

大岩淌滑坡的弹粘塑性自适应有限元分析

陈尚法 余成学 陈胜宏

(武汉大学水利电力学院 武汉 430072)

摘要 应用弹粘塑性自适应有限元方法, 对大岩淌滑坡进行了变形与稳定分析。主滑带采用节理元模拟, 当滑坡土体出现拉剪屈服区或具有临空面的压剪屈服区时, 沿拉剪屈服区的前缘或压剪屈服区的后缘自动加密网格且采用节理元模拟, 搜寻新的开裂面, 以判断滑坡体是否会产生新的滑动破坏模式。经计算分析, 大岩淌边坡的破坏模式是整体破坏, 其整体安全系数约为 1.143, 不存在新的局部滑动破坏模式。

关键词 有限单元法, 自适应, 弹性, 粘塑性, 滑坡

分类号 TU 457

文献标识码 A

文章编号 1000-6915(2002)02-0169-07

1 引言

大岩淌滑坡位于清江左岸大崖东侧脚下, 距水布垭面板堆石坝坝轴线 800 余米, 距溢洪道挑流鼻坎 300 余米, 距最大挑距冲坑 60 余米。滑坡原为一微顺层基岩滑坡, 滑体后经局部解体形成现状。滑坡总面积为 196 m^2 , 滑体厚度一般为 $25 \sim 40 \text{ m}$, 最厚约为 64.8 m , 总体积约为 $588 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。

大岩淌滑坡由一个主滑体、东西两次级滑体及前缘局部崩解体组成, 整个滑坡体上陡下缓, 基本属于一推动式滑坡。在天然情况下, 大岩淌滑坡主体处于稳定状态, 目前, 尚未发现大规模的局部失稳现象。但由于滑坡体位于泄洪建筑物附近, 工程施工和运行对滑坡体的稳定性会产生直接的影响, 具体表现在: (1) 水垫池的开挖削弱了滑坡前部的压脚稳固作用和防冲刷作用; (2) 溢洪道泄洪时会产生强烈的雾化雨, 对滑坡体的稳定会造成非常不利的影响; (3) 工程施工使滑坡体的地表径流条件和良好的植被遭到破坏, 导致滑坡体内部环境条件恶化。因此, 必须采取一定的工程措施(如加固、排水、削坡减载等)对滑坡体进行处理。

目前, 模拟滑坡分析的方法很多, 如刚体极限平衡法(RLEM)、不连续变形分析理论(DDA)^[1]、离散元法(DEM)^[2]、有限单元法(FEM)等。经过几十年

的发展, 有限单元法理论日臻完善, 在滑坡分析中不失为主要手段。但有限单元法还存在一些局限性: (1) 网格离散客观性差, 导致计算结果因人而异, 特别是应力集中部位, 不同的网格计算精度可能会相差很多; (2) 出现新的大裂缝和剪切滑移带时, 网格调整比较困难。本文试图采用自适应有限单元法对这一问题进行研究。

2 岩土介质的弹粘塑性模型和自适应有限元分析的基本原理

2.1 岩土介质的弹粘塑性有限元模型

岩土介质材料的变形特征极为复杂, 本文以弹粘塑性势理论为基本框架, 建立弹粘塑性自适应有限元分析方法。该理论假定介质的本构关系为

$$\left. \begin{aligned} \{\Delta \varepsilon\} &= \{\Delta \varepsilon^e\} + \{\varepsilon^{vp}\} \\ \{\Delta \varepsilon^e\} &= [D]^{-1} \{\Delta \sigma\} \\ \{\varepsilon^{vp}\} &= \gamma < F > \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} \Delta t \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: $[D]$ 为弹性矩阵, F 为屈服函数, Q 为势函数, Δt 为时间步长。

在非线性弹粘塑性有限元分析中, 流动参数 γ 由室内外试验确定后, 即可推求应力应变随时间变化的真实过程, 并求出最终应力应变; 当流动参数 γ

2000年6月20日收到初稿, 2000年9月19日收到修改稿。

作者 陈尚法 简介: 男, 29岁, 博士, 1995年毕业于武汉水利电力大学水利水电工程建筑专业, 现任讲师, 主要从事水工及岩土工程结构方面的教学与研究工作。

