

向家坝水电站重力坝深浅层抗滑稳定分析

赵 引,任青文,陆晓敏

(河海大学土木工程学院,江苏 南京 210098)

摘要 针对向家坝水电站坝地质条件的复杂性,采用弹塑性块体单元法计算坝体与复杂基岩的位移和应力,并运用间接法分析坝体与坝基系统的深浅层抗滑稳定性及破坏演变过程,得到在未采取工程加固措施前系统的整体稳定安全度至少有 2.5 的结论。研究表明,对于复杂地质条件下大坝地基系统的应力、变形和稳定性问题,块体单元法是一种适用且有效的分析方法。

关键词 重力坝;抗滑体稳定性;弹塑性块体单元法;间接法;向家坝水电站

中图分类号:TV642.3

文献标识码:B

文章编号:1006-7647(2008)02-0047-04

Anti-sliding stability analysis for deep and shallow layers of gravity dam of Xiangjiaba hydropower station//ZHAO Yin, REN Qing-wen, LU Xiao-min(College of Civil Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract : In consideration of the complicated geological condition of the Xiangjiaba hydropower station, displacement and stress of the dam body and its foundation were calculated with the elastoplastic block element method. Furthermore, the anti-sliding stability at deep and shallow layers and failure evolution process in dam body and dam foundation were analyzed by use of the indirect method. It is concluded that, without adoption of any reinforcement measures, the integral stability safety degree reaches at least 2.5, and the block element method is a practical and effective way to analyze stress, deformation and stability of dam foundation system under complicated geological condition.

Key words : gravity dam; anti-sliding stability; elastoplastic block element method; indirect method; Xiangjiaba hydropower station

随着科学技术和经济的快速发展,我国在复杂地基上修建的高坝越来越多。坝基的稳定和安全问题尤为突出。实践证明,如果坝基岩体坚固完整,重力坝绝少发生整体失稳破坏^[1]。倘若坝基存在不利的软弱结构面、缓倾角裂隙及坝下游经冲刷形成临空面等情况时,则重力坝不仅有沿建基面失稳的可能性,还存在坝体带动部分基岩沿软弱结构面失稳的问题。对于重力坝坝基岩体的深、浅层抗滑稳定问题,传统和现行的数值分析方法都是采用极限分析的方法,即设法使系统达到极限平衡状态,再根据平衡条件或与其与正常状态的比较来研究其整体安全性。规范规定采用刚体极限平衡分析方法^[2],并且给出配套的容许安全系数。但刚体极限平衡分析方法仅满足力的平衡条件,不考虑坝体和基岩的变形以及它们之间的相互作用。因此,对重要工程,规范^[2]建议辅以有限元法等方法进行核算并综合评定。有限元法因为同时考虑了平衡条件、变形协调条件、本构关系以及边界条件,使应力应变分析具有

正确的力学基础,其本质是一种连续介质的数值分析方法。为了更好地反映岩体沿软弱结构面破坏的主要特点,更好地描述岩体结构面的特性,本文采用一种能较好研究非连续变形的弹塑性块体单元法^[3]研究多裂隙复杂基岩的变形、应力分布,并采用间接法^[4-5]研究坝基岩体的深浅层抗滑稳定性和破坏演变过程,从而对向家坝工程重力坝的整体稳定安全性作出综合评价。

1 弹塑性块体单元法

块体单元法以块体形心处的刚体位移为基本未知量,用分片的刚体位移模式逼近实际位移场,在块体单元之间设置缝单元,以反映岩体的物理力学性质,根据虚功原理建立支配方程,由支配方程求出各块体形心处的位移后,由缝单元两侧块体的相对位移确定缝面材料的变形和应力。

1.1 位移模式

假定计算范围内共有 n 块可动块体单元,块体

之间为缝面单元。设第 i 块体形心位移为

$$\boldsymbol{\delta}_i = [u_i \quad v_i \quad w_i \quad \theta_{xi} \quad \theta_{yi} \quad \theta_{zi}]^T \quad (1)$$

