

梅溪覆盖层上混凝土面板堆石坝流变变形反馈分析及安全性研究

赵魁芝, 李国英

(南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024)

摘要: 在整理分析覆盖层上面板堆石坝变形观测资料的基础上, 对坝体堆石料模型计算参数及流变模型参数进行反馈分析。根据反馈分析得到的计算结果, 采用双屈服面弹塑性模型, 用三维有限元法分析研究坝体、坝基、混凝土面板、防渗墙和趾板应力及变形的分布规律, 得出了有价值的计算分析结果, 论证了该坝运行期间的安全性。通过对该坝的流变计算, 得出坝体、坝基流变变形较小, 而且基本趋于稳定的结论。

关键词: 混凝土面板堆石坝; 模型参数; 流变参数; 反馈分析

中图分类号: TV641 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2007)08-1230-06

作者简介: 赵魁芝(1949-), 女, 教授级高级工程师, 主要从事岩土工程计算工作。E-mail: kzzhao@nhri.cn。

Back analysis of creep deformation and study on safety of Meixi CFRD built on riverbed alluvium

ZHAO Kui-zhi, LI Guo-ying

(Geotechnical Engineering Dept. of Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

Abstract: Based on the collected creep deformation data of CFRD built on riverbed alluvium, the back analysis for calculation parameters and creep deformation parameters of dam materials was performed. According to the results calculated by the back analysis, the distribution of stress and strain in the dam body, foundation, concrete face slabs, concrete diaphragms wall and toe slabs was studied by the double yield surface elasto-plastic model and three-dimensional FEM. Some valuable results were obtained. It was shown that the creep deformation of the dam body and foundation was on a small level and tended to be stable.

Key words: CFRD; model parameter; creep parameter; back analysis

1 概况

梅溪水库位于浙江省宁波市鄞州区塘溪镇境内, 大坝为覆盖层上直接修建的混凝土面板堆石坝, 坝高 41 m, 坝顶长 652 m, 上游坝坡为 1:1.4, 下游坝坡为 1:1.3, 坝体采用凝灰岩分区填筑。坝体及趾板均直接建造于河床砂砾石覆盖层上, 坝基防渗采用垂直混凝土防渗墙。河床覆盖层最深处约 30 m。河床基岩面起伏较大, 基岩面沿坝轴线总体呈 W 型, 坝肩坡度较缓。坝基覆盖层自上而下可分为二层, 上部砂卵石层较为松散, 厚约 8 m, 属较强-极强透水层; 下部为含泥砂卵石层, 属弱透水-微透水层, 图 1 为大坝剖面设计图。在如此复杂的覆盖层上直接修建面板堆石坝, 在当时国内外尚不多见, 水利部重点立项开展研究, 对该坝进行了全面的科学试验及计算分析。同时, 在坝体、坝基内埋设了多种原型观测仪器, 对坝

基和坝体进行变形观测、渗流观测、防渗墙应变及变形观测、周边缝变形观测、坝体表面变形观测, 以监测大坝的安全及运行性状。

该工程于 1993 年开工, 1993 年底开始浇筑防渗墙, 1995 年初开始填筑大坝, 至 1998 年初大坝已施工完成。水库于 1997 年 7 月 30 日下闸蓄水运行至 2003 年 6 月 6 日。为我国在覆盖层上直接修建混凝土面板堆石坝提供了宝贵经验, 也为该坝安全运行的进一步分析研究积累了丰富的原型观测资料。本文主要通过蓄水期坝体、坝基变形观测成果, 采用“南水”双屈服面弹塑性模型^[1]进行大坝三维有限元反馈分析, 研究坝体堆石料的力学性质和坝体的应力变形, 特别是防渗体的应力变形性状和规律, 评价大坝的运行性状和安全特性。

