

某心墙坝蓄水初期应力变形性态分析

刘 文¹, 尹伟强²

(1. 广昌县水利局, 江西 广昌 344900; 2. 赣州市水利电力勘测设计研究院, 江西 赣州 341000)

摘 要: 蓄水初期水位上升使得土石坝应力场和渗流场存在错综复杂的相互作用, 而忽略渗透作用仅研究应力变形易产生偏差。本文基于 Biot 固结理论, 采用变渗透系数的方法进行坝体施工期、蓄水期的流固耦合分析, 并考虑坝料初始含水率及初始应力场的影响, 以较真实的模拟蓄水初期瞬态渗流场对坝体应力变形的影响。结果表明: 孔隙水压力的消散往往伴随着土体的变形, 竣工期大坝变形主要以沉降为主, 大主应力存在明显拱效应; 蓄水使得心墙上游侧应力减小, 坝体向下游错切变形。因此, 初次蓄水对坝体不利, 流固耦合作用对土坝蓄水初期应力变形影响不可忽视。

关键词: 心墙坝; 流固耦合; 瞬态渗流; 应力变形

中图分类号: TV139.1

文献标识码: A

文章编号: 1004-4701(2019)03-0174-06

0 引言

土石坝的变形是一个伴随坝身土体固结而逐渐增长的过程, 土体在荷载作用下颗粒之间的水分逐渐渗出, 孔隙水压力逐步转变为由土骨架承受的有效应力, 土的有效应力控制了土的变形及强度性能, 这些因素使得坝体应力与变形问题异常突出^[1]。而蓄水初期坝体内渗流场与应力场是一个相互作用、动态变化过程, 水位上升, 土体由非饱和向饱和转变存在滞后性, 使得应力更加错综复杂^[2]。同步考虑应力场对土骨架体积应变的影响及渗流场对土体渗透体积力的作用, 得以实现应力场与渗流场完全耦合问题^[3]。

大坝在蓄水初期处于一个复杂、敏感、不稳定的阶段^[4]。有学者统计, 土石坝在投入运行后 5 年内发生失事事故的概率为 42%^[5], 因而掌握此阶段坝体应力变形规律尤为重要。目前, 考虑流体和土骨架的非线性耦合在土坝分析中并没有广泛运用, 而且往往忽略筑坝土料的初始含水率及初始应力场^[6,7]。本文基于非线性流固耦合, 利用变渗透系数方法模拟土石坝施工和蓄水

过程, 合理准确地描述应力变形特性及孔隙水压的累计和消散过程。为考虑早期施工期初始应力场的影响, 采用分层加载模拟土石坝实际施工过程, 并考虑施工期坝料含水率的影响, 按大坝填筑顺序依次激活各单元来模拟施工过程, 着重研究土石坝蓄水后瞬态渗流场对坝体应力变形的影响, 以期为土石坝施工、设计提供理论依据。

1 计原算理

1.1 土体本构方程

Frelund 和 Rahardjo^[8]将 Terzaghi 有效应力原理推广到土体三相体系, 得到非饱和土体的本构方程为:

$$\{\Delta\sigma\} = [D] \{\Delta\varepsilon\} - [D] \{m_H\} (\mu_a - \mu_w) + \{\Delta\mu_a\} \quad (1)$$

式中: $\{\Delta\sigma\}$ 为应力增量矩阵; $[D]$ 为土体本构矩阵; $\{\Delta\varepsilon\}$ 为应变增量矩阵; $\{m_H\} = \left(\frac{1}{H}, \frac{1}{H}, \frac{1}{H}, 0\right)$, 其中 H 为与基质吸力相关的非饱和土结构模量; μ_a 为孔隙气压力; μ_w 为孔隙水压力; $\{\Delta\mu_a\}$ 为孔隙气压力增量。

1.2 渗流连续方程

Frelund 和 Rahardjo 研究指出,非饱和土中渗流也符合达西定律和连续性方程^[9],将达西定律导入渗流连续性方程,可得到非饱和土的渗流控制方程为:

$$\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \mu_w}{\partial x^2} + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \mu_w}{\partial y^2} + \frac{\partial \theta_w}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

