

# 锦屏一级水电站左岸坝肩边坡的 3DEC 变形和稳定性分析与认识

邢万波, 周 钟

(中国水电顾问集团成都勘测设计研究院, 四川 成都 610072)

摘 要: 鉴于锦屏一级水电站左岸坝肩边坡地质条件复杂, 结构面发育, 本文采用三维离散元 3DEC 方法, 结合左岸边坡监测数据对整体计算模型和结构面计算参数进行设计, 在此基础上分析其开挖变形特征及潜在变形失稳模式。分析表明, 开挖变形受结构面控制明显, 且上部倾倒变形特征显著, 体现出 2150~2230m 高程区间倾倒型解体型的潜在破坏方式, 其整体滑移稳定安全系数大致在 1.2~1.3。

关键词: 左岸坝肩; 高边坡; 稳定分析; 计算模型; 3DEC; 变形特征; 失稳模式; 非连续性; 各向异性; 锦屏一级水电站

中图分类号: U416.14 文献标识码: A 文章编号: 1003-9805(2010)01-0008-07

## 1 前 言

岩体的复杂力学特性实际上是岩体内在结构的反映, 是受复杂岩体结构所制约的。正如 Müller 指出: “岩体力学特性, 尤其是它的强度, 主要取决于单元岩块之间接触面上的强度; 对于岩体变形, 主要或者说有 90%~95% 的变形产生于节理裂隙, 而不是岩块的变形。”岩体受力后变形、破坏的可能性、方式和规模是受岩体自身结构所制约的, 因此, 任何岩体力学分析都必须以选取合理的介质(结构)模型与准确的力学参数为基础<sup>[1]</sup>。

工程实践表明, 几乎所有硬质岩边坡的稳定性都受到结构面的控制。有限元、FLAC 等基于连续介质力学数值分析方法通常只能考虑少量、规模较大的断层, 而对于数量众多的优势节理裂隙只能进行简单的等效连续处理。但事实上, 对于复杂岩体结构, 等效连续方法往往难以建立理想的复杂本构关系以反映岩体固有的非均质、非连续、非线性和各向异性等特征, 因此, 连续介质力学数值方法缺乏模拟大量结构面的能力, 存在建立复杂本构模型的困难, 其在岩体工程中的应用存在着先天不足; 相反, 针对岩体非连续性而开发出的一系列非连续介质力学方法, 特别是三维离散元单元法, 能够反映复杂岩体结构特征, 适合于分析具有复杂岩体结构的边坡稳定性问题。

锦屏一级水电站左岸坝肩边坡高陡, 地质条件极其复杂, 发育着多组优势结构面(含多条断层)、深部裂缝和卸荷裂隙, 边坡稳定问题突出。因此, 本文结合锦屏一级水电站左岸坝肩边坡工程地质条件及边坡监测资料, 考虑岩体的非连续性及各向异性特征, 采用 3DEC 建立计算模型, 分析其开挖变形特征及潜在失稳模式, 评价其安全稳定性。

## 2 边坡工程地质条件

锦屏一级水电站坝址位于普斯罗沟坝址区, 工程边坡规模大, 工程技术条件复杂, 自然谷坡高陡, 地应力水平较高, 岩体卸荷强烈, 并发育有断层、层间挤压带、深部裂缝, 场地地质条件复杂, 在国内外水电工程中十分罕见。

### 2.1 边坡地质条件

锦屏一级水电站左岸边坡高度超过千米, 边坡开挖高度为 540m, 自然边坡在高程 1900m 以下的坡度为 60°~90°; 边坡上部为砂板岩、下部为大理岩, 岩体中发育有少量后期侵入的煌斑岩脉 X, 形成典型的“上软下硬”结构; 发育有空间延展性好且性状差的  $f_5$ 、 $f_8$ 、 $f_{12-9}$  等断层, 深切河谷地形的深部裂缝带 SL<sub>44-1</sub> 以及遇水或暴露后性状极差的煌斑岩脉 X; 卸荷岩体卸荷强烈, 具有卸荷深度大、卸荷裂隙张开宽、卸荷类型复杂的特点, 存在 4 组节理裂隙。图 1 显示了位于坝轴线上左岸的 II 1-II 1 剖面的