收稿日期: 2006-11-07

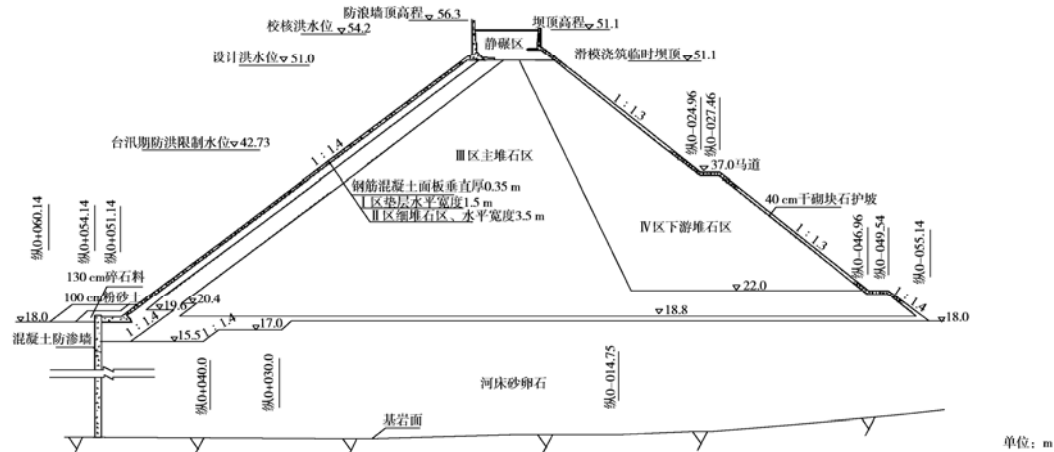


图 1 大坝典型剖面图

Fig. 1 The section of Meixi Rockfill Dam

2 坝基、坝体变形观测资料统计与分析

主观测断面(0+235)仪器布置情况见图2, 1995年初填筑大坝, 9月1日开始坝基变形观测, 由于大坝观测房未能及时修建, 故工程观测变形为相对变形, 文中反馈分析也采用相对变形。观测结果表明, 施工期坝基最大沉降量为22.2 cm, 坝体的最大沉降量为14.5 cm, 坝体最大水平位移向上游为4.1 cm。蓄水期坝基和坝体沉降观测结果列于表1, 2(参照图2)。

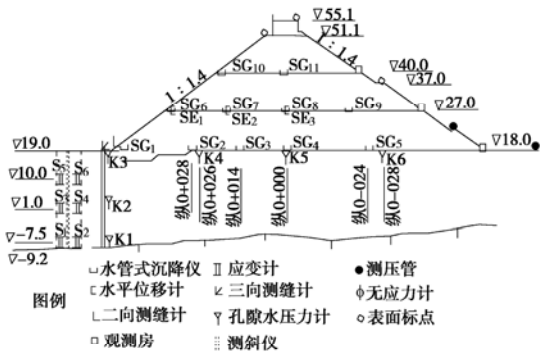


图 2 0+235.0 m 剖面原型观测仪器及测点布置图

Fig. 2 Monitoring facilities and layout of measuring points on section 0+235

坝体水平位移测点布置见图2, 27 m 高程的 SE1、SE2、SE3 测点, 1997 年 10 月相对观测房的水平位移分别为-4.1, -2.8 和-2.1 cm, 均向上游位移。初蓄水期间, 各测点由于受库水压力的作用均明显向下游移动, 至 1998 年 2 月 20 日, 水库初次达到阶段性高水位 46 m 时, 各测点水平位移也均回弹至阶段性顶点, 此时 SE1、SE2、SE3 的水平位移测值分别为-1.73, -2.29, -0.76 cm, 分别比蓄水前向下游移动了 2.33, 0.51 及 1.34 cm。在运行期各测点的水平位移均相对稳

定, 由于大坝堆石体的塑性特性, 运行期的水平位移与库水位变化的相关性很小, 总体是稳定的。至 2003 年 6 月 16 日, SE1、SE2、SE3 测点的水平位移分别为-2.06, -2.52 及-1.41 cm, 比 1998 年 2 月 20 日水库初次达到阶段性高水位时的位移分别增加了-0.75, -0.65, -0.65 cm。运行期最大水平位移变化仅-0.65 cm, 表明大坝在运行期的水平位移变化很小, 水平位移变形状况稳定。

3 模型参数及流变参数的反馈分析

3.1 坝体及坝基材料模型计算参数反分析

在科技项目研究期间, 曾根据施工期大坝变形观测资料进行了反馈分析^[2]。

反馈分析按最优化原则进行, 其目标函数取为实测值与计算值的平均偏差, 即

$$f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{s_m}{s_c} - 1 \right)^2 \quad (1)$$

式中, n 为测点数, s_m 为实测值, s_c 为计算值。

优化分析采用复合形法, 各种材料仅对模型主要参数 K 和 c_d 进行反演, 得出的坝体和坝基的模型计算参数如表 3 所示, 实际计算表明, 采用表 3 所示的参数进行坝体应力变形分析, 计算结果与实测结果相近。

