

分期蓄水和湿化作用对心墙堆石坝应力变形的影响

董龙根¹, 沈长松¹, 施震余², 李晓晨¹, 王妞³

(1. 河海大学 水利水电学院, 江苏 南京 210098; 2. 上海市水利工程设计研究院有限公司, 上海 200061;
3. 南京水利科学研究院 水文水资源与水利科学国家重点实验室, 江苏 南京 210029)

摘要: 基于 Duncan - Chang E - B 材料本构模型, 采用大型通用有限元分析软件 ABAQUS, 针对坝体在实际运行中分期蓄水和湿化作用的影响, 对某沥青混凝土心墙堆石坝进行非线性有限元分析。在一次性蓄水、考虑湿化的一次性蓄水和分期蓄水时沥青混凝土心墙堆石坝应力应变特性的基础上, 分别对坝体和心墙的水平位移、竖直沉降、大小主应力进行比较。结果表明: 分期蓄水对坝体和心墙的应力变形影响较小; 湿化作用对坝体和心墙的应力变形影响较大, 在计算中应考虑其影响。

关键词: 沥青混凝土心墙堆石坝; 分期蓄水; 湿化变形; 应力变形分析; Duncan - Chang 模型
中图分类号: TV311 文献标识码: A 文章编号: 1672-643X(2015)02-0220-06

Effect of staging impoundment and humidification on stress deformation of core wall rock - fill dam

DONG Longgen¹, SHEN Changsong¹, SHI Zhenyu², LI Xiaochen¹, WANG Niu³

(1. College of Water Conservancy and Hydropower, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Shanghai Water Engineering Design and Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200061, China; 3. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resource and Hydraulic Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: Based on Duncan-Chang E - B material model and aimed at the effect of staging impoundment and wetting deformation in practical application, the paper analyzed an rock-fill dam with asphalt concrete core by the finite element software ABAQUS. It contrasted horizontal displacement, vertical settlement and the size of principal stress of dam body with core respectively based on dam, s strain stress characteristic under the one-time impoundment, considering the humidification one-time impoundment and by-stage impoundment. The results show that staging impoundment has little effect on the stress and deformation of dam body and core, but humidification has large influence on the deformation and stress of dam body and core so its effect should be considered in calculation.

Key words: asphalt concrete core wall rock-fill dam; staging impoundment; wetting deformation; stress and strain analysis; Duncan-Chang model

堆石料在一定应力状态下浸水饱和时, 由于被水润滑和颗粒中矿物浸水软化, 堆石料颗粒之间发生相互滑移、重新组合甚至破碎, 在自重作用下将调整到新的位置, 从而产生湿化变形。在早期堆石坝建设中, 设计者对浸水时堆石体变形的观点是坝体填筑料的粗粒料产生的湿化变形很小(与堆石料在填筑时洒水碾压有关), 在设计中可以忽略这种变形。但从目前建成的一些堆石坝运行来看^[1], 大坝

蓄水后, 虽然存在浮力的作用, 但浸水后的堆石料却发生竖直沉降。因此, 更加精确地预计大坝的应力变形, 进行堆石料的湿化浸水变形研究有着十分重要的意义。

心墙堆石坝在初次蓄水过程中的浸水变形研究已经引起人们的重视, 目前国内外学者已建立多种可用于进行土石坝湿化变形计算的计算模型和方法^[2], 如: 由 Nobari 和 Duncan^[2] 提出的基于双线法的