收稿日期: 2009-12-30

作者简介: 邢万波(1979-), 男, 河南灵宝人, 博士后, 主要从事边坡工程稳定性评价和岩土工程风险分析方面的研究工作。

工程地质平面图。

左岸枢纽区工程边坡于 2005 年 9 月开始开挖, 至 2006 年 12 月完成缆机平台 1 960m 高程以上边

坡开挖; 2007 年 6 月完成坝顶 1 885m 高程以上边坡开挖, 至 2009 年 8 月底左岸边坡的开挖与支护施工基本完成。

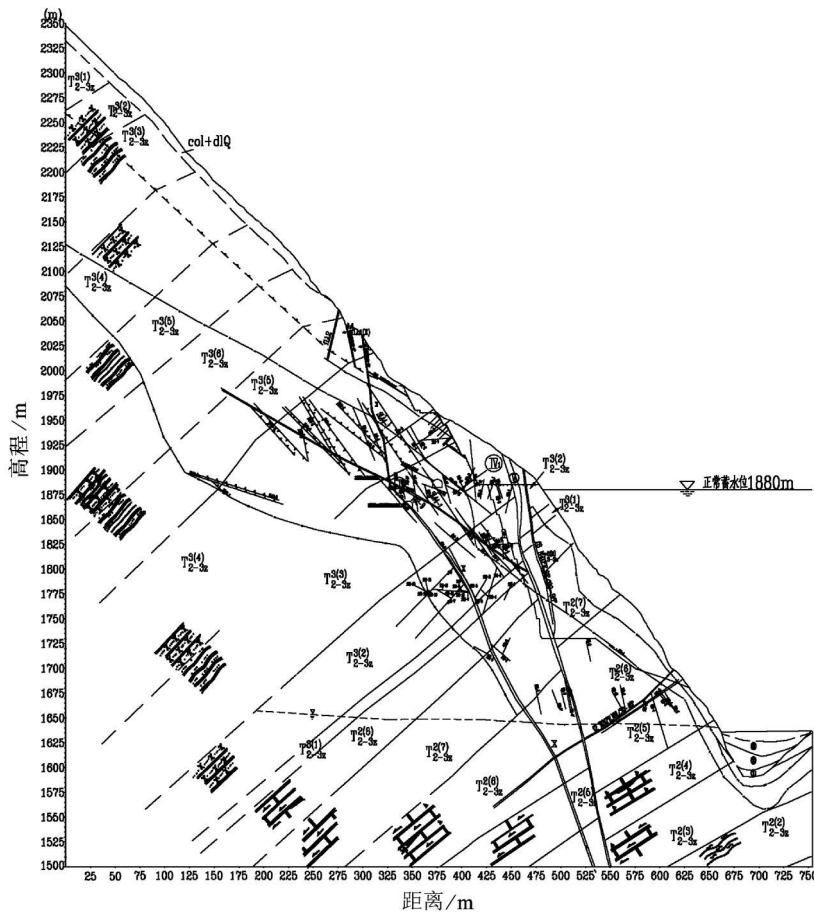


图 1 II 1- II 1 剖面工程地质图

## 2.2 岩体及结构面参数

综合考虑前期现场岩石力学试验与经验性岩体质量评价得出的各类岩体建议参数值<sup>[2]</sup>, 确定本文 3DEC 计算的岩体及结构面力学参数取值见表 1、2。

表 1 3DEC 计算所取的岩体力学参数值

围岩类别	变模 G Pa	泊松比	摩擦系数	粘聚力 c M Pa	代表性地层
II	24	0.23	1.35	2.00	卸荷带以里的微新大理岩和变质砂岩
III <sub>1</sub>	12	0.26	1.07	1.50	深卸荷带内完整程度相对不高岩层, 第 6 层大理岩
III <sub>2</sub>	6	0.28	1.02	0.90	弱卸荷带内的大理岩
IV <sub>1</sub>	3	0.30	0.70	0.60	强卸荷带岩体
IV <sub>2</sub>	2	0.30	0.60	0.40	左岸拉裂松弛带
V	0.5	0.33	0.30	0.20	断层等大规模破裂

对锦屏左岸边坡而言, 其变形主要受结构面和节理面所控制, 岩体采用 Mohr-Coulomb 理想弹塑性本构模型是适宜的, 且其屈服后发生应变软化的塑性变形量很小, 相对结构面作用可忽略不计。

结构面刚度取决于充填物的性状、尺寸效应和围压效应, 取值困难, 对经验依赖性较强。但结构面

表 2 3DEC 计算所取的结构面强度参数值

结构面类型	风化程度	摩擦系数 f	粘聚力 c M Pa
层面	微新岩体	0.70	0.2
	弱卸荷	0.51	0.15
	强卸荷	0.51	0.1
顺坡节理	微新岩体	0.6	0.15
	弱卸荷	0.6	0.1
	强卸荷	0.5	0.05
深部裂缝		0.4	0
断层		0.3	0.02