无法确定时，可取 $\gamma = 1$ ，由此计算的应力应变过程为虚拟过程，但最终求得的应力应变与弹塑性解一致。在实际应用中，对完整岩体和滑坡土体采用 Drucker-Prager 屈服准则，滑坡土体同时采用无拉应力准则，且假定为关联流动；对节理、断层等结构面采用 Mohr-Coulomb 屈服准则，且假定为非关联流动。由于坚硬岩体通常含有多组密集节理，且为控制变位和提高稳定性布置了系统的加固构件，实际岩体的力学行为非常复杂，常采用组合的流变模型推导本构关系，以合理反映节理和加固件的效应。

2.2 弹粘塑性自适应有限元分析的基本原理

自适应理论被引入有限元计算是从 20 世纪 70 年代开始的^[3]，主导思想是减少前处理工作量和实现网格离散的客观控制。文[4, 5]已基本建立了连续介质力学的平面自适应分析系统。由于岩土工程和水工结构工程材料性质复杂，含有节理、断层等不连续面，且施工工序繁多，开挖、回填、衬砌和加固常导致计算域动态变化。针对岩土工程和水工结构工程这一特点，建立了适用于水工结构和岩土工程结构的弹粘塑性自适应有限元分析软件^[6-7]。

目前较流行的自适应有限元理论有三种基本类型：(1) 通过调整网格中单元尺度，即通过增减单元和结点数量来控制离散精度的 h 型；(2) 通过调整单元插值函数阶数来控制离散精度的 p 型；(3) 上述两者相结合的 $h-p$ 型。各种类型都有其优缺点，比如 p 型非常适合处理诸如裂纹尖端应力集中的问题，但有限元分析软件结构复杂；而 h 型中有限元分析软件可基本不变，以保持独立性，但需有一个强有力的网格生成软件。考虑到一般水工结构及岩土工程的计算特点，弹粘塑性自适应有限元法采用 h 型。

h 型自适应有限元计算的基本过程是：首先读入定义结构几何造型的参数以及材料和边界条件参数，生成一个初始背景网格(Background Mesh)，这个背景网格同时也被作为当前网格进行有限元分析，用有限元计算结果进行网格离散精度估计，若精度满足要求则计算结束，否则计算定义于当前网格上的下一轮优化网格的尺度场，然后返回，依此尺度场形成新的网格，原先的当前网格退为背景网格，而产生的新网格则作为当前网格供有限元分析使用。当滑坡土体出现拉剪屈服区或具有临空面的压剪屈服区时，沿拉剪屈服区的前缘或压剪屈服区的后缘自动加密网格且采用节理元模拟，搜寻新的开裂面，以判断滑坡体是否会产生新的局部滑动失稳破坏。以上过程重复进行直到网格满足预定的

精度为止。

2.3 网格误差估计及网格尺度估计

针对弹性问题，Zienkiewicz-Zhu 提出了一套离散误差估计方法，该法物理概念明确，且简便有效。但由于粘塑性变形的产生，位移与应变能之间的简单关系便不存在了，为此，建议按以下方法对网格离散误差作出估计，同时也可得出网格尺度估计。

设在当前网格(尺度为 h)下求解时步自适应弹粘塑性问题，得到位移场 $\{u\}^h$ 、应变场 $\{\varepsilon\}^h$ 和应力扰动场 $\{\sigma\}^h$ ，其中 $\{u\}^h$ 由结点位移 $\{\bar{u}\}$ 插值而来：

$$\{u\}^h = [N]\{\bar{u}\} \tag{2}$$

记问题的精确解为 $\{u\}$ ， $\{\varepsilon\}$ 和 $\{\sigma\}$ ，则误差向量是

$$\left. \begin{aligned} \{e\} &= \{u\} - \{u\}^h \\ \{e_\varepsilon\} &= \{\varepsilon\} - \{\varepsilon\}^h \\ \{e_\sigma\} &= \{\sigma\} - \{\sigma\}^h \end{aligned} \right\} \tag{3}$$

以上三种误差有相互关系，但又无弹性理论中的显式联系公式。为了对误差进行统一度量，定义误差的能量范数：

$$\|e\| = \left[\int_{\Omega} \{e_\sigma\}^T \{e_\varepsilon\} d\Omega \right]^{1/2} \tag{4}$$