收稿日期: 2014-08-31; 修回日期: 2014-10-23

作者简介: 董龙根(1989-), 男, 山东济宁人, 硕士研究生, 研究方向为水工结构设计。

通讯作者: 沈长松(1954-), 男, 江苏江都人, 教授, 硕导, 研究方向为土石坝静动力分析、水工建筑物安全监控及土石坝新技术、闸坝工程等。

初应变求解方法并对 Oroville 土坝进行了计算;李广信提出的割线模型和弹塑性模型,研究成果在小浪底坝计算中得到了应用;沈珠江在某一应力状态下浸水的单线法试验研究的基础上提出的 $C_w - D_w$ 模型等。上述对于堆石料湿化变形的研究都是针对心墙堆石坝进行的,目前对沥青混凝土心墙堆石坝特别是沥青混凝土心墙采用垂直等厚布置型式的堆石坝的湿化变形特性研究较少。本文利用大型通用有限元计算软件,结合实际工程,研究沥青混凝土心墙采用垂直等厚布置型式的堆石坝在一次性蓄水、分期蓄水以及考虑湿化的一次性蓄水下的应力应变特性。通过对一次性蓄水和分期蓄水下的坝体应力变形的比较,以了解分期蓄水对沥青混凝土心墙堆石坝应力应变的影响;通过对一次性蓄水和考虑湿化的一次性蓄水下的坝体应力变形的比较,以了解湿化作用对沥青混凝土心墙堆石坝应力应变的影响,为沥青混凝土心墙堆石坝设计中是否需要考虑这些因素提供依据。

1 湿化变形的计算方法

目前湿化变形的计算常采用双线法^[3-4],即分别进行风干土样和饱和土样的三轴剪切试验,将相同应力状态下的湿态与干态变形的差值作为该应力状态下的湿化变形量^[5]。在土石坝有限元计算中,通常采用增量分析方法实现:

设单元在浸水前的应力状态为 $\{\sigma_d\}$,假定它是由 n 级应力增量按比例增加达到的,则每级应力增量为:

$$\{\Delta\sigma\} = \{\sigma_d\}/n \quad (1)$$

对于每级增量,用干态的刚度矩阵 $[D_d]$ 求应变增量 $\{\Delta c\}$:

$$\{\Delta c\} = [D_d]^{-1} \{\Delta\sigma\} \quad (2)$$

式中:刚度矩阵 $[D_d]$ 是与当前的应力状态有关的干态弹性或塑性矩阵。

将各级增量下的 $\{\Delta c\}$ 累加,即得浸水前的总应变 $\{c\}$ 。

假定浸水前后应变相同,则浸水后每级的应力增量可按式计算:

$$\{\Delta\sigma_w\} = [D_w] \{\Delta c\} \quad (3)$$

式中: $[D_w]$ 为浸水饱和状态下的刚度矩阵。

将各级增量下的 $\{\Delta\sigma_w\}$ 累加,即得浸水后的总的应力 $\{\sigma_w\}$ 。

按假想约束的思路,可确定由湿化变形产生的“初应力”为:

$$\{\Delta\sigma\} = \{\sigma_d\} - \{\sigma_w\} \quad (4)$$

然后将此假想的“初应力”约束释放,转化为等效结点荷载,即

$$\{F\} = - \sum \iint_A [B]^T \{\Delta\sigma\} dA \quad (5)$$

式中: $[B]$ 为单元几何矩阵;负号表示将等效结点荷载反向作用在各结点上。

由等效结点荷载 $\{F\}$,即可求得土体由于浸水湿化所引起的附加位移和附加应变。若同时施加心墙水压力、浮托力,便可得到考虑了水压力、浮托力和湿化作用的结果。

2 三维非线性有限元计算

2.1 有限元模型

某沥青混凝土心墙堆石坝,坝顶高程 2 793.15 m,坝顶宽度 7 m,坝顶长度 147.72 m,最大坝高 44.65 m,上游 2 793.15 m 以上坝坡坡比为 1: 2.25, 2 793.15 m 以下坝坡坡比为 1: 2.5,在 2 793.15 m 处结合利用上游围堰设一宽为 8.0 m 的马道,在 2 768.15 m 处利用开挖弃渣形成压坡体,下游坝坡坡比为 1: 2.25,在 2 769.15 m 和 2 781.15 m 处各设一宽为 2.0 m 的马道。沥青混凝土心墙采用垂直等厚布置型式,与混凝土基座采用弧形铰接型连接,与混凝土防渗墙采用平接型连接。