刚度对开挖边坡的变形场的影响相对较小, 是工程中不太关心的一个参数指标。因此, 结构面刚度参数可结合工程经验确定。

结构面的强度特征取决于许多因素, 准确描述非常困难。应变软化模型是描述结构面力学行为的最为经典的模型, 数值模型能否合理描述结构面的软化特征成为结构面控制型边坡稳定数值计算的基本因素之一。本文采用应变软化模型来描述结构面的强度特征, 结合工程实际情况, 通过试算确定结构面的软化参数取值 (见表 3)。

表 3 结构面屈服软化残余强度取值

结构面类型	峰值		残余值	
	c /MPa	$\phi /(^{\circ})$	c /MPa	$\phi /(^{\circ})$
断层	0.02	16.7	0.00	14
SL <sub>44-1</sub>	0.00	21.8	0.00	21.8

### 3 3DEC 分析方法和计算模型

#### 3.1 3DEC 分析方法

三维离散单元程序 3DEC<sup>[3]</sup>是针对非连续介质(节理岩体)开发的三维离散元程序,它从空间三维角度描述了结构面切割块体的非连续力学行为和结构面切割形成块体的连续力学行为。3DEC 对岩体的处理符合岩体结构力学的基本思想,相应的参数也有清楚的物理意义。

三维离散元程序 3DEC 是处理结构控制型岩体工程问题最为成熟的技术之一<sup>[3]</sup>。3DEC 基于“拉格朗日算法”,根据牛顿第二定律及力-位移定律处理岩块及节理面的力学行为。

具体而言,首先以牛顿第二定律计算块体的运动,由已知的作用力求出岩块运动的速度及位移,再配合力-位移定律,根据所求得的岩块位移,计算出岩体中不连续面间的作用力,作为下一时阶计算时所需的初始边界条件。由于 3DEC 将岩体离散化,因此适合于多块系统的运动和大变形的模拟。其中完整岩块可被模拟成刚体或可变形体。当块体被处理成变形体时,程序将岩块自动分割成许多次级块体,每个次级块体可配合所选用的材料本构关系及外力作用情况,计算岩块的受力及应力分布。在节理的模拟方面,主要根据位移-作用力法则,计算岩块在节理面上的法向应力和切向应力,作为岩块的

应力边界条件,因此可以模拟岩块大位移与转动的情况。

3DEC 的特点<sup>[1]</sup>可归纳为:

(1)可模拟三维刚体或可变形岩体的力学行为。对块体而言,视问题的需要既可以处理成变形体也可以处理成刚体。

(2)将不连续面视为完整岩块的边界,即节理岩体的各个完整岩块由不连续面分隔而成。结构面是可以张开和滑动的,结构面本身可以产生法向和切向变形。

(3)可模拟各种岩体介质在静、动荷载下的应力及位移。

此外,3DEC 针对问题的性质可以实现三种求解方式,即完全不连续解、蜕化成连续力学解(类似于 FLAC 3D)和混合不连续解。其中蜕化连续力学解和混合不连续解均对结构面进行粘合处理,全部或局部地把结构面切割的不连续岩体蜕化成连续体。

#### 3.2 3DEC 三维计算模型

锦屏一级左岸边坡发育的主要地质结构面有煌斑岩脉 X 和断层构造 f<sub>5</sub>、f<sub>8</sub>、f<sub>42-9</sub>,这些结构面延伸长度均大,具有一定宽度的破碎带和影响带,带内物质力学性质差,构成控制边坡变形和潜在滑动破坏的边界。同时,左岸还发育有 4 组节理裂隙,形成左岸相对松散破碎的岩体结构,边坡稳定问题突出。

