

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2017.01.011

# 软基上面板堆石坝加高可行性研究

米占宽<sup>1</sup>, 刘越<sup>2</sup>, 施练东<sup>3</sup>, 张泽辉<sup>2</sup>, 应立锋<sup>3</sup>

(1. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029; 2. 浙江省水利水电勘测设计院, 浙江 杭州 310002;  
3. 绍兴市汤浦水库有限公司, 浙江 上虞 312364)

**摘要:** 汤浦水库东、西主坝拦河坝为混凝土面板堆石坝, 坝高约 30 m, 建基面为第四系软基, 为满足供水需求, 需将坝高增加 1.7 m, 正常蓄水位增加 2 m, 大坝加高拟比选堆石体和空心箱体两种方案。首先通过土工试验初步确定了计算参数初始值, 然后根据原型观测资料对老坝坝基参数进行了反演分析, 确定了土体本构模型计算参数, 最后对两种加高方案分别进行了三维有限元应力变形计算分析。研究表明, 大坝经过 15 a 运行, 地基固结已基本完成, 为大坝加高创造了良好的条件。较之于空心箱体加高方案, 堆石体加高方案对坝体变形、防渗体系应力变形以及周边缝变形的影响略大一些, 但两种加高方案防渗体系的拉压应力均在混凝土抗拉和抗压强度允许范围内, 周边缝的三向变位也小于设计允许值, 两种加高方案均是可行的, 空心箱体加高方案略优于堆石体加高方案。

**关键词:** 软弱地基; 面板堆石坝; 加高; 防渗体系

**中图分类号:** TV641.4

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1672-1144(2017)01-0052-08

## Feasibility of Heightening Concrete Face Rockfill Dam on Soft Soil Foundation

MI Zhankuan<sup>1</sup>, LIU Yue<sup>2</sup>, SHI Liandong<sup>3</sup>, ZHANG Zehui<sup>2</sup>, YING Lifeng<sup>3</sup>

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing, Jiangsu 210029, China;

2. Zhejiang Design Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power, Hangzhou, Zhejiang 310002, China;

3. Shaoxing Tangpu Reservoir Co., Ltd., Shangyu, Zhejiang 312364, China)

**Abstract:** The east and west barrage dams of Tangpu Reservoir are concrete face rockfill dams whose heights are about 30 m and was built on quaternary soft soil foundation. To meet the requirements of water supply, the dam height and the normal pool level should increase 1.7 m and 2 m. Two schemes of rockfill and hollow box were compared and selected. Firstly, the initial values of the calculated parameters are determined by the soil test, and then the soil constitutive model parameters of the soil foundation are determined by the inversion analysis based on the prototype observation data of the old dams. After 15 years operation the consolidation of soil foundation has been completed creating favorable conditions for dam heightening. Comparing with the hollow box scheme, the dam body deformation, the impervious system stress deformation and the peripheral joint deformation are slightly bigger than the rockfill scheme. However, the tensile and compressive stresses of the impervious system are within the allowable range of the concrete strength, the 3-D displacements of the peripheral joint are less than the design value. It is indicated that the two heightening schemes are feasible, but the hollow box scheme is slightly better than rockfill scheme.

**Keywords:** soft soil foundation; concrete face rockfill dam (CFRD); heightening; impervious system

迄今为止国内外已有许多老坝加高的工程案例<sup>[1-5]</sup>, 坝型包括土石坝、面板堆石坝、拱坝以及重力坝等, 几乎涵盖了所有坝型, 加高高度从几米到上百米不等。这类加高工程的共同特点是老坝建基面

均为基岩, 坝体加高对大坝应力变形影响较小, 而对于软基上的大坝而言, 由于软基强度低、固结时间长, 筑坝前虽对软基进行了加固处理, 但仍会出现较大的变形, 从而导致加高前防渗体系的应力变形已

收稿日期: 2016-11-01

修稿日期: 2016-11-26

基金项目: 水利部公益性行业科研专项经费项目(201501035); 国家自然科学基金项目(51679149); 中央级公益性科研院所基本科研业务费专项资金项目(Y312011, Y313012)

作者简介: 米占宽(1973—), 男, 山西文水人, 博士, 教授级高工, 主要从事土工试验和数值分析研究工作。E-mail: zkmi@nhri.cn。

经较大,如加高方案选择不当,可能会破坏现有的防渗体系,因而对软基上的大坝加高较为慎重,这也是目前尚未有在软基上加高大坝尤其是面板坝的重要原因。

我国有近三分之一的土石坝,其设计洪水位不满足防洪标准<sup>[1]</sup>,其中有相当一部分建在软基上。考虑到坝体失事带来的巨大危害,我国会相继对部分土石坝进行加高。选择合适的加高方案对确保大坝的安全极为重要。

王年香等<sup>[6]</sup>利用土工离心模型试验技术研究了软基上汤浦水库混凝土面板堆石坝现状和加高后坝体和坝基、面板的应力和变形规律,探讨了加高方案的可行性。但严格说来,土工离心模型试验属于平面应变问题,难以反映河谷形状、地基复杂的地质条件对坝体应力变形的影响,也难以反映周边缝等细微结构的变形特征。

依托汤浦水库工程,本文在坝基和筑坝材料物理学特性试验的基础上,根据原型观测资料对老坝进行了反演计算分析,据此确定了计算参数,然后对加高后的大坝开展了三维有限元应力变形分析,比较分析了不同加高方案对大坝应力变形的影响,重点研究了面板和防渗墙等防渗体系的应力变形,对不同加高方案的可行性进行了论证。本文的研究对类似工程具有一定的指导作用和借鉴意义。

