

文章编号:1001-4179(2012)01-0009-03

# 有限元超载法在坝基抗滑稳定分析中的应用

宋冬仿<sup>1</sup>, 林皓羽<sup>2</sup>, 苏 涛<sup>1</sup>, 陈海龙<sup>1</sup>, 张建海<sup>3</sup>

(1. 广西右江水电开发有限责任公司, 广西南宁 530001; 2. 百色瓦村水电发展有限公司, 广西百色 533000;  
3. 四川大学 水利水电学院, 四川 成都 610000)

**摘要:**某碾压混凝土重力坝坝基内存在泥化夹层和软弱夹层, 对坝基稳定不利, 为此拟采用不同密度的锚杆对坝基进行加固。应用非线性有限元超载法对该坝 4 号坝段在不同工况下的坝基深层抗滑稳定性进行了数值分析, 得到了坝基在加固前后的渐进性破坏过程。以坝踵拉剪塑性区与泥化夹层贯通作为坝体抗滑失效标准, 确定了各工况下的坝基超载安全系数, 进而根据稳定性及经济性要求选择了最佳加固方案。

**关键词:**坝基; 抗滑稳定; 非线性有限元; 超载法; 加固方案

**中图分类号:** TV698 **文献标志码:** A

重力坝的抗滑稳定性是坝工设计中重点关注的问题之一。抗滑稳定性一般是通过安全系数来表示的, 现行规范规定采用刚体极限平衡法来计算<sup>[1]</sup>, 但只给出了单滑面和双滑面的计算公式, 因此刚体极限平衡法在实际应用时存在较大的局限性。对于复杂坝基情况, 目前较多采用数值计算方法来研究其抗滑稳定性, 如强度折减法<sup>[2-3]</sup>、超载法<sup>[4-5]</sup>、分项系数有限元法<sup>[6]</sup>、刚体弹簧元法等<sup>[7-8]</sup>。

本文采用非线性有限单元法对某水电站工程 4 号坝段在不同加固方案下的坝基深层抗滑稳定性进行了数值分析, 采用超载法模拟坝基的渐进性破坏过程。

## 1 有限元超载安全系数法计算原理

### 1.1 岩体强度与本构模型

本文按低抗拉弹塑性模型分析, 坝基岩体材料开裂条件用宏观强度描述。

$$\sigma_{ii} < R_i \quad i = 1, 2, 3 \quad (1)$$

式中,  $\sigma_{ii}$  表征应力张量的 3 个主应力;  $R_i$  为抗拉强度 (屈服极限), 分析中可能呈单向、双向及三向开裂情况, 由程序自行校核并进行刚度修正。

本次计算分析采用偏安全的 Mohr - Coulomb 准则内切圆 Drucker - Prager 屈服准则<sup>[9-10]</sup>。

对于地基岩体, 采用理想弹塑性模型, 弹塑性矩

阵  $\bar{D}_{ep}$  为<sup>[10]</sup>:

$$\bar{D}_{ep} = \bar{D} - (1 - r)\bar{D}_p \quad (2)$$

$$\bar{D}_p = \bar{D} \left( \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right) \left( \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \bar{D} / [A + \left( \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \bar{D} \left( \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)] \quad (3)$$

式(2)中,  $r = 1$ , 表示弹性区单元或卸载单元;  $r = 0$ , 表示弹性区单元;  $r = \frac{-F}{F' - F}$  表示加载前  $F < 0$ , 加载后  $F' > 0$ , 即过渡区单元。

对于坝体混凝土和置换混凝土, 采用 S. S. Hsigh 四参数准则。

### 1.2 软弱结构面非线性分析模型

按层面法向不抗拉材料分析, 剪切滑移按 Mohr - Coulomb 条件校核:

$$|\tau_s| \geq C_j - \sigma_n \tan \varphi_j \quad (4)$$

式中,  $C_j$  和  $\tan \varphi_j$  分别为软弱夹层抗剪强度参数。

对于破碎带宽度较大的断层, 按不抗拉弹塑性材料分析, 是否进入塑性状态的判别条件仍采用 Drucker - Prager 准则, 只是材料摩擦系数和凝聚力改用断层相应值, 本构矩阵仍沿用式(2)。