式中 $:u_i, v_i, w_i, \theta_{xi}, \theta_{yi}, \theta_{zi}$ 分别为块体单元沿整体坐标系的平移位移和绕坐标轴的转角。块体缝面上任一点 (x, y, z) 的位移可表示为

$$\boldsymbol{f}_i = [u \quad v \quad w]^T = N_i \boldsymbol{\delta}_i \quad (2)$$

其中

$$N_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z - z_{ci} & -y + y_{ci} \\ 0 & 1 & 0 & -z + z_{ci} & 0 & x - x_{ci} \\ 0 & 0 & 1 & y - y_{ci} & -x + x_{ci} & 0 \end{bmatrix}$$

式中 $:x_{ci}, y_{ci}, z_{ci}$ 为第 i 块块体形心的整体坐标。

1.2 支配方程

根据最小势能原理,导出支配方程:

$$K\boldsymbol{\delta} = \boldsymbol{R} \quad (3)$$

其中

$$K = \sum (c^e)^T k c^e$$

$$k = \frac{1}{t^2} \int_V N^T L^T D L N dv$$

$$N = [N_i \quad -N_j]$$

式中 $:t$ 为坝体之间的缝面厚度; L 为整体坐标与局部坐标之间的转换矩阵; D 为缝面材料的弹塑性矩阵; C^e 为单元选择矩阵; $\boldsymbol{\delta}$ 为整体位移列阵; $\boldsymbol{R}$ 为整体荷载列阵。

由式(3)求出整体刚体位移 $\boldsymbol{\delta}$,并据此确定缝单元的应变和应力。

1.3 缝面单元材料非线性模型

缝面单元主要的破坏形式是剪切屈服和法向开裂。剪切屈服采用 M-C 准则判别,开裂可由法向拉应力判别:

$$\begin{cases} \sigma_z' > \sigma_t \\ F = \sqrt{\tau_{x'z'}^2 + \tau_{y'z'}^2} - C + \sigma_z' f > 0 \end{cases} \quad (4)$$

式中 $:C$ 为接触面材料的黏结力; f 为摩擦系数。

根据相关联的流动法则,其塑性矩阵为

$$D_{ep} = \frac{1}{G + f^2 G \lambda} \cdot \begin{bmatrix} \frac{G^2 \tau_{xz}^2}{B^2} & \frac{G^2 \tau_{xz} \tau_{yz}}{B^2} & \frac{f \lambda G^2 \tau_{xz}}{B} \\ \frac{G^2 \tau_{xz} \tau_{yz}}{B^2} & \frac{G^2 \tau_{yz}^2}{B^2} & \frac{f \lambda G^2 \tau_{yz}}{B} \\ \frac{f \lambda G^2 \tau_{xz}}{B} & \frac{f \lambda G^2 \tau_{yz}}{B} & G^2 \lambda^2 f^2 \end{bmatrix} \quad (5)$$

其中

$$B = \sqrt{\tau_{x'z'}^2 + \tau_{y'z'}^2}$$

1.4 非线性方程组的求解

支配方程(3)是非线性的,求解时常用增量常刚度或变刚度迭代法:

$$\begin{cases} \Delta \tilde{\boldsymbol{\delta}}_m^i = (\tilde{\boldsymbol{k}}_m^{i-1})^{-1} (\tilde{\boldsymbol{R}}_m - \tilde{\boldsymbol{F}}_m^{i-1}) \\ \tilde{\boldsymbol{\delta}}_m^i = \tilde{\boldsymbol{\delta}}_m^{i-1} + \Delta \tilde{\boldsymbol{\delta}}_m^i \end{cases} \quad (6)$$

式中 $:m$ 为荷载级; i 为迭代次数; $\boldsymbol{R}_m$ 为第 m 级荷载; $\boldsymbol{F}_m^i$ 为第 m 级荷载第 i 次迭代后的不平衡力。

