

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2017.03.020



# 流固耦合的多元结构深厚覆盖层 透水地基的力学特性

王正成<sup>1,2</sup>, 毛海涛<sup>1,3</sup>, 龙顺江<sup>1</sup>, 姜海波<sup>2</sup>, 张如意<sup>2</sup>

(1. 重庆三峡学院 土木工程学院, 重庆 万州 404100; 2. 石河子大学 水利建筑工程学院,  
新疆 石河子 832000; 3. 武汉大学 水利水电学院, 武汉 430072)

**摘要:** 深厚覆盖层多元结构坝基在渗流过程中各土层力学差异明显, 分析时关注的具体问题也不尽相同, 需要深入研究。基于比奥固结理论, 考虑土体的非线性流变以及土体固结变形过程中孔隙度、渗透系数、弹性模量及泊松比的变化; 借助 ADINA 流固耦合模块来模拟西藏达嘎水电站坝基渗流场与应力场耦合过程, 分析各层力学特性及相互作用。研究表明, 透水性较强的表层土体是渗流主要通道, 也是渗流进出区和沉降变形体现区, 应在上游采取措施提高其压缩模量, 下游区域增设反滤层和排水设施; 坝基中的粉细砂层是坝基沉降的主要原因, 对坝基沉降起主导作用, 同时应注意其液化特性对坝基的不利影响; 坝基中的承压含水土层对下游上部结构产生向上顶托力, 若位置较深, 则破坏性较小; 坝基深部土层对整个坝基的渗流破坏影响较小, 但对沉降和渗流量的影响不可忽视; 表层砂卵石层和粉细砂层的渗透系数相差较小时, 土层间不会发生接触冲刷。此外, 还发现坝基孔隙水压力在快速衰减阶段被消散, 期间土体固结较快。垂直防渗墙能有效降低渗透坡降和渗流量, 将坝基沉降变形控制在防渗墙上游区域, 但上游坝基变形对防渗墙产生较大的水平推力, 应加大防渗墙尺寸或者采用辅助渗控措施。

**关键词:** 深厚覆盖层; 粉细砂层; 力学特性; 流固耦合; 多元结构; 沉降

**中图分类号:** TU443 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2017)03-0151-09

## Mechanical properties of multiple-structure thick overburden pervious foundation based on fluid-solid coupling

Wang Zhengcheng<sup>1,2</sup>, Mao Haitao<sup>1,3</sup>, Long Shunjiang<sup>1</sup>, Jiang Haibo<sup>2</sup>, Zhang Ruyi<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Chongqing Three Gorges University, Chongqing 404100, P. R. China;

2. College of Water & Architectural Engineering, Shihezi University, Xinjiang 832000, P. R. China;

3. Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power, Wuhan University, Wuhan 430072, P. R. China)

**Abstract:** The mechanical properties of each soil layer in multiple-structure thick overburden pervious foundation diverge significantly and specific questions that draw attention are quite different from each

收稿日期: 2016-12-04

基金项目: 国家自然科学基金(51309262); 重庆市科委基础与前沿研究计划(cstc2015jcyjA1204、cstc2015jcyjA00022)

作者简介: 王正成(1991-), 男, 主要从事土石坝渗流机理研究, (E-mail) wangzhengcheng194@163.com.

毛海涛(通信作者), 男, 副教授, 博士, (E-mail) maohaitao1234@163.com.

Received: 2016-12-04

**Foundation item:** National Natural Science Foundation of China (No. 51309262), Chongqing Science & Technology Commission Basic and Frontier Research Projects (No. cstc2015jcyjA1204, No. cstc2015jcyjA00022)

**Author brief:** Wang Zhengcheng (1991-), main research interests: earth-rock dam percolation mechanism, (E-mail) wangzhengcheng194@163.com.