当网格尺度趋于无穷小后，有限元解便趋近于精确解， e ， e_σ 及 e_ε 都趋于零，从而误差范数 $\|e\|$ 也趋于零。式(4)的积分对整个计算域进行，若积分仅对某单元 i 进行，记为 $\|e_i\|$ ，则显然有

$$\|e\|^2 = \sum_{i=1}^{Ne} \|e_i\|^2 \tag{5}$$

Ne 为单元总数。文[4]已证明误差能量范数是网格尺度 h 的 l 阶微量：

$$\left. \begin{aligned} \|e\| &= O(h^l) \\ l &= \min(p, \lambda) \end{aligned} \right\} \tag{6}$$

式中： p 为形函数的阶数； $\lambda < 1$ 为奇点的强度。

为取得无量纲的相对误差度量，定义精确解的总能量范数：

$$\|u\| = \left(\int_{\Omega} \{\sigma\}^T \{\varepsilon\} d\Omega \right)^{1/2} \tag{7}$$

则当相对误差小于指定误差 e_t 时，即

$$\|e\| / \|u\| \leq e_t \tag{8}$$

认为网格精度是合理的，反之需要对网格进行修改优化， e_t 由计算对象的重要性确定。

如果要求网格优化后误差 $\|e\|$ 均布于各单元中，即

$$\|e_i\|^2 = \|e\|^2 / Ne \quad (i = 1, 2, \dots, Ne) \tag{9}$$

把式(8)引入式(9)得

$$\|e_i\| \leq e_i \|u\| / \sqrt{Ne} \quad (i=1, 2, \dots, Ne) \quad (10)$$

定义参数 ξ_i 为

$$\xi_i = \sqrt{Ne} \|e_i\| / (e_i \|u\|) \quad (i=1, 2, \dots, Ne) \quad (11)$$

对所有单元 i , 若 $\xi_i=1$, 则网格已最优, 自适应计算结束, 反之, 按下式计算新的单元尺度 h_i^{new} :

$$h_i^{new} = h_i^{old} / \xi_i^{1/4} \quad (i=1, 2, \dots, Ne) \quad (12)$$

以上新单元尺度 h_i^{new} 认为是当前网格单元 i 形心上的值, 通过绕结点平均法转到结点后即形成新一轮自适应计算时位于背景网格上的网格尺度场, 经 GENCORE 调用生成新的有限元网格。

由于精确解 $\{\varepsilon\}$ 及 $\{\sigma\}$ 实际上不可知, 故需按文[4]提出的应力恢复投影法, 求精确解的最佳猜测 $\{\varepsilon^*\}$ 及 $\{\sigma^*\}$ 以代替式(3)和(7)中的精确解 $\{\varepsilon\}$, $\{\sigma\}$ 进行误差范数计算, 此处不再赘述。

根据以上原理编制了适合水工及岩土工程结构的弹粘塑性自适应有限元计算软件模块 GENCORE, CORE 和 DENCORE, 并最终形成了软件系统 ACORE。

3 大岩淌滑坡的稳定分析研究

3.1 大岩淌滑坡计算断面的概化模型

计算断面如图 1 所示, 左侧取在河床的中央, 右侧取在距滑坡体后缘水平距离约 50 m 处。断面中以滑带为界, 分上、下两区, 上面是滑体部分, 下面是基岩部分, 基岩深度取滑体最低点以下 100 m。由于大岩淌滑坡位于泄洪建筑物附近, 水垫池开挖在滑坡前缘进行, 反翘的滑体剪出口被挖除以后, 将削弱其对滑坡前部的压脚稳固作用; 为此, 采用了相应的工程加固措施: 在滑坡体前缘加两排预应力拉锚抗滑桩支挡锚桩。抗滑桩每 10 m 一根, 单根断面尺寸为 3 m×4 m, 每根桩顶加 4 000 kN 的预应力锚索, 其预应力按集中力进行模拟。

3.2 材料力学参数

基岩概化为均质材料。在进行变形稳定性计算分析时, 根据所提供的材料参数, 滑体材料分为两种: 滑坡体材料和滑带土。在总的计算范围内共分为 4 种材料, 其物理力学指标见表 1。

3.3 大岩淌滑坡饱和渗流场的有限元计算

大岩淌滑坡体地表和地下水径流条件好, 大气降水入渗量小, 滑体内地下水欠丰, 但滑体的地下水位对滑坡稳定性的影响较为敏感。本文采用了有自由面的初流量法对大岩淌滑坡枯水位(为滑坡体