边坡开挖区域位于河谷岸坡中上部的浅表区域,远离了边坡高应力区,可直接采用重力场作为初始应力场。

对锦屏一级左岸坝肩边坡进行合理的地质概化,建立三维离散元 3DEC 边坡计算模型(见图 2)。

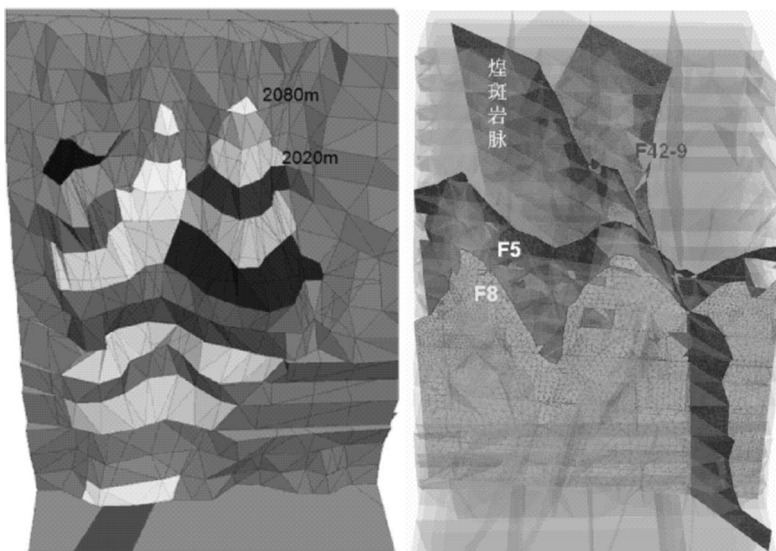


图 2 锦屏一级左岸坝肩边坡 3DEC 计算模型

## 4 基于 3DEC 的开挖变形特征分析

### 4.1 开挖变形地质影响因素分析

锦屏一级水电站左岸坝肩边坡发育有几条控制性结构面和多组节理,为了深入了解这些地质构造对边坡变形特征的影响程度,分别对边坡无任何结构面下的理想模型、各控制性结构面 ( $f_{42-9}$ 、煌斑岩脉 X、 $f_5$ 、 $f_8$  和  $SL_{44-1}$ ) 存在与否、控制性结构面延伸情况及次级优势节理 ( $f_{42-9}$  伴生断裂、顺坡 SN 向节理组、NW 向节理组和 NE 顺坡节理组) 在开挖状态下的变形特征进行总结分析 (见表 4)。

表 4 控制性结构面对开挖边坡横河向坡外位移的影响

类别	模型	最大坡外横河向位移/mm	最大坡外横河向位移描述
理想情况	无任何结构面	18	出现在高程开口线附近
控制性结构面	$f_{42-9}$	48	$f_{42-9}$ 剪出口附近
	煌斑岩脉 X	30	煌斑岩脉 X 与开挖面相交的高程区域
	$f_5$	37	$f_5$ 与开挖面相交的高程区域和高程开口线附近
	$f_8$	28	出现在高程开口线附近
	$SL_{44-1}$	25	出现在靠近 $SL_{44-1}$ 的高程开口线附近

#### 4.1.1 控制性结构面存在性

分别分析几条控制性结构面存在情况下开挖边坡向坡外的横河向变形特征。

就几个控制性结构面对边坡开挖变形特征的影响而言,  $f_{42-9}$  对边坡变形的控制性作用是显而易见的, 其次是  $f_5$ , 再次是煌斑岩脉 X,  $f_8$  和  $SL_{44-1}$  对开挖边坡变形影响则最小。

#### 4.1.2 控制性结构面延伸情况

锦屏一级水电站左岸坝肩边坡的  $f_{42-9}$  和  $SL_{44-1}$  客观上都可能存在延伸长度问题。分别将  $f_{42-9}$  向上和向山体内均延伸到模型边界、 $SL_{44-1}$  向上延伸到地表, 考察它们空间延伸情况对开挖边坡变形的影响。

$SL_{44-1}$  延伸时对边坡变形影响相对不明显, 而  $f_{42-9}$  的延伸可以在一定程度上改变边坡变形范围及变形量的大小。因此, 在实际模型中需要适当延伸  $f_{42-9}$  使开挖边坡变形影响范围得到合理反映。

#### 4.1.3 次级优势节理组

次级优势节理组对开挖边坡变形也具有非常大的影响, 分别比较了  $f_{42-9}$  伴生断裂、顺坡 SN 向节理组、NW 向节理组和 NE 顺坡节理组对左岸坝肩边坡开挖变形的影响。

$f_{42-9}$  伴生断裂对开挖边坡变形场影响甚小, 可不予以考虑; 顺坡 SN 向节理组对开挖变形场影响

很明显, 其对整体变形的贡献主要体现为以向外和向下为主, 必须在计算模型中予以考虑; NW 向节理组由于与  $f_{42-9}$  之间组合关系导致向坡外变形趋势更为突出, 对变形场影响较大, 必须在计算模型中予以考虑; NE 顺坡节理组对边坡变形的贡献主要是向外和向下, 但作用甚小, 计算模型中可不予以考虑。

### 4.2 3DEC 计算成果与监测成果的对比分析

根据所建立计算模型和计算参数, 同时考虑边坡加固措施 (锚索和抗剪洞), 采用 3DEC 对锦屏左岸坝肩边坡进行开挖分析。分析表明, 计算开挖变形特征与表面变形监测成果达到了最大程度的吻合。表 5 给出了三个开挖区不同监测点在 2006~2007 年期间各变形分量的增量。从表中可以看出, 边坡变形量从 II 区到 I 区不断减少的特点在计算成果中也得到了反映; 从数值平均值看, II 区一些监测点部位计算结果和检测结果具有很好的一致性, 各分量的绝对差别仅在 2~3mm 的量级水平, 满足分析工作的精度要求。

