

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2008.05.003

基于变形资料的拱坝坝肩稳定安全度分析

郑东健¹ 李凤珍¹ 赵 斌²

(1. 河海大学水利水电工程学院, 江苏 南京 210098;
2. 国电南京电力自动化研究院大坝及工程监测研究所, 江苏 南京 210003)

摘要:针对各种可能工况,通过降强有限元法分析拱坝稳定安全储备系数和相应的坝肩变形场,利用人工神经网络强非线性映射的特点,建立稳定安全储备系数和相应坝肩变形场的映射关系,结合坝肩实测变形场,提出基于实测变形资料的稳定安全储备系数分析方法.应用实例表明,该方法有效可行,为利用变形资料评判拱坝的稳定性提供了量化依据.

关键词:拱坝;坝肩稳定;有限元法;变形资料;安全度

中图分类号:TV642.4 **文献标识码:**A **文章编号:**1000-1980(2008)05-0590-05

坝肩山体的稳定是保证拱坝安全的必要条件.坝肩失稳的情况可分为 3 种类型:(a)受荷后坝肩或坝基岩体滑动失稳;(b)受荷后岩体并未滑动失稳,但产生过大的变形,引起坝体破坏;(c)由于工作条件变化,岩体因自重而塌滑.常用的分析方法有 3 类:地质力学模型试验^[1]、数值仿真分析方法(有限元分析方法^[2]、刚体极限平衡理论^[3]较常用)和实测资料时间序列分析法等,其中数值仿真分析的有限元分析方法又分为超载法^[3]和强度折减法等^[4].

有限元强度折减方法是 Zienkiewicz^[3]于 1975 年提出的一种边坡稳定分析方法.郑颖人等^[5-7]将强度折减法应用于均质土坡和岩质边坡的稳定分析,对其计算精度和影响因素进行研究.王毓泰等^[2]将超载法应用于拱坝稳定,对拱坝的整体稳定安全度进行了研究.超载法和强度折减法已成功应用于小湾、二滩、溪洛渡、拉西瓦、构皮滩、锦屏等高拱坝工程^[8-11].若将有限元分析方法和刚体极限平衡理论混合使用即为混合分析法,即利用有限元分析方法和刚体极限平衡理论的优点分析坝肩抗滑稳定.地质力学模型试验和数值仿真分析方法主要用于分析拱坝设计方案中的拱座或坝基的承载能力,优化设计基础加固方案.对于运行期的大坝,随着时间推移,大坝和基础的工作状况呈动态变化,如何结合实测资料分析拱座的实际安全度,是拱坝稳定安全监控面临的挑战.将数值仿真分析方法和实测资料时间序列分析法相结合是分析运行期高拱坝实际安全度的发展趋势.

高拱坝承受水压和温度等荷载作用,其坝肩一般建有完善的位移和渗流监测系统,常采用边坡变形预测方法监控坝肩的稳定性态^[12],也就是通过引入各种数学方法与理论模型,用于拟合不同滑坡的位移-时间曲线,由此根据所建的模型进行外推预报滑坡变形值和变形速率.1971 年,福圆根据大比例尺模型试验结果,提出了预报斜坡破坏时间的福圆法^[13].1984 年,王思敬等提出了边坡失稳前总变形量和位移速率的综合预报方法^[14].鉴于边坡变形具有明显的不确定性和非线性动力学特征,因此将时间序列分析模型^[15]、灾变模型^[16]、神经网络模型等引入边坡稳定的预测和分析.这种通过预测位移及其变化趋势性、变化速率的稳定分析方法,只能定性分析拱坝的稳定状况,不能定量反映实际安全度.为此,本文针对受荷后坝肩或坝基岩体滑动失稳问题,通过分析典型荷载工况强度折减系数和坝肩变形场的变化规律与对应关系,提出了基于变形实测资料的拱坝坝肩稳定安全度分析方法,为运行期拱坝稳定状态的定量分析提供了新的思路.

收稿日期:2008-05-18

基金项目:国家自然科学基金(50539030)、国家重点基础研究发展规划(973 计划)(2002CB412707).

作者简介:郑东健(1965—)男,福建闽清人,教授,博士生导师,主要从事水工建筑物安全监控理论和应用方面的研究.

