

# 基于 DDA 的某水电站消力池高边坡稳定性分析

崔健健, 沈振中, 孙丹

(河海大学 水文水资源与水利工程科学国家重点实验室, 南京 210098)

**摘要:** 针对某水电站消力池高边坡, 利用 FLAC<sup>3D</sup> 软件非线性有限差分法初步计算, 得出坡体潜在滑动面的位置, 建立了基于块体理论的非连续变形分析(DDA)块体系统分析模型。利用该模型分析了现状边坡和加固后边坡的位移与强度参数之间的关系, 得出了边坡在加固前后的极限内摩擦角及相应的稳定安全系数。结果表明, 该边坡在加固前安全系数较小, 存在失稳的可能性, 采用推荐方案预应力锚索加固后, 边坡的稳定安全系数有显著提高, 满足正常运行的要求。

**关键词:** 岩体边坡; DDA; 极限摩擦角; 安全系数; 稳定

**中图分类号:** TV 223    **文献标识码:** A    **文章编号:** 1672-1683(2013)03-0071-05

## Stability Analysis of High Stilling Pool Slope of a Hydropower Station Based on DDA

CUI Jianjian, SHEN Zherong, SUN Dan

(State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

**Abstract:** The software FLAC3D based on the nonlinear finite difference method was used to obtain the position of potential sliding surface of the high stilling pool slope in a hydropower station. A block system analysis model was developed based on the discontinuous deformation analysis (DDA). This model was used to analyze the relationship between the displacement and strength parameter of the current slope and reinforced slope, which provided the ultimate internal friction angle and the corresponding stability safety factor of the slope before and after reinforcement. The results showed that the slope has a relatively smaller safety factor and is likely to be instable before reinforcement. After the reinforcement with the prestressed anchor cable, the safety factor of the slope increased significantly to meet the requirements of normal operation.

**Key words:** rock slope; DDA; ultimate friction angle; safety factor; stability

某水电站消力池高边坡后缘高程为 3 240 m, 前缘位于改线公路 2 860 m 高程附近, 高差约 380 m, 坡角约 42°, 坡体中断层、裂隙及结构面发育, 岩体破碎, 为边坡变形破坏提供了潜在的边界条件。由于前缘处改线公路边坡开挖形成了高 20~30 m 的临空面, 边坡高程 2 860~3 010 m 范围一带曾发生较大规模塌滑破坏。至今遇大雨或暴雨时, 该边坡仍存在不同规模的塌滑, 上部坡体的拉裂变形仍在持续。由于该边坡潜在变形体规模大, 分布高程高, 前缘塌滑后, 临空条件变好, 更有利于坡体变形的扩展, 一旦遇连续暴雨可能再发生规模较大的破坏, 影响电站消力池的正常运行。

本文采用基于块体理论的非连续变形分析(DDA)<sup>[1-4]</sup>方法, 通过分析降雨控制工况下该边坡位移和强度参数之间的关系, 得到边坡在加固前后的极限内摩擦角及相应的稳定安

全系数, 为优化除险加固设计提供依据。研究中选择了有代表性的消力池高边坡 2-2 剖面进行计算分析, 工程地质剖面见图 1。

## 1 岩坡块体系统模型

### 1.1 DDA 模型

根据该边坡实际情况及工程地质资料, 选择典型剖面 2-2 进行计算分析。在分析该边坡岩体断层、裂隙及结构面产状等信息的基础上, 依据所讨论问题的性质和要求, DDA 法的建模原则, 以及该边坡断层、裂隙的产状以及三组主要结构面的分布、连通情况, 建立了块体系统的非连续变形分析概化离散模型。模型水平方向长 550.0 m, 竖直方向高 540.0 m, 左侧、右侧及底面均为固定边界, 边坡表面为自由边

收稿日期: 2012-11-26    修回日期: 2013-04-17    网络出版时间: 2013-05-18

网络出版地址: <http://www.cnki.net/kcms/detail/13.1334.TV.20130518.1016.020.html>

基金项目: 江苏省自然科学基金青年基金项目“基于数值流形方法的连续-非连续性岩体耦合分析模型研究”(SBK201240863)

作者简介: 崔健健(1988-), 男, 江苏启东人, 硕士研究生, 现从事岩土工程方面的研究。E-mail: jcui@hhu.edu.cn

通讯作者: 沈振中(1968-), 男, 江苏吴江人, 教授, 博士生导师, 从事水工结构工程和岩土工程方面的研究。E-mail: zhzhshen@hhu.edu.cn