2 稳定性分析方法

由于重力坝和基岩是一个三维系统,难以用传统的稳定理论分析其稳定性。间接法通过某种方式使系统达到极限平衡状态,再根据位移场、应力场和一定的失稳判据间接地评价系统的稳定性。间接法的最大优点是不必事先假定滑移面,可根据系统破坏演变的过程自动确定,因而能够解决复杂的工程问题。其不足之处是需要判定达到极限平衡状态的失稳判据。由于目前还没有统一的为力学界和工程界共同认可的失稳判据,这就给稳定安全度的确定带来困难。根据笔者在国家‘九五’科技攻关和国家自然科学基金项目中取得的成果,采用以下两种类型的判据。

a. 收敛性判据。由于极值点失稳是一种弹塑性失稳,失稳时系统的部分或全部已处于塑性状态,因而荷载变形曲线在极值点处具有平行于变形坐标轴线的切线,这在计算上的反映就是迭代过程不收敛。所以在进行弹塑性分析的过程中,排除其他原因之后,确实是由于塑性区发展太大引起的迭代计算不收敛可以作为系统失稳的判据。这就是收敛性判据。

b. 突变性判据。系统处于极限平衡状态表示它由一种平衡状态将向另一种平衡状态转变。也就是说,系统的状态发生了突变。突变性判据认为任何能够反映系统状态突变的现象都可以作为失稳判据。目前比较常用的突变性判据如下:①关键部位的相对位移(应变)或位移突然变大;②关键部位的位移速率不能趋于零或突然变大;③结构的塑性屈服区迅速连通,形成滑移通道;④外力所做的功与系统形变势能不能相等。

3 重力坝深浅层抗滑稳定分析

3.1 工程概况

向家坝水电站是金沙江梯级规划中最末一个梯级,坝址位于四川省宜宾县与云南省水富县交界处的向家坝峡谷出口。拦河坝为混凝土实体重力坝,最大坝高 161 m,坝顶长 909.26 m。

坝基岩体主要为三叠系上统须家河组的砂岩、粉砂岩和泥岩,以厚层石英砂岩为主。坝区主要地质构造是在河床右侧与坝轴线斜交的立煤湾倾伏背

斜。由于地基内存在相对软弱的薄层状泥质粉沙岩或粉沙质泥岩 T_{2-3}^3, T_{2-5}^3 ,以及破碎夹泥层 ,一些坝段的建基面还直接落在 $IV \sim III_2$ 类软弱岩体上。此外 ,右岸转弯坝段位于背斜轴部 ,岩层在坝后倾伏 ,加之陡倾带内反倾向节理裂隙及地下厂房尾水渠开挖形成临空面的不利影响 ,所以位于右侧河床部分大坝 ,特别是右岸非溢流坝段转弯部分是向家坝深浅层抗滑稳定问题研究的关键和重点。

对于向家坝坝基岩体来说 ,地质条件复杂 ,滑移面不明确 ,而且没有倾向上游的缓倾结构面存在 ,坝基岩体不可能发生从下游河床逸出的刚性滑动。因此 ,分别建立二维和三维弹塑性块体元数值分析模型 ,考虑大坝-地基系统的实际加载过程和不同工况 ,计算分析系统的位移场、应力场和塑性屈服区的分布 ,采用间接法得出大坝的深浅层抗滑稳定安全度指标。

3.2 计算范围、模型及材料特性参数

三维分析的重点部位为右岸非溢流坝段的转弯部分 ,因此研究范围包括了右岸的 5 个溢流坝段、9 个非溢流坝段和 ③、④ 机水道系统。基础深度及上、下游延伸长度依次为 1.5 倍坝高、2 倍坝高、3 倍坝高。建立的计算模型较为客观、准确地模拟了大坝的结构特点、坝基的地质构造特征和坝基的主要地质结构面(尤其是该部位的背斜倾伏端空间构造)。计算范围内整体网格块体单元数为 7 140 ,结点数 7 849 ,见图 1。