1 基于变形的安全度分析方法

1.1 基本思路

为较实际地反映坝体和坝基的综合变形模量,首先根据变形实测资料反分析坝体和坝基物理力学参数,并利用反演的参数进行变形场分析。

强度折减方法是分析边坡稳定的常用方法,其稳定性分析的基本思路是:考虑到坝基岩体本身具有一定的强度储备能力,在保持荷载组合值不变的条件下,将岩体强度参数黏聚力 c 和内摩擦角 φ 值按一定的比例 K_1 和 K_2 折减:

$$c' = \frac{c}{K_1} \quad \varphi' = \arctan\left(\frac{\tan\varphi}{K_2}\right) \tag{1}$$

得到 1 组新的 c', φ' 值,将其作为新的参数输入,得到在该级强度下的位移场、应力场,重复这一步骤,得到多级强度条件下的位移场、应力场,设计时的抗剪强度与降低后的抗剪强度之比称为强度折减系数或强度储备系数。

实际工程常采用等强度折减方法,即取 $K_1 = K_2 = K$ 进行分析,随着 K 值的逐渐增大,整个坝体及坝基从稳定状态逐渐变化为失稳状态,失稳临界状态的 K 即为稳定安全储备系数,确定荷载工况情况后,按比例降低结构面或坝基材料的强度,通过稳定收敛准则,可以分析强度折减系数和相应状态下的位移场,随着荷载工况的变化,可以获得 1 组临界强度折减系数及相应的变形场样本,通过非线性映射关系,构建变形场 δ 与强度折减系数 K 的关系:

$$K = f(\delta) \tag{2}$$

因此,若将坝肩实测位移场视为某种临界强度折减系数对应的位移场,则由式(1)的映射关系,可以分析相应的稳定安全储备系数,由此得到基于实测位移场的坝肩稳定量化指标,考虑到 $\delta \sim K$ 关系的复杂性,式(1)可采用具有较强非线性映射能力的神经网络(如 BP 模型),用有限元方法分析稳定性时,可采用 D-P 屈服准则、增量理论及关联流动法则(即 $Q = F$)分析拱坝坝体和坝基整体的应力场和变形场:

$$f = \alpha I_1 + J_2^{1/2} - \beta = 0 \tag{3}$$

$$d\sigma = (D - D_p)d\varepsilon = D_{ep}d\varepsilon \tag{4}$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$$

式中: I_1 ——应力第一不变量; J_2 ——应力偏量第二不变量; D, D_p, D_{ep} ——弹性、塑性和弹塑性矩阵; α, β ——材料参数,它们与 c, φ 的关系为

$$\alpha = \frac{2\sin\varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)} \quad \beta = \frac{6c\cos\varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)} \quad D_p = \frac{D \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T D}{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T D \frac{\partial Q}{\partial \sigma} - A} \tag{5}$$

1.2 位移失稳的尖点突变模型

拱坝失稳破坏实质上是强度破坏,拱坝处于极限状态时,只要有一个小的扰动,就将偏离原平衡状态而不能恢复,即由静止状态向可动状态转变,这是一种失稳现象,由于其应力-变形曲线具有极值点,因而该失稳现象属于极值点失稳类型,目前常采用有限元解收敛性判据、塑性区贯通法、位移突变法、能量法等作为失稳破坏判据^[5-9],位移突变法根据计算域内某一部位位移与强度折减系数之间关系的变化特征确定失稳状态,Zienkiewicz 等^[3]最初提出有限元强度折减方法所采用的失稳破坏判据就是最大节点位移,将某部位或节点位移与强度折减系数曲线的特征作为判据的优点是物理意义明确,但究竟用哪个节点或哪个方向的位移没有统一的认识,如何从曲线上给出稳定安全储备系数(即临界强度折减系数)也没有有明确的方法,本文针对受荷后坝肩或坝基岩体滑动失稳问题,以工程安全监测设计布置的监测点作为考察对象,采用突变理论^[17]的尖点突变模型,分析稳定分析区域考察点的位移突变状态。

1.2.1 尖点突变模型的建立

由本文分析可知,在相同荷载工况下,稳定强度折减系数和考察点的位移值呈一一对应关系,且位移值是稳定强度折减系数的连续函数,利用突变点理论,用四次多项式拟合考察点位移值与稳定强度折减系数关

系,即

$$\delta_i = a_{0i} + a_{1i}k_i + a_{2i}k_i^2 + a_{3i}k_i^3 + a_{4i}k_i^4 \tag{6}$$

式中: i ——测点号; a_{ji} ——系数($j=0\sim 4$).