式中: k_x 、 k_y 分别为 x 和 y 方向的渗透系数; γ_w 为水的重度, kN/m^3 ; θ_w 为体积含水率; t 为时间。

1.3 流-固耦合控制方程

对于饱和/非饱和的耦合分析中,土体平衡方程和渗流控制方程同时被求解^[10],即耦合计算时联立式(3)和式(4)求解得到位移增量 $\{\Delta \delta\}$ 和孔隙水压力增量 $\{\Delta \mu_w\}$ 分别作为应力场和渗流场的基本变量。

$$[K] \{\Delta \delta\} + [L_d] \{\Delta \mu_w\} = \{\Delta F\} \quad (3)$$

$$\beta [L_f] \{\Delta \varepsilon\} - \left(\frac{\Delta t}{\gamma_w} [K_f] + \omega [M_N] \right) \{\Delta \mu_w\} = \Delta t \left(\{Q\} \left|_{t+\Delta t} + \frac{1}{\gamma_w} [K_f] \{\mu_w\} \right|_t \right) \quad (4)$$

式中: $[K] = [B]^T [D] [B]$ 为刚度矩阵; $[B]$ 为应变矩阵; $[L_d] = [B]^T \{m\} (N)$, 为耦合矩阵; $\{m\}^T = (1, 1, 1, 0)$; (N) 为形函数行向量; $\{\Delta F\}$ 为节点外荷载增量。 $[L_f] = \int (N)^T \{m\}^T [B] dv$, 为流体耦合矩阵; β 为体变系数; $[K_f] = \int [B]^T [K_w] [B] dv$, 为单元刚度矩阵; $[K_w]$ 为渗透系数矩阵; ω 为孔隙水压力系数; $[M_N] = (N)^T (N)$ 质量矩阵。

2 工程实例

2.1 计算模型及概况

某水利枢纽是位于江西境内的大(2)型粘土心墙坝,坝顶高程 149.80m,最大坝高 67.80m。大坝防渗心墙位于大坝坝轴线部位,心墙上游设过渡层、下游设反滤料,坝体具体布置见坝料分区典型断面图。

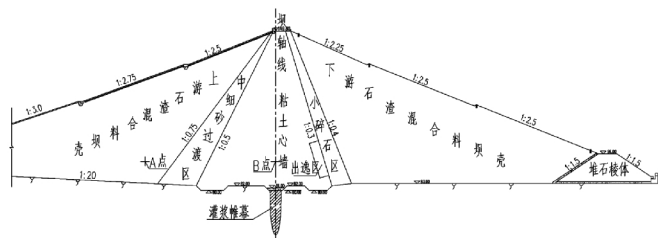


图1 某水库坝料分区典型断面图

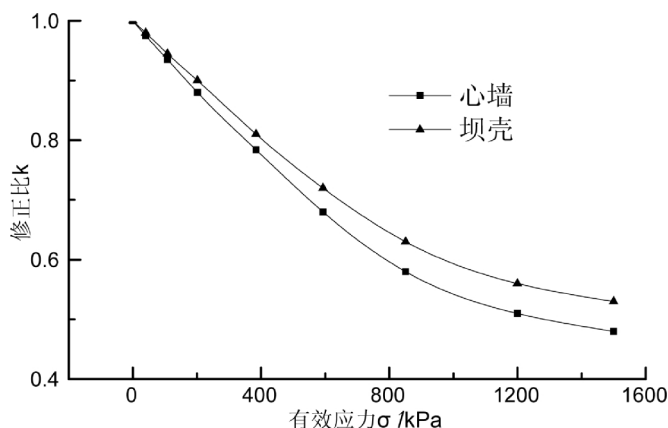


图2 坝料渗透函数的修正函数

在模拟土石坝施工应力应变分析中,坝体材料均视为各向同性,采用弹塑性本构模型,建立考虑渗流场与应力场相互作用的数学模型。

2.2 参数选取及计算方案

为模拟土坝施工过程,坝料填筑重力荷载视为一次性施加,施工前认为坝基已经沉降完成。坝基上、下游设置为无限区域并施加水平向约束条件,坝基底面各向均为完全约束。施工过程分 12 层逐级加载进行,每层荷载作用时间 10 天,120 天内完成施工。在分层填筑分析基础上,以大坝分层填筑完成时的应力场为初始应力场,初始渗流场为填筑完成时的孔隙水压力场,进行蓄水工况下耦合分析。对于库水位上升的非稳定渗流,上游迎水面为变水头边界。坝体土料特性参数参照地勘选取,取值如表 1 所示。