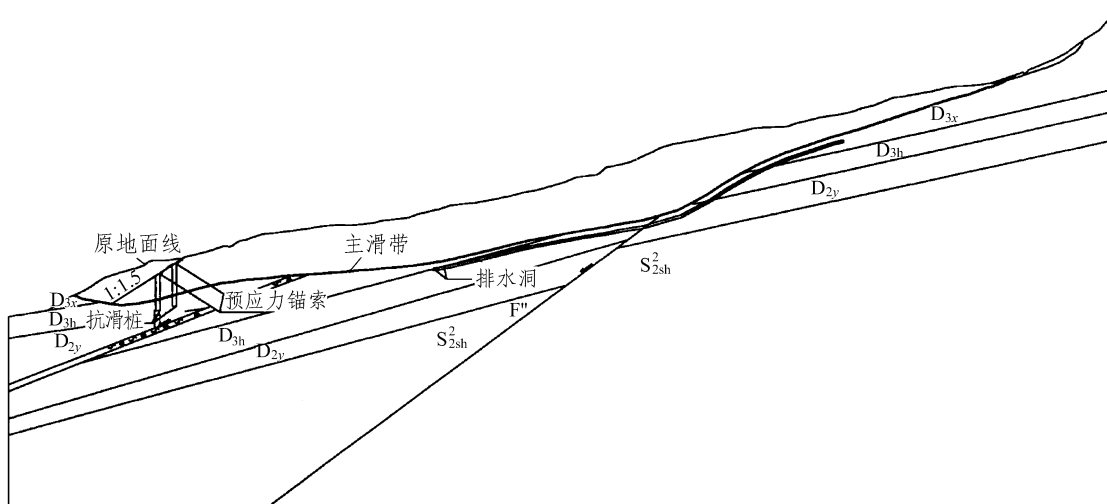


图 1 大岩淌滑坡的计算断面图

Fig.1 Profile of Dayantang slope for calculating

表 1 材料的物理力学指标

Table 1 Mechanical parameters of materials

材 料	容重 γ /kN·m ³	浮容重 γ' /kN·m ³	弹性模量 E /kPa	泊松比 μ	粘聚力 c /kPa	内摩擦角 / (°)
滑坡体	23.0	13.0	29000	0.40	19.5	22.0
滑带	23.0	13.0	19000	0.40	10.0	18.0
基岩	26.0	16.0	250000	0.34	650.0	35.0
桩	24.0	14.0	240000	0.17	2000.0	45.0

高度的 0.4 H)进行了稳定渗流分析,方法详见文[8],这里不再赘述。

3.4 变形稳定性计算工况

文中对大岩淌滑坡的变形与稳定进行了如下 3 种工况的计算: (1) 天然状态(自重+稳定渗流); (2) 天然状态 +工程开挖; (3) 天然状态 +工程加固+工程开挖。

3.5 计算结果与分析

3.5.1 网格优化与计算精度

图 2 为初始背景网格,根据该网格下的有限元计算结果,进行网格离散精度估计和网格尺度场优化,该网格离散误差 $e_t = 6.3\%$,定义控制网格离散精度的允许误差 $e_t = 2.0\%$,经软件运行后所得优化网格如图 3 所示。可以看出,在主滑带与滑坡体的坡脚部位,网格更加密集,因为在这些部位有应力集中现象,或者或多或少地有部分材料进入屈服。在自适应有限元计算中,加密根据设定的网格离散误差自动完成,且能保证区域内各单元不论大小都

具有相同的精度。

3.5.2 应力分析

图 4 为边坡处理后的主应力矢量图,由图可看出,滑坡体各部位均处于双向受压状态,主压应力方向接近垂直略向坡脚方向倾斜,且倾斜度由上到下逐渐增大,滑坡体第一主应力为 $0 \sim -0.67\text{MPa}$,第二主应力为 $0 \sim -1.10\text{MPa}$,最大应力发生在中上部滑体最厚的滑带处。

3.5.3 变形分析

滑坡体前缘对原始滑坡体起阻滑作用,由于滑坡体前缘水垫池的开挖,降低了滑坡的原始稳定性。水垫池开挖后,若不采取一定的加固措施,会产生很大的呈下滑趋势的变形,有限元计算不收敛。开挖前先在滑坡前缘加两排预应力锚桩,再开挖水垫池,坡脚处的位移可得到有效控制。图 5 为加固、开挖后的位移矢量图,在坡脚部位最大水平位移为 14.5cm ,最大垂直位移为 15.7cm 。