表 5 各开挖区变形增量计算值和监测值统计 mm

开挖区	点号	计算值			监测值		
		X	Y	Z	X	Y	Z
I 区	TP1	-1.3	7.0	3.1	-5.9	21.0	0.5
	TP2	-1.8	7.2	2.9	-1.0	23.6	8.9
	TP3	-1.9	9.5	4.3	3.3	22.7	20.6
	TPL6	-1.4	16.5	3.0			
	TPL7	-6.2	18.4	4.7			
	平均	-2.5	11.7	3.6	-1.2	22.4	10.0
II 区	TP12-1				-3.3	31.0	-1.9
	TP12-2				1.6	26.6	22.5
	TP13-1				-6.1	31.6	16.9
	TP14-1	-4.1	13.6	2.4	-8.6	27.9	18.4
	TP5	-6.7	17.5	0.1			
	TPL8	-5.6	16.3	1.8			
	平均	-5.5	15.8	1.4	-4.1	29.3	14.0
III 区	TP8				-8.5	32.4	22.1
	TP15-1	-7.7	29.0	25.3	-11.9	32.6	21.3
	TP6	-8.8	29.6	25.6	-6.4	35.5	18.5
	TP7	-10.4	30.5	25.4	-6.4	34.5	28.0
	TP9	-10.6	36.1	25.6	-4.2	31.3	23.7
	平均	-9.4	31.3	25.5	-7.5	33.3	22.7

### 4.3 开挖边坡变形特征分析

根据所建立计算模型和计算参数, 同时考虑边坡加固措施 (锚索和抗剪洞), 采用分布开挖方式模拟边坡开挖过程中的变形场和分布特征。开挖过程中边坡变形场的分布特征见图 3。

总体上, 在高程 1960m 到 1885m 的开挖过程中, 从煌斑岩脉与  $f_{42-9}$  的交汇带被揭露临空到开挖底板的一定高度部位, 出现了一个明显的变形增大过程。第二个变形相对明显的时期出现在  $f_5$  和  $f_{42-9}$  断层交汇带在坡面被揭露以后数十米高度的开