对式(6)作变量代换,化为尖点突变模型的标准形式.令:

$$k_i = p_i - q_i \tag{7}$$

$$q_i = \frac{a_{3i}}{4a_{4i}}$$

将式(7)代入式(6),得

$$\delta_i = b_{4i}p_i^4 + b_{2i}p_i^2 + b_{1i}p_i + b_{0i} \tag{8}$$

$$b_{0i} = a_{4i}q_i^4 - a_{3i}q_i^3 + a_{2i}q_i^2 - a_{1i}q_i + a_{0i} \quad b_{1i} = -4a_{4i}q_i^3 + 3a_{3i}q_i^2 - 2a_{2i}q_i + a_{1i}$$

$$b_{2i} = 6a_{4i}q_i^2 - 3a_{3i}q_i + a_{2i} \quad b_{4i} = a_{4i}$$

令

$$p_i = \sqrt[4]{\frac{1}{4b_{4i}}}r \quad (b_{4i} > 0) \text{ 或 } p_i = \sqrt[4]{-\frac{1}{4b_{4i}}}r \quad (b_{4i} < 0) \tag{9}$$

本文仅以 $b_{4i} > 0$ 的情况为例进行分析.将式(9)代入式(8)得

$$\delta_i = \frac{1}{4}r_i^4 + \frac{1}{2}a_i r_i^2 + b_i r_i + c_i \tag{10}$$

$$c_i = b_{0i} \quad a_i = \frac{b_{2i}}{\sqrt[4]{b_{4i}}} \quad b_i = \frac{b_{1i}}{\sqrt[4]{4b_{4i}}}$$

式中: r ——状态变量; a, b ——控制变量.式(10)即为位移尖点突变模型.

1.2.2 失稳判断

由式(10)对 r 求导,并令其导数为0,可得平衡曲面方程为

$$r_i^3 + a_i r_i + b_i = 0 \tag{11}$$

分叉集方程为

$$4a_i^3 + 27b_i^2 = 0 \tag{12}$$

当控制变量 a_i, b_i 满足式(12)时,考察点的位移不稳定.令

$$\Delta_i = 4a_i^3 + 27b_i^2 \tag{13}$$

则 $\Delta_i > 0$,考察点位移为稳定状态; $\Delta_i = 0$,考察点位移为临界稳定状态; $\Delta_i < 0$,考察点位移为不稳定状态.任意考察点位移不稳定,则拱坝坝肩或坝基岩体处于滑动不稳定状态.

2 实例分析

2.1 工程概况

某混凝土三心圆双曲拱坝,最大坝高155 m,厚高比0.29,坝顶轴线长414 m,最大底宽45.0 m,坝顶基本宽度8 m.左岸重力墩最大高度28.5 m,长约57 m,左岸混凝土重力副坝坝高32.5 m,长100 m.水库正常蓄水位2180 m,设计洪水位2181.3 m,校核洪水位2182.6 m.拱坝坝肩开挖边坡倾向与岩层倾向近乎平行(夹角小于 30°),属顺向开挖边坡.左坝肩岩体中分布有 $f_{24} \sim f_{18}$ 等层间断层束.由于坝肩顺向开挖以及左岸泄水道、厂房地基开挖,坝基下部和下游边坡岩体中的层间挤压带和层间断层依次被切脚出露,构成坝肩及坝后以 $f_{24} \sim f_{18}$ 等为底面的潜在不稳定三角体,存在沿层间断层向大坝基坑滑移失稳的条件.同时,在 $f_{24} \sim f_{18}$ 层间断层与NEE向 F_{27} 断层和裂隙的组合下,存在坝肩抗滑稳定的问题.右坝肩发育有顺河向的 F_{27} 断层、NNE-NE方向的裂隙,以及缓倾角的 F_7 断层,它们相互结合,构成了右岸坝肩抗滑稳定的边界条件.为了监测左右坝肩的变形情况,右岸坝肩设置有垂线和表面位移观测点,左岸坝肩设有0号垂线,监测布置见图1.

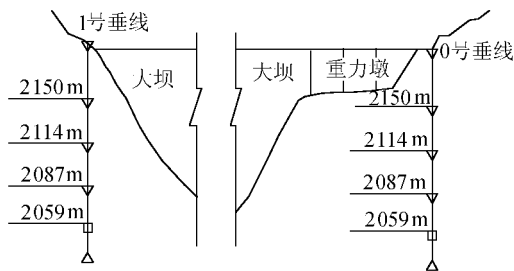


图1 坝肩垂线测点布置
Fig.1 Layout of the vertical monitoring points of dam abutment

2.2 稳定安全度分析

拱坝有限元计算模型的范围为 :上游方向取 1 倍左右坝高(约 150 m) ,左右坝肩各取 1 倍左右坝高(约 150 m) ,下游方向取 2 倍坝高(约 300 m) ,坝基岩体取 1.5 倍坝高(约 200 m) .有限元节点布置应尽可能将变形测点安排在节点上 .此外 ,在划分有限元时 ,应根据断层走向、软弱带的分布及地址的变化 ,尽量使划分的单元反应实际情况 .包括主要断层带 :F20 ,F26 ,F27 ,F35 ,F50 .单元采用六面体八节点等参单元和少量五面体六节点等参单元 .模型共划分了 40 981 个单元 ,42 724 个节点 ,图 2 为整个坝体的有限元网格图 .