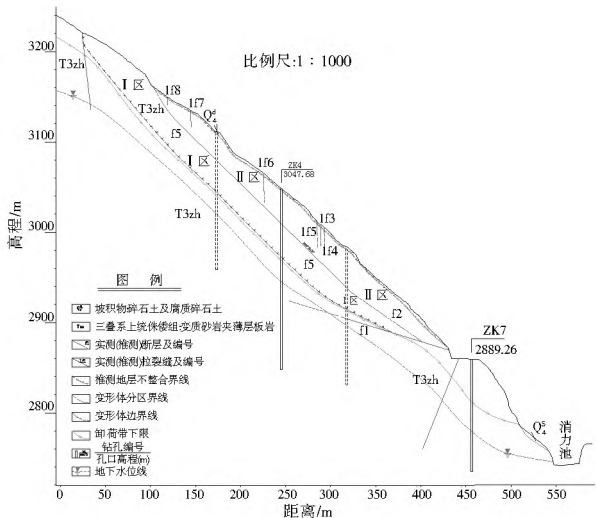


图 1 消力池高边坡 2-2 工程地质剖面

Fig. 1 The 2-2 geological section of the high stilling pool slope

界。消力池高边坡断层、裂隙、结构面及 DDA 模型范围见图 2。

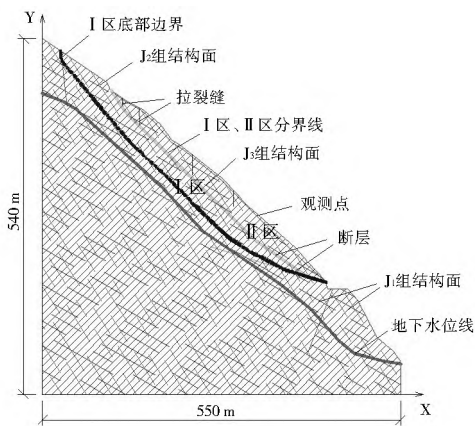


图 2 消力池边坡 2-2 剖面裂隙、断层、结构面及 DDA 模型范围

Fig. 2 The fissure, fault, structural surface, and DDA model range at the 2-2 section of the high stilling pool slope

### 1.2 岩体物理力学参数

边坡区出露的地层为上三叠统侏罗组 (T<sub>3zh</sub>) 变质岩和第四系 (Q<sub>4</sub>) 松散堆积物。边坡上部主要为崩坡积碎块石土, 其下为风化较强的碎裂结构岩体, 岩体拉裂、架空现象明显, 完整性较差。除少量小断层及裂隙外, 连坡区还发育有 4 组结构面: J<sub>1</sub> 组, 岩层面, 产状 56°~74°∠53°~62°, 反倾坡内, 为主要结构面; J<sub>2</sub> 组, 产状 160°~173°∠75°~82°, 为顺坡向陡倾结构面; J<sub>3</sub> 组, 产状 208°~239°∠25°~37°, 为顺坡向缓倾结构面; J<sub>4</sub> 组, 产状 273°~292°∠48°~58°, 局部发育。

坡体具有明显的分层特征。结合现场调查、钻孔及洞探、物探揭露的坡体结构、变形程度, 以及地表拉裂缝分布特征, 将该坡体分为深层变形区 Ñ 和浅层变形区 ò (图 2)。Ñ 区分布于 ò 区下部, 位于边坡上梁后缘。ò 区位于整个斜坡中下部, 坡面发育多条延伸较长的拉张裂缝, 变形破坏较 Ñ 区明显, 主要表现为坡体中下部的浅表部塌滑和中后部的拉裂变形。

对于由裂隙、断层及结构面切割而成的非连续边坡来

说, 在无混凝土护坡及排水孔等措施的情况下, 降雨入渗是影响其稳定的重要因素之一<sup>[5-6]</sup>。降雨使边坡表面以下一定深度岩体含水量升高, 局部出现暂态饱和区, 岩体系统的强度参数将大幅度降低, 潜在滑动面抗滑力降低, 岩体饱和引起自重的变化会导致滑动力增加, 边坡的稳定安全系数降低<sup>[7]</sup>。

应用饱和-非饱和渗流理论建立边坡渗流分析模型, 对降雨入渗作用下边坡渗流场进行模拟分析。可知, 在降雨控制工况下, 边坡降雨入渗的整体影响范围和边坡浅层变形体 ò 区形态较为接近。为简化 DDA 模型划分, 保证一定的计算精度, 将边坡浅层变形体 ò 区设定为降雨入渗暂态饱和区, 该部分岩体采用饱和状态的强度参数。

根据提供的资料和参考工程经验拟定边坡岩土体、裂隙、断层及结构面的物理力学参数见表 1。

表 1 边坡岩土体、裂隙、断层及结构面物理力学参数

Table 1 The physical and mechanical parameters of rock, fissure, fault, and structural surface