## 1 工程概况

汤浦水库位于浙江省上虞市汤浦镇南曹娥江支流小舜江上,拦河坝分为东、西主坝和副坝。其中,东、西主坝为混凝土面板堆石坝,副坝为混凝土重力坝。本文的研究对象为东、西主坝。西主坝于 1999 年 5 月完成填筑,同年 8 月东主坝完成填筑。

### 1.1 工程地质条件

坝基第四系地层主要为冲堆积层,一般具二元结构,西主坝主要为粉质黏土、含泥粉细砂、含泥砂砾石及淤泥质土夹层;东主坝主要为粉质黏土,局部为含泥粉细砂层和含泥砂砾石层。由于西主坝坝基含淤泥质土,其地质条件较之东主坝要差。

### 1.2 大坝分区设计

东、西主坝最大坝高均为 29.6 m,坝顶高程均为 36.6 m,东主坝坝顶长 350 m,西主坝坝顶长 281 m。

东、西主坝上、下游坝坡均为 1:1.4,从上游向下游依次分为 4 个主要填筑区:2A 垫层区、3A 过渡区、3B 主堆石区、3C 下游堆石区。

### 1.3 大坝防渗设计

坝体采用 C25 混凝土防渗面板防渗,厚 0.30 m

~0.40 m。坝基采用 C10 混凝土防渗墙防渗,厚 80 cm,嵌入弱风化岩 1 m。

### 1.4 软基处理

为防止坝基特别是趾板产生过大沉降变形,建坝前在坝轴线上游坝基范围内设置振冲碎石桩加固地基,桩径 1 m,桩距 1.8 m~3.0 m,梅花形布置。东主坝底高程为 -4.5 m;西主坝进入含泥粉细砂层,底高程为 -8.5 m,进入砂砾石层。图 1 为西主坝标准剖面图。

### 1.5 大坝施工顺序

大坝施工顺序如下:振冲碎石桩施工→坝基下部防渗墙施工→大坝分层填筑至趾板底高程→坝基上部防渗墙施工→浇筑趾板→大坝分层填筑→浇筑面板。

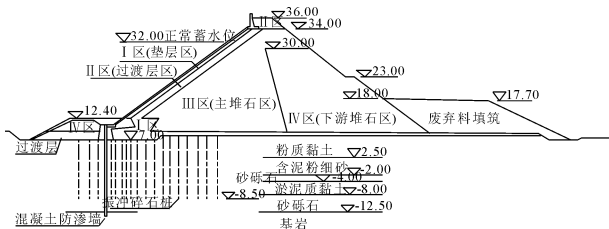


图 1 西主坝标准剖面图

### 1.6 大坝加高方案

为满足供水需求,需对大坝进行加高,坝顶高程增加 1.7 m,正常蓄水位增加 2 m。大坝加高比选两种方案,一种为空心箱体加高方案,见图 2(a)所示,工程历时 2 个月;另一种则为传统加高方案,仍采用堆石料填筑坝体,下游坡帮坡宽度约为 2 m,见图 2(b)所示,工程历时 3 个月。

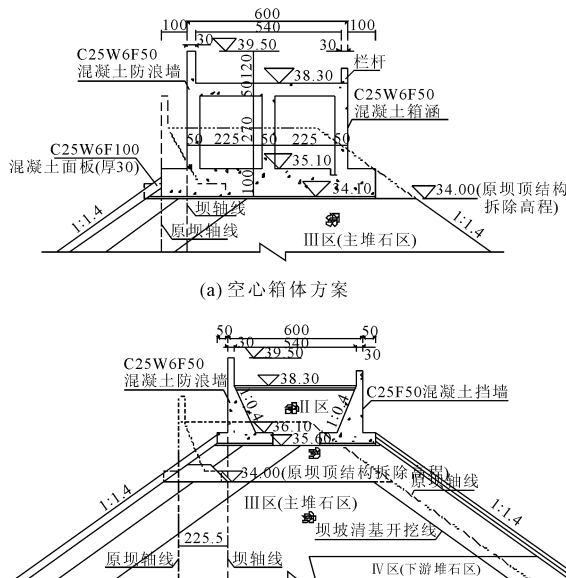


图 2 大坝加高方案

## 2 计算参数反演

### 2.1 本构模型

(1) 土体本构模型。土体本构模型采用南水双曲面弹塑性模型<sup>[7]</sup>,该模型与非线性弹性模型相比,可以考虑堆石体的剪胀和剪缩特性,能够较为真实地反映坝体的应力应变性状<sup>[8]</sup>。值得指出的是该模型亦可采用邓肯  $E-v$  模型的参数进行计算。

(2) 混凝土本构模型。混凝土本构模型采用线弹性模型。

(3) 接触面模型。由于混凝土结构与周围材料的刚度差异较大,在荷载作用下,两者接触面因变形不协调会发生相对位移。为了反映两者之间的相互作用,进行有限元分析时,必须考虑其接触特性。

目前常用的接触面单元有 Goodman K T 等<sup>[9]</sup>无厚度单元和 Sharma K G 等<sup>[10]</sup>薄层单元。由于接触面是一种无厚度的界面,理论上采用无厚度单元来模拟更加合适一些,但实际上无厚度单元为受压情况,为避免重叠,需将法向刚度要取得很大,另外剪

切错动并不一定发生在界面上,可能会深入到土体内部一定距离。薄层单元则在一定程度上反映了法向变形,但薄层单元厚度的选择对计算结果有较大的影响,单元厚度太大会从物理上带来误差,太小会从数学上带来误差,Sharma K G 建议单元厚度  $t$  与长度  $B$  之比  $t/B = 1/10 \sim 1/100$  之间比较合适。