3.2 坝体及坝基材料流变模型参数反分析

从目前坝体变形观测资料可以发现, 水库运行期, 坝体和坝基的变形仍有所发展, 这是由于堆石料和坝基砂砾料流变造成的。本文将根据坝体运行期变形观测资料, 反馈流变模型计算参数。堆石体流变变形的计算模型采用沈珠江院士提出的三参数流变模型^[3]。

该模型选用指数型衰减的 Merchant 黏弹性模型来模拟常应力下的 $\varepsilon - t$ 衰减曲线, 其蠕变曲线的形式如下:

表 1 运行期各年度坝基沉降实测值

Table 1 Measured settlements of the dam foundation during performance period								cm
日期	1998-01-05	1999-01-05	2000-01-05	2001-01-05	2002-01-05	2003-01-15	2003-06-06	
SG1	11.7	13.4	13.5	13.5	13.5	13.7	14.1	
SG2	22.0	23.2	23.2	23.7	22.4	24.2	24.4	
SG3	19.8	20.4	20.6	20.9	20.8	21.0	21.0	
SG4	16.6	18.0	18.0	18.1	18.1	18.2	18.3	
SG5	11.5	10.9	13.1	10.9				

表 2 运行期各年度坝体沉降实测值

Table 2 Measured settlements of the dam body during performance period								cm
日期	1998-01-05	1999-01-05	2000-01-05	2001-01-05	2002-01-05	2003-01-15	2003-06-06	
SG6	5.1	5.4	4.9	5.5	5.5	5.5	6.9	
SG7	12.6	12.4	12.3	12.2	12.9	13.0	13.2	
SG8	14.9	15.6	15.9	16.4	16.0	16.2	16.2	
SG9	7.5	7.7	8.4	8.3	8.2	8.1	8.3	
SG10	4.6	5.6	5.2	5.5	5.7	5.8	6.0	
SG11	5.8	17.3	17.6	17.8	17.9	18.1	19.1	

表 3 坝体堆石料及坝基砂砾料模型计算参数 (竣工期观测资料反分析)

Table 3 Model parameters for dam body and foundation materials (back analysis of the data at the completion of the dam)									
材料	材料密度 /(kg·m ⁻³)	$\varphi_0/(^\circ)$	K	K_{ur}	n	R_f	c_d	n_d	R_d
主堆石	2000	43.0	1080	1296	0.10	0.90	0.00362	1.59	0.766
次堆石	2000	41.0	1000	1200	0.10	0.90	0.00432	1.59	0.766
垫层料	2005	40.0	1460	1752	0.24	0.87	0.00299	1.60	0.788
过度料	2005	41.0	1320	1584	0.24	0.87	0.00312	1.60	0.753
浅层砂砾	2000	38.0	830	1044	0.35	0.87	0.00802	0.90	0.848
深层砂砾	2000	39.0	1020	1320	0.35	0.87	0.00685	0.90	0.848

$$\varepsilon = \varepsilon_i + \varepsilon_f (1 - e^{-at}) \quad (2)$$

将式 (2) 求导, 可得

$$\dot{\varepsilon} = a\varepsilon_f e^{-at} \quad (3)$$

由式 (3) 可见, $a\varepsilon_f$ 为 $t=0$ 时的初始变形率, α 则为初始相对变形率 (即第一天的流变量占总流变量之比)。故式 (3) 又可写为

$$\dot{\varepsilon} = \alpha(\varepsilon_f - \varepsilon_i) = \alpha\varepsilon_f \left(1 - \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_f}\right) \quad (4)$$

在 Prandtl-Reuss 的假设下, 应变率张量可以表示为

$$\{\dot{\varepsilon}\} = \frac{1}{3}\dot{\varepsilon}_v + \dot{\gamma} \frac{\{s\}}{\sigma_s} \quad (5)$$