### 1.3 超载安全系数计算方法

超载法计算的基本原理是假定岩体强度参数不变, 通过逐级超载上游水荷载, 分析坝基变形破坏演变

发展过程与超载倍数的关系,寻求坝基整体滑移时相应的超载倍数  $K_p$ ,以此作为坝基整体抗滑稳定超载安全系数。

本文将坝基塑性区是否贯穿或基本贯穿,形成滑移通路作为坝基滑移的临界判据。临界状态的判断可同时观察标点位移是否发生突变或转折以及非线性计算是否收敛。

## 2 工程应用

某大坝是一个以发电为主的水电工程,拦河大坝为碾压混凝土重力坝,大坝占据整个河床,坝顶总长 246.50 m,坝顶高程 358.50 m,最大坝高 68.5 m。坝体分为 3 段,左右岸为非溢流坝段,长度分别为 80, 113.5 m。溢流坝段布置在河床中部,长 53.0 m,溢流净宽 39.0 m,堰顶高程 342.5 m,设 3 个孔口,每孔宽 13 m,高 12.5 m。溢流堰采用 WES 曲线型实用堰,出口消能采用底流型式,设宽尾墩,消力池水深 8.3 m,池长 70 m,池宽 46 m。根据《水利水电工程等级划分及洪水标准》(SL252-2000)的规定,该工程属 III 等工程。水库挡水坝按 50 a 一遇 ( $P = 2\%$ ) 洪水设计,按 500 a 一遇 ( $P = 0.2\%$ ) 洪水校核。

坝址所在河段呈“V”字型斜向河谷,坝址出露地层主要有三迭系中统及第四系的地层,右岸泥化夹层剖面图见图 1。由于大坝坝基及两坝肩内存在泥化夹层和软弱夹层,这种顺层面的泥化夹层和软弱夹层对坝基的稳定不利。开挖揭示右岸 4 号坝基以下出露的泥化夹层视倾角约  $12^\circ$ 。针对右岸 4 号坝段坝基泥化夹层问题,为有效提高加固区泥化夹层的强度,遏制沿泥化夹层的错动,采取锚筋抗滑方案。本文研究根据施工开挖揭示的地质资料,力求充分反映目前 4 号坝段的建基面条件,特别是准确模拟泥化夹层等主要的控制错动带及地质缺陷,全面反映坝体-基础的相互作用,进而模拟坝基的渐进性破坏过程。

### 2.1 设计基本参数

水库和坝址特征水位:水库正常蓄水位,上游 355.00 m,下游 300.85 m;水库设计洪水位 ( $P = 2\%$ ),上游 355.00 m,下游 308.65 m;水库校核洪水位 ( $P = 0.2\%$ ),上游 356.64 m,下游 310.90 m;水库死水位,上游 353.00 m。淤沙高程 310.00 m,淤沙浮容重  $\rho_s = 0.89 \text{ t/m}^3$ ,淤沙内摩擦角  $\varphi_s = 18^\circ$ 。考虑坝基锚杆对泥化夹层的加固作用,泥化夹层加固后的力学参数如表 1 所示。4 号坝段典型剖面如图 2 所示。

### 2.2 三维有限元模型建立

本文研究的坝段为该水电站右岸的 4 号坝段,所

建有限元模型模拟了大坝的结构特点和坝基的地质构造特征,并反映了泥化夹层及坝基加固措施。研究选取  $x$  轴方向由上游指向下游, $y$  方向铅直向上, $z$  方向由左岸指向右岸。