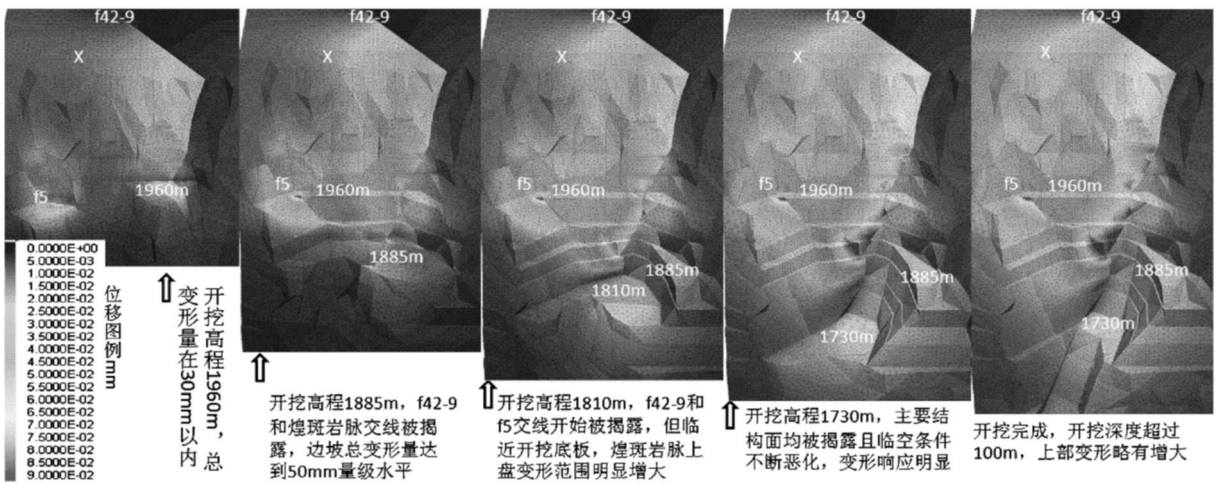


图 3 边坡开挖过程中变形特征

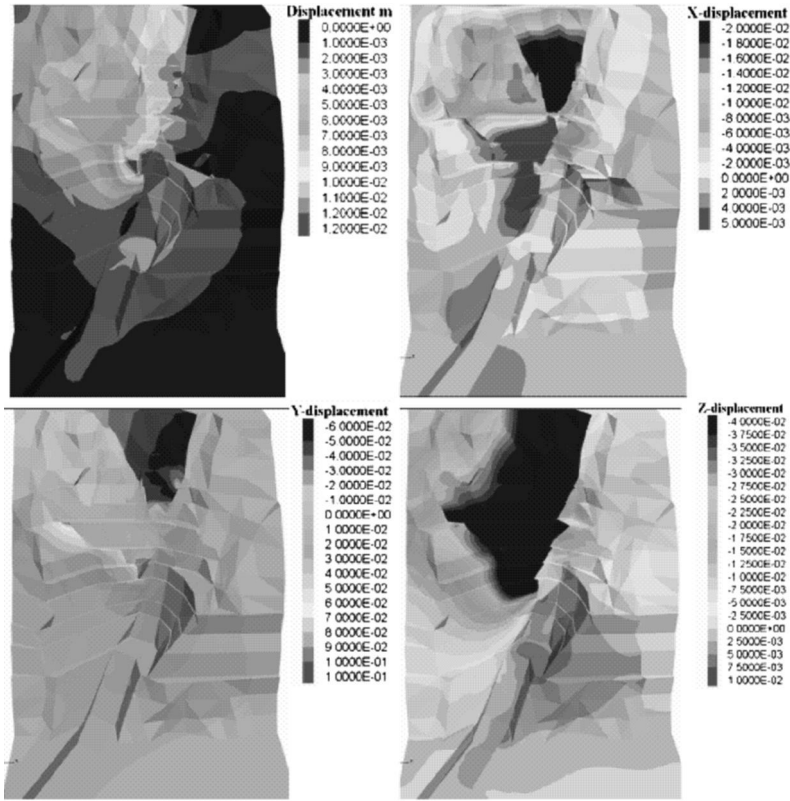


图 4 完全开挖状态下边坡变形场特征

挖过程中, 此时开挖面在大理岩内, 水平开挖深度相对较大, 应力调整相对起到了更大一些的作用。而 1730m 高程以下超过 100m 高度的开挖对上部边坡变形虽有一定影响, 但强度较弱, 表现为变形量略有增大。

图 4 给出了完全开挖完成状态下边坡的总变形、X (上游方向)、Y (坡外)、Z (铅直向上) 向的变形场。由图表可见, 各分量与监测成果大体吻合, 在边坡开挖过程中上部变形不断增大, 以坡外偏下方向为主, 略偏上游方向, X、Y、Z 方向变形量的比值关系大致为 0.36: 1.71: 1。

#### 4.4 对开挖过程中断层 f<sub>42-9</sub> 变形特征的认识

结合地质调查和 3DEC 数值分析可知, 断层 f<sub>42-9</sub> 对于锦屏边坡稳定性有着控制性的作用, 其物理性状和开挖情况下的力学性状对整个坝肩边坡稳定性至关重要。为了能对 f<sub>42-9</sub> 在开挖过程中力学性状的变化进行了解, 图 5 给出几个开挖高程下断层 f<sub>42-9</sub> 的剪切位移分布。

显然, f<sub>42-9</sub> 受开挖影响发生了较大的剪切变形, 可以看到, 在 1915m 高程以上, 断层 f<sub>42-9</sub> 剪切变形主要集中在高高程区域, 且逐渐向断层分布带坡内部位转移, 呈现出一种偏向下游坡外的“倾倒”趋

势;随着坝肩边坡向下开挖,该断层最大剪切变形逐渐向开挖底板高程的坡面位置转移,且最大剪切变形量显著增大;随着开挖至  $f_{42-9}$  和  $f_5$  交汇带,  $f_5$  外侧阻滑岩体被挖除,且由于  $f_5$  断层的阻隔作用,断层  $f_{42-9}$  最大剪切变形不再继续向下发展,而出现在  $f_{42-9}$  和  $f_5$  交汇带的 1780m 高程附近;至完全开挖完成后,断层  $f_{42-9}$  的最大剪切变形量达到 125mm。在开挖过程中  $f_{42-9}$  发生了一定程度的错动变形,存

在一定的屈服软化行为,但在边坡 1780~1580m 高程的继续开挖过程中,  $f_{42-9}$  的整体变形量增幅不大,在可控范围内,这与地质判断相一致。

同时,断层  $f_{42-9}$  也发生了一定程度的拉张破坏,它多集中在开挖底板高程上。这是由于开挖卸荷回弹所引起的,量级较剪切变形小一个量级,不会给  $f_{42-9}$  断层的整体问题性造成困扰。