为适当减小工作量,在保证计算结果准确的前提下,对计算模型进行适当简化:计算模型的坝体部分不考虑 L 型挡墙及排水反滤层,地基部分将建基面进行水平处理,且不考虑帷幕灌浆和上游围堰处的防渗墙。三维有限元计算网格如图 1 所示,坝体网格以空间 8 结点六面体等参单元为主,在某些部位适当剖划空间 6 结点五面体等参单元。

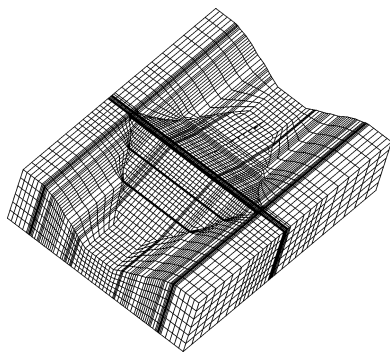


图 1 三维有限元计算网格

由于沥青混凝土与过渡料的应力变形相差较大,在这两种材料相互交接部分可能将产生位移不

连续现象,因此在沥青混凝土与过渡料之间设置 ABAQUS 自带的三节点无厚度接触单元以模拟接触面力学特性,由于缺乏资料,据工程经验选取,沥青混凝土与过渡料之间的摩擦系数取 0.5。整个计算域共剖分单元 27 932 个,结点 32 301 个。 X 轴为顺河向,指向下游为正,在上、下游外侧边界施加 X 向约束; Y 轴为坝轴线方向,指向左岸为正,在左、右岸外侧施加 Y 向约束; Z 轴为竖直向,指向上为正,在地基底部施加固定约束。心墙网格剖分见图 2。

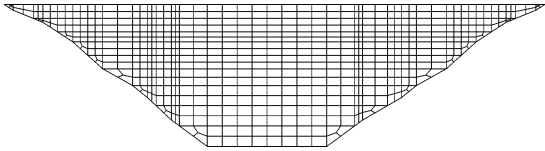


图 2 心墙剖面网格图

2.2 计算参数

堆石料、过渡层、沥青混凝土心墙、弃渣压重和覆

表 1 三维非线性有限元计算参数

材料类型	$\gamma /$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	K	n	R_f	$c /$ kPa	$\varphi_0 /$ ($^\circ$)	K_b	n_{ur}	m	K_{ur}
堆石料	19.00	760	0.20	0.72	5	36	380	0.20	0.15	1400
过渡层	21.00	850	0.44	0.76	0	38	425	0.40	0.35	1500
沥青混凝土心墙	24.00	400	0.33	0.60	400	32	200	0.33	0.25	800
弃渣压重	19.00	550	0.20	0.72	0	36	275	0.20	0.15	1045
覆盖层	19.50	600	0.35	0.73	0	36	300	0.35	0.10	1140
弱风化地基	25.00				$E = 1.0 \text{ GPa}, \nu = 0.30$					
基岩	25.50				$E = 2.0 \text{ GPa}, \nu = 0.27$					
混凝土基座	23.00				$E = 25.0 \text{ GPa}, \nu = 0.17$					
混凝土防渗墙	23.00				$E = 2.5 \text{ GPa}, \nu = 0.26$					
* 堆石料	19.00	656	0.20	0.72	5	34	329	0.20	0.15	1167
* 过渡层	21.00	734	0.44	0.76	0	36	368	0.40	0.35	1250
* 弃渣压重	19.00	475	0.20	0.72	0	34	238	0.20	0.15	871

3 计算成果与分析

3.1 坝体应力变形分析

各工况下坝体的水平位移如图 3 所示。竣工期水平位移等值线图相对于坝轴线基本呈对称分布,上游坝体偏向上游,最大值为 9.3 cm,下游坝体偏向下游,最大值为 10.5 cm。蓄水后,坝体的水平位移重新调整,在水荷载作用下,上游坝体偏向上游的水平位移明显减小,下游坝体偏向下游的水平位移明显增大:一次性蓄水,上游坝体的水平位移最大值减小到 5.0 cm,下游坝体的水平位移增大到 16.7 cm,可见水压力对坝体水平位移有较大的影响;由图 3(b)和 3(c)可以看出,考虑湿化的一次性蓄水