渗透系数函数在基质吸力函数基础上根据 Van Genuchten 提出的基于土的体积含水量函数推算求得。渗透系数随着土颗粒结构逐步压密而降低,应力场对渗流场的影响可通过一个依赖垂直有效应力状态的因子来反映,渗透系数按图 2 函数进行修正。

$$K = K(\sigma') K_0 \quad (5)$$

式中: $K(\sigma')$ 为渗透系数修正函数; σ' 为土体有效应力; K_0 为初始渗透系数。

由压缩定律 $K = \frac{c_v \gamma_w (d\sigma'/de)}{(1+e_0)}$ 可得渗透系数修正函数:

$$K(\sigma') = \frac{(d\sigma'/de)}{(d\sigma'/de)|_{e=0}} = \frac{a_v}{a_{v0}}, a_v = \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_{12} - \sigma'_{11}} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \quad (6)$$

式中: c_v 为固结系数; a_v 为压缩系数; a_{v0} 为初始压

表 1 坝体土料特性参数

材料	弹性模量/MPa	重度/(kN/m³)	粘聚力/kPa	内摩擦角/(°)	湿密度	初始含水率	渗透系数/(cm/s)	泊松比
粘土心墙料	32.5	19.208	28.7	19.3	1.96	25.1	1.0×10^{-6}	0.25
石渣混合料	55.6	22.736	15.0	28.0	2.32	9.2	3.5×10^{-4}	0.25
中细砂料区	60.2	19.502	8.0	32.0	1.99	4.8	3.5×10^{-3}	0.25
小碎石区	70.5	19.894	5.0	34.0	2.03	2.1	7.0×10^{-3}	0.25
堆石料	100.0	19.796	0.0	36.0	2.02	0	0.75	0.30
片状砂岩	4 000.0	21.070	200.0	36.0	2.15	0	1.0×10^{-6}	0.38

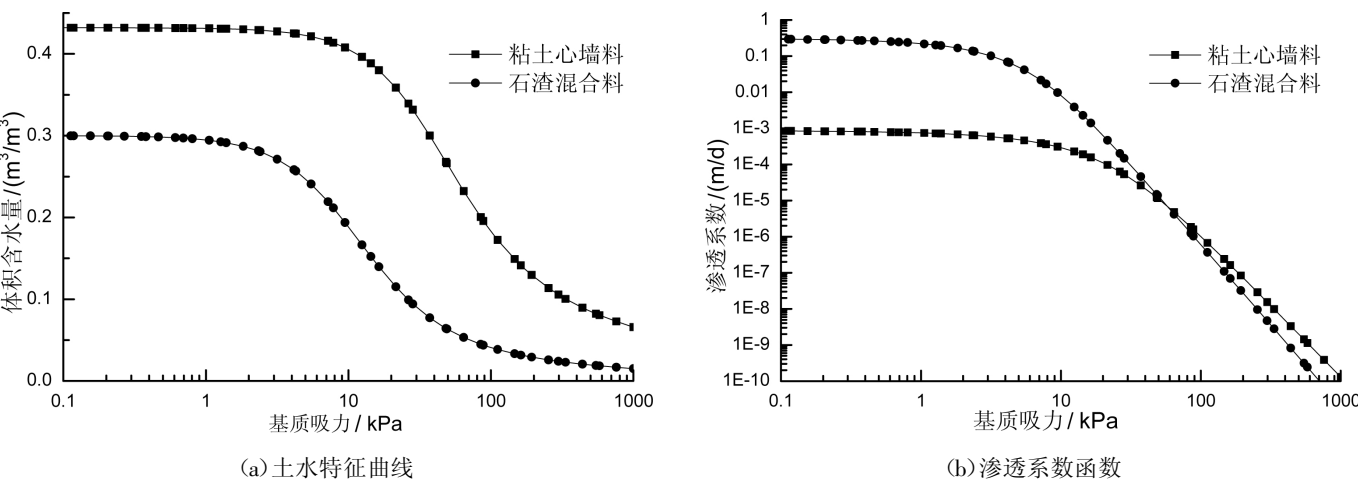


图 3 坝料土-水特征曲线与渗透系数函数

缩系数。

3 计算结果分析

为更直观和准确的分析水库蓄水初期瞬态渗流场对坝体应力变形的影响,通过对模型构建、材料赋值、施工蓄水进行有效的仿真模拟,并给出孔隙水压、应力变形分布规律图,结果分析如下。