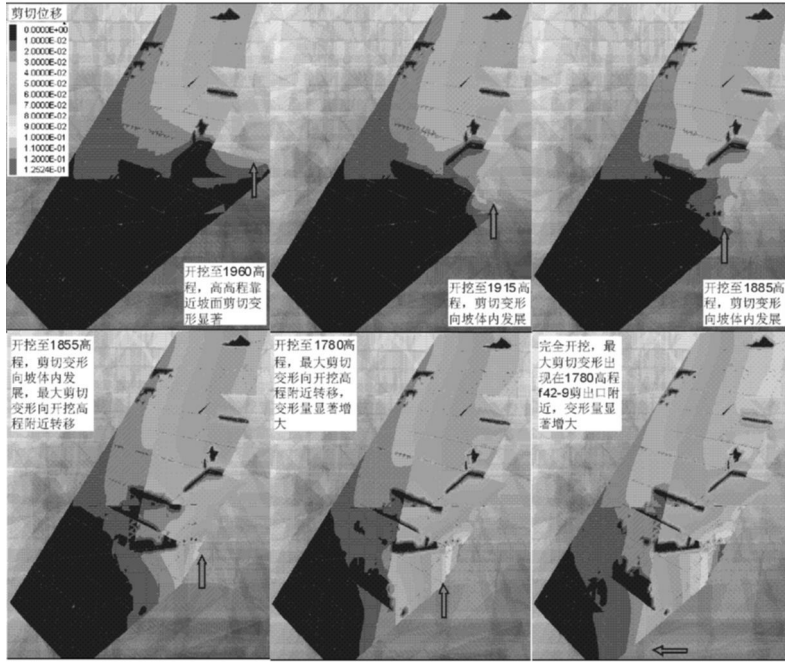


图 5 开挖过程中  $f_{42-9}$  剪切变形分布

## 5 开挖边坡的稳定性评价

### 5.1 稳定性分析

用离散元来评价边坡安全性的一条思路是强度折减计算,即对岩体和结构面的摩擦强度和粘结强度同时除以一个常数,利用折减后的强度进行计算。如果计算结果中的速度场和位移场显示了破坏特征,则可以大致地认为这部分岩体的安全性与折减系数相同。之所以说大致相同,是因为计算中可能涉及到非线性行为。

本文,同样借助 3DEC 强度折减过程来分析锦屏一级左岸坝肩边坡开挖完成后的整体安全稳定性。图 6 给出了强度折减过程的边坡变形场与稳定性特征。由图可以看出,当折减系数大于 1.2 时,边坡变形急剧增大,也即变形量的增幅急剧增大,表现出变形失控的现象,在考虑安全储备的情况下,其整体滑移破坏的安全系数定在 1.2~1.3 之间较为合适,也即大块体(由煌斑岩脉 X、 $f_{42-9}$  和  $SL_{44-1}$  构成的楔形体)的稳定性在 1.2~1.3 之间。

### 5.2 边坡变形破坏机理及安全评价

大型高边坡的变形机理往往不单一,变形机理可以相对复杂。锦屏一级左岸坝肩边坡的稳定性除了受控于大块体的稳定性外,还受控于高高程倾侧变形岩体的稳定性。

图 7 以云图和矢量叠加的方式显示了  $f_{42-9}$  上盘区域范围内边坡变形场特征,它清楚地显示了煌斑岩脉上、下盘岩体变形场存在的差别,上部以向外为主、同时下沉的倾侧型变形趋势表现得充分。这种变形趋势对煌斑岩脉和  $f_5$  断层之间的岩体存在一种挤压作用,使得变形矢量的方向有所变化。

根据强度折减分析成果,当折减系数在 1.3 范围内,边坡并没有显示整体滑移破坏的特点,而主要是倾侧型解体型的潜在破坏方式。事实上,锦屏一级左岸坝肩边坡的稳定性更多地体现为变形稳定而非传统意义上的滑移破坏,即更多地是局部变形发展到一定程度以后的解体破坏。从计算结果看,大约 2150~2230m 高程区间的山梁地形是最危险的部位,解体破坏或许从该部位最先开始。

