滑坡稳定性; 极限平衡法; 有限元法; 离散元法; 地表裂缝; 监测结果

中图分类号: P 642.22

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2009)增2 - 3309 - 16

ANALYSIS METHOD FOR LANDSLIDE STABILITY

LI Shihai, LIU Tianping, LIU Xiaoyu

(Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100190, China)

Abstract: Landslide stability is analyzed systematically based on progressive and dynamic failure of geological media. It is very complex to study the landslide according to specific phenomena and model tests. According to the damage degree of the mountains, the failure can be divided into several types, including intrinsic failure, partial re-failure, run-through failure, discrete failure and motive failure. The transition of the failure type is the process of the gradual failure of the mountains. The limitations of the limit equilibrium method, the finite element method and the discrete element method in analyzing the slope stability are analyzed comprehensively. The characteristics of the continuum-based discrete element method are introduced in detail. Landslide surface cracks should be considered as a basic parameter for analyzing landslide stability. The importance of study on motive failure is then described. It is specially emphasized that the engineering problems cannot be solved only leaning on the numerical simulation, and as a result, the effective approach to estimate the condition of mountains and to analyze the landslide stability should combine calculation models and monitoring results together.

Key words: slope engineering; failure type; landslide stability; limit equilibrium method(LEM); finite element method; discrete element method(DEM); surface cracks; monitoring results

1 引言

地质体的渐进和动态破坏是目前地质力学研究

的前沿问题, 是滑坡体稳定性评价的基础。开展动态分析方法的研究和对已有静态方法的分析, 对于推动斜坡稳定性分析方法的发展有着重要的意义。

我国研究地质灾害的基本技术路线是首先进行

收稿日期: 2008 - 05 - 19; **修回日期:** 2008 - 08 - 25

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973)项目(2002CB412703); 中国科学院重要方向性项目(KJCX2 - SW - LI); 国家自然科学基金资助项目(10472121, 10602057)

作者简介: 李世海(1958 -), 男, 博士, 1982年毕业于河北工业大学物理专业, 现任研究员, 主要从事非连续介质力学数值计算方法及滑坡灾害防治中的关键力学问题等方面的研究工作。E-mail: shli@imech.ac.cn

地质勘察和勘探,得到一些地质结构的信息和岩土体的力学参数,在此基础上利用规范明确规定的极限平衡分析方法或者基于有限元的强度折减法计算出斜坡体的安全系数,根据安全系数大小判断斜坡是否需要治理。全面剖析和重新审视这一技术路线的合理性,充分理解和理解各种计算方法的适用范围,明确数值模拟在解决工程问题中的地位和作用,有利于提高我国地质灾害防治的水平,同时对于发展滑坡稳定性的分析方法,阐明数值方法的研究方向也有着至关重要的作用。

J. M. Duncan^[1]综述了极限平衡法;陈祖煜等^[2]发展了三维的极限平衡法;朱大勇和钱七虎^[3]通过求解高次方程将极限平衡方法的分析更为理论化;郑颖人等^[4]全面介绍有限元强度折减法的应用,并比较了不同强度准则条件下该方法计算结果的差异;L. Jing^[5]总结了有限元和离散元法,介绍了这些方法的基本特点和功能。作者通过模型试验和数值模拟分析了岩体结构对山体稳定性的影响,给出了离散元和极限平衡法计算结果的差别和共同点。每一种方法的研究主要强调了方法本身在理论上的严密性、技术上的可行性以及计算结果的合理性。对各种方法在基本假设上的差异、力学模型和计算中的技术问题分析不足,特别是理论模型与工程实践衔接以及回答工程问题的能力方面缺少综合的分析,而且分析滑坡稳定性的方法主要是基于静态的分析。

地质体问题的反演和正演参数分析已经引起了人们的高度重视。杨志法等^[6~9]全面讨论了岩体反分析的问题;冯夏庭等^[10]提出智能岩体力学并开展了参数反分析的工程应用。基于连续介质力学模型的参数分析需要证明解的唯一性,面对复杂的问题由于反分析不唯一往往会导致一些错误的结论。正演分析尽管分析的工作量很大,给出的结果往往可以提高人们对问题的认识。然而,地质体具有非连续、非均匀等复杂的特性,其破坏过程远远超出了连续介质力学模型涵盖的内容。需要对其其中的一些基本现象和基本概念的认识进行概括和分类,在此基础上对各种方法的合理性和实用性进行分析将更有意义。

本文首先列举了具有代表性的山体破坏的现象以及典型的堆积体破坏试验,说明了滑坡稳定性分析的复杂性以及动态分析的必要性;阐述了描述山体破坏的几个主要的破坏阶段,而静态分析只是其中的一个阶段;剖析了刚体极限平衡法基本假设,

说明了该方法只适用于分析整体滑动和刚体平动问题,指出该方法中所定义的强度的含义不同于地质勘查得到的强度参数;论述了基于有限元的强度折减方法分析滑坡稳定性相对于极限平衡法的改进,而基于静态分析的方法进行反分析有较大的限制;分析了离散元法分析边坡稳定性的局限性;详细介绍了基于连续介质的离散元法的特点;并建议将滑坡体地表裂缝作为参数分析的基本参量;特别强调单纯靠计算方法不能解决工程问题,将计算模型与现场监测结果分析相结合,是正确判断山体当前状态、分析滑坡稳定性的有效途径。

2 滑坡体的复杂破坏现象

2.1 具有代表性的滑坡体的动态破坏现象

位于重庆市云阳县的裂口山(见图 1),反映了地质体长时间、大尺度破坏的现象。据史料记载,唐朝时代裂口山就已经存在,至今几百年,地表断裂的尺寸已经达到几十米。



图 1 重庆云阳裂口山
Fig.1 Yunyang clink mountain in Chongqing

湖北清江茅坪滑坡的地表位移曲线如图 2 所示。该滑坡体自清江水库 1993 年有记录以来,最大地表位移已经达到了 2.5 m,目前该滑坡体还在变形之中,尚未形成滑坡灾害。其地表位移监测见图 3。

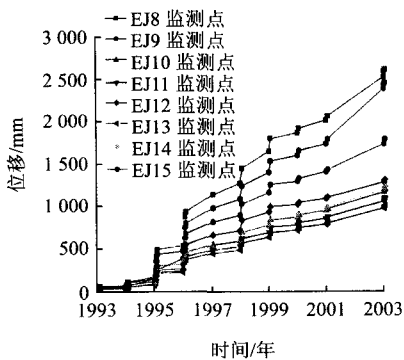


图 2 湖北清江茅坪滑坡的地表位移曲线
Fig.2 Surface displacement-time curves of Maoping slope along Qing River, Hubei

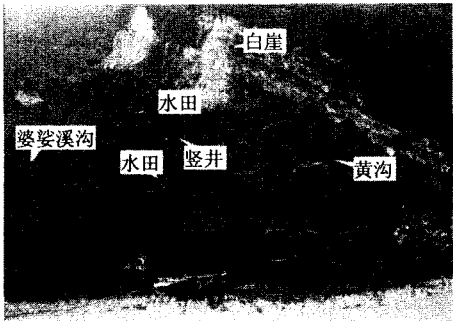


图 3 湖北清江茅坪滑坡的地表位移监测

Fig.3 Surface displacement monitoring of Maoping slope along Qing River, Hubei

重庆万州区晒网坝滑坡体(见图 4)的地表已经出现了大范围的、无规则的破坏, 但是该滑坡体依然没有出现整体的滑动——形成灾害。

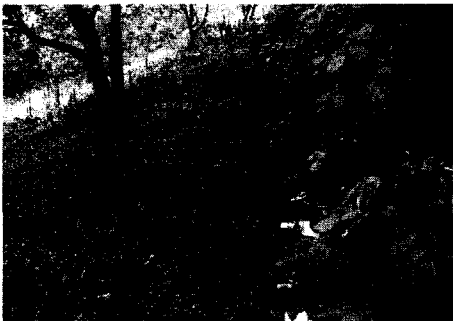


图 4 重庆万州区晒网坝滑坡体

Fig.4 Shaiwangba Landslide in Wanzhou country of Chongqing

但是, 2001 年 5 月 1 日发生在重庆市武隆县的崩塌灾难, 导致 79 人死亡。发现岩体表面的松动到灾难发生仅在几天之内, 破坏前的地表位移没有数字记录。

上述的几个滑坡体如果用静态的稳定性分析方法, 均属于不稳定的滑坡体。然而, 山体的破坏状态却有着很大的差别, 因此, 探索新的稳定性分析方法有着十分重要的意义。

2.2 试验表明滑坡体复杂的破坏现象

散体破坏试验^[11]揭示, 相同尺寸的堆积体, 处在干燥和潮湿状态下的破坏形式不同: 图 5(a)所示堆积体干燥, 上部材料离散下滑; 图 5(b)所示堆积体潮湿, 上部材料沿一个滑面整体下滑。

破坏形式的不同主要是由于散体材料间的量纲一的量 $c/(\rho gh)$ 不同造成的。干燥散体材料对应的 $c/(\rho gh)$ 较小, 而潮湿的散体材料对应的 $c/(\rho gh)$ 较大。这 2 种破坏形式对应着滑坡的小块度离散下滑和坡体沿着一个滑面整体下滑 2 种情况。通过基于