3.1 孔隙水压力

施工期心墙土料处于非饱和状态,其孔隙压力主要来源孔隙水压力、孔隙气压力及毛细管吸力。孔隙水压力的产生与消散是一个十分复杂的过程,影响因素较多并且往往伴随着土体的变形。图 4 为心墙底部某控制点超孔隙水压力随时间长消过程图,由于填筑过程视荷载为一次性添加,且土石坝为分层碾压填筑,超孔隙水压力在加载后瞬间增大,而后逐渐消散直至下一土层填筑,由于心墙黏土的低渗透性,超孔隙水压力

的消散较为缓慢。不难理解,在总应力不变的情况下,土体受荷压缩,引起孔隙水压力瞬间增大,有效应力增加的同时使得土体发生竖向沉降,最终达到平衡,模拟结果较好的反映了孔隙水压力消散与土体沉降变形这一过程。图 5 为心墙底部某控制点沉降值随时间变化曲线,由于土体固结及初始含水率的影响,超孔隙水压力的消散过程缓慢,使得土体存在长期沉降。已有研究表明^[1],施工期在上覆荷载确定时,坝体孔隙水压力主要受初始含水率、施工进度及土料透水性等因素影响。因而土石坝应合理安排施工,着重考虑施工期超孔隙水压力的消散。

坝体孔隙水压力主要来源于施工期上覆荷载引起的体积力及蓄水期水流渗入引起的渗透压力。蓄水后,由于水库水流的渗入及土体基质吸力的存在,使得坝体内土体逐渐由非饱和向饱和转变,心墙内孔隙水压力愈加复杂。图 6 为蓄水期土坝浸润线上升趋势图,随着库水位的上升,上游坝壳料透水性较大,浸润线与库