殷宗泽等<sup>[11]</sup>研究表明,土与结构接触面上的剪应力是不均匀的,剪切变形实际上是刚塑性的,在此基础上,提出了接触摩擦模型<sup>[11]</sup>,对比分析表明该模型可较好地反映接触面间的剪切错动<sup>[12]</sup>,故本文选用该模型进行分析。

### 2.2 计算参数初值

计算参数的初始值根据三轴 CD 试验结果确定,见表 1 所示。表中, $\rho$  为密度; $c$  为黏聚力; $\varphi_0$  为围压等于 1 个大气压下的摩擦角, $\Delta\varphi$  为围压增加 10 倍后  $\varphi_0$  的减小量; $K$ 、 $n$  分别为杨氏模量系数和幂次; $R_f$  为破坏比; $D$ 、 $F$  和  $G$  为与体积应变相关的 3 个参数<sup>[7]</sup>; $k_v$  为垂直向渗透系数; $k_h/k_v$  表示水平向渗透系数与垂直向渗透系数的比值。

表 1 计算参数

| 坝位  | 材料名称                    | $\rho/(g \cdot cm^{-3})$ | $c/kPa$ | $\varphi_0(^{\circ})$ | $\Delta\varphi(^{\circ})$ | $K$    | $n$  | $R_f$ | $D$   | $G$  | $F$   | $k_v/(cm \cdot s^{-1})$ | $k_h/k_v$ |
|-----|-------------------------|--------------------------|---------|-----------------------|---------------------------|--------|------|-------|-------|------|-------|-------------------------|-----------|
| 东主坝 | 2A 垫层                   | 2.09                     | —       | 58.80                 | 10.90                     | 1245.0 | 0.35 | 0.60  | 10.40 | 0.40 | 0.120 | —                       | —         |
|     | 3A 过渡层                  | 2.08                     | —       | 59.50                 | 13.30                     | 1400.0 | 0.29 | 0.65  | 10.10 | 0.39 | 0.150 | —                       | —         |
|     | 3B 主堆石                  | 2.04                     | —       | 58.40                 | 14.90                     | 1278.4 | 0.43 | 0.79  | 7.63  | 0.39 | 0.140 | —                       | —         |
|     | 3C 下游堆石                 | 2.05                     | —       | 58.40                 | 14.90                     | 1278.4 | 0.43 | 0.79  | 7.63  | 0.39 | 0.140 | —                       | —         |
|     | alQ <sub>4</sub> 粉质黏土   | 1.95                     | 23.9    | 24.60                 | —                         | 146.6  | 0.58 | 0.80  | 2.60  | 0.34 | 0.170 | $2.4 \times 10^{-7}$    | 3.0       |
|     | alQ <sub>4</sub> 粉细砂    | 2.02                     | 7.0     | 28.00                 | —                         | 300.0  | 0.58 | 0.84  | 3.52  | 0.46 | 0.290 | —                       | —         |
|     | alQ <sub>3</sub> 砂砾石    | 1.94                     | —       | 54.79                 | 11.76                     | 1230.0 | 0.39 | 0.85  | 6.35  | 0.46 | 0.160 | —                       | —         |
| 西主坝 | 振冲碎石桩                   | 2.10                     | 0.0     | 48.30                 | 5.60                      | 1340.0 | 0.43 | 0.79  | 5.80  | 0.33 | 0.085 | —                       | —         |
|     | 3C 下游堆石                 | 1.97                     | —       | 55.80                 | 13.60                     | 792.5  | 0.53 | 0.78  | 6.75  | 0.33 | 0.090 | —                       | —         |
|     | alQ <sub>4</sub> 粉质黏土   | 1.92                     | 18.5    | 29.90                 | —                         | 132.2  | 0.72 | 0.73  | 4.30  | 0.34 | 0.100 | $1.0 \times 10^{-7}$    | 3.0       |
|     | lQ <sub>4</sub> 淤泥质粉质黏土 | 1.84                     | 20.8    | 21.80                 | —                         | 46.1   | 0.74 | 0.70  | 3.40  | 0.20 | 0.010 | $0.2 \times 10^{-7}$    | 3.0       |
|     | alQ <sub>3</sub> 砂砾石    | 1.94                     | —       | 54.79                 | 11.76                     | 1230.0 | 0.39 | 0.85  | 6.35  | 0.46 | 0.160 | —                       | —         |

### 2.3 反演结果

反演分析采用单纯形法,该方法的一个显著优点是在采用有限元方法进行计算时,不需要重新推导有限元方程,重新编制有限元程序,只需把现有的有限元计算程序作为一个子程序应用即可。

相比较人工填筑的坝体材料而言,覆盖层的参数更加难以准确测定<sup>[13]</sup>。故本文主要对基覆盖层参数且对坝体变形影响显著的模量系数  $K$  进行反演。反演采用的数据为竣工期实测沉降量。

(1) 东主坝。图 3 给出了东主坝 0+130 断面竣工期计算的沉降等值线与实测值的对比图。以下图 3~图 19 横坐标均为距离,单位 m;纵坐标均为高程,

单位 m。从图 3 中可以看出,除 SG1、SG5 和 SG6 实测值与计算值偏差略大以外,其它测点的计算值与实测值基本一致,这主要是由于观测房建造时间滞后于仪器埋设时间,SG1、SG5、SG6 的观测沉降值未经修正所致。由此反演得到的坝基覆盖层参数见表 2。

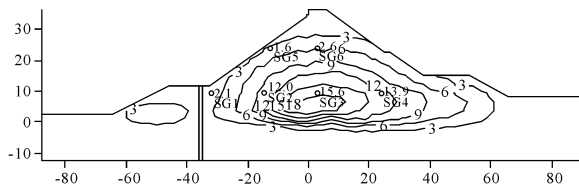


图 3 东主坝 0+130 断面竣工期沉降计算值与实测值对比(单位:cm)