Mao Haitao (corresponding author), associate professor, PhD, (E-mail) maohaitao1234@163.com.

other. Based on the principle of Biot consolidation theory, the study takes soil non-linear rheological and the change of porosity, permeability coefficient, elastic modulus and poisson ratio at the consolidation deformation process of soil into account. The coupling process of seepage and stress fields of Daga hydropower station dam foundation is simulated by fluid-structure interaction module of ADINA to analyze mechanical properties and interaction of each layer. The research shows that the looser permeable soil on surface is the main seepage channel, also the inlet and outlet area of seepage and settlement deformation reflects area. Measures should be taken to improve the compression modulus in upstream and install the anti-filter layer and drainage facilities in downstream area. Fine sand layer in dam foundation is the main reason for dam foundation settlement, which plays a very leading role in the dam foundation settlement. Meanwhile, attention should be payed to the liquefaction properties of adverse impact on the dam foundation. Artesian aquifer in dam foundation produces up-holding force on the downstream side of the upper structure, and the destruction is small if the location is deep. Deep soil layer have a less effect on the seepage failure of dam foundation, but the effect can not be dismissed on settlement and seepage flow. Since in the permeability coefficient of sand gravel stratum and fine sand layer exists a modest distinction, the soil layer does not generate the contact erosion. In addition, the pore water pressure is dissipated at a rapidly-declining phase, and the dam foundation shows a stable tendency at rapid consolidation stage. Vertical cutoff wall can effectively decrease seepage gradient and seepage discharge, and the settlement deformation of dam foundation is controlled in upstream region of cutoff wall. But the deformation of upstream dam foundation produces a large horizontal thrust to the cutoff wall, so the size of cutoff wall should be increased or the auxiliary seepage control measures shall be adopted correspondly.

**Keywords:** deep overburden layer; fine sand layer; mechanical properties; fluid-solid coupling; multiple structure; settlement

深厚覆盖层坝基往往是多元结构,存在明显的分层现象,各土层颗粒组成、渗透性等物理特性差异较大。其中有些土层压缩性大、易液化、承载能力低;部分土层渗透性强、易发生渗透破坏。已开发的许多水利工程坝基都属于多元结构坝基,其中存在中等或弱透水粉细砂层与强透水砂卵石层<sup>[1]</sup>,增大了上覆水工建筑物的风险程度。

针对多元结构深厚覆盖层透水坝基的力学特性,吴梦喜等<sup>[2]</sup>、Wu 等<sup>[3]</sup>研究表明,渗透系数相对较小土层的局部不完整性对渗流量及渗透坡降影响较大;Ozcoban 等<sup>[4]</sup>得出建在含软粘土地基上 Abbey 坝的沉降主要发生在加载阶段;Mesri 等<sup>[5]</sup>对软土层的固结参数和沉降计算方法进行了修正;Zhang 等<sup>[6]</sup>得出坝体与塑性区的连接区域的位移能作为评价大坝安全的一个重要标准。

本文以骆祖江等<sup>[7]</sup>提出的比奥固结理论为基础,结合土体非线性流变理论,将土体本构关系推广到粘弹塑性,同时考虑土体水力学参数及土力学参数随渗流场和应力场的动态变化关系,借助 ADINA 流固耦合软件对西藏达嘎水电站多元结构深厚覆盖层进行渗流场和应力场耦合计算,研究含有粉细砂

层、漂卵石等多元结构坝基在大坝蓄水稳定后的力学特性变化规律及不利影响,提出相应的工程措施。

## 1 理论基础与方法

### 1.1 比奥固结有限元方程

利用伽辽金加权余量法离散方程,考虑土体的非线性特征,取  $\Delta t$  时间内的位移增量来代替整体位移,将饱和土体比奥固结方程离散成增量形式<sup>[8]</sup>,如式(1)。

$$\begin{bmatrix} \bar{k} & k' \\ k^T & \Delta T + B \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R - R_t \\ \Delta t \Delta Q \end{bmatrix} \quad (1)$$

式中:  $\bar{k}$  为固体刚度矩阵;  $k'$  为应力-渗流耦合项矩阵;  $k^T$  为渗透矩阵;  $B$  为自由面的积分矩阵;  $\Delta \delta$  为结点位移增量;  $\Delta u$  为结点孔隙压力增量;  $\Delta Q$  为流量增量矩阵;  $R$  为等效结点荷载,  $R_t$  为  $t$  时刻已经发生的位移所平衡的那部分荷载。