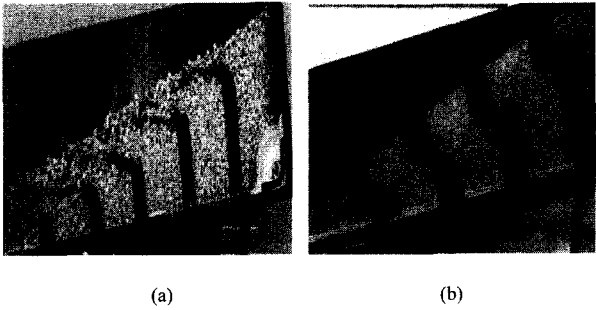


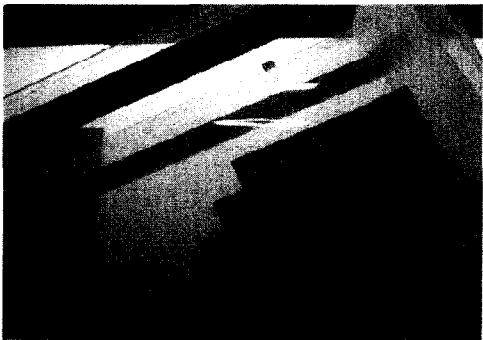
图 5 堆积体试验破坏形态

Fig.5 Failure forms of accumulation body test

连续介质的离散元法计算也可以得出 $c/(\rho gh)$ 的值, 它是地质体破坏块度大小的一个重要指标, $c/(\rho gh)$ 值越小, 下滑坡体的块度也越小, 反之下滑坡体的块度越大。

中国科学院力学研究所的堆积块体破坏试验^[12]表明, 不同结构的岩体在相同裂隙强度的条件下, 临界破坏角度差别很大。

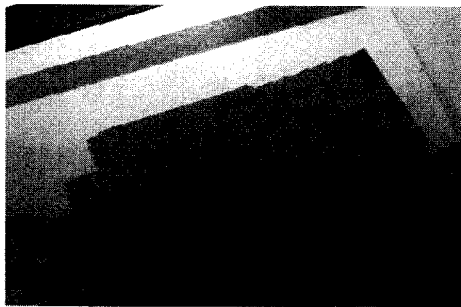
试验采用了尺寸分别为 20 cm×10 cm×10 cm, 10 cm×10 cm×10 cm, 5 cm×5 cm×5 cm 的大、中、小 3 种岩块, 按照图 6 所示的不同排列方式摆放在可以改变角度的平台上, 排列时结构面包含贯通和不贯通 2 种情况, 岩块之间用松散砂充填(砂土的摩擦角为 26°)。然后, 逐渐提高平台的角度, 直至松散体滑动或者垮塌。



(a) 大块结构面不连通排列



(b) 中块结构面连通排列



(c) 混合大、小块结构面不连通排列
图 6 试验岩块排列方式
Fig.6 Arrangement modes of test rocks

大块结构面不连通排列如图 6(a)所示, 其试验结果为: 大块不连通排列破坏角度与砂土的摩擦角基本一致为 26° , 属于滑动破坏。

中块结构面连通排列如图 6(b)所示, 其试验结果为: 破坏角度为 11° , 属于倾倒破坏。

混合大、小块结构面不连通排列如图 6(c)所示, 其试验结果为: 临界破坏角度约为 21° , 属于下部滑动、上部倾倒破坏。

试验结果表明:
(1) 在结构面的强度参数不变的情况下, 不同分布的裂隙结构面对于堆石体的临界破坏角度影响很大。表 1 给出了不同的结构条件下的临界破坏角度。

表 1 试验临界破坏角和数值模拟临界破坏角对照表
Table 1 Comparison of critical failure angles between experiment and simulation

| 试验类型 | 临界破坏角/($^{\circ}$) | | |
|-------|----------------------|------|-------|
| | 试验结果 | 离散元法 | 极限平衡法 |
| 大块贯通 | 22.1~24.2 | 23.0 | 26 |
| 中块贯通 | 9.8~11.6 | 10.0 | 26 |
| 大块不贯通 | 25.0~26.3 | 25.5 | 26 |
| 中块不贯通 | 23.0~24.9 | 23.5 | 26 |
| 混合块 | 19.5~21.8 | 21.0 | 26 |

(2) 当结构面的分布能够保证岩体整体滑动时, 破坏角度才与结构面的摩擦角一致, 也与极限平衡法的滑动破坏面的经验值保持一致。

(3) 倾倒破坏和滑移破坏没有明显的界限, 在有些条件下可以是共存的。该结论说明崩塌和滑坡作为不同的经典地质灾害分类, 其破坏过程可能属于同一阶段。

实际的岩体结构的复杂程度远超过试验所给出

的特殊结构形式, 这也为地质工程斜坡稳定性的分析方法提出了更高的要求。

上述的地质现象、模型试验从不同角度说明了地质体破坏的复杂性。滑坡灾害形成和山体崩塌只是山体破坏的最后阶段, 定量地描述地质体需要研究地质体破坏演化过程, 仅仅研究最后的状态远远不够。地质灾害的形成不仅仅是空间上的破坏尺度和滑移距离, 还与时间有关, 这就需要考虑地质体的渐进破坏过程。由此看出, 定量地描述地质体的破坏规律还需要对一些基本的破坏形式做出分类。

3 地质体破坏的类型及其定义

定量地描述地质体的破坏规律需要建立合理的力学模型, 通过理论演绎、数值模拟、试验研究得到地质体的变形、破坏、运动规律。然而, 地质体作为力学研究的对象与固体、流体、一般力学研究的对象不同, 因此, 需要不同的研究方法、研究内容, 李世海等^[13]对此有了一定的表述。这里更进一步阐述、说明和总结地质体破坏不同阶段的基本概念及其内涵, 以便于理解如何建立相关力学模型。

(1) 既有破坏: 固体力学中描述材料破坏通常是连续介质内部某一点的应力或应变状态满足了材料破坏的条件而产生裂缝, 断裂力学中描述材料破坏通常是材料内部裂纹的扩展, 即材料有裂缝认为是一种破坏的状态。地质体内部初始状态就存在许多结构面, 而且这种结构面的尺寸在某一方向上甚至和研究区域的尺度相当。按照材料破坏的定义, 地质体内部在初始的状态就有大破坏存在, 这些破坏是地质体固有的, 并不是受外部荷载作用、内部材料特性改变的结果。

然而, 地质体的当前状态是长期演化而来的, 开展力学研究的难点在于不知道材料的初始状态。事实上, 地质体在一年、十年、百年乃至万年以前和今天的状态都是未知的, 因此, 寻求初始状态没有特别的意义, 重要的是如何通过某种方法得到一些信息, 量化描述需要的已知条件。确定地质体的初始状态从何时开始并不重要, 而重要的是获得地质体的信息。地质体的初始状态的确定取决于获得地质体的信息量, 可以选择有地质体信息描述的任何时间地质体的状态作为初始状态。这种地质体内部初始状态下的破坏称为既有破坏。

(2) 局部再破坏: 地质体内部的非既有破坏区域, 可以用连续介质的力学模型来描述, 该区域的

材料仍然可以称为连续介质。局部再破坏是指在外部荷载和地质体内部材料特性变化的条件下,地质体内部连续部分满足破坏条件,进而在连续介质的区域内形成了非连续的新的破坏面。

(3) 贯穿性破坏:当局部再破坏的区域逐步扩大,将既有破坏区域内的破坏面连接成为贯穿整个研究区域的破坏面时,则称研究区域内发生了贯穿性破坏。贯穿性破坏的破坏面在极限平衡方法中定义为滑面,在有限元方法中是达到塑性破坏的点连接起来形成的破坏面。

(4) 离散性破坏:在某些条件下,地质体贯穿性破坏后的运动,导致了此前生成的贯穿性破坏面上受力条件不断改变,致使尚未破坏的区域内部产生更多的贯穿性破坏面,同时地质体表面产生很多裂缝,连续的研究区域被破坏面割裂为离散体,这一状态称为离散性破坏。这种状态可能造成的危害是地表建筑的彻底毁坏并威胁到生命财产的安全。

(5) 运动性破坏:出现了贯穿性和离散性破坏的地质体,有可能因为内部能量的释放和受力条件的变化而静止,也有可能发生长距离的运动,如山体滑坡的滑动、岩体的崩塌以及发生泥石流。运动性破坏描述的是研究区域内部分地质体破坏后在体力和外部荷载作用下达到了一定的运动速度的过程。此类破坏的影响来自于整体的滑移和崩塌,破坏是灾难性的,波及的范围超出了研究区域。

按照上述定义,地质体的破坏过程是定义在初始状态的基础之上的,初始状态地质体内部的破坏属于既有破坏阶段;当外加荷载变化、渗流场作用和内部材料特性变化的条件下,非既有破坏的区域进一步破坏的阶段属于局部再破坏阶段;当既有破坏和局部破坏的区域连接成为贯穿的破坏面时属于贯穿性破坏阶段;贯穿性破坏后的部分地质体开始运动,其内部的受力状态改变,破坏面增多,导致研究区域被多个破坏面切割达到离散性破坏阶段;处在离散状态或贯穿性破坏状态的山体开始运动,并达到一定的速度形成运动性破坏。