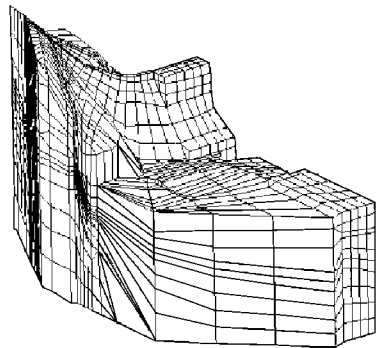


图 1 三维整体网格

为了与三维计算结果进行比较 ,在右岸非溢流坝段处又选取右非②、右非④和右非⑥共 3 个断面进行计算。右非②剖面的建基面高程为 238.0 m ,计算范围长 840 m ,底部至零高程 ,块体单元数为 1480 ,结点数为 681。右非④剖面的建基面高程为 249.0 m ,计算范围长 840 m ,底部至零高程 ,块体单元数为 2 094 ,结点数为 984。右非⑥剖面的建基面高程为 288.0 m ,计算范围长为 780 m ,底部至高程 100.0 m ,块体单元数为 1 706 ,结点数为 784。图 2、3、4 分别为右非②、④、⑥剖面的网格图。

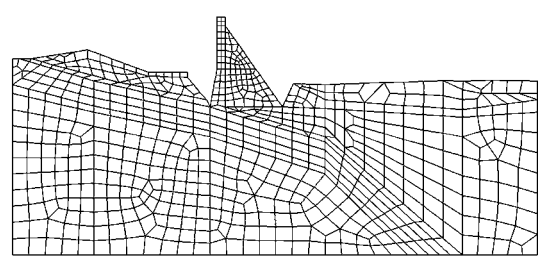


图 2 右岸非溢流坝段②剖面网格

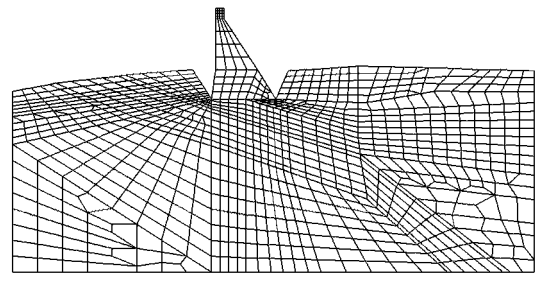


图 3 右岸非溢流坝段④剖面网格

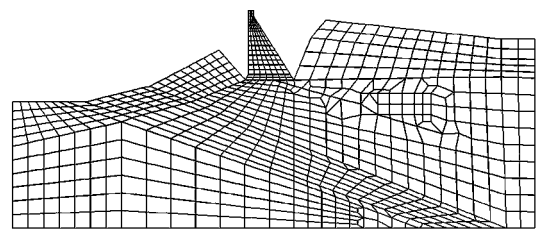


图 4 右岸非溢流坝段⑥剖面网格

3 种计算工况中 ,工况 1 为正常蓄水位 ,工况 2 为设计洪水位 ,工况 3 为校核洪水位。计算荷载包括大坝-地基系统的自重、上下游水压力、坝前淤沙压力、扬压力。

材料特性参数根据设计院提供的材料参数值^[6]进行计算。

3.3 失稳破坏机理和稳定安全度分析

就向家坝的设计工况而言 ,由于作用于坝上的荷载类型和大小较为明确 ,变动幅度不大。而坝基岩体地质条件复杂 ,实际物理力学参数变化幅度可能较大。因此 ,采用强度储备法使系统达到极限平衡状态 ,同时将突变性和收敛性判据作为衡量大坝-基岩系统是否处于极限平衡状态的标准。假定坝体混凝土参数不变 ,岩体和建基面的抗剪强度分别除以 K ($K=1.0 \sim 3.0$) ,并将 K 称为材料强度储备安全度。