式中, $\{s\}$ 为偏应力, σ_s 为广义剪应力。

体积变形和剪切变形速率分别为

$$\left. \begin{aligned} \dot{\varepsilon}_v &= \alpha\varepsilon_{vf} \left(1 - \frac{\varepsilon_{vi}}{\varepsilon_{vf}}\right) \\ \dot{\gamma} &= \alpha\gamma_f \left(1 - \frac{\gamma_i}{\gamma_f}\right) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中, ε_{vf} 和 γ_f 分别为最终体积流变和最终剪切流变。假定最终体积流变和最终剪切流变分别与主应力和应力水平有关, 可表示为

$$\varepsilon_{vf} = b \frac{\sigma_3}{Pa} \quad (7)$$

$$\gamma_f = d \frac{S_1}{1 - S_1} \quad (8)$$

而 ε_{vi} 和 γ_i 为 t 时段已积累的体积流变和剪切流变, 于是得到:

$$\varepsilon_{vi} = \sum \dot{\varepsilon}_v \Delta t \quad (9)$$

$$\gamma_i = \sum \dot{\gamma} \Delta t \quad (10)$$

反馈分析时, 坝料模型计算参数采用表 3 所示的由竣工期坝体变形反分析所得的参数, 流变模型参数的初始值采用类比法确定。根据运行期坝体和坝基的变形观测资料, 通过反馈分析确定流变模型参数 α , b , d 。

对坝体施工、水库蓄水和水库运行进行三维有限元仿真模拟。有限元计算最大剖面网格如图 3 所示, 结点 3015 个, 单元 2148 个。计算分 70 级进行, 前 12 级模拟坝体施工, 13~17 级模拟水库蓄水, 18~70 级模拟水库运行过程, 计算模拟至水库运行 10 a。计算中堆石料的本构模型采用“南水”双屈服面弹塑性模型, 混凝土结构采用线弹性模型。

根据三参数流变模型, 反馈分析目标未知数为

$$X = [\alpha, b, d]^T \quad (11)$$

式中, α , b , d 为需反馈确定的参数;

将有限元计算位移与观测点各指定时刻实测位移的残差平方和作为参数反馈优化问题的目标函数, 即

$$F(X) = \sum_{i=1}^{T_0} \sum_{j=1}^{N_d} (u_i^t - u_i^{t*})^2 \quad (12)$$

式中, T_n 为时间步数, N_d 为观测点总数, u_i^t 为第 i 观测点在第 t 时间段末的计算位移, u_i^{t*} 为第 i 观测点在第 t 时间段末的实测位移。

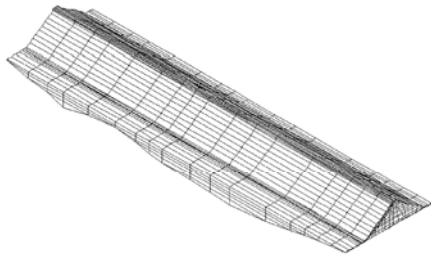


图 3 三维有限元网格图

Fig. 3 Meshes of 3D FEM of the dam

坝体流变参数位移反馈分析最优化模型: 求设计变量 $X=[\alpha.b.d]^T$ 使目标函数 $F(X)=\sum_{t=1}^{T_n}\sum_{i=1}^{N_d}(u_i^t-u_i^{t*})^2 \rightarrow \min$, 满足约束 $x_{\min} \leq x_i \leq x_{\max}$ ($i=1,2,3$), 其中, $x_{\min}$, $x_{\max}$ 为第 i 个待求参数的上、下限, 即为反馈参数的合理变化范围。计算时, 各种坝料的流变参数上、下限设为一致, 均为 $0.001 \leq \alpha \leq 0.1$, $0.0001 \leq b \leq 1$,

$0.0001 \leq d \leq 1$ 。各种材料流变模型参数的初始值及根据运行期变形观测资料反馈分析所得的结果如表 4 所示。

4 坝体应力变形计算

根据基岩面为 W 形的形状特征, 在分析坝体、坝基的变形时, 选择了左边覆盖层最深桩号 0+235、覆盖层最浅处桩号 0+439 和右边覆盖层最深桩号 0+525 三个剖面。

图 4、5 分别给出了 3 个剖面坝轴线处坝顶和覆盖层面沉降过程线, 从计算结果可以发现, 坝体和坝基的流变变形总体上很小, 坝顶流变变形最大值为 4.3cm, 覆盖层流变变形最大值为 2.2 cm, 而且, 到目前为止, 坝体和坝基的变形基本上已趋于稳定。

鉴于坝体、坝基的变形目前已经基本趋于稳定, 所以本文在计算结果整理时, 对水库运行至 6 a 并处于高水位的应力变形结果进行了整理, 以研究大坝的运行性状。

表 4 坝料流变模型参数初始值及反馈分析结果

Table 4 Initial values and back analysis results of the model parameters for dam body materials