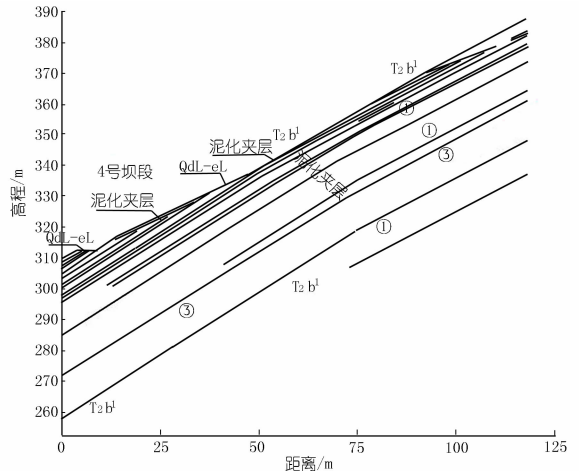


图 1 坝址河谷右岸坝基出露泥化夹层

表 1 泥化夹层加固前后物理力学参数

加固方式	变形模量/ GPa	$\mu$	$\tan \varphi$	$C$ / MPa	容重/ ( $\text{t} \cdot \text{m}^{-3}$ )
加固前	0.10	0.40	0.28	0.021	1.93
加固方案 1 (3 $\varphi$ 32, 2 m $\times$ 2 m, $L = 6$ m)	0.14	0.40	0.28	0.442	1.93
加固方案 2 (3 $\varphi$ 32, 1.5 m $\times$ 1.5 m, $L = 6$ m)	0.14	0.40	0.28	0.771	1.93
加固方案 3 (3 $\varphi$ 32, 1 m $\times$ 1 m, $L = 6$ m)	0.14	0.40	0.28	1.709	1.93

注:3 $\varphi$ 32 表示 3 根  $\varphi$ 32 钢筋捆扎为 1 根锚杆, $L$  为加固深度。

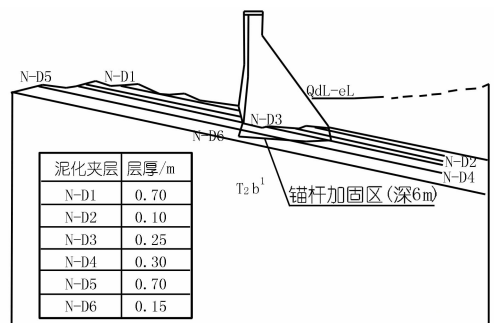


图 2 4 号坝段坝体剖面泥化夹层示意

### 2.3 荷载组合

按不同加固方案,针对 Druker-Prager 内切圆屈服准则与本构关系,采用非线性有限单元法研究坝基岩体的变形破坏发育特征。超载系数分别取为 1.0, 1.6, 2.0, 2.2, 2.4, 2.6, 2.8, 3.0, 3.2, 3.4, 3.6, 3.8, 4.0, 4.2。

计算工况为:工况 0(库空工况),仅计坝体自重;工况 1(原始无加固),坝基未进行加固;工况 2(加固方案 1),对坝基进行灌浆和锚杆加固,锚杆间排距为 2 m  $\times$  2 m;工况 3(加固方案 2),对坝基进行灌浆和锚

杆加固,锚杆间排距  $1.5\text{ m} \times 1.5\text{ m}$ ;工况 4(加固方案 3),对坝基进行灌浆和锚杆加固,锚杆间排距为  $1\text{ m} \times 1\text{ m}$ 。荷载组合为:坝体自重 + 正常蓄水位 + 淤沙 + 坝基扬压力。

### 3 计算结果分析

对无加固工况 1 和加固工况 2~4,按超载系数  $K_p$ ,  $= 1.0, 1.6, 2.0, 2.4, 2.8, 3.0, 3.4, 3.6, 3.8, 4.0, 4.2$  倍逐步加大上游水载时,可以得到坝基破坏区随上游水载的渐进破坏发展过程。加固前后坝基塑性体积随超载倍数的变化见图 3。

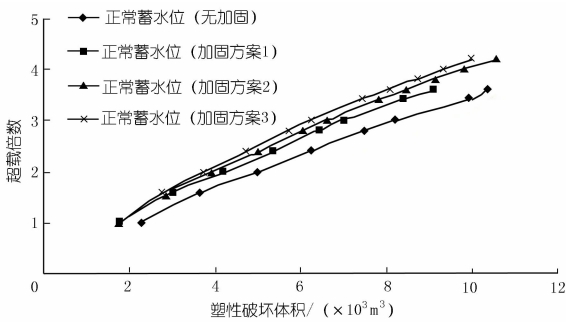


图 3 4 号坝段超载倍数与坝基塑性破坏体积的关系

研究图 3 并结合计算过程中坝体渐进破坏情况,可得如下结论。

(1) 超载 1.6~2.4 倍时,工况 1 坝踵附近的拉剪破坏区域逐渐向下游和深部发展,坝基各岩层剪切破坏及错动逐渐加剧。加固后,坝基下部加固区泥化夹层破坏基本消失,并随着工况 2~4 加固强度的加大,坝基破坏程度依次递减。