地层岩性	状态	重度 / (kN·m <sup>-3</sup> )	弹性模量 / MPa	泊松比	凝聚力 / kPa	内摩擦角 (°)
覆盖层	饱和	22.6	615	0.40	51.2	30.31
ò 区岩体	饱和	25.0	770	0.30	120.0	30.98
Ñ 区岩体	天然	25.0	2 500	0.28	250.0	36.87
	饱和	27.7	20 800	0.22	6 000.0	50.89
Ñ 区以下岩体	天然	27.7	20 800	0.22	6 000.0	50.89
	饱和	27.7	16 000	0.22	5 800.0	50.22
ò 区潜在滑带		22.0	50	0.34	120.0	32.54
Ñ 区潜在滑带		22.5	100	0.33	150.0	36.87
裂隙					147.5	33.06
断层					155.0	33.50
J <sub>1</sub> 组结构面					—	—
J <sub>2</sub> 组结构面					140.0	32.62
J <sub>3</sub> 组结构面					155.0	33.22

## 2 滑动面和极限内摩擦角

### 2.1 滑动面

在分析边坡稳定时 DDA 方法与其他数值计算方法有较大差别, 有限单元法在建模时只需要对边坡岩层、断层构造等材料属性进行模拟, 不必事先假设潜在滑动面, 计算程序会自动根据节点受力等情况输出最后的单元变形及位移数据。DDA 方法不能模拟单个块体在受力后的二次分割, 只能模拟变形和位移, 因此在边坡稳定分析前, 首先需要确定抗滑稳定安全系数最小的潜在滑动面<sup>[8]</sup>。常规方法是根据边坡工程地质条件、节理面的产状及强度参数, 参照已有滑坡体的滑动历史记录描述来确定边坡的最危险滑动面, 但是这种方法受经验、勘测精度等因素影响很大, 确定的潜在滑动面往往与实际情况有一定出入。

根据上述渗流分析建立的边坡有限元模型及计算成果, 采用非线性有限差分法及 FLAC<sup>3D</sup> 软件<sup>[9]</sup>, 计算得到降雨工况下边坡未加固前剪切应变增量及速度矢量分布图、极限状态塑性区分布图, 根据图中潜在滑动区的范围, 可以直观的反应边坡稳定状况, 验证潜在滑动面拟定的合理性和准确性, 为 DDA 方法计算边坡稳定性提供依据。

在降雨工况下,通过计算可得到如图 3、图 4 所示的边坡未加固前剪切应变增量及速度矢量分布图和极限状态塑性区分布图。由图 3 可知,未加固前边坡潜在滑动区与  $\dot{\sigma}$  区范围基本一致。由图 4 可知,边坡临界状态塑性区贯通为  $\dot{N}$  区和  $\dot{\sigma}$  区的交界面,主要由断层构成。由此可确定降雨工况下,边坡未加固前潜在滑动体为  $\dot{\sigma}$  区岩体,潜在滑动面为  $\dot{\sigma}$  区底部与  $\dot{N}$  区的交界面,与现状坡体的变形表现为浅表部塌滑特征相符。

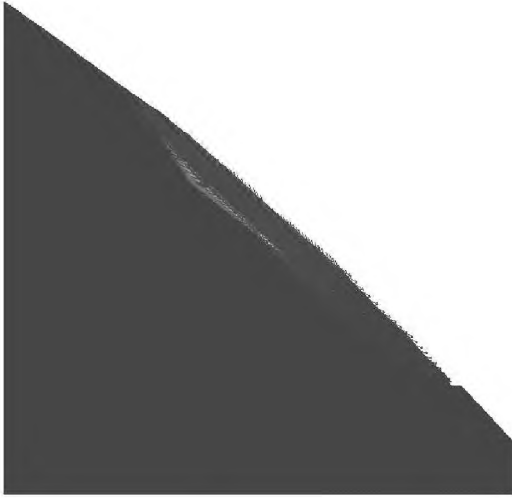


图 3 未加固前边坡剪切应变增量及速度矢量分布  
Fig. 3 Distribution of shear strain increment and velocity vector of the slope before reinforcement

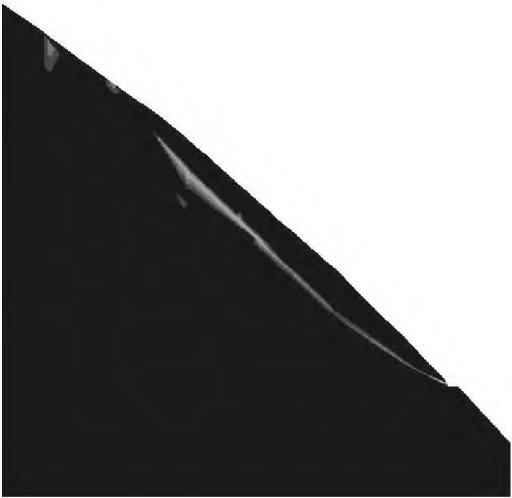


图 4 未加固前边坡极限状态塑性区分布  
Fig. 4 Distribution of plastic zone of the slope under the ultimate state before reinforcement