因为渗流取决于孔隙水压力全量的分布,而不是取决于时间内孔隙压力的增量,所以孔隙水压力要用全量的形式表示,记时刻  $t_n$  和  $t_{n+1}$  时单元结点  $i$

的孔压全量分别为  $u_{i(n)}$  和  $u_{i(n+1)}$ , 且  $\Delta u_i = u_{i(n)} - u_{i(n+1)}$ , 则式(1)可变换为

$$\begin{bmatrix} \bar{k} \\ k^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \delta \\ u_{i(n+1)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} R - R_i \\ \Delta t \Delta Q - (\Delta t k + B) u_{i(n)} \end{bmatrix} \quad (2)$$

上式即为比奥固结有限元方程。

### 1.2 土体参数的非线性

采用邓肯-张非线性模型, 将土体的本构关系非线性化, 则本构关系  $\{\Delta \sigma\} = [D]\{\Delta \epsilon\}$  中矩阵  $[D]$  中的弹性常数  $E, \nu$  不再视为常量, 而是随着应力状态而改变<sup>[9]</sup>, 其切线弹性模量和切线泊松比的表达式为

$$E_t = \left[ 1 - R_f \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 k p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3)$$

$$\nu_t = \frac{G - F \lg \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)}{D(\sigma_1 - \sigma_3)} \left[ 1 - \frac{R_f(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right] \alpha p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (4)$$

式中:  $R_f$  为破坏比, 无量纲;  $c$  为粘滞力, kPa;  $\varphi$  为内摩擦角;  $\sigma_1$  为第 1 主应力, kPa;  $\sigma_3$  为第 3 主应力, kPa;  $G$  为土体常规三轴压缩实验结果所绘制的曲线截距;  $n$  为弹性模量与固结压力曲线的斜率;  $F = 0.04$ ;  $D = 3$  为土体实验参数;  $P_a$  为大气压强, kPa。

### 1.3 孔隙度与渗透系数的非线性

在比奥固结的假设条件下, 根据孔隙度的相关定义和渗流力学 Kozeny-Carman 方程, 推算得到孔隙度  $n$  和渗透系数  $k$  的动态表达式为

$$n = \frac{n_0 + \epsilon_v}{1 + \epsilon_v} \quad (5)$$

$$k = \frac{k_0}{1 + \epsilon_v} \left[ 1 + \frac{\epsilon_v}{n_0} \right]^3 \quad (6)$$

式中:  $n_0$  为初始孔隙度, 无量纲;  $k_0$  为初始渗透系数, m/s;  $\epsilon_v$  为体应变, 无量纲。

以土体初始孔隙率  $n_0$  作为耦合桥梁, 建立起整体渗透矩阵  $[k]$  与应力场影响后的整体渗透矩阵  $[k']$  间的联系

$$k = k' \left\{ \frac{(n_0 + \epsilon_v)(1 - n_0)}{n_0(1 - n_0 - \epsilon_v)} \right\}^3 \quad (7)$$

联立式(7)、式(1), 并考虑加重残差, 简化变形后得到应力-渗流耦合的数值方程为

$$\int_v (B^T K B) dV H + \int_v (m_w \gamma_w N^T N) dV H_t =$$

$$q \int_A (N^T) \quad (8)$$

式中:  $B$  为动水坡度矩阵;  $K$  为单元渗透系数矩阵;  $H$  为节点水头向量;  $N$  为形函数向量;  $q$  为单元边的单位重量;  $\lambda$  为非稳定的阻流项;  $m_w$  为阻流系数;  $\gamma_w$  为水的容重;  $H_t$  为随时间变化的水头。