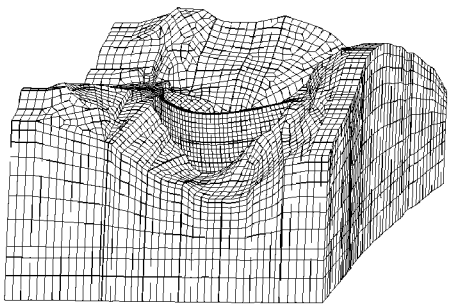


图 2 大坝有限元模型

Fig.2 FEM model of the arch dam

由于坝址区地质条件复杂 ,为了简化计算 ,计算模型分为 6 个材料区 ,坝基各分区材料参数取综合平均值 ,其中 $E_{bl a}=0.75 E_{bl}$, $E_{bl b}=0.5 E_{bl}$.故需反演的参数为 4 个 ,即 E_{bl} (A 类岩石) , $E_{bl c}$ (B 类岩石) , E_c (坝体混凝土) , E_f (主要断层) ,主要反演了坝体综合弹性模量 E_{bl} 及坝基各分区的综合变模 ,其余参数仍用设计值 .渗流对坝肩岩体的稳定性影响较大 ,因此对坝区渗流场进行分析 ,并根据实际情况模拟了帷幕和排水的工作状态 .通过施加渗流体力 ,考虑渗流场对坝肩稳定性的作用与影响 .

选取 2150.0 ~ 2182.8 m 共 22 组水位工况以及实测温度场的相应荷载组合 .其中渗透压力是基于渗流场的计算结果 ,并利用渗透压力公式计算单元高斯点的渗透压力 ,通过积分作为单元体力施加 ;将实测资料对应的坝体温度场作为温度荷载施加 .

本文以 2180.0 m 水位的荷载组合工况稳定计算为例进行说明 .在降强有限元计算过程中 ,强度折减系数 K 取值从 1 开始 ,逐渐递增 .将经过折减的岩体强度参数代入有限元模型进行计算 ,得到不同强度条件下的位移场 .当第 n 次稳定强度折减系数为 K_n 时 ,取前 i 个 K_i ($i=1 \sim n$) 与相应的位移 δ_i ($i=1 \sim n$) 进行四次多项式拟合 .由式 (6) ~ (13) 可求得相应的稳定强度折减系数为 K_n 时的突变特征值 Δ_n .当 Δ_n 趋近于 0 时 ,即认为位移失稳 ,此时的 K_n 即为临界稳定状态的强度折减系数 K .该拱坝坝肩垂线有 5 个位移测点时 ,任一测点的 $\Delta=0$,即认为变形场处于临界状态 ,此时各测点位移组成坝肩临界变形场 .

现以 0 号垂线 2114.0 m 高程的位移值为例进行突变的失稳评判 .当稳定强度折减系数 K_9 为 3.282 时 ,对稳定强度折减系数 K_i ($i=1 \sim 9$) 和测点位移值 δ_i ($i=1 \sim 9$) 进行四次多项式拟合 ,建立突变模型 ,可得

$$\delta = -\frac{1}{4}r^4 + \frac{1}{2} \times (-0.0044)r^2 + 0.000193r - 36.7 \tag{14}$$

式中 r 为状态变量 .式 (14) 是以 a , b 为控制变量的尖点突变模型 ,模型中 $a=-0.0044$, $b=0.000193$.由式 (10) ~ (13) 可以得到突变特征值

$$\Delta = 4a^3 + 27b^2 = 4 \times (-0.0044)^3 + 27 \times (0.000193)^2 \approx 0$$

即突变特征值接近于 0 ,坝肩变形场处于稳定临界状态 ,此时稳定强度折减系数即为稳定安全储备系数 .通过 2150.0 ~ 2182.6 m 水位和相应实测温度场 22 组不同组合工况下的稳定计算 ,可得各种工况下坝肩临界稳定状态时各监测点位移 δ 和强度折减系数 K .将计算的 1 组 δ 和 K 值作为 BP 神经网络的学习样本 ,对 BP 神经网络进行训练 ,即可获得监测点位移 δ 和强度折减系数 K 的映射模型 .如将 2003 年 8 月 11 日 (水位为 2179.63 m) 0 号垂线各测点实测位移测值代入 ,建立 BP 神经网络映射模型 ,可得出相应坝肩变形状态的稳定安全储备系数 K 为 6.461 ,可见 2003 年 8 月 11 日拱坝左坝肩稳定安全度较高 .