## 2.2 极限内摩擦角

计算极限内摩擦角时,在边坡上选定观测点,记录其位移情况。采用强度折减法<sup>[10-12]</sup>,根据边坡的变形规律,探求边坡的极限内摩擦角,即能维持边坡稳定的最小内摩擦角,最后推算边坡的安全系数<sup>[13]</sup>。

若将凝聚力作为安全储备,即计算中不考虑凝聚力的作用,仅考虑摩擦力,则可定义边坡的抗滑稳定安全系数为:

$$F_s = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_l} \quad (1)$$

式中: $\varphi$ 、 $\varphi_l$  分别是潜在滑动面上的内摩擦角和极限内摩擦角<sup>[14-15]</sup>。

将节理面的凝聚力作为安全储备,仅考虑内摩擦角的抗滑能力,研究滑动体的变形和内摩擦角的相互关系。即首先不考虑节理面的凝聚力作用,在其他参数不变的情况下,变化潜在滑动面上的内摩擦角进行计算分析,可以得到边坡观测点位移随内摩擦角变化的关系曲线。如从边坡保持稳定的内摩擦角开始,不断减小内摩擦角的值至某一内摩擦角时,观测点位移突然增大,此时滑动面的内摩擦角即为滑动体的极限内摩擦角。计算发现,随着潜在滑动面上内摩擦角的值由大变小,边坡呈现稳定和滑动两种状态,并且期间出现较异变化。需要注意的是,该系列计算所得的观测点位移仅用作确定边坡稳定状态和滑动状态的尺度,并不代表岩体边坡的真实位移。

DDA 方法不能直接给出边坡潜在滑动面的极限内摩擦角,通常只能给出每一个块体随时间变化的应力和位移。对于边坡稳定性分析,边坡的真实位移并不重要,可以不考虑。因此,可以通过分析边坡某一特定观测点的位移随潜在滑动面内摩擦角大小的变化规律,确定滑动面的极限内摩擦角。

## 3 加固措施作用效果分析

### 3.1 加固前

对于现状边坡,块体系统 DDA 模型见图 5。

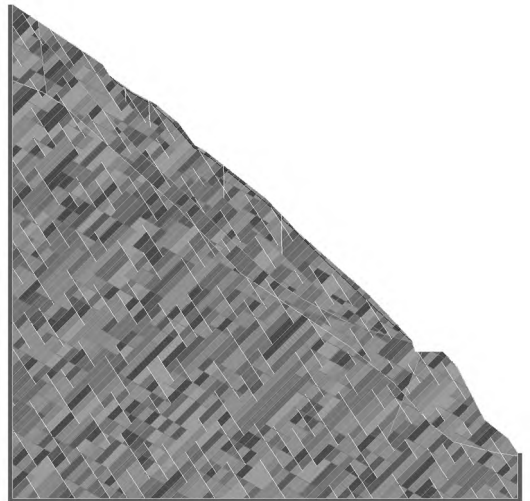


图 5 现状边坡 DDA 模型  
Fig. 5 DDA model of the present slope

现状边坡(加固前) DDA 计算模型观测点位移随潜在滑动面上内摩擦角变化的关系见图 6。从图中可以看出,当潜在滑动面内摩擦角值大于等于  $31.98^\circ$  时,边坡观测点 X 向、Y 向位移值均较小,且随着计算时步的增加而趋于稳定,该稳定值并不随最大计算时步数而变。除了在岩体自重作用下产生的变形以外,观测点的位移不再随潜在滑动面内摩擦角的变化而变化。当内摩擦角为  $31.98^\circ$  时,边坡观测点 X 向位移为 13.89 cm、Y 向位移为 -5.64 cm;而当内摩擦角减小至  $31.97^\circ$  时,在设定的最大计算时步数  $\text{step}=250$  步时边坡观测点 X 向位移为 793.05 cm、Y 向位移为 -250.15 cm。可见,边坡观测点位移发生了突变。因此,可以认为在不考虑潜在滑动面凝聚力的情况下,现状边坡(加固前)潜在滑动面

上的极限内摩擦角为  $31.98^\circ$ 。即, 如果边坡潜在滑动面的内摩擦角大于  $31.98^\circ$ , 则边坡是稳定的, 如果潜在滑动面的内摩擦角小于  $31.98^\circ$ , 则潜在滑动体将发生滑动, 边坡失稳。