由此可以看出,滑坡稳定性的分析方法更多的是关注贯穿性破坏的条件,但这对于认识和掌握滑坡破坏的动态过程是远远不够的。

4 常用边坡稳定性分析方法

4.1 极限平衡法

4.1.1 极限平衡法应用与试验和离散元对比

力学研究所进行的堆积块体破坏试验,体现了极限平衡法适合解决的问题,同时也反映了它不能解决的问题。用极限平衡法和离散元法模拟试验,得到结果如表 1 所示。

表 1 中试验破坏角度大的对应着下滑破坏,角度居中的对应着下滑与倾倒同时发生,角度小的对应着倾倒破坏,可见极限平衡法适于用于下滑破坏,而不适用于倾倒破坏。对于相同的问题,用离散元法得到的结果与试验结果很接近。

S. H. Li 等^[12]以武隆滑坡为模型,用不同的方法分析了开挖条件下的边坡临界高度(见图 7)。极限平衡法分析结果是边坡在开挖小于 54 m 的情况下是稳定的;而离散元分析结论是边坡开挖 30 m 以上就是不稳定的,而且随着角度的增加临界开挖深度还要降低。

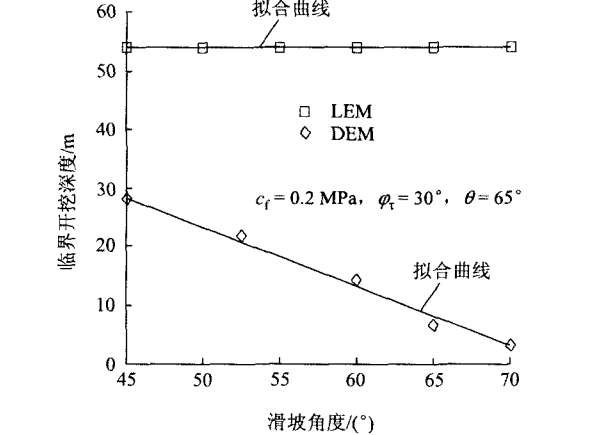


图 7 DEM 和 LEM 分析不同角度开挖的边坡临界高度
Fig.7 Critical excavation depths of slope with different natural angles analyzed by DEM and LEM

极限平衡法分析结果与模型试验及离散元计算结果之间的差别反映在实际工程中可能会导致设计方法和设计思路的变化。

4.1.2 极限平衡法的基本假设和力学模型分析

为确定影响极限平衡法适用范围的关键因素,需要对该方法的基本假设和力学模型进行深入地剖析。

极限平衡法有如下几个基本假设:(1) 不考虑地质体的变形,认为材料是刚性的;(2) 采用条分法,将地质体的结构从形式上简化为条状结构;(3) 假设地质体滑移面是预先规定形状的面,通过搜索最小安全系数的面来确定滑移面的位置;(4) 安全系数是在滑移面上的抗滑力矩之和与地质体体力产

生的滑动力矩之和的比值。上述的 4 个假设相互制约, 构成了简单易行的极限平衡方法。方法的局限性正是由基本的假设造成, 因此需要综合分析不同假设的内涵及其相互之间的内在联系。

(1) 刚性体假设对安全系数的影响不会太大。在关于极限平衡法和有限元的讨论过程中, 专家们认为有限元的一个特点是考虑了材料可变形, 但是, 2 种方法在很多问题上得到的结果差别又不大, 分析其中的原因对于理解各种方法的适用范围非常重要。

刚性体和条状结构的假设会导致应力场的重新分布, 也会导致滑面上各点的应力有所区别。但是, 因为安全系数是定义在整个滑面上的, 应力在整个确定破坏面上的切向力之和基本上只与滑面以上几何体的形状有关。如果有限元的计算只是得到了一个破坏面, 而这个破坏面以上的弹性体的内力即重力的作用不改变, 对破坏面上的应力的分布影响不大, 那么 2 种算法得到的结果就不会有太大的差别。大量的工作将有限元和极限平衡方法相互验证, 并且得到了吻合的结果, 可见问题的关键并不是刚性假设而在于其他假设的影响。

(2) 极限平衡法中划分的条块只能平动。刚性块体与整体滑动的假设要求每一个条块都必须沿着滑面滑动, 因为滑面以上的部分, 都是由一系列的刚性条块组成的, 如果是垂直条分法, 那么每一个条块的水平运动“位移”都是相等的, 而在垂直方向受到垂直面的限制每个条块各点的位移也是相同的, 因此, 无论滑面、条块的形状怎样变化, 条块都不会发生转动, 这一苛刻的限制显然与实际问题的有很大的差距。

(3) 极限平衡法中的强度参数。滑动假设限定了破坏形式是剪切破坏, 且在整个滑动面均为剪切破坏面, 通常采用 Mohr-Coulomb 准则, 并且将黏聚力 c 引入抗滑力的计算。具体计算时需要确定 c 的取值, 这就需要充分理解 c 在计算方法中所代表的物理意义。

在假设的圆弧中如果包含了既有破坏面, 这时 c 是结构面的 c_j 值; 如果滑面穿过岩块 c 值就应该是岩块的强度 c_r 。需要说明的是: 山体中包含土体和岩块是客观的, 而圆弧是主观确定的。计算时人们并不知道假设的滑面上是否有大的块石, 也不知道是否需要引入岩块的强度。由滑面假设计算得到的强度与客观条件之间就会出现差别, 这也正是长

期以来采用刚体极限平衡法在计算参数方面争论不休的关键。事实上, c_r 和 c_j 有 1~2 个量级上的差别。对于堆积层滑坡土体遇水软化的强度和原有的强度相比也有量级的差别, 这就给具体计算中强度参数的选取带来很大的难度, 因为, 整个滑面上的强度参数是一个平均值, 并且还与穿过岩块和结构面的面积权重有关, 可以用公式表示为

$$\left. \begin{aligned} \bar{c} &= \frac{\sum_{i=1}^{N_r} S_{ri} c_{ri}}{N(S_r + S_j)} + \frac{\sum_{i=1}^{N-N_r} S_{ji} c_{ji}}{N(S_r + S_j)} \\ \bar{f} &= \frac{\sum_{i=1}^{N_r} S_{ri} f_{ri}}{N(S_r + S_j)} + \frac{\sum_{i=1}^{N-N_r} S_{ji} f_{ji}}{N(S_r + S_j)} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: c_{ri} , c_{ji} 和 f_{ri} , f_{ji} 分别为第 i 条岩块、结构面的黏聚力和摩擦因数; S_{ri} , S_{ji} 分别为某一条岩块和结构面的被切割的面积; N , N_r 分别为总条数和岩块的条数。因此, 如果计算者不知道选取的滑面穿过的岩块和结构面的比 S_r/S_j (或者软化土体与原土体的面积比), 就不可能给出准确地平均意义上的强度参数。在这种情况下, 通过钻孔得到的剪切强度值在计算中的实际意义已经不存在了, 钻孔得到的 c 值可能有 2 个量级的差别, 而计算所应采用的值可能是 c 值中最大和最小中的任何一个值, 如此大的差别对安全系数的影响自然很大。由实测参数得到的强度参数平均值为

$$\bar{c} = \frac{\sum_{i=1}^N c_i}{N}, \quad \bar{f} = \frac{\sum_{i=1}^N f_i}{N} \quad (2)$$

即使在滑面穿过岩石的面积与穿过节理的面积相等的情况下, 计算与实际的情况也可能差别很大, 自然也会与工程经验有较大差别。由此就不难理解, 专家们在确定一个滑坡是否稳定时, 总是讨论强度参数的选取问题, 其结果也只能是不得不抛开由试验测量得到的强度参数, 凭经验给出计算用的参数。

(4) 关于安全系数的讨论。在极限平衡法的计算中, 只要是给定一组平均意义上的强度参数, 总可以得到一个安全系数。反过来, 对于特定的滑坡体也可以求出对应安全系数为 1 时的一组平均强度参数 c_1 , f_1 (给定不同的摩擦因数, 求出黏聚力)。在工程中, 对应着已经滑动的滑坡, 也可以推算出最大的强度参数值是 c_1 , f_1 。在这里作者特别强调, 只有已经滑动的山体, 才可能反分析出摩擦角, 而这

时的黏聚力 c 值为 0。然而, 工程上要求, 在边坡没有出现滑动的情况下确定安全系数, 并且想知道安全系数不为 1 的值, 这事实上是非常困难的。事实上, 对于不滑的边坡只能推算安全系数是大于 1 的, 或者说只能推算出强度参数是大于 c_1 , f_1 , 而具体大多少并不能知道, 这是由于安全系数取决于当前的强度参数, 而当前的强度参数来自于式(1)的计算, 其可能的变化范围非常大, 由此可见, 由安全系数确定稳定性在实际操作过程中会遇到困难。至于能否从参数分析的角度确定强度的大小, 可以用在斜面上放置一个滑块的简单例子给予说明, 滑块只有被推动或者滑动之后, 才可以知道它的摩擦力是多大, 如果施加外力小于临界的推动力或者下滑力小于摩擦力, 无论力的取值怎么变化, 块体在宏观上都是不动的, 用静力平衡的方法显然不能分析出强度参数的大小, 不能确定强度参数也就不能给出可靠的安全系数。