正常情况下的三维整体位移场表明 :最大顺河向位移为 4.32 cm(顺河向) ,发生在汇水坝段顶部 ;最大竖直向位移为 -3.59 cm(向下) ,发生在泄水坝段顶部 ;最大横顺河向位移为 -1.71 cm(指向左岸) ,发生在右岸岸坡处。

正常情况下的三维整体应力场表明 :最大主应力为 2.20 MPa ,发生在非溢流坝段上 ,最小主应力为

- 3.52 MPa ,出现在基础底部。

在应用突变性判据时 ,选择一些关键点 ,这些关键点位于坝顶、坝踵建基面和 T_3^{2-3} 、 T_3^{2-5} 软弱岩层两侧。由关键点沿空间 3 个方向的位移 ~ K 曲线以及关键点沿空间 3 个方向位移 ~ 深度曲线看出 ,随着 K 的增加 ,位移逐渐增大 ,且均在 $K = 2.5 \sim 2.6$ 左右发生突变。 K 大于此值后 ,位移迅速增加。当 $K = 3.0$ 时 ,迭代计算发散。随着迭代次数的增多 ,位移可增至任意值。另外 ,建基面以下第 1 层单元和 T_{2-5}^3 、 T_{2-3}^3 软弱岩层两侧出现了较大的相对位移 ,这些相对位移也在 $K = 2.5$ 左右突然增加 ,如图 5 ~ 7 所示。

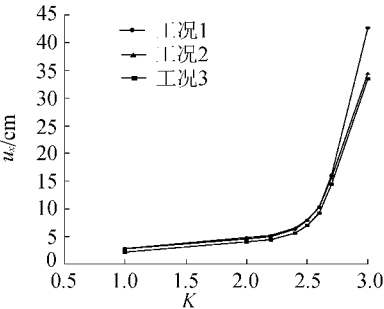


图 5 右非③坝顶在 3 种工况下顺河向位移 u_x 与 K 的关系曲线

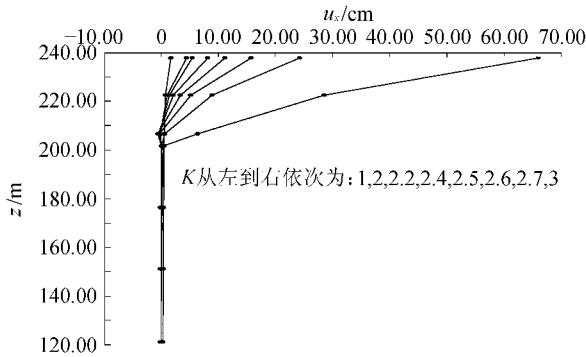


图 6 工况 1 泄⑨坝踵处顺河向位移 u_x 与深度 z 的关系曲线

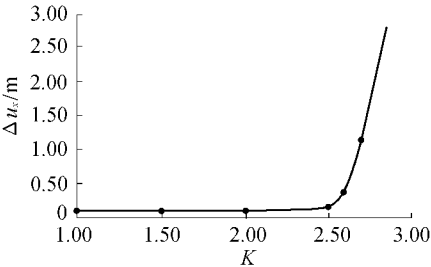


图 7 T_3^{2-5} 软弱夹层顺河向相对位移 Δu_x 与 K 的关系曲线

计算发现 ,屈服区首先出现在建基面和 T_3^{2-3} 、 T_3^{2-5} 软弱岩层上。随着岩体和建基面材料强度的不断降低 ,岩体的破坏区沿反倾向裂隙逐渐向下游扩展 ,直至连通 ,主要有拉裂和剪切屈服两种破坏形式。 $K = 2.5$ 时的破坏范围明显增大 ,且逐渐连通^[6]。当 $K = 3$ 时 ,屈服破坏的范围几乎遍及整个

坝基范围(限于篇幅 ,分析图形不一列出)。

综合分析上述坝体与坝基的位移变化和岩体开裂、屈服的破坏情况 ,结果表明 , $K = 2.5$ 时基岩发生较大范围的破坏 ,位移出现突变 ,而 $K \geq 3.0$ 后迭代计算不收敛。笔者认为 ,向家坝大坝-基岩三维系统在 $K = 2.5$ 时处于塑性极限平衡状态 ,因此 ,在未采取工程加固措施时的整体稳定安全度至少有 2.5。