盖层均采用邓肯-张 E-B 材料本构模型^[6-8],混凝土基座、混凝土防渗墙、坝基及两岸基岩采用线弹性材料本构模型^[9-11],计算模拟了心墙、过渡区、堆石区等坝体材料分区。根据试验资料,坝体各分区材料的计算参数如表 1,其中带 * 号的为湿化参数。

2.3 加载过程

对堆石体填筑施工过程进行模拟,根据沥青混凝土心墙堆石坝的施工特点,荷载采用逐级施加的方式,沥青混凝土心墙与坝体堆石同步碾压上升。按坝体施工填筑的先后顺序分 11 级来加载,其中第 1 级进行地基加载求初始地应力场,同时完成混凝土防渗墙的施工;第 2 级~第 10 级模拟筑坝料的分级填筑;第 11 级模拟弃渣压重。对于一次性蓄水,第 12 级模拟水荷载一次性加载至正常蓄水位;对于分期蓄水,第 12 级~第 17 级模拟水荷载的分期加载,共分 6 期蓄水。

偏向上游的区域有所扩大,上游坝体偏向上游的水平位移最大值由 5.0 cm 增大到 6.4 cm,较不考虑湿化增加 28.0%,而偏向下游的水平位移较不考虑湿化略小,水平位移最大值由 16.7 cm 减小到 16.0 cm,较不考虑湿化减小 4.2%;由图 3(b)和图 3(d)可知,分期蓄水时的水平位移等值线图与一次性蓄水时的水平位移等值线图基本一致,上游坝体水平位移最大值略有减小,由 5.0 cm 减小到 4.9 cm,较一次性蓄水减小 2.0%,下游坝体水平位移最大值略有增加,由 16.7 cm 增加到 16.8 cm,较一次性蓄水增加 0.6%。正常蓄水期各条件下坝体的最大水平位移值见表 2。

坝体竖向位移的等值线分布如图 4 所示。竣工

期竖直沉降相对于坝轴线基本呈对称分布,沉降最大区域分布在 1/2 坝高偏下处,最大值为 35.4 cm,约占坝高的 0.8%。

各蓄水期的竖向位移等值线图基本一致,沉降最大区域均分布在 1/2 坝高偏下处:不考虑湿化的一次性蓄水,沉降最大值为 31.7 cm,稍小于竣工期的最大沉降值 35.4 cm,这是由于浮托力抵消部分坝体自重的结果,可见,坝体在竣工期沉降基本完成;由图 4(b) 和 4(c) 可以看出,坝体沉降有所增

加,最大沉降为 33.2 cm,较不考虑湿化增加 4.7%,蓄水考虑湿化的这种明显的沉降变化是由心墙上游侧坝体浸水湿化引起的,当坝体材料浸水后,弹性模量变小,在大致相当的荷载下,沉降变大。

由图 4(b) 和 4(d) 可知,分期蓄水时的最大沉降比一次性蓄水时有所增大,但增大的幅度不明显,最大值仅由 31.7cm 增大到 31.8cm,较一次性蓄水增加 0.3%。正常蓄水期各条件下坝体的竖直沉降位移值见表 2。