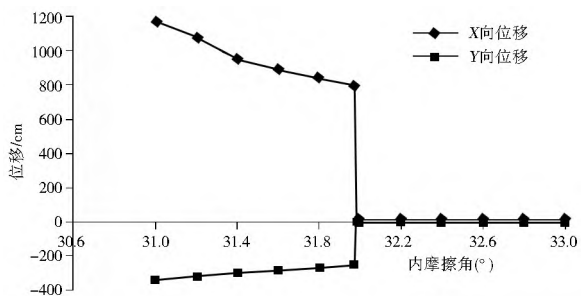


图 6 观测点位移随潜在滑动面内摩擦角变化关系 (step= 250 步)

Fig. 6 Variation curve of the displacement at the observation point with the internal friction angle of the potential sliding surface (step= 250)

该边坡潜在滑动面上内摩擦角为  $31.97^\circ$  的情况下, DDA 计算时步 step= 250 步时边坡的形态见图 7, 此时观测点位移为 X 方向 793.05 cm, Y 方向 -250.15 cm。该位移主要为滑动体的刚体位移, 其值将随着计算时步的增加而持续增大, 不会收敛, 边坡处于失稳状态。

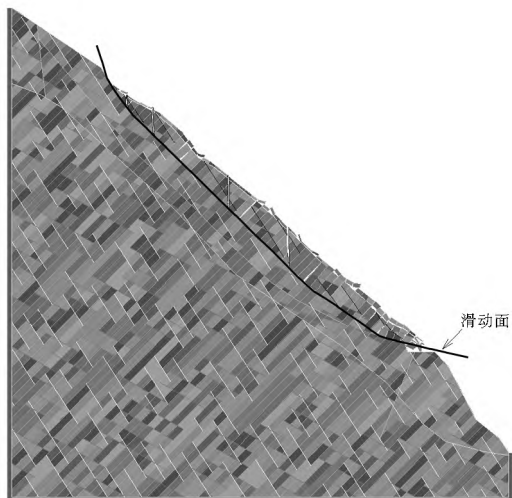


图 7 潜在滑动面内摩擦角为  $31.97^\circ$  时边坡滑动状态示意图 (step= 250 步)

Fig. 7 Sliding condition of the slope when the internal friction angle of the potential sliding surface is  $31.97^\circ$  (step= 250)

该边坡的最危险滑动面为 II 区底部与 I 区的交界面, 内摩擦角为  $32.54^\circ$ , 根据边坡抗滑稳定安全系数计算公式 (1), 可得现状边坡的稳定安全系数为 1.022。

计算时若考虑潜在滑动面凝聚力为 120 kPa, 则参照以上方法可进行类似的计算分析, 得到考虑潜在滑动面凝聚力时的边坡稳定安全系数。计算表明, 考虑潜在滑动面凝聚力时边坡的稳定和滑动破坏情况与不考虑潜在滑动面凝聚力时基本一致, 只是在增加凝聚力作用后, 在不同内摩擦角值时观测点位移较不考虑凝聚力情况下有一定减小, 但减小幅度不大。原因是潜在滑动面上的凝聚力值较小, 因而对滑动块体的抗滑贡献较小。可以得到, 考虑凝聚力作用以后, 现状边坡 (加固前) 的稳定安全系数约为 1.030。根据《水水电

利工程边坡设计规范》(DLT 5353-2006), A 类枢纽工程区 0 级边坡短暂状况下边坡稳定安全系数应不小于 1.05~ 1.15, 因此该边坡稳定安全系数不满足要求。

另外, 变化结构面的间距, 建立不同的 DDA 模型进行计算分析, 发现尽管岩体结构面的间距不同, 但是该边坡失稳破坏的形式基本一致, 稳定安全系数也变化不大。从计算分析来看, 当结构面的间距变小时, 计算模型的块体数成倍增加, 计算时间和难度也显著增大, 边坡表层的一些小块体首先出现不稳定。因此, 需要注意边坡表层岩体一些被完整切割的不连续块体的稳定性。

### 3.2 加固后

由现状边坡的工程地质条件及 DDA 分析结果可知, 边坡未加固前, 滑动体由 II 区岩体组成, 底滑面为 I 区和 II 区的分界面。边坡变形体 0 区整体在降雨工况下的稳定性不能满足 A 类枢纽工程区 0 级边坡要求的安全系数控制标准, 边坡稳定性较低, 遇暴雨时存在失稳的可能。由于边坡变形体地形坡度陡、分布高程高、高差大、规模也较大, 采用削坡处理可行性较低。因此, 在适当清除边坡表面不稳定危岩块体后, 建议对变形体采取预应力锚索加固的支护工程措施, 并对变形体在推荐加固方案下的稳定情况进行计算分析, 确定加固后的边坡在降雨工况下的安全系数。