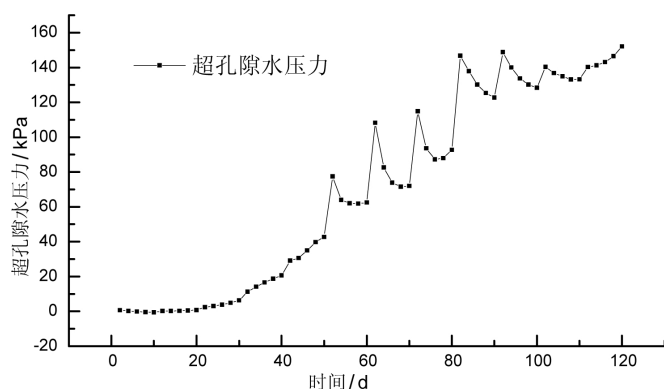


图4 孔隙水压力随时间长消曲线图

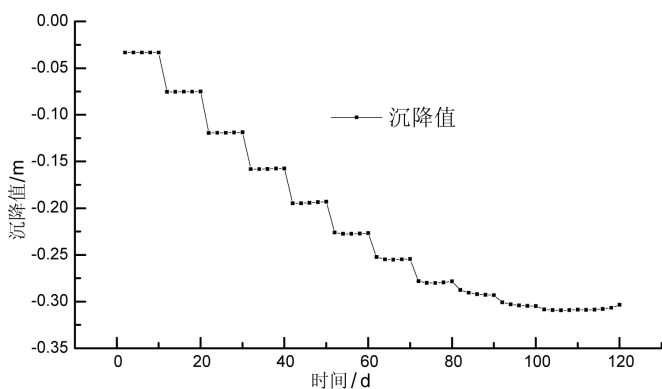


图5 沉降值随时间变化曲线图

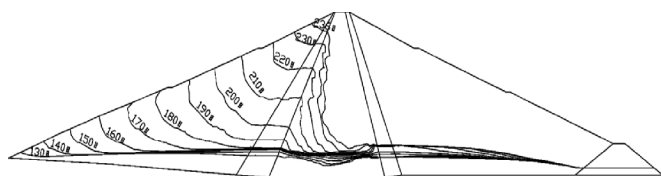


图6 蓄水期坝体浸润线变化趋势图

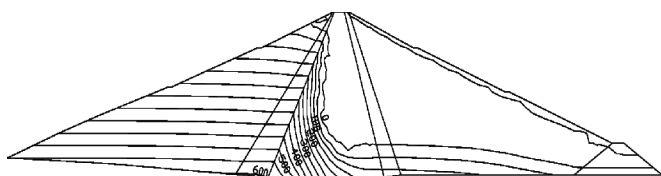
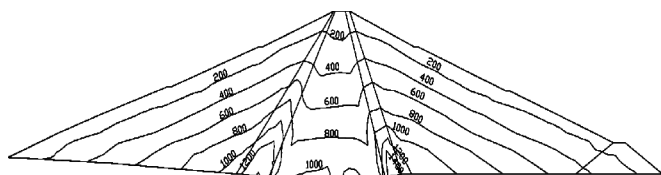


图7 正常蓄水位时孔隙水压力分布图

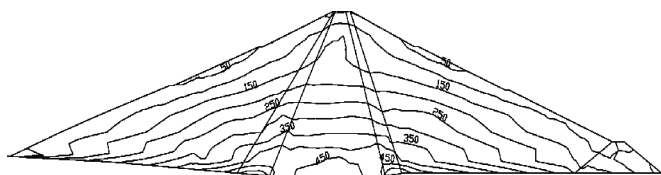
水位基本能保持同步上升。心墙透水性较小,因而浸润线变化极其缓慢,存在滞后现象,心墙内等势线分布集中且局部出现突变现象。下游坝体受排水影响,浸润线影响较小。图7为库水位上升至正常蓄水位时孔隙水压力分布图,由于浸润线的滞后效应使得心墙内外存在较大的应力差,并出现局部应力集中,且主要出现在坝壳料与心墙上游接触面。过大的应力差易产生应力缝而发生破坏,这些因素严重制约土石坝的安全稳定。

3.2 坝体应力

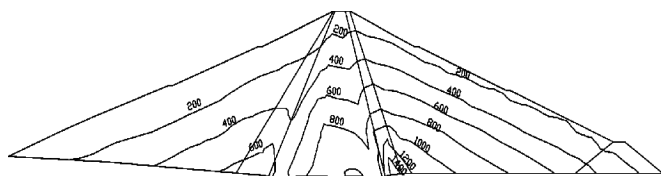
图8(a)、(b)为大坝竣工期大、小主应力分布等势线图,坝体应力基本呈对称分布。受上覆土荷载影响,大主应力由坝顶至坝基逐步增大,心墙应力较两侧过渡层应力小,坝体内应力分布存在明显的拱效应,基岩局部存在应力集中现象。这主要是心墙土料和过渡层相邻土层弹模差异较大,产生变形不协调,促使坝体内应力重分配,心墙因沉降值较两侧过渡层大而受到向