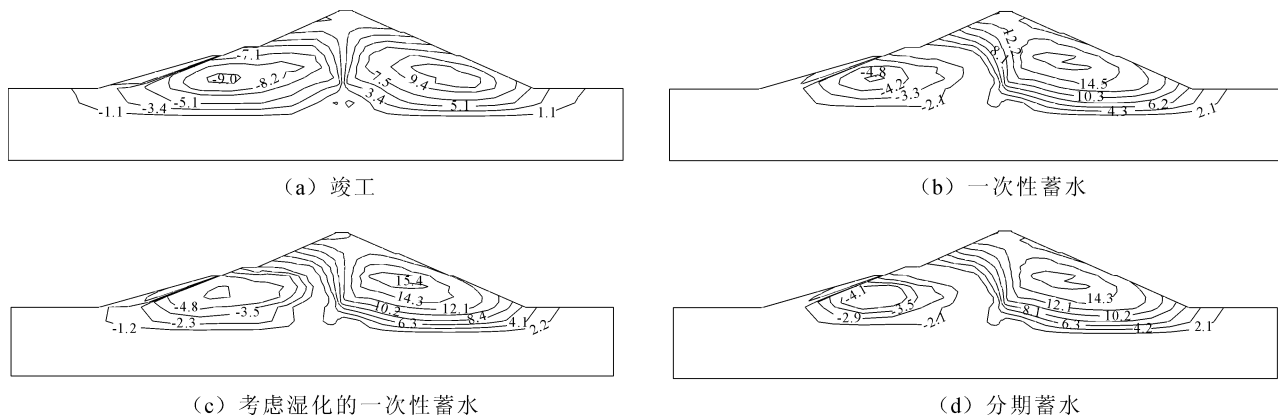


图 3 各工况下水平位移等直线图

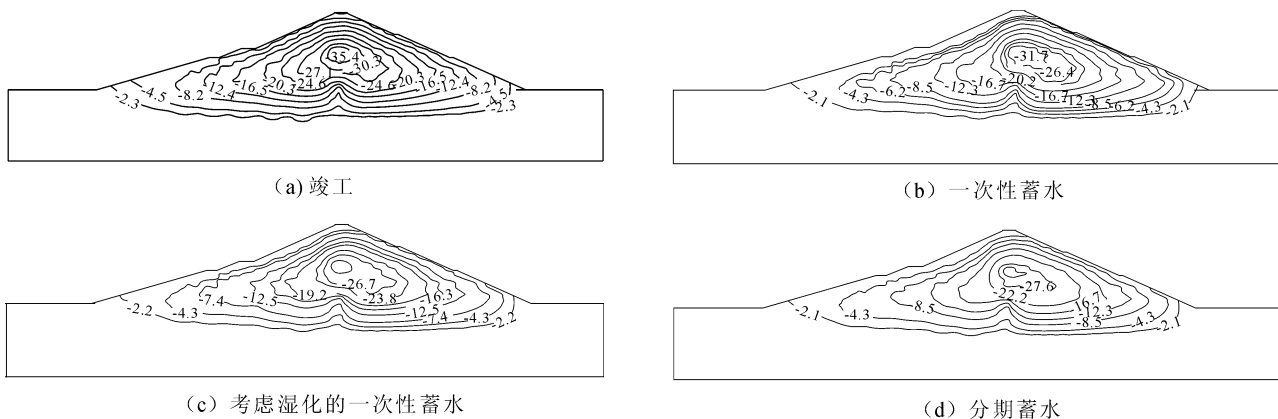


图 4 各工况下竖向位移等值线图

表 2 正常蓄水期各条件下坝体最大位移计算值

条件	水平位移 (上游/下游)/ cm	竖直 沉降/ cm	较一次性蓄水 减小(或增大)/%	
			水平位移	竖直沉降
一次性蓄水	-5.0/16.7	-31.7		
考虑湿化的 一次性蓄水	-6.4/16.0	-33.2	28.0/4.2	4.7
分期蓄水	-4.9/16.8	-31.8	2.0/0.6	0.3

第 1 主应力和第 3 主应力的分布如图 5 和图 6 所示,各工况下大主应力均随填筑高度的增加而减小,且等值线大致与坝坡平行,各工况下大主应力分布规律基本一致;各工况下小主应力均随坝体断面高