表 2 东主坝坝基覆盖层模量系数 K 反演值

| 材料名称                  | K     |     |
|-----------------------|-------|-----|
|                       | 初拟值   | 反演值 |
| alQ <sub>4</sub> 粉质黏土 | 146.6 | 205 |
| alQ <sub>4</sub> 粉细砂  | 300.0 | 420 |

(2)西主坝。图 4 给出了西主坝 0+136 断面竣工期计算的沉降等值线与实测值的对比图,从图 4 中可以看出,除 SG6 实测值与计算值偏差略大以外,其它测点的计算值与实测值基本一致,表明本文采用的西主坝坝基覆盖层参数初始值是合理的。

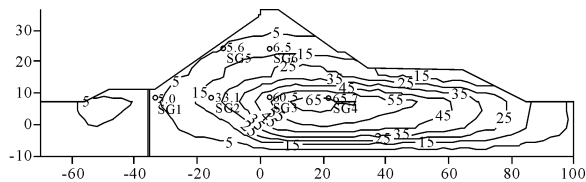


图 4 西主坝 0+136 断面竣工期沉降计算值与实测值对比(单位:cm)

### 3 西主坝计算结果分析

由表 1 和表 2 可见,东主坝坝基软土的压缩模量和强度指标较西主坝坝基软土高,原型观测结果与反演分析结果也表明,西主坝表现了更为明显的沉降,限于篇幅,本节仅给出西主坝的分析结果。

#### 3.1 河床断面 0+101

图 5~图 7 分别为现状情况下、堆石体加高后和空心箱体加高后西 0+101 断面运行期的顺河向位移与沉降分布图(限于篇幅,仅给出运行期的图形,下同),其中顺河向位移指向上游为负、指向下游为正。表 3 给出了其特征值。

现状情况下(老坝)竣工期、蓄水期和运行期坝体最大沉降分别为 66.7 cm、68.8 cm 和 71.2 cm,由于坝轴线下游未加固且下游部位的软土层较厚,故最大值位于偏向下游的建基面上,最大沉降约为坝体高度(坝高+覆盖层厚度)的 1.51%。相比较竣工期,运行期坝顶顺河向位移和沉降分别增加了约 4.4 cm 和 4.7 cm,与防浪墙监测得到的水平位移 7.6 cm 和沉降 5.7 cm 相比,略有偏小。竣工期坝体上、下游向水平位移最大值分别为 4.5 cm 和 10.7 cm;水库蓄水后,坝体上游向水平位移最大值减小为 3.4 cm,而下游向水平位移最大值增大为 11.6 cm;由于坝基下游未加固,在运行期随坝基软土层

的固结,坝体顺河向位移表现为收缩变形,指向下游方向的位移略有减小。

采用堆石体加高后和空心箱体加高后,最大沉降分别增加了约 3.7 cm 和 1.0 cm,指向上下游的水平位移则变化甚微,可见采用堆石体加高较之空心箱体加高对坝体变形的影响略大一些,但总体上都较小。

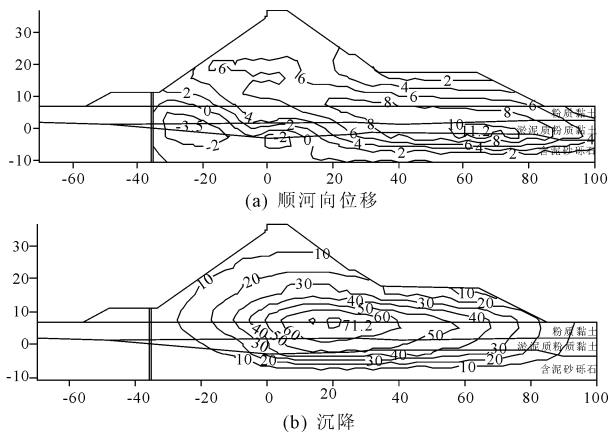


图 5 现状情况下 0+101 断面运行期变形分布图(单位:cm)

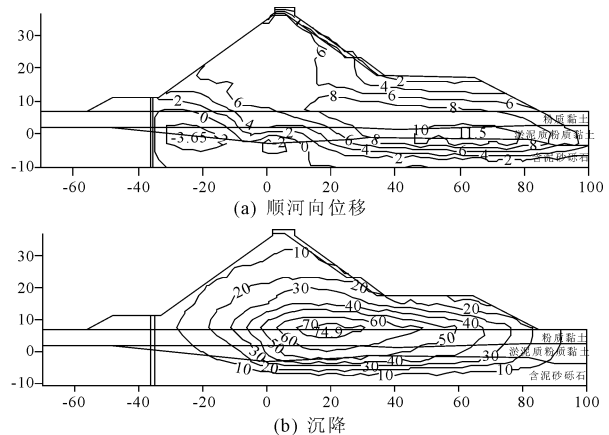


图 6 堆石体加高后 0+101 断面运行期变形分布图(单位:cm)

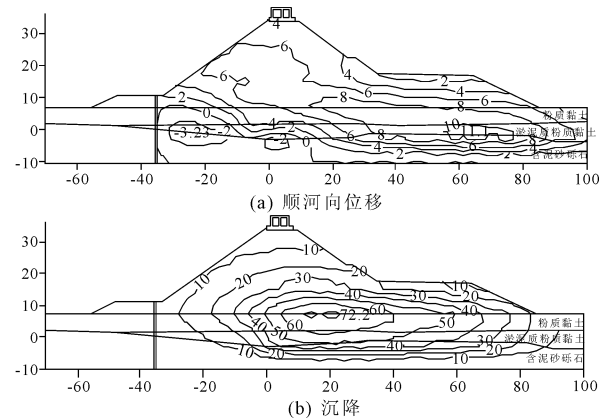


图 7 空心箱体加高后 0+101 断面运行期变形分布图(单位:cm)