按照边坡加固推荐设计方案, 边坡支护锚索沿边坡高程方向及水平方向各间隔 5 m 布置, 自变形体前缘 (高程 2 878 m) 向上加固 5 排并在高程 2 975 m 至 3 020 m 之间加固 10 排, 锚索与水平面夹角为  $15^\circ$ , 设计预应力张力 2 000 kN。边坡预应力锚索布置示意图见图 8。

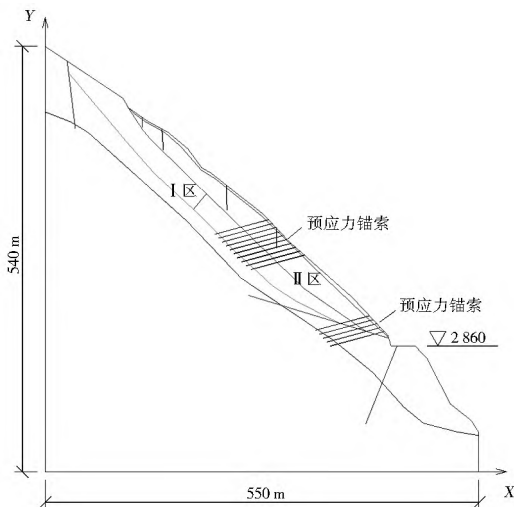


图 8 边坡预应力锚索布置示意图

Fig. 8 Schematic diagram of the layout of prestressed anchor cable

该边坡除险加固后, 计算模型截取范围、边界条件及 DDA 计算模型同前所述。边坡变形体采用预应力锚索加固的方式主要是通过增大滑动面摩擦力进而提高抗滑力来提高边坡稳定安全系数。因此这里仍然根据边坡岩体节理的实际构造情况和几何产状, 结合有限差分法及 FLAC<sup>3D</sup> 软件初步计算并确定边坡的潜在滑动面。由计算结果可知边坡加固后潜在滑动体范围与未加固前基本一致, 主要为 0 区岩体, 潜在滑动面为变形体 0 区底部与 II 区的交界面。

类似地,首先不考虑节理面的凝聚力作用,在其他参数不变的情况下,变化潜在滑动面上的内摩擦角进行计算分析。计算发现,随着节理面内摩擦角的变化(由大变小),边坡呈现三种状态:稳定、滑动、快速滑动。

预应力锚索加固处理后的边坡 DDA 计算模型观测点位移随潜在滑动面上内摩擦角变化的关系见图 9。从图中可以看出,当潜在滑动面内摩擦角值大于等于  $27.69^\circ$  时,边坡观测点 X 向、Y 向位移值均较小,除了在岩体自重作用下产生的变形以外,观测点的位移不再随潜在滑动面内摩擦角的变化而变化。因此,可以认为在不考虑节理面凝聚力的情况下,削坡处理后的边坡潜在滑动面上的极限内摩擦角为  $27.69^\circ$ 。

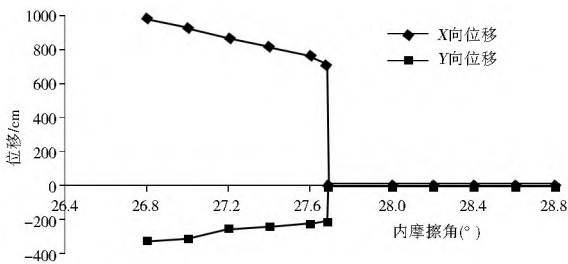


图 9 观测点位移随潜在滑动面内摩擦角变化关系 (step= 250 步)

Fig. 9 Variation curve of the displacement at the observation point with the internal friction angle of the potential sliding surface (step= 250)

该边坡潜在滑动面上内摩擦角为  $27.68^\circ$  的情况下,DDA 计算时步 step= 250 步时边坡的形态见图 10,此时观测点位移为 X 方向 753.08 cm, Y 方向 -242.83 cm。该位移主要为滑动体的刚体位移,其值将随着计算时步的增加而持续增大,不会收敛。边坡处于失稳状态。

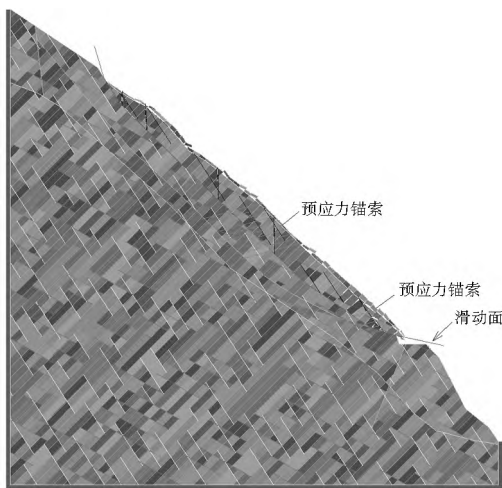


图 10 潜在滑动面内摩擦角为  $27.68^\circ$  时边坡滑动状态示意图 (step= 250 步)