程增加而减小,除竣工期外,正常蓄水期的 3 种计算情况的小主应力的分布规律基本一致,且上游坝体的小主应力均小于同一高程下的下游坝体的小主应力。由于沥青混凝土心墙与防渗墙及周围坝体材料的影响,沥青混凝土心墙与防渗墙连接部(以下简称“连接部”)周围出现了应力集中的现象,最大第一主应力和最大第三主应力均出现在连接部。竣工期的大主应力 σ_1 最大值为 1.63 MPa,小主应力 σ_3 最大值为 0.56 MPa,均大于正常蓄水期 3 种计算情况的大小主应力的最大值,这是由于浮托力抵消部分坝体自重导致坝体应力减小的结果。不考虑湿化的一次性蓄水的大

主应力 σ_1 最大值为 1.53 MPa, 小主应力 σ_3 最大值为 0.54 MPa, 如图 5(b) 和 6(b) 所示; 由图 5(b)、5(c) 和 6(b)、图 6(c) 可以看到, 考虑湿化的一次性蓄水的大主应力最大值和小主应力最大值均较不考虑湿化有所减小, σ_1 最大值为 1.42 MPa, 较不考虑湿化减小 7.2%, σ_3 最大值为 0.52 MPa, 较不考虑湿化减小

3.7%; 由图 5(b)、5(d) 和 6(b)、6(d) 可知, 分期蓄水的 σ_1 最大值和 σ_3 最大值均较一次性蓄水有所减小, σ_1 最大值由 1.53 MPa 减小到 1.51 MPa, σ_3 最大值由 0.54 MPa 减小到 0.53 MPa, 较一次性蓄水分别减小 1.3% 和 1.9%。正常蓄水期各条件下坝体的最大应力见表 3。