表 3 0+101 断面变形特征值

单位:cm

| 变形方向 | 变形特征值 |      |      |       |       |       |        |       |       |
|------|-------|------|------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|
|      | 现状    |      |      | 堆石体加高 |       |       | 空心箱体加高 |       |       |
|      | 竣工期   | 蓄水期  | 运行期  | 竣工期   | 蓄水期   | 运行期   | 竣工期    | 蓄水期   | 运行期   |
| 顺河向  | -4.5  | -3.4 | -3.5 | -4.4  | -3.65 | -3.65 | -3.42  | -3.23 | -3.23 |
|      | 10.7  | 11.6 | 11.2 | 11.3  | 11.5  | 11.5  | 11.0   | 11.1  | 11.1  |
| 沉降   | 66.7  | 68.8 | 71.2 | 73.9  | 74.8  | 74.9  | 71.7   | 72.2  | 72.2  |

注:顺河向指向下游为正,指向上游为负。

### 3.2 混凝土面板

表 4 列出了面板的应力变形特征值。图 8 ~ 图 10 给出了现状情况下、堆石体加高后和空心箱体加高后运行期的面板坝轴向位移和挠度等值线分布,其中坝轴向位移指向右岸为正,指向左岸为负(下同);图 11 ~ 图 13 则给出了运行期面板的坝轴向应力和顺坡向应力等值线分布,其中拉为负,压为正(下同)。

现状情况下面板最大挠度在蓄水期和运行期分别为 4.63 cm、6.76 cm,由于面板为坝体填筑完成后一次性浇筑,故面板变形主要由蓄水所引起,最大值发生在面板的顶部,挠曲率分别为 0.12% 和 0.17%,在已建坝的实测挠曲率(0.02% ~ 0.28%)<sup>[14]</sup> 范围内。蓄水期和运行期面板轴向位移基本表现为上部由河谷中央向两岸变形,下部则由两岸向河谷中央变形。蓄水期和运行期右侧面板指向左岸的最大变形分别为 0.27 cm、0.34 cm;左侧面板变形指向右岸的最大变形分别为 0.17 cm、0.21 cm,其最大值均发生在面板底部。

采用堆石体和空心箱体加高后,由于蓄水位由 32 m 抬升至 34 m,面板挠度进一步增大,但由于坝基软土固结已基本完成,加之坝体加高荷载较小,加高后运行期坝体的沉降与蓄水期相比,变化很小。

面板挠度最大值分别为 9.66 cm 和 7.33 cm,挠曲率分别为 0.24% 和 0.18%。

现状情况下面板应力主要是由于蓄水后坝料变形所引起,与坝轴向变形相对应,面板轴向应力在河床中央上部表现为受拉,下部表现为受压,两岸则是上部受压,下部受拉,蓄水期和运行期的最大压应力分别为 2.08 MPa 和 2.50 MPa,由于左侧岸坡较陡,左坝肩的拉应力较大,蓄水期和运行期的最大值分别为 0.48 MPa 和 0.78 MPa。面板顺坡向应力主要表现为受压,在两岸局部出现了拉应力,压应力在蓄水期和运行期的最大值分别为 3.15 MPa 和 3.72 MPa,拉应力最大值分别为 0.63 MPa 和 0.72 MPa。

采用堆石体和空心箱体加高后,面板应力变化不大,面板轴向压应力最大值分别为 3.07 MPa 和 2.20 MPa,面板轴向拉应力最大值分别为 0.97 MPa 和 0.84 MPa;面板顺坡向压应力最大值分别为 3.63 MPa 和 3.89 MPa,面板顺坡向拉应力最大值分别为 0.99 MPa 和 0.91 MPa。

根据混凝土结构设计规范<sup>[15]</sup>,C25 混凝土的允许抗压强度和抗拉强度分别为 11.9 MPa 和 -1.27 MPa。可见,现状和加高后面板顺坡向和坝轴向的拉压应力均在 C25 素混凝土的允许范围内,混凝土面板是安全的。

表 4 混凝土面板应力变形特征值

| 方案     | 大坝所处状态 | 坝轴向位移/cm |       | 挠度/cm | 坝轴向应力/MPa |      | 顺坡向应力/MPa |      |
|--------|--------|----------|-------|-------|-----------|------|-----------|------|
|        |        | 向右岸      | 指向左岸  |       | 拉         | 压    | 拉         | 压    |
| 现状     | 蓄水期    | 0.17     | -0.27 | 4.63  | -0.48     | 2.08 | -0.63     | 3.15 |
|        | 运行期    | 0.21     | -0.34 | 6.76  | -0.78     | 2.50 | -0.72     | 3.72 |
| 堆石体加高  | 竣工期    | 0.23     | -0.35 | 8.43  | -0.83     | 2.72 | -0.85     | 3.26 |
|        | 蓄水期    | 0.26     | -0.39 | 9.64  | -0.97     | 3.07 | -0.99     | 3.63 |
| 空心箱体加高 | 运行期    | 0.26     | -0.40 | 9.66  | -0.97     | 3.07 | -0.99     | 3.63 |
|        | 竣工期    | 0.22     | -0.33 | 6.47  | -0.69     | 1.97 | -0.82     | 3.48 |
| 空心箱体加高 | 蓄水期    | 0.24     | -0.38 | 7.32  | -0.84     | 2.20 | -0.91     | 3.89 |
|        | 运行期    | 0.24     | -0.38 | 7.33  | -0.84     | 2.20 | -0.91     | 3.89 |