二维和三维分析在相应点的位移和应力值接近 ,前者的位移稍大。根据破坏区扩展的情况、坝踵关键点顺河向位移与 K 的关系曲线 ,以及非线性迭代计算的收敛情况 ,笔者认为 :②号剖面 $K = 2.5 \sim 2.7$;④号剖面 $K = 2.6 \sim 2.7$;⑥号剖面 $K = 3.0 \sim 3.2$;②号和④号剖面的强度储备安全度与三维分析的结果基本一致 ,如图 8 所示。⑥号剖面靠近岸坡 ,坝体高度也较低 ,因此求出的强度储备安全度稍大。二维及三维计算结果比较吻合 ,说明分析计算是可靠的。

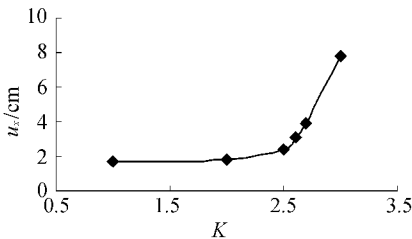


图 8 右非④号剖面坝顶顺河向位移 u_x 与 K 的关系曲线

4 结 语

a. 重力坝坝基深浅层岩体的稳定性评价是一个十分复杂的问题。对于像向家坝这样地质条件比较复杂的情况或重要工程 ,除了规范方法之外 ,还必须采用数值方法研究大坝和地基的变形和应力分布 ,采用间接法研究其稳定性和破坏演变过程 ,对综合评价大坝和地基的稳定安全度是十分重要的。

b. 块体单元模型可以方便地模拟各类有厚度或无厚度的接触面 ,其缝面单元能够反映材料的弹性、塑性和流变特性 ,特别适合于多结构面岩体的应力变形分析。而且缝面单元的应力精度高于有限元方法中的薄层单元或节理单元 ,因此也提高了以应力变形为基础的稳定性分析间接法的计算精度。

c. 向家坝大坝-基岩的分析成果表明 ,在未采取工程加固措施时的整体稳定安全度至少有 2.5。鉴于向家坝工程的重要性 ,建议 :①开展更多的地质勘探工作 ,或通过坝基开挖更详细地了解岩体的地质结构 ,特别是下游反倾向节理的分布、产状、间距、长度和连通率 ,这将决定坝基岩体的破坏模式、工程加固方案和参数的选择。②岩体和结构面的物理力学参数是影响坝基岩体稳定性的主要(下转第 58 页)

3.4 监控指标的确定和结果分析

由统计理论可知,当 α 足够小时,可以认为这是小概率事件,即该事件几乎不可能发生,若发生则为异常或危险情况。利用这个原理,对该大坝的 16 号坝段取 $\alpha = 1\%$ 的概率水平,由式 (5) 可求得相应坝基总渗漏量的监控指标为 $X_m = 98.38 \pm \Delta_1$ (L/min),其中 Δ_1 为考虑渗漏量允许的观测中误差的极值。

该大坝从 1965 年(补强加固)以来,经历各种运行工况的考验,遭遇了多种较不利的荷载工况(如 1965 年 8 月 23 日降雨量大,上游水位较高,坝基总渗漏量达 80.40 L/min 为最不利荷载工况),所以用该样本拟定出来的安全监控指标是这个大坝在该工况下的极值。由上述资料分析得:这座大坝运行 40 多年来,坝基总渗漏量未超过 X_m ,因此该监控指标反映出该坝坝基抗渗性能较好,加固补强效果较好。