3.5.4 屈服区与稳定性

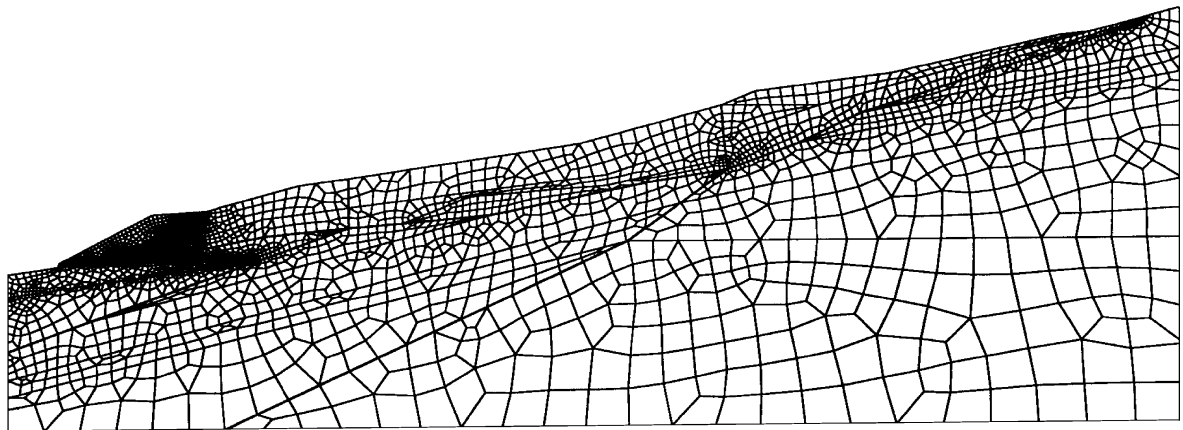


图 2 初始背景网格图(单元数 3 662, 结点数 3 782)

Fig.2 Initial background mesh with 3 662 elements and 3 782 nodes

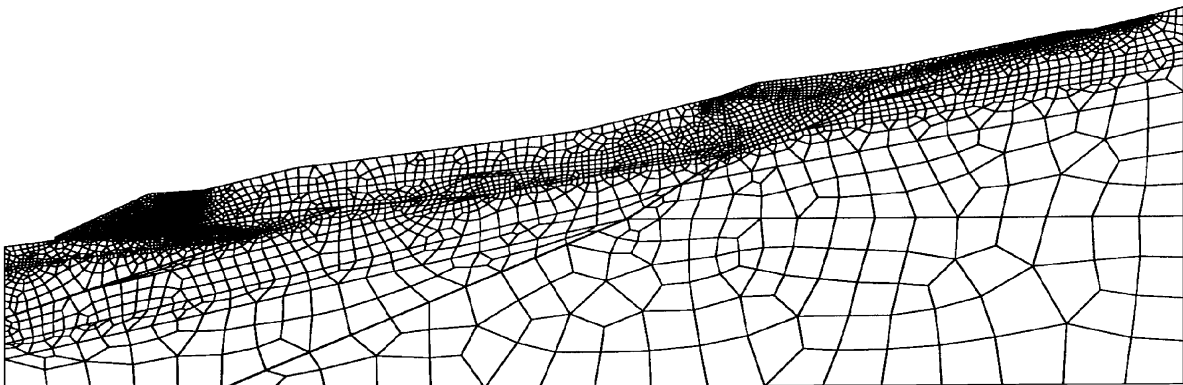


图 3 优化后的有限元网格(单元数 5 316, 结点数 5 487)