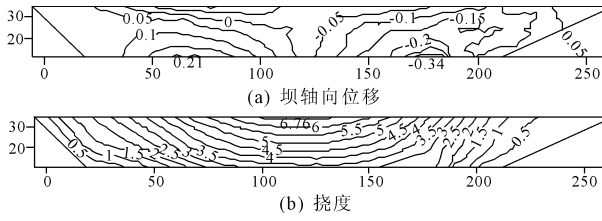


图 8 现状情况下西主坝运行期面板变形分布图(单位:cm)

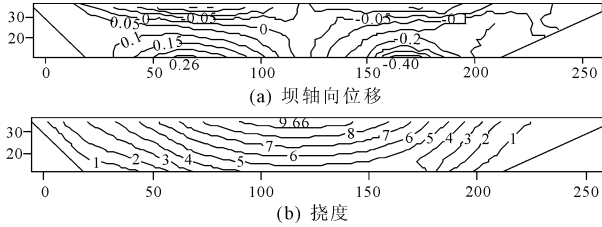


图 9 堆石体加高后西主坝运行期面板变形分布图(单位:cm)

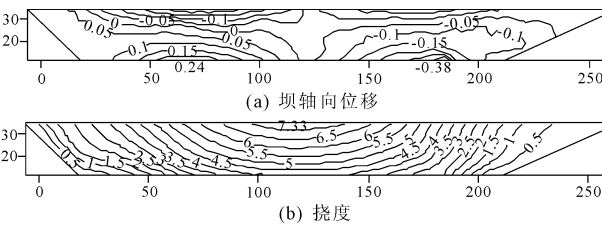


图 10 空心箱体加高后西主坝运行期面板变形分布图(单位:cm)

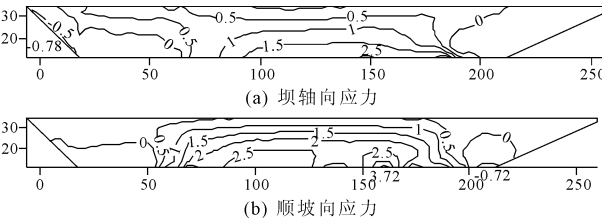


图 11 现状情况下西主坝运行期面板变形分布图(单位:MPa)

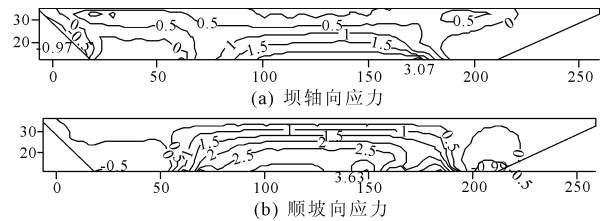


图 12 堆石体加高后西主坝运行期面板变形分布图(单位:MPa)

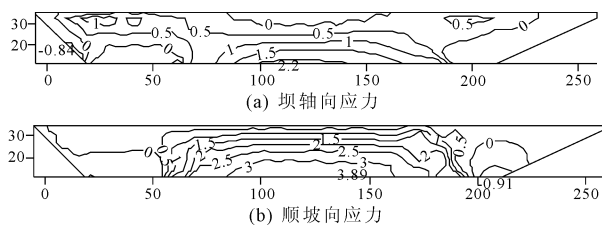


图 13 空心箱体加高后西主坝运行期面板变形分布图(单位:MPa)

### 3.3 混凝土防渗墙

表 5 列出了防渗墙的应力变形特征值。图 14 ~ 图 16 给出了现状情况下、堆石体加高后和空心箱体加高后运行期的防渗墙坝轴向位移和挠度等值线分布;图 17 ~ 图 19 则给出了运行期防渗墙的大主应力和小主应力分布。

现状情况下,对于坝轴向位移,表现为由两侧向河床部位的挤压,坝轴向位移总体上较小,竣工期指向左、右岸的最大位移分别为 0.17 cm 和 0.25 cm,蓄水期指向左、右岸的最大位移分别为 0.28 cm 和 0.35 cm,运行期又略有增大,指向左、右岸的最大位移分别为 0.31 cm 和 0.37 cm,由于防渗墙分两期施工,故最大值发生在一期的顶部;对于顺河向位移,竣工期在土压力作用下表现为指向上游的变形,最大值为 2.89 cm,发生在一期的顶部,蓄水期在水荷载作用作用下均表现为指向下游的变形,最大值为 1.17 cm,运行期由于坝体整体表现为向坝轴线方向的收缩,故指向下游的变形进一步增大,最大值为 1.4 cm。

采用堆石体和空心箱体加高后,由于防渗墙部位采用振冲碎石桩进行了处理,故施工阶段对防渗墙的变形影响较小,主要是由于蓄水位抬高 2 m 后引起防渗墙坝轴向位移和顺河向位移的进一步加大,但量值上都较小,顺河向位移最大值分别只增加了 0.57 cm 和 0.48 cm。

现状情况下,竣工期、蓄水期和运行期防渗墙的最大压应力分别为 4.56 MPa、6.2 MPa 和 6.4 MPa,由于岸坡附近墙的高度相对较小,加之边界约束条件的影响,致使岸坡附近局部应力集中,因而两岸岸坡部位的应力较大;对于小主应力,竣工期拉应力较小,最大值仅为 0.38 MPa,蓄水后和运行期拉应力有所增大,最大值分别为 0.62 MPa 和 0.72 MPa,位于右岸的防渗墙顶部。