这里要指出的是:①当渗漏量测值的分布检验不满足 K-S 分布规律时,可将渗漏量的影响因子(如库水位、气温、时效等)测值单独拿出来做 K-S 检验,若满足,可按上述方法求出其对应因子测值警戒值;若某一项不满足,可采用其他方法(如统计模型法、混合模型法等)算出对应极值,最后再叠加即可确定出渗漏量的监控指标。②只要样本数据系列中包含该不利荷载工况的监测效应量,即使样本空间不同,按典型小概率拟定出来的监控指标值相差不大。③若大坝没有遭遇过最不利荷载组合,或是资料系列很短,则在以往监测效应量的资料系列中不包含最不利荷载组合时的监测效应量。那么基于这些监测资料,采用典型小概率法拟定的监控指标只能用来预测大坝遭遇该荷载范围内的效应量,其值不一定是警戒值,只是现行荷载条件下的极值。④由于大坝和坝基在运行过程中随着时间的推移,条件在

不断的变化,如采取工程措施或遭遇特殊的工况等,因此,随着观测资料的积累,渗漏量的监控指标应相隔一段时间后再进行校验和修正。

4 结 语

a. 坝基具有一定的渗透性,其总渗漏量的大小直接反映了坝基处理措施的有效性。本文基于典型小概率法拟定的坝基总渗漏量安全监控指标能够对坝基渗透性的好坏做出诊断。

b. 典型小概率法定性联系了对强度和稳定不利的荷载组合所产生的效应量,并根据以往的观测资料来估计监控指标。在求算渗漏量监控指标后,以该渗漏量作为监控值,通过有限元计算,求出此不利工况下大坝的渗流场,再结合工程实际情况,按照设计规范及纯摩擦和抗剪断公式进行坝基抗滑稳定校核计算^[6],以校核在该总坝基渗漏量情况下坝基是否满足强度和稳定控制条件。

参考文献:

[1] 吴中如. 水工建筑物安全监控理论及其应用[M]. 北京: 高等教育出版社, 2003: 361-362.
[2] 吴中如, 顾冲时. 大坝原型反分析及其应用[M]. 南京: 江苏科学技术出版社, 2000: 100-106.
[3] 郑东健, 刘广胜, 顾冲时. 大坝水平位移监控指标拟定的混合法[J]. 水电自动化与大坝监测, 2002, 26(2): 42-44.
[4] 吴相豪, 吴中如. 碾压混凝土坝变形一级监控指标的拟定方法[J]. 水利水电技术, 2004, 35(9): 136-138.
[5] 吴相豪. 探讨碾压混凝土坝变形二级监控指标的拟定方法[J]. 水电能源科学, 2005, 23(5): 64-66.
[6] 郑东健, 卢秋生. 基于扬压力实测资料的古田溪四级大坝稳定分析[J]. 水电自动化与大坝监测, 2003, 27(6): 56-58.

(收稿日期 2007-06-04 编辑: 高建群)

(上接第 50 页)

因素之一,也直接影响了计算分析的精度,应进一步采用试验或反演的方法确定其变化范围。

参考文献:

[1] 潘家铮. 重力坝设计[M]. 北京: 水利电力出版社, 1987: 158.
[2] DL5108—1999. 混凝土重力坝设计规范[S].
[3] 任青文, 余天堂. 块体单元法的理论和计算模型[J]. 工程力学, 1999, 16(1): 67-77.
[4] 任青文, 钱向东, 赵引, 等. 高拱坝沿建基面的破坏和安全度研究[J]. 水力发电, 2003(12): 10-12.
[5] ZHAO Yin, SHEN Qiang-xi, REN Qing-wen, et al. Study on reinforcement of stability of abutments and foundation of arch

dam[C]//Martin Wieland, Ren Qing-wen, John S Y T. New development in dam engineering. London: A A Balkema Publishers, 2004: 1103-1110.
[6] 赵引, 陆晓敏, 任青文. 金沙江向家坝水电站大坝深浅层抗滑稳定分析研究报告[R]. 南京: 河海大学土木工程学院, 2003.

(收稿日期 2007-10-08 编辑: 高建群)