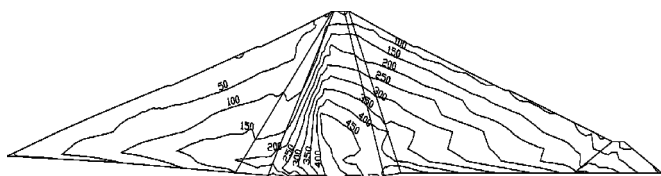
(a) 竣工期大主应力



(b) 竣工期小主应力



(c) 蓄水期大主应力



(d) 蓄水期小主应力

图8 坝体大、小主应力分布等势线图

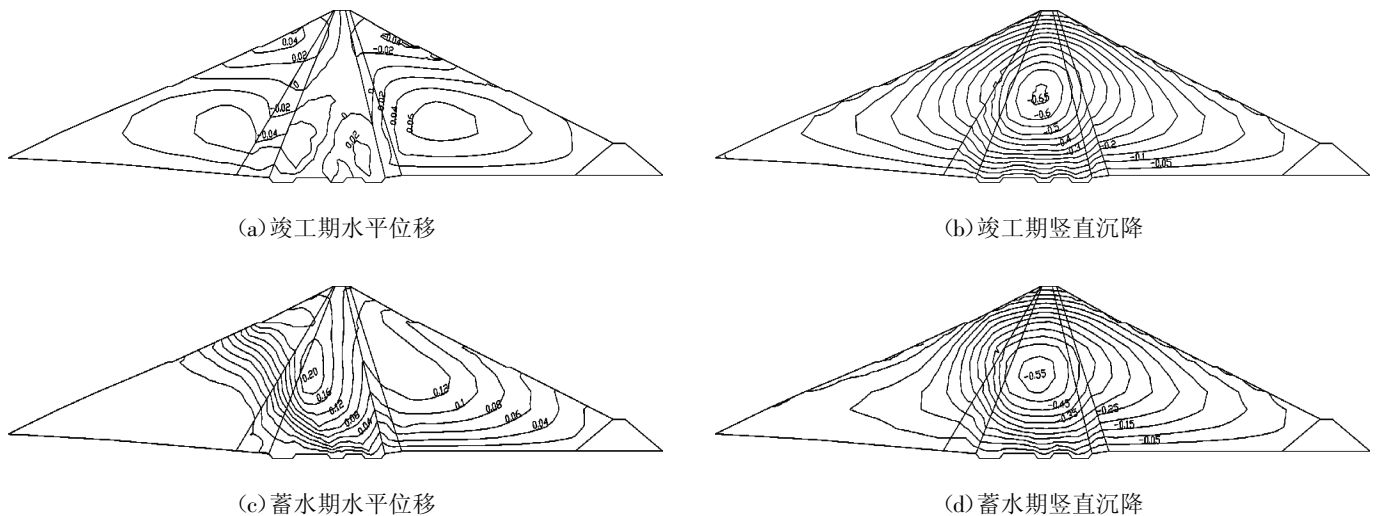


图9 坝体水平位移、竖直沉降等势线分布图

上的顶托作用。小主应力等势线呈驼峰形分布,上、下游侧与坝坡趋于平行。

图8(c)、(d)为大坝蓄水期大、小主应力分布等势线图,蓄水后受渗透作用影响坝体应力场愈加复杂。水库水位随蓄水时间增长,由于土石坝各区域渗透性的差异,致使坝体内各区域孔隙水压力差异较大。上游坝壳料随水位上升逐渐饱和,受浮托力和孔隙水压力影响,大、小主应力均存在不同程度减小,迎水坡部分区域小主应力降低至接近于零;心墙由于水流入渗缓慢且承担大部分水头,应力分布影响较小,拱效应逐渐消失。总体来看,心墙内部均为压应力,蓄水期坝体内应力场受渗流场影响较大。

3.3 坝体变形

图9(a)、(b)为大坝竣工期坝体水平位移和竖向沉降等势线图,竣工期水平位移和竖向沉降等势线均以坝轴线呈对称分布,符合土石坝沉降规律。最大竖向沉降均发生在心墙中部,约为0.62m,等势线分布近似呈圆环形逐渐向外扩散。受上覆土荷载影响,竣工期水平位移以坝轴线为准分别向上、下游位移,位移值相对较小,因此竣工期大坝变形主要以竖向沉降为主。

图9(c)、(d)为坝体蓄水至正常蓄水位146.00m高程时坝体水平位移和竖向沉降等势线图,蓄水后,坝体的水平位移重新调整。受浮托力和孔隙水压力影响,心墙向下游错切变形,上游坝体上抬并向下游位移,最大水平位移由竣工期的1.35cm增大至5.47cm。受应力场

影响,坝体整体有向下游位移的趋势,因此蓄水有利于上游坝坡的稳定,可见水压力对坝体位移影响较大。由于未考虑湿化变形的影响,心墙填土由非饱和向饱和转变,沉降最大值为5.34cm,较竣工期有所回升,这是由于浮托力抵消部分土体自重的结果。总体而言,水流入渗致使坝体发生较大的错切变形,蓄水后,大坝竖向位移等势线分布变化不明显。