材料	初始值			反馈结果		
	α	b	d	α	b	d
主堆石	0.005	0.0002	0.006	0.0075	0.00028	0.0033
次堆石	0.005	0.0005	0.008	0.0066	0.00046	0.0036
垫层料	0.005	0.0002	0.006	0.0079	0.00022	0.0021
过度料	0.005	0.0002	0.006	0.0076	0.00025	0.0023
浅层砂砾	0.008	0.0001	0.004	0.0095	0.00018	0.0017
深层砂砾	0.008	0.0002	0.004	0.0098	0.00012	0.0015

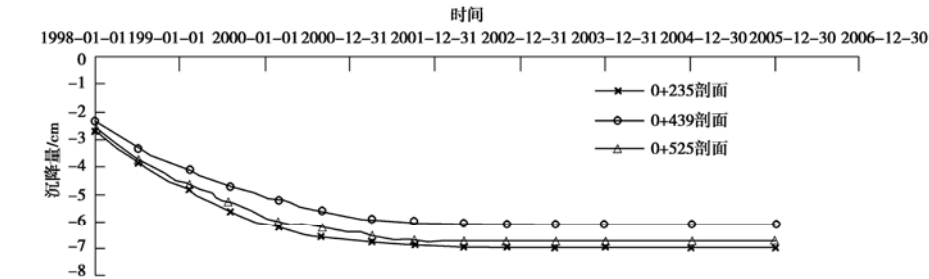


图 4 3 个剖面坝轴线处坝顶沉降过程线

Fig. 4 Settlement processes of the top dam measured on dam axis in three sections

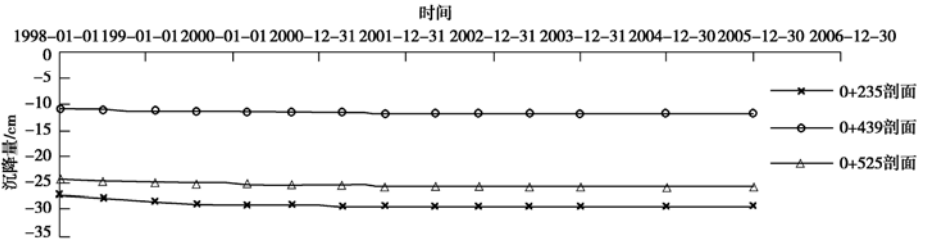


图 5 3 个剖面坝轴线处坝基面沉降过程线

Fig. 5 Settlement processes of dam foundation measured on dam axis in three sections

图6为0+235剖面顺河向位移和沉降等值线,剖面坝体最大沉降为32.70 cm,坝基面最大沉降分别为27.20 cm。从水平位移计算结果来看,坝体和坝基的大部分区域都发生下游向位移,上游向位移仅存在于上游坝脚下局部区域。水平位移数值总体较小,下游向水平位移最大值为5.08 cm,上游向水平位移最大值为0.68 cm。

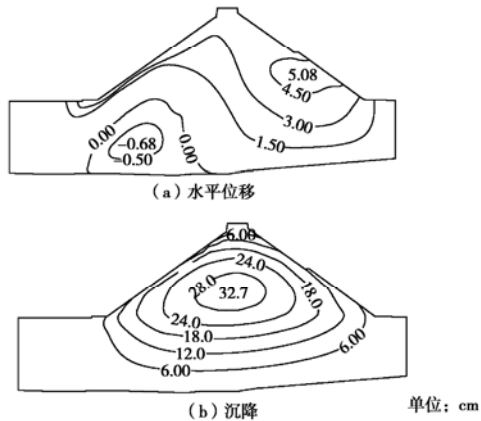


图6 0+235剖面顺河向位移和沉降等值线
Fig. 6 The displacement isoline of section 0+235

图7给出了0+235剖面大、小主应力以及应力水平计算结果,坝内应力分布合理,剖面大主应力最大值为2.0 MPa,小主应力最大值为1.04 MPa。坝内应力水平不高,防渗墙上游覆盖层中应力水平较高,这是因为防渗墙在水荷载作用下向下游位移导致其上游覆盖层砂砾料围压降低的缘故。不过,整个坝体坝基中都不存在塑性破坏的可能性。