总之, 极限平衡法的局限性并不是由于该方法在基本假设下的计算结果的差别, 而在于其基本假设与实际情况不符。分析方法采用的强度参数与实测的岩土参数具有不同的含义是导致工程实践中参数选取具有“随意”性的主要原因。材料的强度参数不能确定, 其安全系数的可靠性也就值得怀疑。当然, 其他分析方法的强度参数选取与极限平衡法有类似的问题。

4.2 有限元法

4.2.1 有限元法静态计算的特点

有限元法可以分为静态计算和动态计算 2 类。目前关于稳定性分析的方法主要是静态的方法, 这里包括不同类型单元的多种计算格式、不同本构关系(线性、非线性)和强度准则(Mohr-Coulomb 准则、D-P 准则等)的力学模型。一般的计算方案是首先计算出初始的应力场, 然后采用降低强度的方法计算研究区域内的应力场分布给出破坏点和破坏面, 直至强度降低到某一值计算达到不收敛时为止, 材料本身的强度和折减后的强度之比定义为安全系数。这种方法也称为强度折减法, 在我国被普遍地采用, 分析专家也说服了工程专家承认该方法的实用性和可操作性。在有限元法中引入一系列的结构面, 用以分析不连续的问题, 正是有限元和离散元殊途同归的发展方向。

计算结果的合理性依赖于对地质体内部结构分布规律的认知程度。静态有限元法得到的破坏点属

于局部再破坏, 当局部破坏点贯通之后形成了破坏面, 则可以归类为贯穿性破坏。如果初始的状态中没有结构面或者引入了已知初始结构面之后再进行计算, 所得到的局部破坏和贯穿性破坏都是可以理解和接受的。如果岩体内的结构面是未知的(工程实践中经常遇到), 那么, 得到的结果只能是某种初始状态假设下的。当假设的结构分布与真实的结构有很大差别时, 得到的计算结果就是不可信的。从这个意义上讲, 用有限元法进行稳定性分析也不能直接回答工程问题。

静态有限元计算不能分析出现破裂后的块体的平动和转动问题。有限元法的这一特性是由其基本的原理所决定的, 主要表现在边界条件必须有足够的约束: 一点固定还需要有 2 个方向上的法向约束, 否则计算就会发散。在研究区域内如果有一个单元被结构面切割后, 缺少了足够的约束条件, 对该块体的计算就会发散。

4.2.2 以计算结果发散作为稳定性判别的标准

计算结果发散涉及到多种因素如计算网格的质量和计算网格所能够承受的大变形的能力。当岩体内部有结构面且结构面附近的单元划分的质量欠佳时, 很有可能发生这样的情况: 贯穿性破坏还没有出现甚至个别点出现“假破坏”时, 计算已经发散。这就给计算分析专家的判断带来了一定的难度, 并要求计算者有足够的计算经验。

同时, 形成贯穿性破坏并不说明会产生滑坡灾害。按照滑移线的理论, 当静态计算形成了破坏面, 就达到了破坏面以上区域开始运动的条件。然而, 一旦出现了区域的滑动, 破坏面上的受力就会改变, 这就相当于破坏面以上的研究区域改变了边界条件, 在此基础上会演化出各种可能的破坏状态, 诸如继续运动、运动停止、继续运动而破坏面以上的研究区域再破坏、再破坏后的区域可能静止也可能产生更大的运动等等。这些过程都是有限元和离散元法需要发展的方向。静态有限元只是关注得到破坏面, 而不考虑以后的力学过程, 单纯从方法本身突破这种局限性较为困难。

4.2.3 对强度折减法的认识

从物理上讲, 强度折减本质上是对应着地质体的强度受条件变化而降低的过程, 可以把它看作是一种力学过程, 通过计算不同强度值下的应力场和位移场可以提高对地质体的状态的认识, 有着重要的意义。目前, 应用有限元强度折减法的主要目的

是计算安全系数,以便在某些条件下与极限平衡法比较,试图建立计算破坏时的强度值与滑坡体的“真实”强度值之间的联系——安全系数。这就必然会遇到与极限平衡法相同的问题,即,如何确定滑坡体的“真实”强度。正如前面的讨论,只要分析安全系数大于 1 的问题,真实强度的取值是在 2 个有量级差别的参数之间选择或者由经验确定,那么,引用了含有更多计算参数的计算方法也就无法摆脱经验参数的限制。

4.2.4 有限元法得到的破坏面与极限平衡法中的滑动面不等价

按照滑移线的理论,不存在贯穿破坏面和运动性破坏面的区别,统称为滑动面。采用有限元计算,当在既有破坏的基础上发生局部破坏,首先是出现破坏单元,并且计算不收敛,然后采用“生死单元”技术,进一步计算可以算出贯穿性破坏,并得到破坏面。但是,该破坏面未必对应极限平衡法中滑动面,主要是有限元法与刚体极限平衡法的破坏准则有区别。按照塑性力学的强度准则进行计算,材料的破坏对应着某种应力-应变关系和破坏条件。塑性破坏中包含了与塑性屈服面相关的强度参数和流动法则,可以想象,由此得到的破坏面和隔离出的区域就不会出现简单的滑动,当然,破坏面上的复杂的应力状态并不能科学地表述滑面上的力学状态,这也正是有限元法长期以来没有为地质工程界接受的原因之一。至于有限元和极限平衡 2 种方法的差别有多大取决于研究区域的各种参数的取法以及破坏面上的受力状态,而 2 种方法得到一致结果的结论是在特殊条件下成立的。

总之,传统的有限元法是基于连续介质力学模型的计算方法,用于研究地质体的破坏过程也可以通过增加结构面的方式实现,但是,静态有限元法分析渐进破坏问题有较大的困难,其中包括以发散作为破坏的判断标准、研究区域内部出现某一个块体的刚体平动与转动问题、贯穿性破坏后的运动等。与极限平衡法比较该方法有更复杂的强度破坏条件,而在计算安全系数选取真实的强度参数时则遇到相同的问题。

4.3 离散元法

离散元法是基于非连续模型的计算方法。随着离散元法的发展,该方法所派生的功能不断地扩大,该方法的主要优势是可以方便地处理非连续介质的问题,能够客观地描述已知介质中的既有破坏

结构面,也能够描述特定条件下介质中裂缝的产生、发展,该方法在模拟材料的破坏时不是通过计算发散而是根据界面的张开、滑移和运动速度表述。然而,目前该方法模拟边坡的稳定性仍面临着许多问题,还没有被广大工程专家所接受。

(1) 离散元的初始状态依赖于结构面的分布

在初始状态的问题上,无论哪一种方法都面临着相同的问题,这是一个根本性的问题,单从这一点上来说,极限平衡法、有限元法、离散元法都处在相同的水平。主要的区别在于对于同一组强度参数极限平衡法得到确定的一个破坏面;有限元法可以选择不同的材料本构关系,对于同一组强度参数,会得到不同的应力场分布,得到不同的破坏面甚至次生的破坏面;离散元可以选择不同的结构面,给出不同的参数值,得到的结果相差会更大,甚至会超出和偏离经验的认知范围。这种差别所产生的效果让工程师更加偏爱使用极限平衡法,原因是可以通过简单的计算得到唯一的结果。但是,正是由于离散元法可以给出不同的参数来分析,使得它可以选取更切合实际的参数,如果将这种复杂的计算模型和其他的手段结合起来,其优势就不是简单模型所能比拟的。

对于岩质边坡而言,其内部结构是复杂而有序的,块体离散元可以通过已知地质构造面的倾角和倾向将有序性描述出来,借助于随机技术也可以描述同一组结构面在局部的差异。有了这样的几何描述,确定岩体力学参数就相对容易一些,结构面的强度和岩石的强度都可以给出可以控制的范围,而不能确定的是结构面的连通率。采用离散元法可以把山体稳定性参数分析的焦点从岩体的强度参数转化为结构面的几何参数,使研究的目标更加明确。对于堆积层滑坡,地质体内部的土、石分布就像岩质边坡的内部结构一样复杂和具有未知性。这类滑坡体的突出特点是在滑坡灾害发生之前地表裂缝发育充分,这为分析滑坡体的状态创造了条件,而描述地裂缝的发展正是离散元的优势。

(2) 离散元法的广泛工程应用有待于计算机硬件和计算技术 2 个方面的发展

对于地质工程,工程尺度与结构面的间距之比在 2~3 个量级,定量地描述结构面自然需要划分很多的块体;离散元描述块体的性质所需要的内存远大于有限元,离散元的计算对计算机的要求更高。解决问题的途径包括:① 发展并行计算技术,以此可

以大幅度提高计算速度,并且放宽了计算机内存不足的问题;② 将有限元和离散元相结合,在变形较小、没有达到破坏的区域采用有限元计算,破坏的区域用离散元;③ 发展离散元多尺度计算方法力学模型是推进离散元技术工程化的重要步骤,破碎的岩体需要划分为小块体,而用这种尺度描述大块的岩体就必然会浪费计算资源;④ 发展块体破裂技术,离散元法中块体是用连续模描述的,能够在计算的过程中,模拟块体破裂形成新的块体转化为非连续的模型也可以大幅度地减少计算工作量,将复杂的裂纹尖端的破裂的物理过程简单块体分裂描述,可以大幅度提高离散元模拟实际工程问题的效率。