3 结 语

a. 随着西部地区一批高拱坝的建设 ,许多参数超过了现有规范的范围 ,也没有现成的经验可参考 .这些高拱坝地形、地质条件复杂 ,基础岩石破碎 ,结构面发育 ,坝肩山体稳定常常为设计控制条件 .在拱坝稳定有限元分析的基础上 ,利用位移监测网实测资料 ,可以实时跟踪分析拱坝及其基础的稳定状态 ,为及时分析拱坝坝肩或坝基稳定安全状态提供量化指标 ,有利于量化把握坝肩的安全状况 .

b. 应用稳定安全储备系数分析方法可以分析坝肩变形场和坝肩稳定安全储备系数的对应关系 ,建立相应的 BP 神经网络映射模型 ,实现基于坝肩实测位移场的拱坝坝肩或坝基稳定安全度分析方法 .实例计算结果表明 ,该方法是可行的 .

参考文献:

- [1] 张光斗, 刘光廷, 周维垣, 等. 拱坝坝肩稳定的理论与方法[M]. 北京: 清华大学出版社, 1987.
- [2] 王毓泰, 周维垣, 毛健全, 等. 拱坝坝肩岩体稳定分析[M]. 贵阳: 贵州人民出版社, 1983.
- [3] ZIENKIEWICZ O C, HUMPHESON C, LEWIS R W. Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics[J]. Geotechnique, 1975, 25(4): 671-689.
- [4] 赵尚毅, 郑颖人, 邓卫东. 用有限元强度折减法进行节理岩质边坡稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(2): 254-260.
- [5] 郑颖人, 赵尚毅, 邓卫东. 岩质边坡破坏机制有限元数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(12): 1943-1952.
- [6] 徐干成, 郑颖人. 岩土工程中屈服准则应用的研究[J]. 岩土工程学报, 1990, 12(2): 93-99.
- [7] 刘金龙, 栾茂田, 赵少飞, 等. 关于强度折减有限元方法中边坡失稳判据的探讨[J]. 岩土力学, 2005, 26(8): 1345-1348.
- [8] 周伟, 常晓林, 唐忠敏. 溪洛渡高拱坝渐进破坏过程仿真分析与稳定安全度研究[J]. 四川大学学报: 工程科学版, 2002, 34(4): 46-50.
- [9] 周维垣, 杨若琼, 剡公瑞. 高拱坝稳定性评价的方法和准则[J]. 水电站设计, 1997, 13(2): 1-7.
- [10] 何江达, 林正伟, 土启智. 锦屏一级拱坝结构特性及坝肩稳定性研究[J]. 四川大学学报: 工程科学版, 2004, 36(2): 12-16.
- [11] 黄岩松, 周维垣, 陈欣, 等. 拉西瓦双曲拱坝整体稳定分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(增刊2): 2413-2417.
- [12] 山田刚二, 渡正亮, 小岛澄治. 滑坡和斜坡崩塌及其防治[M]. 《滑坡和斜坡崩塌及其防治》翻译组译. 北京: 科学出版社, 1980.
- [13] 王思敬. 工程地质学新进展[G]//第六届国际滑坡讨论会评述. 北京: 科学技术出版社, 1991: 34-43.
- [14] 郑东健, 顾冲时, 吴中如. 边坡变形的多因素时变预测模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(17): 3180-3184.
- [15] 陈德豪, 丁寔轲. 时间序列分析在危岩体监测数据处理中的应用[J]. 武汉测绘科技大学学报, 1994, 19(3): 210-215.
- [16] 许东俊, 陈从新, 刘小巍, 等. 岩质滑坡预报研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(4): 369-372.
- [17] 凌复华. 突变理论及其应用[M]. 上海: 上海交通大学出版社, 1987.

Safety degree analysis of arch dam abutment stability based on deformation observation

ZHENG Dong-jian¹, LI Feng-zhen¹, ZHAO Bin²

(1. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Dam & Geotechnical Engineering Monitoring Division, Nanjing Automation Research Institute, Nanjing 210003, China)

Abstract: The arch dam safety factor and the deformation field of dam abutment were analyzed using the strength reduction finite element method under different load conditions. The mapping relationship between the safety factor and the deformation field was established using a BP artificial neural network. An analysis method for the safety factor was presented based on the deformation observation. Case studies show that the proposed method is feasible and effective, and that it can provide a quantitative basis for arch dam stability evaluation.

Key words: arch dam; dam abutment stability; deformation observation; safety degree