式(8)可简化为

$$K H + M H_t = Q \quad (9)$$

基于式(8)和式(9), 通过 ADINA 实现坝基土体中渗流场与应力场耦合计算。

## 2 模型建立

### 2.1 工程概况

达嘎水电站位于藏南日喀则, 系雅鲁藏布江石岸一级支流夏布曲干流的第 3 个梯级电站, 夏布曲干流多年平均径流量为  $16.77 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 。混凝土重力坝坝顶高程为 4 190 m, 最大坝高 21 m, 坝顶宽 5 m, 坝底宽 30 m, 正常蓄水位为 4 187 m, 坝轴线长 170 m。坝基为典型的多元结构深厚覆盖层透水地基, 厚度为 40.89 m, 向两岸逐渐变薄。电站所在地区的地震基本烈度为  $7^\circ$ <sup>[10]</sup>。

根据钻孔资料将河床覆盖层从上至下分为五层: I 岩组为含漂砂卵石层(alQ<sub>4</sub>), 厚 4.58~21.97 m, 埋深 0~21.97 m; II 岩组为粉细砂层(alQ<sub>3</sub><sup>3</sup>), 厚 3.23~6.4 m, 埋深 17.95~20.37 m, 为晚更新世(Q<sub>3</sub>)沉积物; III 岩组为含漂砂砾卵石层(alQ<sub>3</sub>), 厚 2.64~7.78 m, 埋深 22.11~27.35 m; IV 岩组为粉细砂层(alQ<sub>3</sub><sup>3</sup> ♂), 厚 1.43~3.98 m, 埋深 29.1~30 m, 为晚更新世(Q<sub>3</sub>)沉积物; V 岩组为含漂砂砾卵石层(alQ<sub>3</sub>), 厚度 7.67~7.81 m, 埋深 31.43~33.08 m。各岩组具体分布如图 1 所示。

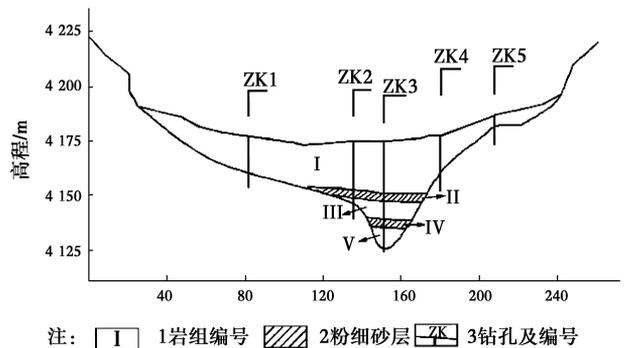


图 1 达嘎水电站坝基岩层分布

Fig. 1 Rock distribution of daga hydropower station dam foundation

### 2.2 计算参数

在 ADINA 流固耦合计算中,坝体、多元结构深

厚覆盖层坝基、混凝土防渗墙的计算参数及渗透破坏类型,如表 1 所示。

表 1 计算参数及渗透破坏类型

Table 1 The calculation parameters and seepage failure type

分区	杨氏模量/ ( $N \cdot m^{-2}$ )	泊松比	密度/ ( $kg \cdot m^{-3}$ )	渗透系 数/( $m \cdot s^{-1}$ )	允许坡降	破坏类型
I 岩组	$1.8 \times 10^8$	0.17	2 250	$4 \times 10^{-5}$	0.15	管涌
II、IV 岩组	$3 \times 10^7$	0.18	1 820	$2 \times 10^{-6}$	0.4	流土
III、V 岩组	$1.8 \times 10^8$	0.17	2 200	$1 \times 10^{-5}$	0.15	管涌
坝体	$2.85 \times 10^{10}$	0.2	2 400	$7 \times 10^{-9}$		
防渗墙	$2.85 \times 10^{10}$	0.2	2 400	$7 \times 10^{-9}$		

### 2.3 建模剖面

图 1 中 ZK3 所在剖面是坝基中厚度最大(40.89 m),分层明显,具有 2 层粉细砂层,为渗流控制最不利剖面。模型计算以 ZK3 纵剖面为研究对象具有代表性。对应的 I、II、III、IV、V 岩组的厚度分别为 18.3、4.4、6.4、3.98、7.81 m。坝基采用封闭式混凝土防渗墙,厚度为 1 m。达嘎水电站纵剖面图如图 2 所示。