(3) 离散元法分析破坏与有限元、极限平衡法的区别

离散元将破坏定义在“面上”的,也就是说首先确定破坏面的方向和位置,分析应力状态时只需要考虑面上的法向和切向应力状态,破坏条件很简单,可以按照 Mohr-Coulomb 准则直接判断是否达到剪切破坏;拉伸破坏可以直接用面上法向应力采用拉伸强度准则,一旦破坏拉应力为 0,如果破坏后又处在压应力状态,剪切强度就不再考虑黏聚力的影响了。离散元这种简单的本构关系更适合岩土体的特性,特别是破坏后面上的特性,更适合研究渐进破坏。主要体现在:① 贯穿性破坏后,滑面上由于整体运动产生的压应力变化;② 拉伸破坏后,拉应力为 0 而不是维持在塑性破坏面上。有限元在确定塑形破坏时特别强调破坏面的“光滑性”,以此可以避免和减少数值模拟计算时发散,离散元可以计算破坏过程中应力“突变”后的应力转移。

离散元中的破坏面是按照规定的结构面发展的。在离散元法中首先定义了结构面,然后,分析区域内的结构面达到破坏强度,当破坏的结构面连接起来形成贯穿性破坏面,导致局部区域具有动能或者合力不能平衡,表现为斜坡失稳。由此可知,这种按照事先确定的结构面破坏的方式,带有很大的为人因素。结构面是复杂而有序的,人为规定结构面可以描述其有序性,比如,对于确定的山体一般不会超过 3 组结构面,而描述结构面的复杂性只能通过随机的方法。当山体中的局部区域是土层或者是较大的岩块,这种相对均匀、没有明显结构面的材料,再用随机的结构面就不够合理。目前的处理方法是减小块体的尺度,可以收到一定的效

果,但是,还需要进一步发展。

5 基于连续介质力学模型的离散元法 (CDEM)

将有限元(或者其他基于连续模型的方法)和离散元法有机地结合起来已经成为分析地质体稳定性方法的发展趋势。不同的方法结合的形式也不同,在 DDA 中,是将离散元法中的块体改为可变形的,块体采用有限元的模型,将单元刚阵和块体的平动、转动联立求解;FLAC 商用软件是将块体用有限差分的方法求解。这些模型中研究破坏问题主要有 2 种形式,一种是传统的离散元法,通过在结构面的弹簧断裂,给出沿结构面的破坏;另一种是传统的连续介质模型,按照塑性力学的规则,当某个块体满足塑性条件,整个块体即塑性破坏。

中国科学院力学研究所近年来一直在探索另一种破坏方式,那就是直接从连续介质的计算模型转化为非连续的计算模型——基于连续介质的离散元法(continuum-based distinct element method, CDEM)。

下面详细介绍 CDEM 特点。

如同传统的离散元法一样,CDEM 也是采用动态松弛技术,可以方便地模拟材料的动态破坏。研究工作包括理论方面、计算方法和程序实现。主要的研究进展包括以下 4 个方面:

(1) 建立了混合节点模型,该模型中有限元单元的节点和离散元块体的角点可以统一计算。对于有限元的节点其相关的单元都是连续模型,单元之间共面或者共边。而离散元的角点只与所在的块体有关,属于不同块体的角点具有各自的空间坐标和质量。具体处理的方法可以简单地表述为:将连续模型计算的和同一节点相关的总刚拆开用各个单元的单刚计算节点力,取消了连续与非连续的差别;当几个单元或块体具有连续性时,它们的节(角)点共用一个空间坐标和质量参与动态计算,节点代表的质量是相关块体质点质量之和,节点力也是相关块体在该点的力的叠加;当几个单元或块体非连续时,它们的节(角)点用各自的空间坐标和质量计算,节(角)点的力通过弹簧计算。

由上面的讨论看出 CDEM 既能够描述材料的连续性又能描述材料的非连续性;既有离散元的结构面弹簧又有颗粒离散元的质点运动独立计算;正是这种综合特征的模型可以描述解决复杂的材料特

性,也为不同模型之间的转化建立了平台。

(2) 引入结构层的概念,给结构层刚度赋予明确的物理意义。

弹簧刚度的概念来自于虎克定律,它等于单位伸长量弹簧受的力。对于一个无质量的弹簧,一端受力 F ,产生的伸长量为 ΔX ,则有如下的关系式:

$$F = -k\Delta X \quad (3)$$

从式(3)中可以看到,刚度所表征的是一个具体弹簧的特性,不仅仅包含了弹簧的材料参数和几何参数。考虑一个等厚度受均匀力的弹性薄板,其弹性模量为 E ,横截面积为 A_1 ,厚度为 L_1 ,在外力 F 的作用下的厚度变化为 ΔX 。力与位移有如下的基本关系:

$$F = -A_1\sigma = -A_1E\varepsilon = -A_1E\frac{\Delta X}{L_1} = -\frac{A_1E}{L_1}\Delta X \quad (4)$$

比较式(3),(4)得到薄板在法向上的等效弹簧刚度为

$$K_1 = \frac{A_1E}{L} \quad (5)$$

也可以表示为

$$K_2 = \frac{E}{L} \quad (6)$$

式中: K_2 为单位面积上的等效弹簧刚度。

式(5),(6)表明,弹性薄板单位面积上的等效刚度,包含了材料弹性模量和薄板厚度 2 个基本的参量。

如果在分析问题,不考虑弹性模量和材料的几何尺寸而只是讨论刚度的概念,其物理意义就很不明确,给出具体的数值就会很困难。为此,提出了结构层的概念,并给出了确定不同类型的结构层刚度的计算方法,将结构层分为厚结构层、薄结构层和裂缝型(无厚度)结构层 3 类。

厚结构层:之所以称为厚结构层是因为在结构层内可以取出岩样获得其弹性模量,但是,结构层厚度与块体的尺寸相比又很小,以至于可以用弹簧的刚度来表示。此时,结构层的法向刚度可以用式(5)表示。

薄结构层:结构层的厚度可以测量,但是,难以获得材料的弹性模量。

在 Goodman 的物理试验中,假设薄结构层的厚度为 T ,由于厚度太小不能测量其弹性模量,结

构层的弹性模量 E_j 是未知的;结构层上下 2 个岩块的厚度各为 L ,弹性模量为 E ;试验可以直接测量整个试样的外力 F_z 和厚度变化 Δu_z 的关系,进而得到结构层及上下 2 个岩块的等效刚度为

$$K_q = \frac{F_z}{\Delta u_z} \quad (7)$$

式(7)表明:等效刚度是一个具体的由试验获得的参数,它隐含了结构面的厚度、岩块的厚度以及岩块的弹性模量等几何和物理参数,3 层结构面相当于 3 个弹簧串联,有如下的关系式:

$$\frac{1}{K_q} = \frac{2L}{E} + \frac{T}{E_j} \quad (8)$$

$$E_j = \frac{K_qET}{E - 2LK_q} \quad (9)$$

联立式(6),(9)可知结构层的刚度为

$$K = \frac{K_qE}{E - 2LK_q} \quad (10)$$

式(10)从理论上给出了一个结构面刚度的计算方法,但是,也必须说明该式的适用范围。如果块体的尺寸在米的量级,而结构面的尺寸是毫米且客观上结构面的刚度与岩块的刚度没有量级的差别,那么,结构面的刚度将达到岩块平均刚度的 1 000 倍,实际计算时就会降低计算效率。为了解决此类问题,给出了“零厚度”结构层的刚度计算方法。

“零厚度”的结构层:此类结构层是指结构层的厚度与块体的尺寸相比非常小(相差 3~4 个量级),甚至在工程实践中难以具体的测出来。这类结构层的刚度表示为

$$K = \frac{AE_t}{2T_0} \quad (11)$$

式中: E_t 为岩块的弹性模量; T_0 为从岩块中“划”出的结构层的厚度,其尺寸通常占岩块尺寸的 1% 左右。这一计算方法更为深层的假设是:结构面因为其本身的尺寸很小,其变形可以忽略不计。该结构层对岩体稳定性的重要作用在于强度。

引入结构层的概念之后,结构层的刚度有了明确的物理意义,也不增加计算的工作量。同时摆脱了刚度作为数学技巧给计算者带来的困惑。

结构层在数值计算中还起到了连续模型与非连续模型的桥梁作用。计算表明,当结构层的厚度达到块体的 1% 时(见图 8),和连续模型相比的误差小于 1%。

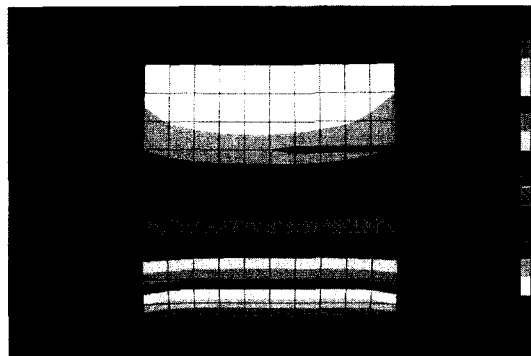


图 8 结构层厚度为块体 1% 时重力作用下位移云图(单位: m)
Fig.8 Displacement nephogram of fracture under gravity
when the thickness is one percent of block(unit: m)