采用堆石体和空心箱体加高后,防渗墙的拉压应力有所增大,压应力最大值分别为 6.74 MPa 和 6.60 MPa,拉应力最大值分别为 0.93 MPa 和 0.82 MPa。

混凝土防渗墙采用 C10 混凝土,设计抗压强度 10 MPa,抗拉强度 1 MPa,故防渗墙拉压应力均在设计允许范围内,现状情况下和加高后防渗墙均是安全的。

表 5 混凝土防渗墙应力变形特征值

| 方案     | 大坝所处状态 | 坝轴向位移/cm |       | 顺河向位移/cm | 大主压应力/MPa | 小主应力/MPa |      |
|--------|--------|----------|-------|----------|-----------|----------|------|
|        |        | 指向右岸     | 指向左岸  |          |           | 拉        | 压    |
| 现状     | 竣工期    | 0.25     | -0.17 | -2.89    | 4.56      | -0.38    | 0.18 |
|        | 蓄水期    | 0.35     | -0.28 | 1.17     | 6.20      | -0.62    | 0.47 |
|        | 运行期    | 0.37     | -0.31 | 1.40     | 6.40      | -0.72    | 0.46 |
| 堆石体加高  | 竣工期    | 0.37     | -0.32 | 1.58     | 6.48      | -0.86    | 0.44 |
|        | 蓄水期    | 0.39     | -0.34 | 1.97     | 6.74      | -0.93    | 0.43 |
|        | 运行期    | 0.39     | -0.34 | 1.97     | 6.74      | -0.93    | 0.43 |
| 空心箱体加高 | 竣工期    | 0.38     | -0.31 | 1.52     | 6.37      | -0.74    | 0.51 |
|        | 蓄水期    | 0.39     | -0.33 | 1.87     | 6.60      | -0.82    | 0.54 |
|        | 运行期    | 0.39     | -0.33 | 1.88     | 6.60      | -0.82    | 0.54 |

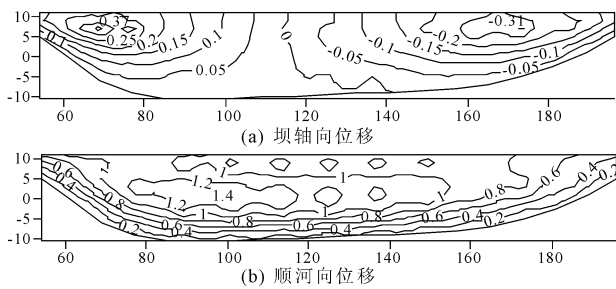


图 14 现状情况下西主坝运行期防渗墙变形分布图(单位:cm)

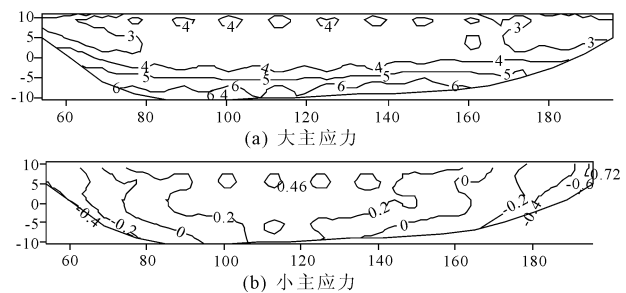


图 17 现状情况下西主坝运行期防渗墙应力分布图(单位:MPa)

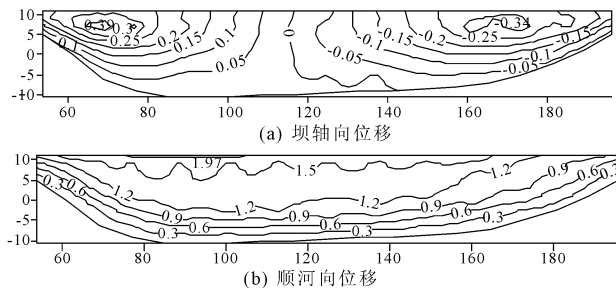


图 15 堆石体加高后西主坝运行期防渗墙变形分布图(单位:cm)

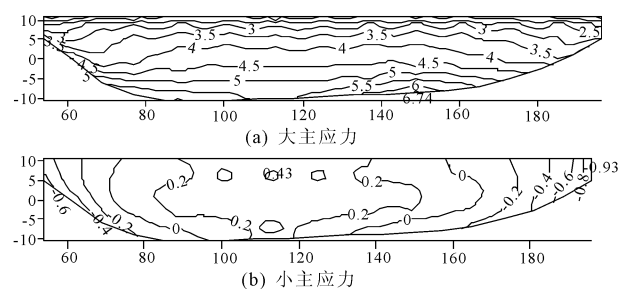


图 18 堆石体加高后西主坝运行期防渗墙应力分布图(单位:MPa)

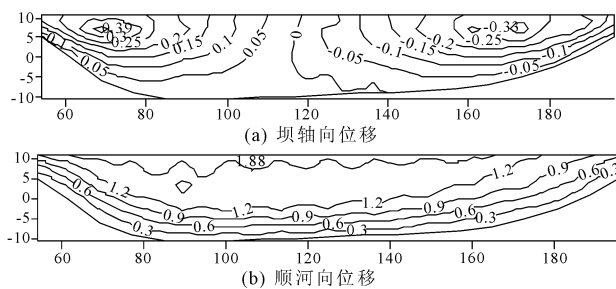


图 16 空心箱体加高后西主坝运行期防渗墙变形分布图(单位:cm)