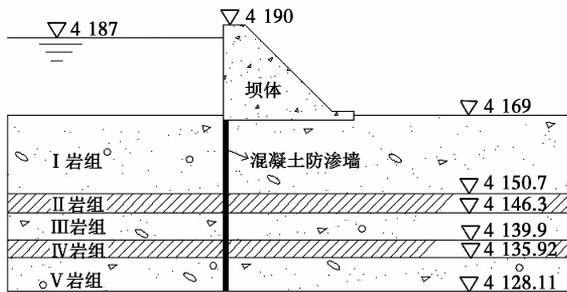


图 2 达嘎水电站纵剖面图

Fig. 2 The vertical profile of daga hydropower station

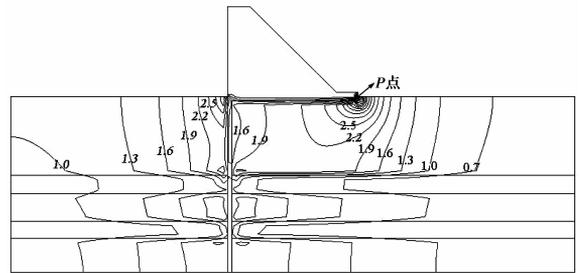
耦合计算时,上游水位为 4 187 m,下游水位为 4 169 m,上下游水位恒定,不考虑坝体填筑、蓄水过程及上下游水位的波动。

## 3 计算结果分析

### 3.1 渗流量及渗透坡降

渗流量控制是至关重要的,也是检验控渗措施的关键指标。坝基渗流量分布如图 3 所示。

由图 3 可得,靠近防渗墙和坝底区域的渗流量等值线的密集程度明显高于其他部位。从坝踵至上游区域渗流量逐渐降低,由坝趾至下游区域渗流量也呈递减趋势。可见,坝踵附近区域是主要的入渗



注:图中渗流量的单位为( $10^{-7} m^3 \cdot s^{-1}$ )。

图 3 大坝渗流量分布图

Fig. 3 The distribution map of dam seepage discharge

口,坝趾附近区域是主要的出渗口。

土石坝单宽渗流量  $q$  随时间  $t$  变化曲线,如图 4 所示。

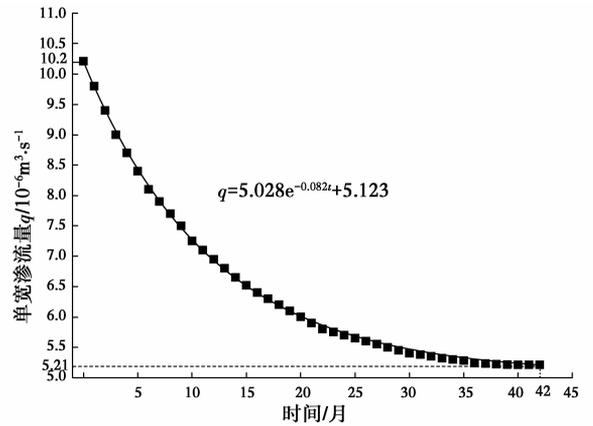


图 4 单宽渗流量随时间的变化曲线

Fig. 4 The change curve of seepage unit-width discharge with time

图 4 表明:单宽渗流量  $q$  由开始时的  $10.21 \times 10^{-6} m^3 \cdot s^{-1}$  逐渐降低至  $5.21 \times 10^{-6} m^3 \cdot s^{-1}$ ,最终

趋于稳定;变化曲线呈指数函数下降,拟合函数为  $q = 5.028e^{-0.082t} + 5.123$ , 此过程需要经历 42 个月左右。

稳定状态时单宽渗流量为  $5.21 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , 渗流量的控制方程<sup>[11]</sup>为

$$Q < (0.005 \sim 0.01)Q_{\text{平}} \quad (10)$$

式中: $Q$  为大坝渗流量, $Q_{\text{平}}$  为河道多年平均来水量; $Q_{\text{平}}$  前的系数 0.005 适用于缺水地区,0.01 适用于一般地区。