4 结语

本文基于流固耦合原理利用变渗透系数方法建立数值模型,对土石坝蓄水初期应力变形的研究表明:

(1) 施工期受土体固结及初始含水率的影响,超孔隙水压力的消散过程缓慢,坝体沉降长期存在;坝体土料因渗透性的差异,使得坝壳料浸润线随水位同步上升,心墙内则集中分布且存在突变,促使应力分布愈加复杂。

(2) 施工期坝体大、小主应力基本呈对称分布,且存在明显的拱效应。蓄水后受浮托力和孔隙水压力影响,坝壳料大、小主应力均存在不同程度减小,心墙应力分布影响较小。

(3) 竣工期大坝变形主要以竖向沉降为主,位移分布近似呈圆环形逐渐向外扩散。蓄水后受浮托力和孔隙水压力影响,心墙向下游错切变形,大坝竖向位移等势线分布变化不明显。

参考文献:

- [1] 岑威钧, 孙辉, 陈亚南. 高土石坝宏观坝水动力流固耦合理论研究进展[J]. 水利水电科技进展, 2013, 33(6): 10~16.
- [2] 柴军瑞. 大坝及其周围地质体中渗流场与应力场耦合分析研究综述[J]. 水利水电科技进展, 2002, 22(2): 53~55.
- [3] 尹伟强, 傅琼华, 高江林, 等. 耦合作用下蓄水速度对心墙坝渗流性状的影响分析 [J]. 南水北调与水利科技, 2017, 15(4): 168~174.
- [4] 郑俊, 邓建辉, 杨晓娟, 等. 瀑布沟堆石坝砾石土心墙施工期孔隙水压力特征与分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(4): 709~717.
- [5] 汝乃华, 牛运光. 大坝事故与安全·土石坝[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1997.
- [6] 贺亚魏, 孟军省, 刘雪梅. 水位升降对粘土心墙土石坝渗流稳定性分析[J]. 武汉大学学报(工学版), 2008(05): 92~96.
- [7] 柳厚祥, 李宁, 廖雪, 等. 考虑应力场与渗流场耦合的尾矿坝非稳定渗流分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 17: 2870~2875.
- [8] FREDLUND D G, RAHARDJO H. Soil mechanics for unsaturated soils [J]. New York: John Wiley and Sons Inc, 1993.
- [9] VAN GENUCHTEN M T. A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils [J]. Soil Science Society of American Journal, 1980, 44: 892~898.
- [10] 毛海涛, 何华祥, 邵东国, 等. 无限深透水坝基渗流场与应力场耦合分析 [J]. 水动力学研究与进展 A 辑, 2015(02): 223~229.
- [11] 梁为邦. 土石坝施工期的孔隙水压力试验研究 [J]. 资源环境工程, 2010, 24(5): 505~507.

编辑: 张绍付

Stress and deformation behavior analysis of a core wall dam at initial stage of water storage

LIU Wen¹, YIN Weiqiang²

(1. Guangchang County Water Conservancy Bureau of Jiangxi Province, Guangchang 344900, China;

2. Ganzhou Municipal Hydraulic and Hydroelectric Survey and Design Institute of Jiangxi Province, Ganzhou 341000, China)

Abstract: The stress field and seepage field of earth-rock dam have interaction and dynamic change. The rise of water level in the initial stage of water storage makes the stress and deformation of dam complex, and ignoring the influence of seepage easily leads to deviation of stress and deformation analysis. In this paper, based on biot consolidation theory, the fluid-solid coupling analysis of dam during construction and storage is carried out by using the method of variable permeability coefficient, and the influence of initial water content and initial stress field of dam material is considered, so as to simulate the influence of transient seepage field on stress and deformation of dam body. The results show that the dissipation of pore water pressure is often accompanied by soil deformation. During the completion period, the dam deformation is mainly settlement, and the large main stress has obvious arch effect. The water storage reduces the stress on the upstream side of the core wall and the dam body is staggered to the downstream side. Therefore, it is necessary to consider the influence of transient seepage field in the analysis of stress and deformation of dam body during initial impoundment.

Key words: Core dam; Seepage-stress coupling; Transient seepage; Stress deformation

翻译: 刘文