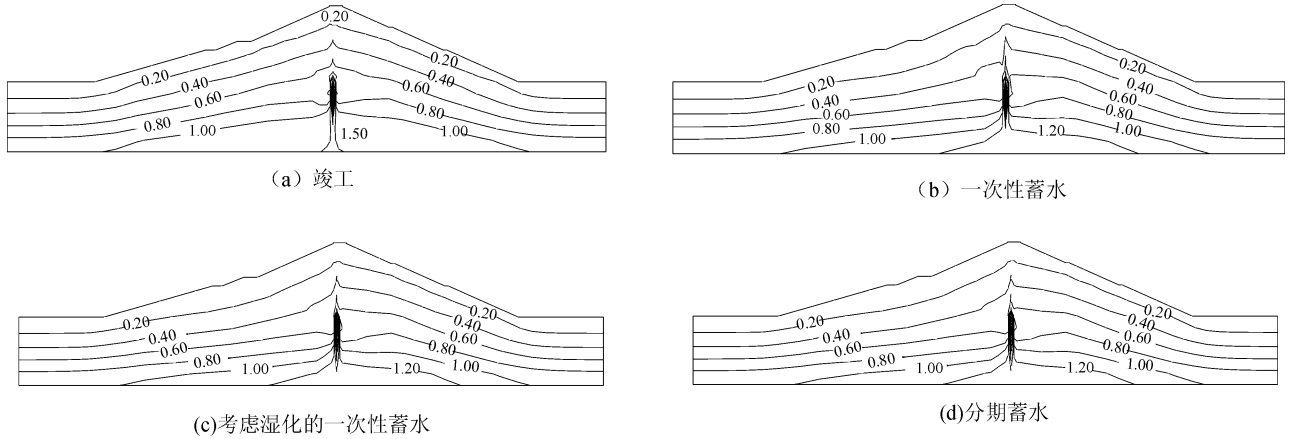


图 5 各工况下第一主应力等值线图

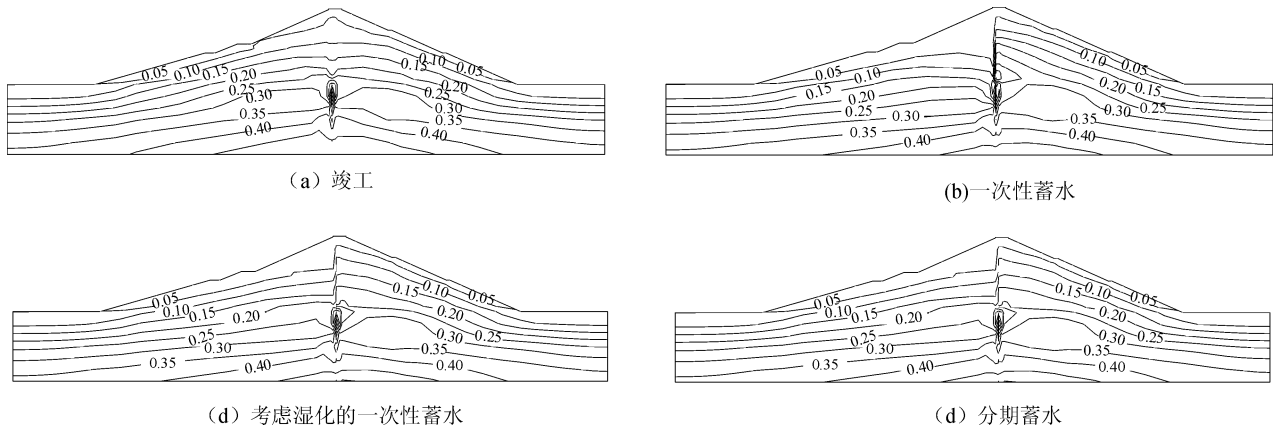


图 6 各工况下第三主应力等值线图

表 3 正常蓄水期各条件下坝体最大应力计算值

条件	大主应力最大	小主应力最大	较一次性蓄水减小/%	
	值/MPa	值/MPa	坝体大主应力最大值	坝体小主应力最大值
一次性蓄水	1.53	0.54		
考虑湿化的一次性蓄水	1.42	0.52	7.2	3.7
分期蓄水	1.51	0.53	1.3	1.9

3.2 心墙应力变形分析

竣工期沥青混凝土心墙最大沉降值为 35.4 cm; 对于不考虑湿化的一次性蓄水, 心墙沉降最大值为 31.2 cm, 稍小于竣工期; 对于考虑湿化的一次性蓄水, 心墙沉降最大值为 33.2 cm; 分期蓄水时心

墙的沉降最大值为 31.4 cm。各蓄水期的心墙垂直位移图基本相似, 且与竣工期相比, 最大沉降量的出现部位和竣工时的大体一致。表 4 给出了心墙最大剖面在正常蓄水期各条件下的位移值。

表 4 正常蓄水期各条件下心墙最大位移计算值

条件	轴向位移/cm		水平位移/沉降/cm	较一次性蓄水减小(或增大)/%	
	左岸	右岸		轴向位移	水平位移
一次蓄水	-4.4	2.0	13.8 - 31.2		
考虑湿化的一次性蓄水	-4.0	2.2	12.9 - 33.2	9.1/10.0	6.5 6.4
分期蓄水	-4.2	2.1	13.7 - 31.4	4.5/5.0	0.7 0.6