(3) 随机结构面

在 CDEM 中, 岩体结构面的有序性是通过规则的几组平面切割的, 而结构面的复杂性通过划分块体的角点的坐标在一定范围随机变化形成新的块体形状来描述。以六面体为例, 已知 3 组结构面的方向, 可以切割出标准的平行六面体, 这是地质体有序性。当平行六面体的各个角点在一定范围内随机变化位置时, 原来处在同一个平面上的角点就不在同一平面上了。此类块体的计算需要解决 2 个问题, 其一是块体的刚度矩阵计算; 其二是接触面上的力计算。

复杂形状块体的刚度矩阵计算方法: 任意形状的块体都可以通过一系列的四面体组合而成, CDEM 在求解块体刚阵时采用四面体组合的方法将任意块体化作由四面体组合的。这样在求解块体刚阵时, 只需要写出各个四面体的单元刚度矩阵, 然后再组成块体总刚度矩阵就可以了。

非平面上的摩擦力计算: 把接触部分看作由若干个平面组成, 这些平面分别是由接触部分每条棱上的 2 点和等效接触面心组成的三角形平面构成。这样在计算每个接触面的时候, 循环所有的三角形面, 把每个三角形面当作接触面进行计算。

对应每个三角接触面力和相对位移关系为

$$\left. \begin{aligned} F_n &= -\frac{A_i}{A_l} K_n \Delta u_n \\ F_s &= -\frac{A_i}{A_l} K_s \Delta u_s \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中: F_n , F_s 分别为法向和切向力; Δu_n , Δu_s 分别为相对位移的法向和切向分量; A_i 为该点在三角形面中所占面积; A_l 为该点在整个接触所有面积中

所占面积; F_n , F_s 分别为弹簧的法向和切向刚度。
接触上的破坏也不仅仅用一个接触面来判断, 而是当作若干个三角形接触面来判断, 每个三角形内力的计算方式如下:

当满足拉破坏准则 $F_n \geq TA_i$ 时, 有

$$\left. \begin{aligned} F_n &= 0 \\ F_s &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

当满足 Mohr-Coulomb 准则 $F_s > F_n \tan \phi + cA_i$ 时, 有

$$\left. \begin{aligned} F_n &= -\frac{A_i}{A_l} K_n \Delta u_n \\ F_s &= F_n \tan \phi \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

式中: T 为抗拉强度, c 为黏聚力, ϕ 为内摩擦角。

(4) 块体断裂模型

该模型首先求出研究块体的平均应力, 并作如下假设: 块体处在均匀受力状态, 且均匀应力等于平均应力; 达到破坏状态的块体各个质点之间由等效弹簧连接; 弹簧的法向、切向刚度根据块体单轴拉压和纯剪试验的理论解标定; 应用最大拉应力准则和 Mohr-Coulomb 准则判断块体断裂并求得破坏面; 达到破坏状态的块体被破坏面切割, 未被切割的弹簧保持原有的特性。

由于采用 2 种破坏准则, 块体可能出现 2 种破坏形式: 拉伸破坏和剪切破坏。不同破坏形式的块体, 破坏后的计算方法不同。

① 拉伸破坏

拉伸破坏认为破坏面穿过块体形心, 将原来的块体划分为 2 个块体。

由于破坏以后破坏面上的法向力及切向力都为 0, 所以破坏面两侧的点之间的作用力为 0。

如图 9 所示, 被破坏面截到的棱边所联结的两点之间的作用力为

$$F_i^{m,n} = 0 \quad (15)$$

未被破坏面截到的棱边所联结的两点之间的作用力为

$$F_i^{m,n} = -ku_i^{m,n} \quad (16)$$

式中: m , n 分别为棱边相连两点的编号; $u_i^{m,n}$ 为两点间的相对位移; k 为未破坏两点间的弹簧刚度。

② 剪切破坏

剪切破坏可以得到一对剪切破坏面。2 个破坏

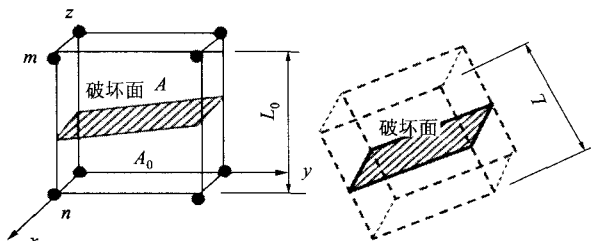


图 9 破坏面切割块体示意图
Fig.9 Diagram of cutting block with failure interface

面法矢量与最大压应力 σ_1 的夹角为 $\pm\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)$ 。

工程中滑坡最终的滑动面通常只有 1 个，由此看来，滑动面和破坏面代表了不同的物理意义。

设单元在破坏面所在轴向的原始面积为 A_0 ，间距为 L_0 ，单元的体积为 V ，破坏面的面积 A ，根据块体破坏前后体积不变，则沿破坏面法向的等效长度为 $L=\frac{V}{A}=\frac{A_0L_0}{A}$ ，又因为 $K=\frac{EA}{L}$ ，所以破坏面两侧的等效刚度为

$$K=\frac{EA}{L}=\frac{EA}{\frac{A_0L_0}{A}}=\frac{EA^2}{A_0L_0}\tag{17}$$

被破坏面截到的棱边所联结的两点之间的法向力和切向力分别为

$$F_n^{m\ n}=-Ku^{m\ n}\tag{18}$$

$$F_\tau^{m\ n}=fF_n^{m\ n}=\tan\phi F_n^{m\ n}=-\tan\phi Ku^{m\ n}\tag{19}$$

式中： $F_n^{m\ n}$ 为 m, n 两点间法向力， $F_\tau^{m\ n}$ 为 m, n 两点间切向力。

然后，将 $F_n^{m\ n}$ ， $F_\tau^{m\ n}$ 向整体坐标系的 3 个坐标轴进行投影，可以计算出两点之间的作用力 $F_i^{m\ n}$ 。

应用块体断裂模型计算单轴压立方体算例，得到位移云图及破坏面位置图如图 10，11 所示，可见，这个方法分析破坏是有效的。

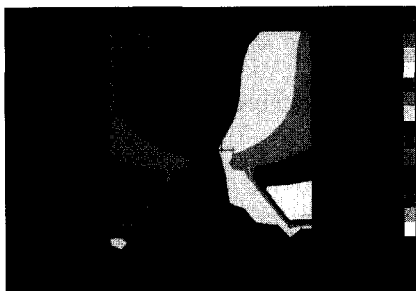


图 10 单轴压块体变形的位移云图(单位: m)
Fig.10 Displacement nephogram of block under uniaxial pressure(unit: m)

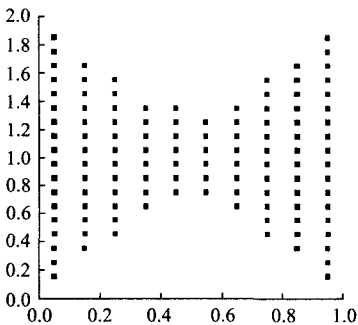


图 11 单轴压块体的破坏位置
Fig.11 Failure locations of block under uniaxial pressure

6 探索地质体“未知状态”的技术途径——取地裂缝及其分布作为破坏分析的基本参数

拥有合理计算模型的数值计算应作为分析地质体未知状态的一种有效工具而不应是回答工程问题的终结者，关键的问题在于怎样通过数值模拟给出山体的“初始状态”。事实上，工程专家也十分关注如何获得初始状态，也寄希望于刚体极限平衡法得到当前的初始状态。在大量的地质工程实践过程中，我国已经形成了一套工程治理设计的技术路线。具体的表述为：现场勘查、根据地表的特征首先判断滑坡体的状态是否稳定，并根据经验先给一个安全系数，找出滑面上的 c, ϕ 值，这时得到的参数并不是通过地质勘查获得的。然后，对滑坡体进行地质勘查，取样获得材料的 c, ϕ 值，比较勘察和计算分析的结果。在此基础上选取某一组参数，进行工程结构设计，按照规范设计的安全系数，计算出结构上的荷载，优化得到合理的工程结构尺寸。

工程专家确定安全系数的经验主要来自于地质勘查和地表现象的观察：变形迹象、地下水、地表水、地质勘察到的滑带上的岩土体参数等，将这些经验转化为定量地分析，也正是数值分析方法所要解决的问题。更为合理的计算方法需要更多的计算参数，同时，对地质勘查也提出更多的要求。不同的计算方法对于参数的要求也不同，表 2 是不同方法对计算参数的需求和获得这些参数的方法。

针对边坡的稳定性问题，目前常用的做法是首先设定一些计算参数，给出计算结果，将其与现场实测的结果比较。如果差别较大，改变计算参数再进行计算，当选择出的参数得到的结果与现场监测的结果接近时，说明选择的参数具有一定的合理性，这种方法可以称为正演参数。然而，在实际的问题