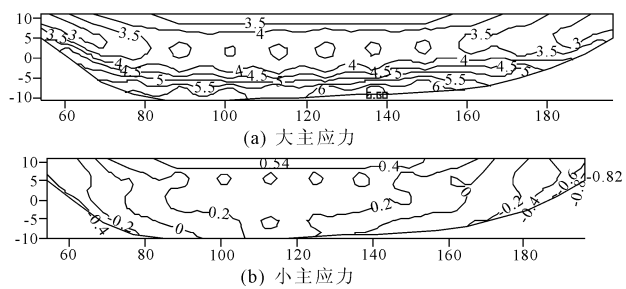


图 19 空心箱体加高后西主坝运行期防渗墙应力分布图(单位:MPa)

### 3.4 周边缝

周边缝的三向变形特征值见表 6。由表 6 可知,现状情况下及采用堆石体和空心箱体加高后,周

边缝的三向变位均在设计允许范围内,周边缝不会发生剪切破坏。

表 6 西主坝周边缝变形特征值

单位:mm

| 统计项目 | 变形特征值 |      |       |      |      |        |      |      | 变形设计允许值 |
|------|-------|------|-------|------|------|--------|------|------|---------|
|      | 现状    |      | 堆石体加高 |      |      | 空心箱体加高 |      |      |         |
|      | 蓄水期   | 运行期  | 竣工期   | 蓄水期  | 运行期  | 竣工期    | 蓄水期  | 运行期  |         |
| 张开   | 14.4  | 17.4 | 21.2  | 23.5 | 23.7 | 19.4   | 22.1 | 22.1 | 30      |
| 剪切   | 18.0  | 19.3 | 23.0  | 25.9 | 26.0 | 21.9   | 25.2 | 25.2 | 30      |
| 沉降   | 22.2  | 26.3 | 29.2  | 33.1 | 33.2 | 28.1   | 30.5 | 30.6 | 50      |

## 4 结 论

汤浦水库东西主坝为混凝土面板堆石坝,根据现有资料,该坝是我国第一座软基上加高的面板堆石坝,虽然大坝加高高度仅为 1.7 m,蓄水水位也仅抬升 2 m,但该坝的加高方案及本文的研究方法对后续类似工程具有一定的指导意义。本文首先通过土工试验初步计算参数初始值,然后根据原型观测资料对老坝坝基参数进行了反演分析,确定了计算参数,最后对两种加高方案分别进行了三维有限元应力变形计算分析,通过上述研究,得出如下结论:

(1) 大坝经过 15 a 运行,坝基软土层的强度有一定提高,地基固结已基本完成,为大坝加高创造了良好的条件。

(2) 西主坝现状情况下、采用堆石体和空心箱体加高后最大沉降率分别为 1.51%、1.59% 和 1.54%。与已有类似工程相比,处于中等偏上水平。相比较而言,采用堆石体加高方案对坝体变形的影响略大一些,但总体上来说两种加高方案对坝体变形的影响都较小。

(3) 防渗体系的拉压应力均在混凝土抗拉和抗压允许范围内。由于两种加高方案对坝体变形的影响都较小,故对大坝防渗体的应力变形影响都不大,加高后防渗墙和面板的拉压应力均在材料允许范围内。

(4) 现状情况下及采用堆石体和空心箱体加高后,东西主坝周边缝的三向变位均在设计允许范围内,周边缝不会发生剪切破坏。

(5) 从技术角度来看,采用堆石体或空心箱体两种加高方案均是可行的,但空心箱体加高方案略优。

### 参考文献:

[1] 季健康,邓仕涛.浅谈国内外大坝加高工程现状[J].中国水运(学术版),2006,6(1):40-42.

- [2] 刘保军,党进谦.册田水库大坝除险加固措施探讨[J].水利与建筑工程学报,2007,5(3):95-97.
- [3] 王 博,纪园可,周厚贵.国内大坝加高情况概述[J].水利水电技术,2014,45(2):57-60.
- [4] 陆素洁,张 萍.竹寿水库扩容及调水工程大坝加高除险设计[J].中国科技信息,2014(21):82-85.
- [5] 屠立峰,包腾飞,陈 波.基于 MSC.Marc 软件的面板堆石坝加高的可行性研究[J].三峡大学学报(自然科学版),2015,37(5):9-13.
- [6] 王年香,施练东,应立锋,等.面板堆石坝加高离心模型试验研究[J].水利与建筑工程学报,2016,14(5):13-19.
- [7] 朱百里,沈珠江.计算土力学[M].上海:上海科学技术出版社,1990.
- [8] 米占宽,李国英,陈生水.基于破碎能耗的粗颗粒料本构模型[J].岩土工程学报,2012,34(10):13-19.
- [9] Goodman R F, Taylor R L, Brekke T L. A model for the mechanics of jointed rock[J]. Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1968,94(S3):637-660.
- [10] Sharma K G, Desai C S. Analysis and implementation of thin-layer element for interfaces and joints[J]. Journal of the Engineering Mechanics, ASCE, 1992, 118(12): 2442-2462.
- [11] 殷宗泽,朱 泓,许国华.土与结构材料接触面的变形及其数学模拟[J].岩土工程学报,1994,16(3):14-22.
- [12] 米占宽,李国英.接触面模型对面板应力变形的影响分析[C]//中国混凝土面板堆石坝 30 年学术研讨会会议论文集.北京:中国水利水电出版社,2016:472-480.
- [13] 刘小生,汪小刚,马怀发,等.旁压试验反演邓肯-张模型参数方法研究[J].岩土工程学报,2004,26(5):601-606.
- [14] Won M S, Kim Y S. A case study on the post-construction deformation of concrete face rockfill dams[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008,45(6):845-852.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部.混凝土结构设计规范:GB50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2011:20.