Fig.3 Refined mesh with 5 316 elements and 5 487 nodes

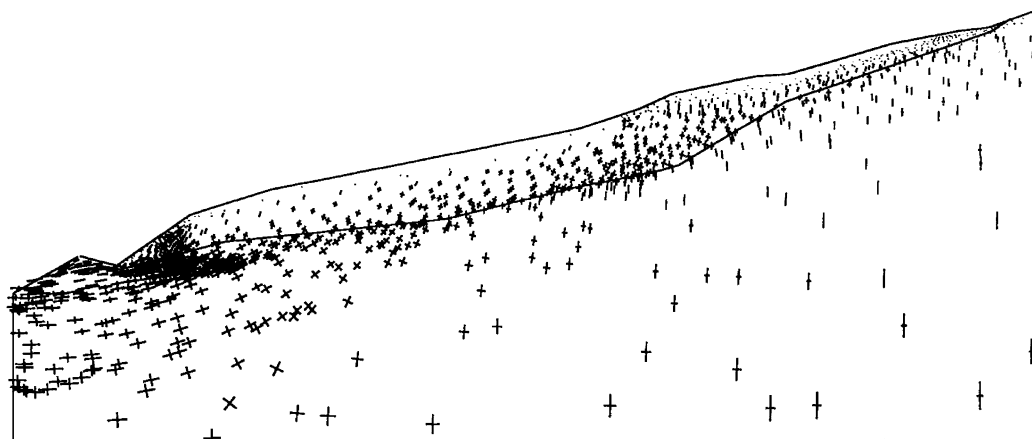


图 4 滑坡体加固、开挖后的主应力矢量

Fig.4 Stress field after reinforcement and excavation

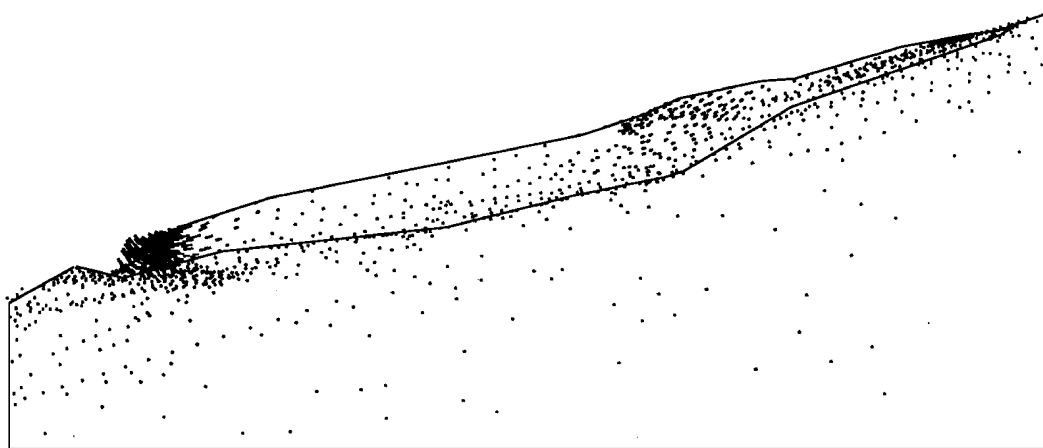


图 5 滑坡体加固、开挖后的位移矢量

Fig.5 Displacement field after reinforcement and excavation

(1) 整体强度安全系数

计算公式为

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n (f_i \sigma_i + c_i) l_i}{\sum_{i=1}^n \tau_i l_i} \quad (13)$$

式中： σ_i ， τ_i ， f_i ， c_i 分别为主滑面上第 i 个单元的法向正应力、剪应力、摩擦系数和粘聚力； l_i 为该单元沿滑移面的长度。

(2) 强度储备系数

设作用在滑坡体上某一工况下的荷载不变，对滑坡土体、主滑面、抗滑桩(工况 3)的抗剪指标(f ， c)按同一比率同时逐步降低，直到结构失稳，则强度储备系数为 $K_s = f/f' = c/c'$ ，其中： f ， c ， f' ， c' 分别为原有的抗剪强度参数值和结构达到临界失稳时的抗剪强度参数值。

若只开挖水垫池，不采取加固措施，在滑坡体前缘会产生很大的压剪屈服区，有限元计算发散，其破坏主要是从开挖面向上发展，最终导致整个滑坡体的破坏。因此需要在开挖前采用支护措施，以保证滑坡体的稳定。

天然情况下整体强度安全系数为 1.195 5，强度储备系数为 1.28；工程加固+开挖情况下的整体强度安全系数为 1.143，强度储备系数为 1.24。图 6 为水垫池开挖未采取加固措施的屈服区分布图，图 7 为工程加固+开挖情况滑坡体的屈服区分布图，可以看出经加固后，坡脚部位的塑性区比较小，说明预应力锚桩对滑坡体的稳定发挥了很大的作用。

在计算过程中，用自适应有限元搜索新的开裂面，在计算结束后发现滑坡体在其上部和下部，虽然存在一定的压剪屈服区，但没有形成新的滑裂面，大岩淌滑坡体作为一整体推动式滑坡，其破坏模式