夏布曲干流平均流量为  $Q_{\text{平}} = 16.77 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , 达嘎水电站处西南地区,属于一般地区, $Q_{\text{平}}$  前系数取 0.01 即可, $0.01Q_{\text{平}} = 1.677 \times 10^{-1} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ;采用半封闭式防渗墙时渗流量  $Q$  等于单宽渗流量  $q$  与坝轴线长的乘积,  $Q = qL = 8.857 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  小于允许渗流量  $1.677 \times 10^{-1} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , 满足渗流量控制要求。

渗流出口位于坝趾附近区域,如图 3 中的  $P$  点所示。该出口是渗流控制的关键部位,也是最容易发生渗透破坏的部位,坝基渗透出逸坡降  $J$  是衡量渗透破坏的重要指标。其随时间  $t$  的变化曲线如图 5 所示。

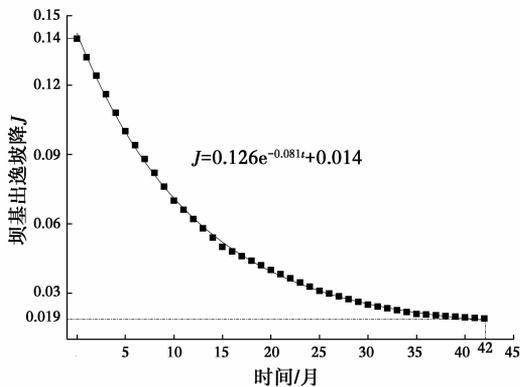


图 5 出逸坡降  $J$  随时间  $t$  的变化曲线

Fig. 5 The change curve of exit gradient with time

图 5 中渗透出逸坡降变化趋势与图 4 类似,由 0.14 逐渐降低至 0.019, 在 42 个月左右趋于稳定。其随时间  $t$  变化函数为:  $J = 0.126e^{-0.081t} + 0.014$ 。达到渗流稳定时,出逸坡降  $J = 0.019$ , 小于 I 岩组的允许渗透坡降 $[J] = 0.15$ 。

### 3.2 坝基沉降变形

3.2.1 坝基总体变形 坝基随着流固耦合作用而逐渐沉降变形,其变形规律和沉降大小关系到大坝的安危,需要高度重视。计算得到多元结构坝基沉降随时间变化如图 6 所示。

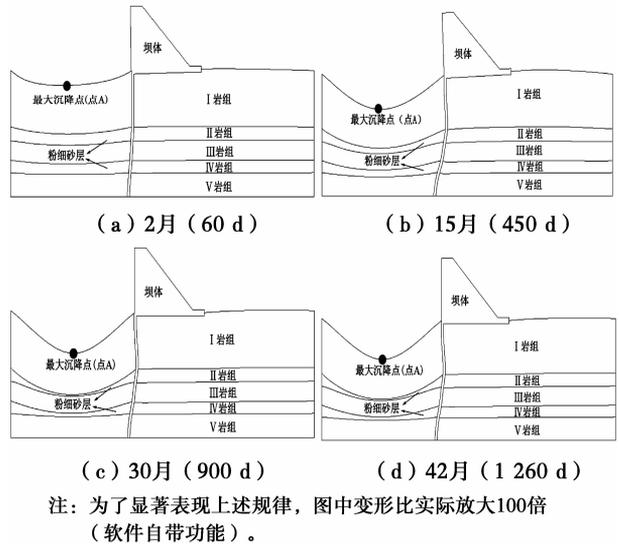


图 6 多元结构坝基变形图

Fig. 6 The deformation of multiple structure foundation

图 6 显示,随着时间推移坝基沉降逐渐增大,以垂直防渗墙为界,上游坝基沉降变形最为明显,坝基表面距离防渗墙 30 m 左右 A 点处出现最大沉降。从各层的变形来看,粉细砂层 II、IV 岩组变形量最大。防渗墙下游坝基变形不明显,耦合初期下游建基面微微隆起,耦合趋于稳定后,下游建基面也出现幅度较小的沉降。各岩组 42 个月后沉降等值线图如图 7 所示。