Fig. 10 Sliding condition of the slope when the internal friction angle of the potential sliding surface is  $27.68^\circ$  (step= 250)

预应力锚索加固后边坡的最危险滑动面为  $\bar{0}$  区底部与  $\bar{N}$  区的交界面,内摩擦角为  $32.54^\circ$ ,则根据边坡抗滑稳定安全系数计算公式(1),可得加固后边坡的稳定安全系数为 1.216。

计算时若考虑潜在滑动面凝聚力为 120 kPa,则参照以上方法可进行类似的计算分析,得到考虑潜在滑动面凝聚力

时的边坡稳定安全系数约为 1.230。根据《水电水利工程边坡设计规范》(DLT 5353-2006),A 类枢纽工程区  $\bar{0}$  级边坡短暂时况下边坡稳定安全系数应不小于 1.05~ 1.15,因此该边坡稳定安全系数满足要求。

## 4 结论

本文采用非线性有限差分法及 FLAC<sup>3D</sup> 软件,建立了边坡二维有限差分模型,验证初设边坡潜在滑动面的准确性,为边坡利用块体系统的非连续变形分析提供依据。同时,利用建立的边坡非连续变形分析模型,研究了边坡加固前后的极限内摩擦角以及稳定安全系数,对该边坡的稳定性进行了分析和评价,结果表明,现状边坡(加固前)在降雨控制工况下潜在滑动面的极限内摩擦角(为  $31.98^\circ$ ),边坡的稳定安全系数较小,为 1.030,不满足规范要求。如遇连续强降雨,边坡岩体含水量升高甚至出现大面积暂态饱和区,岩体强度参数将发生变化,边坡存在塌滑破坏的可能性。采用预应力锚索加固后的边坡在降雨控制工况下潜在滑动面的极限内摩擦角为  $27.69^\circ$ ,边坡的稳定安全系数为 1.230,比加固前有显著提高,满足规范要求。预应力锚索加固推荐方案作用明显,边坡稳定安全。

由于连续降雨对边坡稳定极为不利,因此除对边坡进行预应力锚索加固处理外,需要对该边坡采取必要的坡面排水、防渗及坡内排水处理等措施以尽可能减少降雨入渗,减小边坡内的暂态饱和区,提高边坡的安全性。

## 参考文献(References):

- [1] Shi G H, Goodman R E. Generalization of Two dimensional Discontinuous Deformation Analysis for Forward Modeling [J]. Int. J. Numerical and Anal. Methods in Geomechanics, 1989, 13(4): 359-380.
- [2] (美)石根华(裴觉民译). 数值流形方法与非连续变形分析[M]. 北京:清华大学出版社,1997. (SHI Gerr hua, (PEI Jue min). Numerical Manifold Method (NMM) and Discontinuous Deformation Analysis (DDA) [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1997. (in Chinese))
- [3] 刘军,李仲奎,萧岩. 非连续变形分析方法及其在地下工程中的应用[M]. 北京:地质出版社,2006. (LIU jun, LI Zhong-kui, XIAO Yan. Discontinuous Deformation Analysis and Its Application in Underground Engineering [M]. Geological Publishing House, 2006. (in Chinese))
- [4] 何传永,孙平. 非连续变形分析方法程序与工程应用[M]. 北京:中国水利水电出版社,2009. (HE Chuarr yong, SUN Ping. Discontinuous Deformation Analysis Program and Its Application in Engineering [M]. China WaterPower Press, 2009. (in Chinese))
- [5] 田仕明. 高边坡在降雨条件下的稳定性分析[D]. 昆明:昆明理工大学,2011. (TIAN Shi ming. Study on Influence of Rainfall Infiltration on Slope Stability [D]. Kunming: Kunming University of Science and Technology, 2011. (in Chinese))
- [6] 林嵩. 降雨入渗过程中的土质边坡稳定分析[D]. 大连:大连理工大学,2008. (LIN Son. Stability Analysis of Soil Slope Subjected to Rain Infiltration [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2008. (in Chinese))

(下转第 81 页)