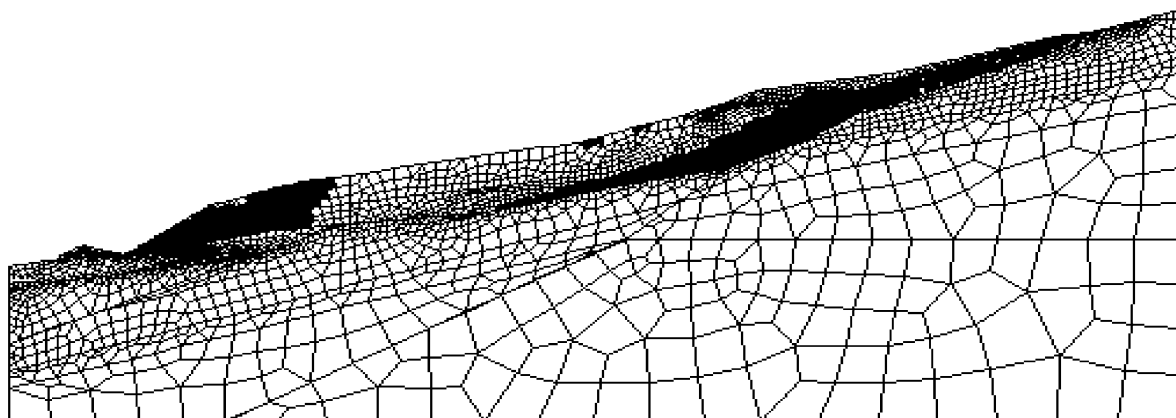


图 6 开挖未加固滑坡体的屈服区分布图

Fig.6 Distribution of yield area after excavation without reinforcement

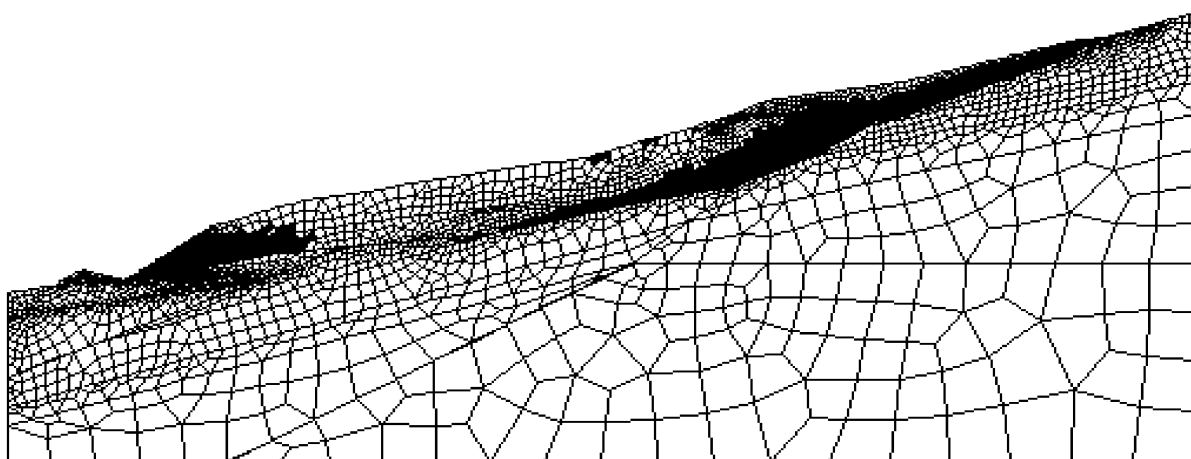


图 7 加固、开挖后滑坡体的屈服区分布图

Fig.7 Distribution of yield area after reinforcement and excavation

为整体失稳，不存在新的局部滑动失稳破坏。

4 结 语

(1) 本文采用弹粘塑性自适应有限元分析方法，实现了岩土边坡的变形与稳定分析，自适应有限元理论的应用，不仅使前处理工作得到简化，而且网格离散精度可得到控制。

(2) 当滑坡土体出现拉剪屈服区或具有临空面的压剪屈服区时，采用自适应有限元法沿拉剪屈服区的前缘或压剪屈服区的后缘自动加密网格，且采用节理元模拟，可搜寻新的开裂面，以判断滑坡体是否会产生局部失稳破坏，经计算分析，大岩淌滑坡的破坏模式为整体破坏，不会产生局部失稳。