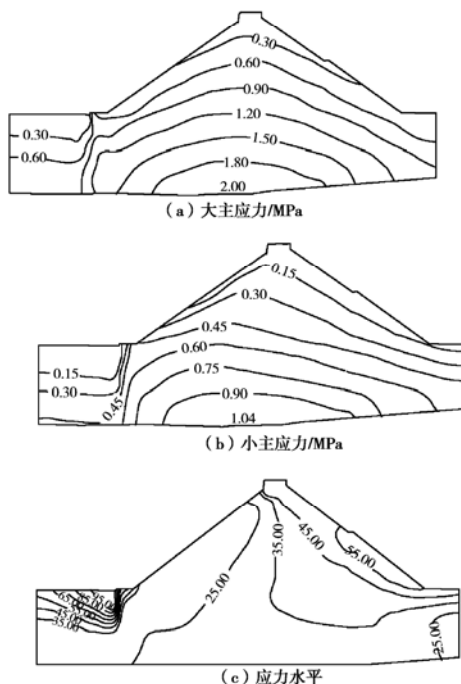


图7 0+235剖面应力等值线
Fig. 7 The stress isoline of section 0+235

图8为防渗墙变形,防渗墙轴向位移最大值很小仅0.14 cm。防渗墙顺河向位移为5.44 cm,位于覆盖层最深处防渗墙顶。

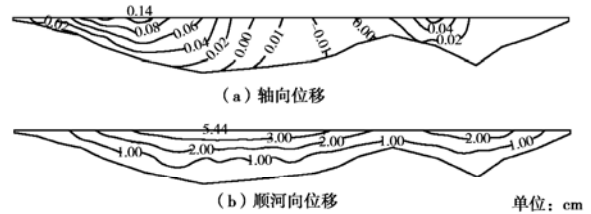


图8 防渗墙变形

Fig. 8 Deformation of the concrete diaphragm wall

图9为防渗墙内大、小主应力分布。防渗墙内大主应力为压应力,最大值为4.15 MPa。小主应力除局部有拉应力外,大部分区域为压应力,最大压应力为0.68 MPa,最大拉应力为0.75 MPa。防渗墙内最大压应力和最大拉应力均在混凝土允许范围内。

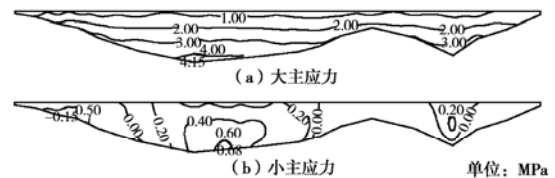


图9 防渗墙应力

Fig. 9 Stress of the concrete diaphragm wall

图10为趾板轴向位移与沉降等值线。由于基岩面呈两沟一梁的W形,在两沟内,趾板轴向位移均呈现从沟谷两端向沟谷中央变形,轴向位移最大值位于左侧沟谷,其值为0.28 cm。趾板沉降最大值为5.43 cm,位于左侧沟谷最深处。

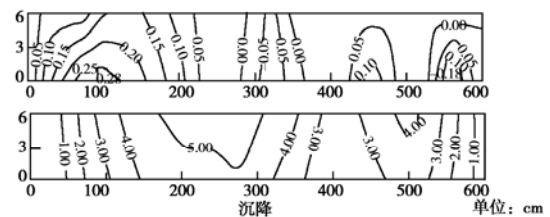


图10 趾板变形

Fig. 10 Deformation of a toe slab

图11为趾板轴向应力和顺河向应力分布。趾板轴向应力分布与轴向位移分布相关联,在沟谷中部受压,两端受拉,最大轴向压应力为1.37 MPa,最大轴向拉应力为1.4 MPa。趾板顺河向应力在趾板两端有较小的拉应力区域,其余绝大部分区域都为压应力,趾板内最大顺河向压应力为1.72 MPa,最大顺河向拉应力为1.2 MPa。计算结果显示,趾板内拉、压应力最大值都在混凝土允许范围内。