竣工期心墙大主应力与小主应力的极值分别为 1.29 MPa 和 0.50 MPa, 竣工期和蓄水后心墙的应力

等值线与等高线基本平行,且从坝顶向坝基呈现逐渐加大的趋势,不管是在竣工期还是蓄水期,心墙基

本全部受压。表 5 给出了正常蓄水期各条件下心墙的最大应力计算值。

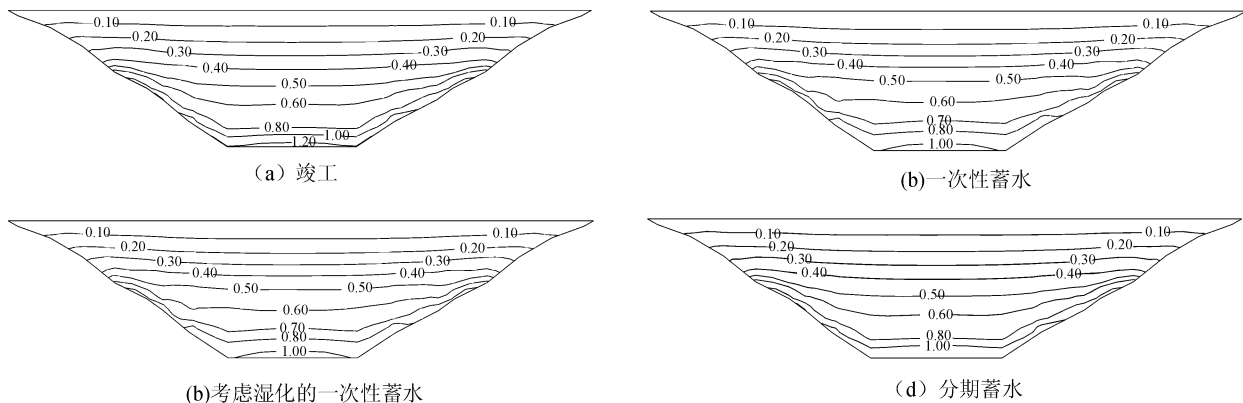


图 7 各工况下心墙大主应力等值线图

表 5 正常蓄水各条件下心墙最大应力计算值

条件	大主应力最大	小主应力最大	较一次性蓄水减小/%	
	值/MPa	值/MPa	大主应力最大值	小主应力最大值
一次性蓄水	1.13	0.46		
考虑湿化的一次性蓄水	1.06	0.44	6.2	4.3
分期蓄水	1.12	0.45	0.9	2.2

4 结 语

(1)根据坝体实际运行的情况模拟分期蓄水的过程,计算结果表明分期蓄水对坝体和心墙的应力变形影响均较小,在中低沥青混凝土心墙堆石坝的计算中甚至可以忽略分期蓄水对其的影响。

(2)模拟湿化变形的计算结果,符合坝体浸水的真实情况,从多种工况的计算结果来看,湿化作用对坝体和心墙的应力变形影响较大,在坝体应力变形分析中应考虑湿化对其的影响。

(3)湿化对沥青混凝土心墙堆石坝应力应变的影响较大,在实际工程中,应采取相关措施减小这种影响,如:洒水碾压,加大堆石体的碾压程度,增加密实度等。

参考文献:

[1] 方国宝. 面板堆石坝堆石体湿化变形分析方法研究

[D]. 南京:河海大学,2007.

[2] 李全明,于玉贞,张丙印,等. 黄河公伯峡面板堆石坝三维湿化变形分析[J]. 水力发电学报,2005,24(3):24-29.

[3] 殷宗泽. 土工原理[M]. 北京:中国水利水电出版社,2007.

[4] 魏松,朱俊高. 粗粒土料湿化变形三轴试验研究[J]. 岩土力学,2007,27(8):1609-1614.

[5] 费康,刘汉龙. ABAQUS的二次开发及在土石坝静、动力分析中的应用[J]. 岩土力学,2010,31(3):881-890.

[6] 王瑞骏,李炎隆,韩艳丽. 均质土坝基础混凝土防渗墙应力变形特性研究[J]. 西北农林科技大学学报(自然科学版),2010,38(9):222-228+234.

[7] 李志强,张鸿儒,侯永峰,等. 土石坝沥青混凝土心墙三轴力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报,2006,25(5):997-1002.

[8] 何晓民. 沥青混凝土三轴应力条件下的力学特性[J]. 长江科学院院报,2000,17(2):37-40.

[9] 李炎隆,李守义,韩艳,等. 沥青混凝土心墙堆石坝有限元数值分析[J]. 水资源与水工程学报,2013,24(2):38-42.

[10] 张丙印,李全明,熊焰,等. 三峡茅坪溪沥青混凝土心墙堆石坝应力变形分析[J]. 长江科学院院报,2004,21(2):18-21.

[11] 胡春林,黄廖山,李友华. 土石坝沥青混凝土心墙的变形特性研究[J]. 武汉理工大学学报,2001,23(9):47-49.