参 考 文 献

- 1 Shi G H. Discontinuous deformation analysis: a new numerical model for the statics and dynamics of deformable block structures [J]. *Engineering Computations*, 1992, 9(2): 157~168
- 2 Cundall P A. Formulation of three-dimensional distinct element model, part 1, a scheme to detect and represent contacts in system composed of many polyhedral blocks[J]. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 1998, 25(3): 107~116
- 3 Babuska I, Rheinboldt W C. A posteriori error estimates for the finite method[J]. *Int. J. Num. Meth. Engg.*, 1977, 12(10): 1 597~1 615
- 4 Zienkiewicz O C, Zhu J Z. Adaptive and mesh generation[J]. *Int. J. Num. Meth. Engg.*, 1991, 32(4): 783~810
- 5 Zienkiewicz O C, Liu Y C, Huang G C. Error estimation and adaptivity in flow formulation for forming problems[J]. *Int. J. Num. Meth. Engg.*,

- 1988, 25(1): 23~42
- 6 陈胜宏, 王劲松, 张君禄. 水工结构的弹粘塑性自适应有限元分析[J]. 水利学报, 1996, (2): 68~75
- 7 Chen S H. Adaptive FEM analysis for two dimensional unconfined seepage problems[J]. J. of Hydrodynamics, 1996, 8(1): 60~66
- 8 张有天, 陈平, 王铺. 有自由面渗流问题的初流量法[J]. 水利学报, 1988, (8): 18~26

ADAPTIVE ELASTO-VISCO-PLASTIC FINITE ELEMENT ANALYSIS OF THE STABILITY OF DAYANTANG SLOPE

Chen Shangfa, She Chengxue, Chen Shenghong

(School of Hydraulic and Electric Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072 China)

Abstract The deformation and stability of Dayantang slope are studied with adaptive elasto-viscoplastic finite element method. In the calculation, if local unstability happens, the edges of tension yield areas will be simulated with Goodman joint elements, meanwhile the mesh will be adjusted and refined. The results show that the local unstability of Dayantang slope will not occur, and the minimum safety factor of the entire slope is about 1.143.

Key words finite element method, adaptivity, elasticity, visco-plasticity, sliding slope

2001 年 EI 收录本刊论文统计表(III)

No.	第一作者	期: 页码	No.	第一作者	期: 页码	No.	第一作者	期: 页码
1	肖洪天	2: 151~155	21	王后裕	3: 293~296	41	吴文	3: 399~402
2	郑少河	2: 156~159	22	王书法	3: 297~300	42	任建喜	4: 425~431
3	徐军	2: 160~163	23	杨明举	3: 301~305	43	何江达	4: 432~435
4	栾茂田	2: 164~170	24	冯夏庭	3: 306~309	44	杨小林	4: 436~439
5	邓建辉	2: 171~174	25	潘岳	3: 310~314	45	邓广哲	4: 440~442
6	李先华	2: 175~179	26	李海波	3: 315~319	46	刘允芳	4: 448~453
7	刘红元	2: 190~196	27	杨军	3: 320~323	47	金衍	4: 454~456
8	赵晓东	2: 197~201	28	程康	3: 324~326	48	贾志欣	4: 457~461
9	刘国彬	2: 202~207	29	施绍裘	3: 327~331	49	李卧东	4: 462~466
10	刘云平	2: 216~219	30	葛洪魁	3: 332~337	50	陈波	4: 467~472
11	孙剑平	2: 220~224	31	周顺华	3: 342~345	51	汪卫明	4: 473~476
12	徐则民	2: 230~234	32	王恩志	3: 346~349	52	王玉杰	4: 481~491
13	黄铭	2: 235~238	33	余成学	3: 359~364	53	郝哲	4: 492~496
14	陆建飞	2: 243~247	34	白义如	3: 365~369	54	周保生	4: 497~501
15	王国辉	2: 252~255	35	莫勋涛	3: 370~373	55	潘卫东	4: 502~507
16	李素华	2: 256~261	36	万世明	3: 374~378	56	李亮	4: 508~513
17	徐全庆	2: 262~266	37	何漓江	3: 382~385	57	陈晓平	4: 514~518
18	张仲先	2: 267~272	38	陆建飞	3: 386~390	58	张均锋	4: 519~523
19	张国新	3: 281~287	39	郑俊杰	3: 391~393	59	胡春林	4: 546~550
20	刘斯宏	3: 288~292	40	罗晓辉	3: 394~398	60	高文华	4: 555~559

(待续)