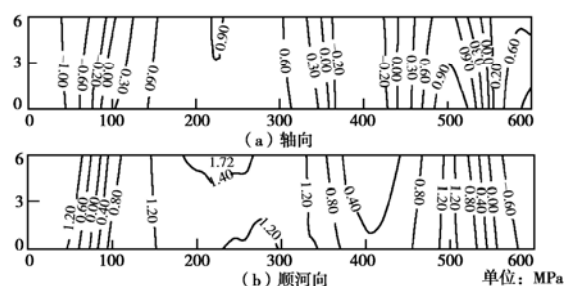


图 11 趾板应力

Fig. 11 Stress of a toe slab

图 12 给出了面板轴向位移和挠度分布。面板轴向位移分布受基岩面形状的影响,表现为向两沟谷深处位移,轴向位移最大值为 0.32 cm。面板挠度最大值为 6.51 cm,位移左侧沟谷最深处。

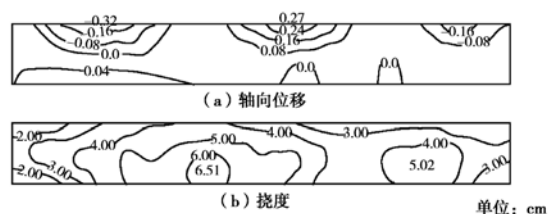


图 12 面板变形

Fig. 12 Deformation of the face slab

图 13 为面板轴向应力与面板顺坡向应力等值线。计算结果显示,由于基岩面形状复杂,面板轴向应力分布也较为复杂,面板内轴向拉应力区域较大,特别是面板顶部沿坝轴向大部分区域受拉,但拉应力值普遍不大,基本上在 1 MPa 以下,坝轴向最大压应力为 1.08 MPa。面板顺坡向应力以压应力为主,拉应力只在面板两端局部区域内存在,顺坡向最大压应力为 2.15 MPa,最大拉应力为 0.57 MPa。面板拉、压应力最大值也都处于混凝土允许范围内。

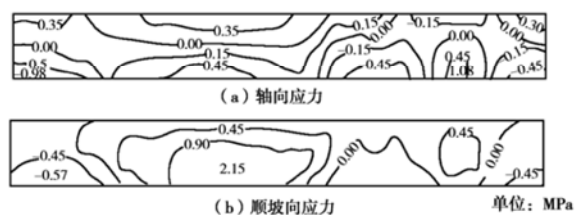


图 13 面板应力

Fig. 13 Stress of the face slab

从防渗体系应力变形计算结果来看,防渗墙、趾

板、面板的应力位移都不太大,分布规律也基本合理。值得一提的是,面板轴向应力分布较为复杂,面板顶部附近轴向应力沿轴向有较大的拉应力区域。

5 结 论

(1) 梅溪水库混凝土面板堆石坝坝体、坝基变形总体上不大,属于中等。坝体、坝基的后期变形较小,坝顶最大流变变形为 4.3 cm,坝基最大流变变形为 2.2 cm,目前坝体、坝基的变形已经基本趋于稳定。

(2) 坝体、坝基内应力分布正常,应力水平普遍不高,不存在发生塑性破坏的可能性;防渗墙的变形在蓄水期变化不大,防渗墙内拉、压应力最大值都在混凝土允许范围内,不会发生压碎或拉裂破坏;混凝土趾板的应力变形性状较好,拉、压应力最大值都在混凝土允许范围内。

(3) 运行期混凝土面板的挠度和轴向位移因坝体流变有少许增加,由于坝体流变很小,所以面板的变形变化也不大。由于流变作用,面板内压应力会有所增加,顺坡向拉应力有所减少,但坝轴向拉应力则有所增加。计算结果显示,面板内拉、压应力都处于混凝土允许范围内。但值得一提的是,面板轴向应力分布较为复杂,面板顶部附近轴向应力沿坝轴向有较大的拉应力区域,虽然拉应力最大值不到 1 MPa,但如果混凝土本身存在缺陷,则存在拉裂的可能性。

参考文献:

- [1] 朱百里,沈珠江. 计算土力学[M]. 上海: 上海科技出版社, 1990. (ZHU Bei-li, SHEN Zhu-jiang. Computational soil mechanics[M]. Shanghai: Shanghai Press of Science and Technology, 1990. (in Chinese))
- [2] 沈珠江,赵魁芝. 堆石坝流变变形的反馈析[J]. 水利学报, 1998(6). (SHEN Zhu-jiang, ZHAO Kui-zhi. Back analysis of creep deformation of rockfill dam[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1998(6). (in Chinese))
- [3] 沈珠江. 鲁布革心墙堆石坝变形的反馈分析[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(3). (SHEN Zhu-jiang. Back analysis of deformation of Lubuge Core Type Rockfill Dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 16(3). (in Chinese))