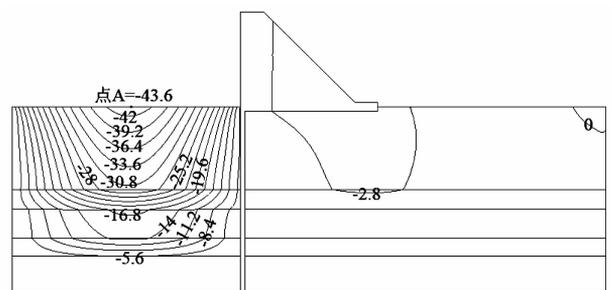


图 7 达嘎水电站沉降等值线图

Fig. 7 The settlement-contour map of daga hydropower station

由图 7 可知,上游各层坝基的沉降变化范围为  $-43.6 \text{ cm} \sim -3.5 \text{ cm}$ , 下游坝基的沉降量为  $-5.6 \text{ cm} \sim -0 \text{ cm}$ 。II、IV 岩组内的沉降等值线的密集程度明显远远高于 I、III、V 岩组。沉降与隆起的分界线(沉降量为 0 的等值线)位于下游,仅有很小一部分区域发生隆起。

3.2.2 各岩组沉降 计算压缩土层的沉降量时,可采用改进分层总和法<sup>[12]</sup>,其表达式为

$$S(t, k) = \sum_{j=1}^k S(t - t_j, j) - \sum_{j=1}^k S(t_k - t_j, j) \quad (11)$$

式中： $t$  为时刻； $k$  为可压缩土层的编号； $j$  为各土层的层号； $S(t, k)$  为第  $k$  层可压缩层在  $t$  时刻的沉降量。

将改进分层总和法与 ADINA 计算各岩组的沉降量结果对比如下表 2。

表 2 坝基沉降量及沉降比例  
Table 2 The settlement and settlement ratio of dam foundation

岩组	ADINA		改进分成总和法	
	沉降量/cm	所占比例/%	沉降量/cm	所占比例/%
I 岩组	7.6	17.5	8.9	18.5
II 岩组	17.9	41	18.8	39
III 岩组	2.3	5.3	2.1	4.6
IV 岩组	14.3	32.8	15.9	33
V 岩组	1.5	3.4	2.5	5.2
坝基	43.6	100	48.2	100

由表 2 可知，采用数值模拟法和改进分层总和法计算得到的各岩组的沉降值较为相似，验证了数值模拟计算的合理性。

模拟结果中 I~V 岩组沉降量分别为：7.6、17.9、2.3、14.3、1.5 cm，占总沉降的比例分别为：17.5%、41%、5.3%、32.8%、3.4%；II、IV 岩组的沉降值及比例明显高于 I、III、V 岩组。可见，覆盖层坝基的沉降主要与 II、IV 岩组关系密切，两岩组起主导作用。

坝体的最大沉降量为 43.6 cm，坝高 21 m，最大沉降量与坝高的比值为 0.205%，坝体的纵向沉降满足规范要求。

### 3.3 坝基固结度

坝基的固结度  $v$  随时间  $t$  的变化曲线如图 8 所示。

从图 8 中曲线可知，坝基固结大致分为 3 个阶段：初始固结阶段 (OA 段)、快速固结阶段 (AB 段) 和缓慢固结阶段 (BC 段)。各段需要时间长度分别为：3、12、27 个月。其中初始固结阶段和快速固结阶段的 15 个月 (450 d) 内，坝基沉降量占总沉降量的 91.5%，时间为总沉降时间的 35.7%；缓慢固结阶段沉降量占总沉降的 8.5%，但需要总时间的