(2) 超载 2.8 倍时,坝基塑性区已高度发展,形成了以坝踵拉剪破坏和泥化夹层及细砂岩层错动为特征的连通性的塑性破坏区,坝基稳定性处于临界状态,故可知 4 号坝段的超载安全系数为 2.8。加固后,坝基下部加固区泥化夹层破坏基本消失,并随着工况 2~4 加固强度的加大,坝基破坏程度依次递减。

(3) 对加固工况 2~4,当超载至 3.4 倍时,工况 2 坝踵附近的拉剪塑性破坏区向下游和深部发展。当超载至 3.6 倍时,工况 2 坝踵附近的拉剪塑性破坏区向下游和深部发展,且塑性区与坝趾泥化夹层塑性区基本贯通,故而工况 2 的超载安全系数确定为 3.6。相应地,工况 3 的安全系数为 4.0,工况 4 的安全系数为 4.2。

### 4 结论

(1) 对于右岸 4 号坝段 1.0 倍荷载下,坝基泥化

夹层出现剪切错动破坏,随着超载倍数的提高,坝踵拉剪破坏区突破坝踵齿槽,沿建基面向下游延伸,同时泥化夹层错动不断加剧,最终形成以坝踵拉剪破坏和泥化夹层错动为特征的连通性的塑性破坏区,坝基稳定性渐进处于临界状态。

(2) 未加固前,有限元计算所得 4 号坝段坝基超载安全系数仅为 2.8,安全系数偏低。

(3) 当采用  $2\text{ m} \times 2\text{ m}$  间排距锚杆加固时,坝基超载安全系数提高到了 3.6;当采用  $1.5\text{ m} \times 1.5\text{ m}$  间排距锚杆时,坝基超载安全系数提高到了 4.0;当采用  $1\text{ m} \times 1\text{ m}$  间排距锚杆时,坝基超载安全系数提高到 4.2 以上。由此可见,坝基加固后,完全可以满足设计要求。

(4) 采用坝踵深挖齿槽、坝基灌浆和布置坝基锚杆后,一方面提高了坝基整体刚度;另一方面提高了加固区泥化夹层和基岩强度,从而使右岸 4 号坝段的超载安全系数得到了显著提高。锚固效果计算未考虑基岩因钻孔可能带来的岩体整体性的下降,基于安全性和施工便利的考虑,建议实际施工中采用深 6 m 间排距  $1.5\text{ m} \times 1.5\text{ m}$  的锚杆进行坝基加固。

### 参考文献:

- [1] 中华人民共和国行业标准编写组. DL 5108 - 1999 混凝土重力坝设计规范[S]. 北京:中国电力出版社,2000.
- [2] 何力,宋志忠,彭刚,等. 坝体材料非线性对坝基深层抗滑稳定影响分析[J]. 人民长江,2010,4(19):82 - 85.
- [3] Zhou Wei, Chang Xiaolin, Zhou Chuangbing, et al. Failure analysis of high-concrete gravity dam based on strength reserve factor method [J]. Computers and Geotechnics, 2008, 35(4): 627 - 636.
- [4] 朱伯芳. 混凝土坝理论与技术新进展[M]. 北京:中国水利水电出版社,2009.
- [5] 张楚汉,金峰,侯艳丽,等. 岩石和混凝土离散-接触-断裂分析[M]. 北京:清华大学出版社,2008:523 - 534.
- [6] 周伟,常晓林,徐建强,等. 基于分项系数法重力坝深层抗滑稳定分析[J]. 岩土力学,2007,28(2):315 - 320.
- [7] Zhang J H, He J D, Fan J W. Static and dynamic stability assessment of rock slopes and dam foundations using rigid body-spring element method[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2001, 38(8): 1081 - 1090.
- [8] 张建海,范景伟,胡定,等. 刚体弹簧元理论及应用[M]. 成都:成都科技大学出版社,1997.
- [9] 时卫民,郑颖人. 摩尔-库仑屈服准则的等效变换及其在边坡分析中的应用[J]. 岩土工程技术,2003,(3):155 - 159.
- [10] 郑颖人,沈珠江,龚晓南,等. 广义塑性力学-岩土塑性力学原理[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.

(编辑:郑毅)

(下转第 29 页)