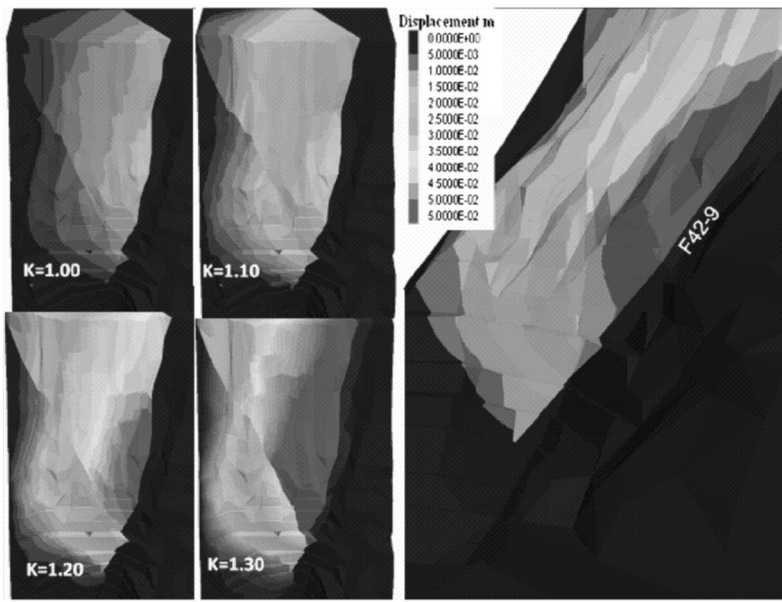


图 6 强度折减过程的边坡变形场与稳定性特征

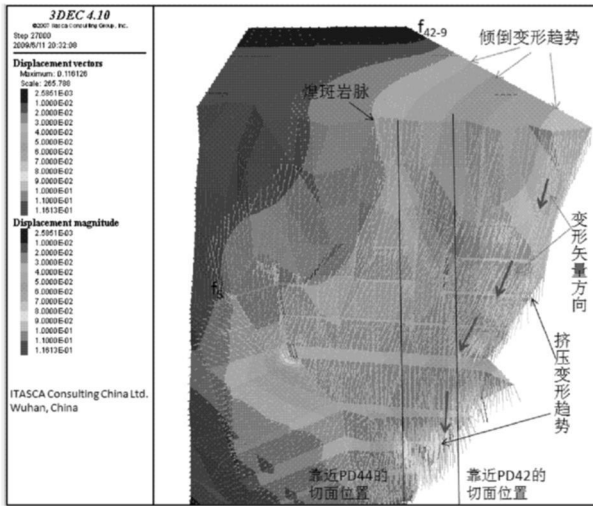


图 7  $f_{42-9}$ 断层面上盘岩体变形场(等值云图和矢量)分布

构造, 变形表现出非常明显的非连续性特征, 本文采用三维离散元 3DEC 方法, 结合左岸边坡监测数据对整体计算模型和结构面计算参数进行设计, 在此基础上分析其开挖变形特征及潜在变形失稳模式, 并对安全稳定作出评价。锦屏一级左岸坝肩边坡结构面的发育致使边坡开挖变形受结构面控制明显, 且上部倾倒变形特征显著, 体现出 2150~2230m 高程区间倾倒型解体型的潜在破坏方式, 其整体滑移稳定安全系数大致在 1.2~1.3。

参考文献:

[1] 孟国涛. 柱状节理岩体力学分析及其工程应用 [D]. 南京: 河海大学, 2007, 6  
 [2] 中国水电顾问集团成都勘测设计研究院. 雅砻江锦屏一级水电站可行性研究报告 3: 工程地质 [R]. 2005  
 [3] Itasca Consulting Group, Inc., 3D in Dimensional Distinct Element Code Theory and Background Minneapolis [M]. Minnesota USA, 2007.  
 [4] Itasca(武汉)咨询有限公司. 金沙江白鹤滩水电站可行性研究阶段坝区自然边坡稳定性调查与研究报告 [R]. 2008, 8

6 结 论

鉴于锦屏一级水电站左岸坝肩边坡复杂的地质

Jinping I Hydropower Station Dam Left Abutment Stability Analysis by Use of 3DEC

XING Wan-bo<sup>1</sup>, ZHOU Zhong<sup>1</sup>

(HYDROCHINA CHENGDU ENGINEERING CORPORATION, Chengdu 610072, China)

**Abstract** In view of complicated geologic conditions of Jinping I Hydropower Station dam left abutment slope with well developed discontinuities, three dimensional distinct element method—3DEC is adopted in combination with the left slope monitoring data to establish the integral computation model and to determine the discontinuities computational parameters. Based on the work mentioned above, the slope deformation resulting from the excavation and the potential destabilization mode are analyzed. It is believed that the deformation due to the excavation is obviously dominated by the discontinuities and the upper part deformation is characterized by tipping. It is revealed that between EL 2150m and EL 2230m potential failure of tipping form and disintegration form exist and the integral stability safety factor against sliding ranges between 1.2~1.3.

**Key words** left abutment, high slope, stability analysis, 3DEC, deformation characteristic, unstable mode, discontinuity, Jinping I Hydropower Station