表 2 需求参数及参数获取方法
Table 2 Parameters and method to obtain Parameters

| 计算方法 | 计算参数 | 获得方法 | 参数可靠性 |
|----------------------|---------------------------------|--------------|--------------|
| 极限平衡 | 几何参数(地形) | 测量 | 可靠 |
| | 材料参数(无) | 无 | |
| | 滑带强度参数(c, φ) | 地质勘查 | 钻孔数据 |
| | 结构面参数(无) | 无 | 无 |
| 有限元 | 几何参数(地形) | 测量 | 可靠 |
| | 材料参数(等效弹性模量、泊松比) | 地质勘查 物探技术 | 勘测点的数据平均的结果 |
| | 强度参数(c, φ) | 地质勘查 | 钻孔数据 |
| | 结构面参数(无) | | |
| 离散元、 DDA、 CDEM | 几何参数(地形) | 测量 | 可靠 |
| | 材料参数(等效弹性模量、泊松比) | 地质勘查 物探技术 | 勘测点的数据平均的结果 |
| | 强度参数(c, φ) | 地质勘查 | 钻孔数据 |
| | 结构面: 几何参数 强度参数(倾向、倾角、间距、连通率) | 地质勘查 | 地表出露 钻孔数据 |

中, 实测的参数比较少, 而由于地质结构的复杂性, 即使定量的计算和个别点吻合也未必能够反映地质体破坏的主要特征。为此, 对于地质体内部结构探测结果较少和监测数据缺乏的条件下, 作者建议将山体破坏的基本特征也作为一个基本参量参与正演分析地质体当前状态。

首先要将山体的破坏特征抽象成可描述的地理学参量。地表破坏的主要特征是地表的裂缝, 表述地表裂缝的参数主要包括: 裂缝的长度、宽度、不同裂缝之间的距离和裂缝的位置。裂缝的破坏形式包括张拉型和压剪型 2 种, 应当说地表裂缝是山体破坏最为直接的和具有代表性的破坏现象。建议引入地表裂缝作为已知量分析山体状态或者力学参数, 主要考虑如下几个因素:

- (1) 地表裂缝是地表变形达到某一阈值之后的结果, 而这一阈值正是山体破坏的重要标志。
- (2) 地表裂缝的多少反映了山体破坏的程度和破坏过程的受力状态。裂缝逐渐增多是山体在同一力学破坏过程中不同的阶段, 随着地表裂缝的增多, 山体破坏的范围大, 该结论与地质专家的经验也是一致的。
- (3) 地表裂缝所表征的是地表位移场, 提供的信息量比监测点的位移更为丰富, 能够反映山体的当前状态。事实上, 地表裂缝提供的信息除了尺寸

之外, 还包括裂缝在空间的分布, 如裂缝位置、裂缝间距、裂缝长度等, 而监测位移是相对于固定点的位移。

(4) 引入裂缝分布, 可以充分发挥先进数值模拟方法的作用。借助于数值模拟分析滑坡体的当前状态, 保证某一点与测量结果一致并不难实现, 而要求计算结果与地表的裂缝的基本图像一致就必然对滑坡体的力学参数做更多的限制, 对数值模拟的技术要求更高。

(5) 获得地表裂缝的信息更为容易和直接。山体的地表裂缝观测可以直接通过简单的测量获取, 不需要专业监测的设备、布设复杂的监测网络。

(6) 地表裂缝强化了降雨对滑坡灾变的作用。降雨是诱发滑坡灾害的主要因素, 但是相同的降雨量对不同的滑坡稳定性的影响也不同。很显然, 地表裂缝是地表产流入渗的重要通道, 有没有裂缝、地表裂缝的多少直接关系到降雨对滑坡灾变影响的程度。

(7) 地表裂缝与表面位移监测具有互补性。一方面, 地裂缝监测是地表位移监测的前期工作, 这是因为地表位移监测的费用一般较高, 专业的仪器布设需要的时间也比较长。另一方面, 专业的自动化监测可以完成复杂危险的监测。当地表裂缝较多、滑坡处在临滑状态、下雨期间和夜间等情况下, 群测裂缝监测难以实现, 专业的地表位移监测更为科学。

说明该方法的可行性和实用性的关键在于能否建立起地表的裂缝和地质体的材料参数以及内部状态之间的对应关系。本文采用 CDEM 模拟滑坡问题, 结果说明建立这种关系是有可能的, 案例如下:

案例 1: 地表裂缝可以反映滑坡体破坏发展的不同时间阶段。

计算模型如图 12 所示, 是一个边坡模型, 弧面上部是土石混合体, 下部是基岩。弧面只是一个土

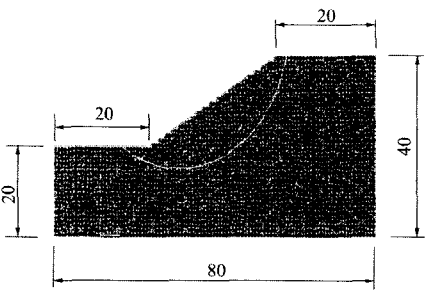


图 12 土石混合体边坡模型(单位: m)
Fig.12 Earth-rock mixture slope model(unit: m)

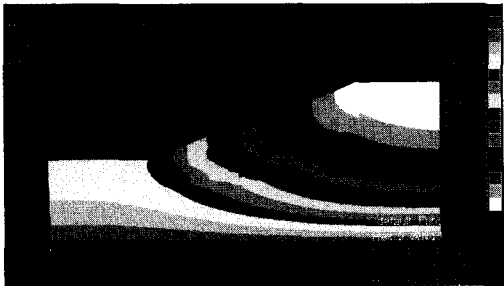
石混合体和基岩的大致界限，在模型中并不真实存在，当单元的体心坐标落在弧面上方，认为材料是土石混合体，否则认为是基岩。

模型中，块体有 3 种不同的材料，块石、土体、基岩分别对应一种，接触面强度值分为 3 种：块石间接接触面，土体间接接触面，基岩间接接触面(块石与土体间取土体接触面对应的强度，块石与基岩间取块石接触面对应的强度，土体与基岩间取土体接触面对应的强度)，材料参数如表 3 所示。

表 3 参数的选取
Table 3 Calculation parameters

| 材料 | $\rho/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$ | $g/(\text{m} \cdot \text{s}^{-2})$ | E/Pa | ν |
|-------|--|------------------------------------|--------------------|---------------------|
| 块石 | 2.1×10^3 | 9.8 | 3×10^{10} | 0.3 |
| 土体 | 1.8×10^3 | 9.8 | 5×10^9 | 0.3 |
| 基岩 | 2.7×10^3 | 9.8 | 5×10^{10} | 0.3 |
| 接触面 | T/Pa | c/Pa | $\phi/(^{\circ})$ | $\Delta t/\text{s}$ |
| 块石接触面 | 2×10^3 | 2×10^4 | 30 | 1×10^{-6} |
| 土体接触面 | 1×10^3 | 5×10^3 | 20 | 1×10^{-6} |
| 基岩接触面 | 5×10^6 | 2×10^6 | 45 | 1×10^{-6} |

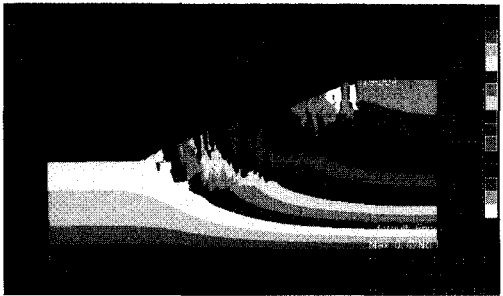
计算得不同时间位移云图如图 13 所示。这个模型经过多次多种参数的计算，结果表明此种类型的边坡，它的破坏形式不是整体沿着某个滑面滑下，而是土体和块石之间先出现裂缝，再下滑。破坏后不同的时间内，块体的完整性不同，也就是说，



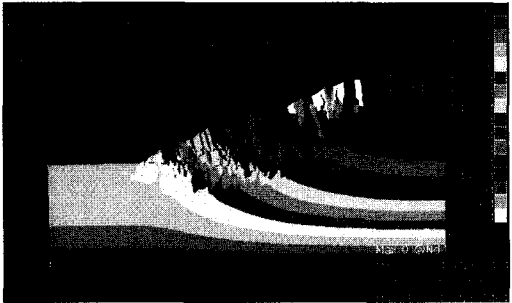
(a) 计算 0.08 s 时



(b) 计算 0.20 s 时



(c) 计算 0.30 s 时



(d) 计算 0.50 s 时

图 13 边坡位移云图(单位: m)

Fig.13 Displacement nephogram of slope(unit: m)

地表的裂缝可以反映山体破坏的不同时间、不同阶段。

案例 2: 地表裂缝可以反映滑体内部的地质体强度。

边坡模型如图 14 所示。

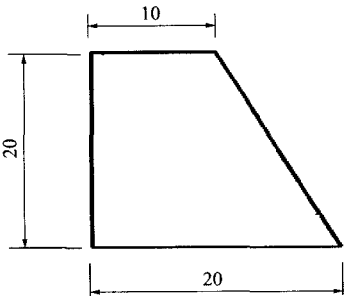


图 14 边坡模型(单位: m)

Fig.14 The model of slope(unit: m)

计算结果: 坡体强度较高时, 地表的裂缝较少; 坡体强度较低时, 地表的裂缝很多。图 15 就是一个强度很低的计算结果图, 可见坡体出现了大量的裂缝, 并发生了倾倒破坏。