- Water Resources and Architectural Engineering, 2011, 9(5): 41-44. (in Chinese)
- [7] SL 266-2001, 水电站厂房设计标准[S]. (SL 266-2001, Design Code for Hydropower House[S]. (in Chinese))
- [8] 李慧君. 水电站地下厂房内源振动计算模型和边界条件研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2004. (LI Huijun. Study on the Dynamic Numerical Model and Boundary of Underground Hydropower House under the Action of Internal Dynamic Loadings [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2004. (in Chinese))
- [9] 陈婧, 马震岳, 刘志明, 等. 水轮机压力脉动诱发厂房振动分析[J]. 水力发电, 2004, (5): 24-27. (CHEN Jing, MA Zhenyue, LIU Zhiming, et al. Vibration Analysis of Power House due to the Pressure Pulsation of Hydropower Turbine [J]. Water Power, 2004, (5): 24-27. (in Chinese))
- [10] 马震岳, 董毓新. 水轮发电机组动力学[M]. 大连: 大连理工大学出版社, 2003. (MA Zhenyue, DONG Yuxin. Dynamics of Water Turbine Generator Set [M]. Dalian: Dalian University of Technology Press, 2003. (in Chinese))
- [11] 朱伯芳. 有限单元法原理与应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2009. (ZHU Bofang. The Finite Element Method Theory and Applications [M]. Beijing: China Water Power Press, 2004. (in Chinese))
- [12] 李慧君. 水电站地下厂房内源振动计算模型和边界条件的研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2009. (LI Huijun. Study on the Dynamic Numerical Model and Boundary of Underground Hydropower House under the Action of Internal Dynamic Loading [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2009. (in Chinese))
- [13] Netsch H, Giacometti A. Axial Flow-induced Vibrations in Large High-head Machines [J]. Water Power and Dam Construction, 1986, (1): 37-39.

(上接第 75 页)

- [7] 张有天, 刘中. 降雨过程裂隙网络饱和/非饱和、非恒定渗流分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1997, 16(2): 104-111. (ZHANG You Tian, LIU Zhong. Saturated/Unsaturated, Unsteady Seepage Analysis of Rock Fractured Networks Due to the Percolation of Rainfall [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1997, 16(2): 104-111. (in Chinese))
- [8] 秦俊虹. 基于块体系统理论的非连续性岩体边坡稳定性和评价[D]. 南京: 河海大学, 2009. (QIN Junhong. Research and Applications of Discontinuous Deformation Analysis in Slope Stability Evaluation [D]. Nanjing: Hohai University, 2009. (in Chinese))
- [9] 李晓莲, 余云燕, 崔建林. 基于 FLAC3D 强度折减法的边坡稳定性研究[J]. 宝鸡文理学院学报(自然科学版), 2012, 32(2): F2. (LI Xiaolian, YU Yunyan, CUI Jianlin. Stability Study of Slope Based on Shear Strength Reduction Method with FLAC<sup>3D</sup> [J]. Journal of Baoji University of Arts and Sciences (Natural Science), 2012, 32(2): F2. (in Chinese))
- [10] Duncan J M. State of the art: Limit equilibrium and finite element analysis of slopes [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, 122(7): 577-596.
- [11] 李宗伟, 尹大娟. 基于强度折减法的边坡稳定性分析[J]. 长春工程学院学报, 2011, 12(3): 32. (LI Zongwei, YIN Dajuan. The Slope Stability Analysis Based on Strength Reduction [J]. Journal of Changchun Institute of Technology (Social Science Edition), 2011, 12(3): 32. (in Chinese))
- [12] 王小波, 徐文杰, 张丙印, 等. DDA 强度折减法及其在东苗家滑坡中的应用[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2012, 52(6): 814-815. (WANG Xiaobo, XU Wenjie, ZHANG Bingyin, et al. Strength Reduction of DDA and Its Application in Dongmiaojia Landslide [J]. Journal of Tsinghua University (Science and Technology), 2012, 52(6): 814-815. (in Chinese))
- [13] 郭爱清, 丁秀丽, 卢波, 等. DDA 方法块体稳定性验证及其在岩质边坡稳定性分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(4): 665-666. (GUO Aiqing, DING Xiuli, LU Bo, et al. Validation for Rock Block Stability and Its Application to Rock Slope Stability Evaluation Using DDA Method [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(4): 665-666. (in Chinese))
- [14] 沈振中, 大西有三. 基于非连续变形分析的水库边坡稳定分析方法[J]. 水利学报, 2004(3): 117-122. (SHEN Zhenzhong, Ohnishi Yuzo. Stability Analysis Method for Reservoir Rock Slope Based on Discontinuous Deformation Analysis [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2004(3): 117-122. (in Chinese))
- [15] 沈振中, 郑磊. 基于数值流形方法的水库岩体边坡稳定分析[J]. 水电能源科学, 2006, 24(1): 32-33, 96. (SHEN Zhenzhong, ZHENG Lei. Stability Analysis for Reservoir Rock Slope Based on Numerical Manifold Method [J]. Water Resources and Power, 2006, 24(1): 32-33, 96. (in Chinese))