当然, 地表裂缝不能完全反映边坡内部的状态, 也不能完全确定边坡的稳定性, 但是通过以上分析可以看出, 它可以作为一个参量才来分析地质体的内部状态。

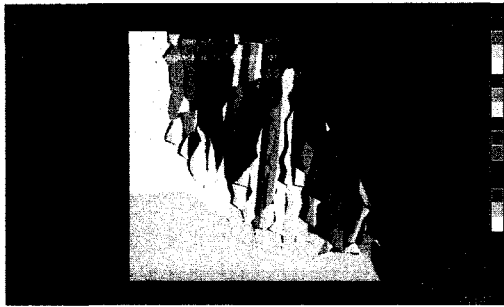


图 15 强度很低时计算 0.5 s 时边坡位移云图(单位: m)
Fig.15 Displacement nephogram of slope at 0.5 second when the strength is very low(unit: m)

7 关于运动性破坏的分析方法

运动性破坏的概念超出了稳定性分析的范围,它是滑坡灾害研究的重要组成部分,也是边坡稳定性分析的延伸。连续介质力学以及滑移线的概念明确了介质非静即动,破坏就是动的开始,这对于地质体而言是不成立的:其一,破坏的概念不同了,既有破坏、局部再破坏、甚至贯穿性的破坏都不一定会发生山体滑坡;其二,工程问题的复杂性需要区分开山体上出现大量的地裂缝与整个山体的滑移,前者造成的危害范围限于山体自身的范围,后者还涉及到滑动山体以外的区域(滑体运动达到的区域)。由此来看,运动性的破坏是刚体极限平衡法、有限元强度折减法分析的目的,希望预测出山体是否会发生滑动,但是,这些方法所能及的是贯穿性破坏之前的分析。在实际问题中,经常遇到滑坡体走走停停的现象,贯穿性的破坏早已经完成,可是没有形成灾害,这是静态分析方法不能解释的,这就需要开展运动性破坏问题的研究。作者认为,运动性破坏应当针对不同阶段的研究重点,选择不同的计算模型。

初期阶段:贯穿性破坏形成后的初期,这是贯穿的破坏面上的受力还在不断地变化,滑体内的应力场重新分布。滑坡体可能会因为应力的调整而停止,也可能产生更多的破坏面或者加速运动,此阶段还可以应用块体离散元法。

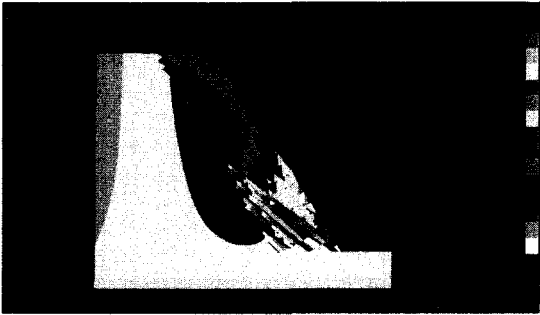
运动阶段:滑体达到了一定的运动速度,滑体内出现大量的贯穿面,贯穿面之间的相互错动、张开不断发生,相对位移也很大。此阶段宜采用颗粒离散元,颗粒离散元在寻找颗粒之间的接触比块体离散元更有优势,并且更适合研究大变形的问

下面介绍研究运动性破坏的算例:地震波作用

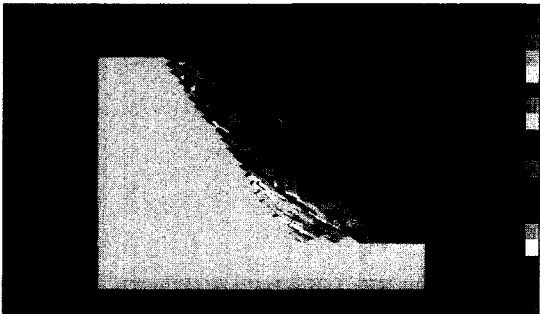
下的岩质陡边坡的动态破坏分析。

计算模型山体的坡高为 25 m、坡角为 63°,由山体的底部施加动态位移边界条件,对应的加速度峰值为 0.2 g,振动周期为 0.4 s,持续时间 2 s。

计算得到不同时刻的位移,选取计算时间为 1.2, 2.5 s 分析:计算 1.2 s 的时候,出现贯通破坏,如图 16(a)中右边平台以上位移不连续区域为破坏区域;继续计算发现破坏区域左下角坡体运动一段时间后停止下来,最后滑下坡体是破坏区域的右上部分(见图 16(b))。可见,贯通破坏与下滑是不等价的,分析运动破坏对边坡稳定性分析有重要意义。



(a) 地震荷载持续 1.2 s



(b) 地震荷载持续 2.5 s

图 16 边坡位移云图(单位: m)
Fig.16 Displacement nephogram of slope(unit: m)

8 结 论

(1) 单纯依赖计算方法进行数值模拟不能直接回答工程问题,只有将合理的计算模型与监测结果相结合,才有可能对工程问题有深刻的认识。

(2) 将数值模拟和现场监测相结合是发展分析技术的必经之路,选择合理的监测参量进行分析十分重要,地表裂缝的分布应作为数值模拟正演参数分析的主要因素。

(3) 极限平衡法中的整体滑动假设限定了该方法的应用范围,在实际分析中该方法给出的结论并

非一定是最安全的。

(4) 有限元强度折减法以发散作为不稳定的判断条件有待于改进, 静态地计算研究渐进破坏需要采用计算方法以外的处理技术。

(5) 离散元法中的强度破坏准则是定义在“面上”的, 它能够描述破坏面在破坏后受力条件变化的复杂情况, 更适合研究岩、土体的破坏特性。离散元方法计算工程问题应重点解决多尺度问题。

(6) 将滑坡体的破坏分为既有破坏、局部再破坏、贯穿性破坏、运用离散性破坏和运动性破坏几种类型。

研究滑坡体的稳定性是一项长期而艰巨的任务, 面对科学和工程的难题, 从基本的问题出发开展讨论, 有助于学科的发展。

参考文献(References):

- [1] DUNCAN J M. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 22(7): 577 - 596.
- [2] 陈祖煜, 弥宏亮, 汪小刚. 边坡稳定三维分析的极限平衡方法[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(5): 525 - 529.(CHEN Zuyu, MI Hongliang, WANG Xiaogang. A three-dimensional limit equilibrium method for slope stability analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(5): 525 - 529.(in Chinese))
- [3] 朱大勇, 钱七虎. 三维边坡严格与准严格极限平衡解答及工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(8): 1 513 - 1 528.(ZHU Dayong, QIAN Qihu. Rigorous and quasi-rigorous limit equilibrium solutions of 3D slope stability and application to engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(8): 1 513 - 1 528.(in Chinese))
- [4] 郑颖人, 赵尚毅, 邓楚键, 等. 有限元极限分析法发展及其在岩土工程中的应用[J]. 中国工程科学, 2006, 12(8): 39 - 61.(ZHENG Yingren, ZHAO Shangyi, DENG Chujian, et al. Development of finite element limit analysis method and its applications in geotechnical engineering[J]. Engineering Science, 2006, 12(8): 39 - 61.(in Chinese))
- [5] JING L. A review of techniques advances and outstanding issues in numerical modeling for rock mechanics and rock engineering[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, 40(3): 283 - 353.
- [6] 杨志法. 关于岩石力学当前发展战略的一些看法[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(1): 112 - 113.(YANG Zhifa. Some opinions on the development of rock mechanics[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 16(1): 112 - 113.(in Chinese))
- [7] 杨志法, 熊顺成, 王存玉, 等. 关于位移反分析的某些考虑[J]. 岩石力学与工程学报, 1995, 14(1): 11 - 16.(YANG Zhifa, XIONG Shuncheng, WANG Cunyu, et al. Some consideration of the back-analysis from displacements[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1995, 14(1): 11 - 16.(in Chinese))
- [8] 杨志法, 刘 英, 董万里, 等. 可用于边坡工程的三种反演方法[J]. 中国地质灾害与防治学报, 1996, 7(增 1): 31 - 37.(YANG Zhifa, LIU Ying, DONG Wanli, et al. Three method of back-analyses used for slope engineering[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 1996, 7(Supp. 1): 31 - 37.(in Chinese))
- [9] 王芝银, 杨志法, 王思敬. 岩石力学位移反演分析回顾及进展[J]. 力学进展, 1998, 28(4): 488 - 498.(WANG Zhiyin, YANG Zhifa, WANG Sijing. A review on inverse analysis of displacements in rock mechanics[J]. Advances in Mechanics, 1998, 28(4): 488 - 498.(in Chinese))
- [10] 冯夏庭, 周 辉, 李邵军, 等. 岩石力学与工程综合集成智能反馈分析方法及应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(9): 1 737 - 1 744.(FENG Xiating, ZHOU Hui, LI Shaojun, et al. Integrated intelligent feedback analysis of rock mechanics and engineering problems and its applications[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(9): 1 737 - 1 744.(in Chinese))
- [11] CHEN H J, LIU S H. Slope failure characteristics and stabilization methods[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, 44(4): 377 - 391.
- [12] LI S H, WANG J G, LIU B S, et al. Analysis of critical excavation depth for a jointed rock slope using a face-to-face discrete element method[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2007, 40(4): 331 - 348.
- [13] 李世海, 李 晓, 刘晓宇. 工程地质力学及其应用中的若干问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(6): 1 125 - 1 140.(LI Shihai, LI Xiao, LIU Xiaoyu. Some issues in engineering geomechanics and its applications[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(6): 1 125 - 1 140.(in Chinese))