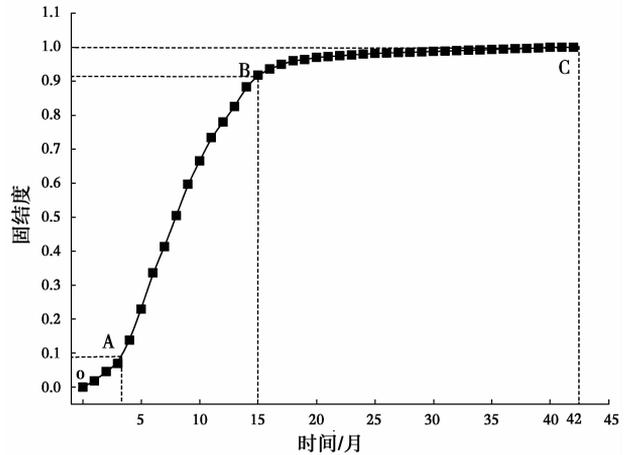


图 8 固结度随时间的变化曲线

Fig. 8 The change curve of consolidation degree with time

64.3% (27 个月) 才能完成。

### 3.4 坝基孔隙水压力消散规律

作坝基孔隙水压力  $P_0$  随时间的衰减曲线，如图 9 所示。

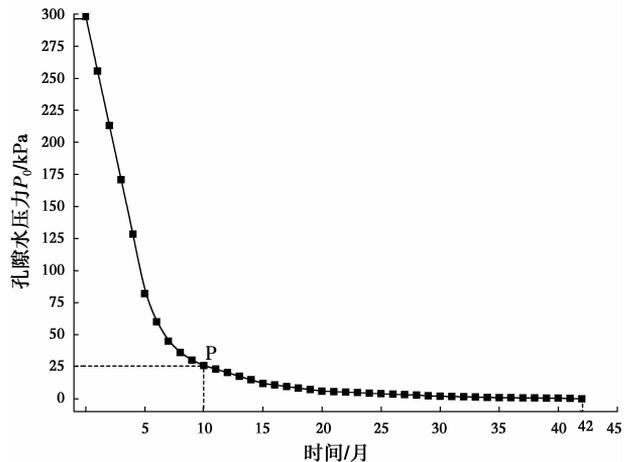


图 9 孔隙水压力衰减曲线

Fig. 9 The curve of attenuation of water pressure

由图 9 可得，孔隙水压力  $P_0$  随时间逐渐消散，总体可分为 2 个阶段：快速衰减阶段 (0~10 月) 和缓慢衰减阶段 (10~42 月)。快速衰减阶段所需的时间占总时间的 23.81%，消散了 91.6% 的孔隙水压力。缓慢衰减阶段所需的时间占总时间的 76.19%，消散了 8.39% 的孔隙水压力值。

## 4 各岩组主要特性及相互作用

### 4.1 I 岩组特性分析

I 岩组位于坝基的最上部分，厚度为 18.3 m；渗透系数为  $4 \times 10^{-5}$  m/s，属于强透水层。该层是沉

降显现区,也是渗流进出口区域。

4.1.1 渗流方面 I 岩组厚度占坝基总厚度的 44.75%,其下 II 岩组的渗透系数为  $2 \times 10^{-6}$  m/s,相对 I 岩组为弱透水层。作坝基渗流量截面图,如图 10 所示。

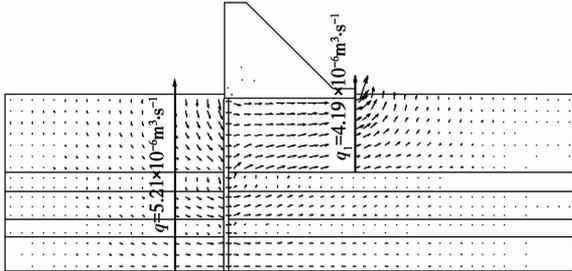


图 10 坝基渗流量截面图

Fig. 10 The cross section diagram of seepage discharge in dam foundation

由图 10 可得,整个坝基的渗流量为  $q = 5.21 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ,而直接水平通过 I 岩组的渗流量为  $q_1 = 4.19 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ,占坝基总渗流量的 80.42%,可见 I 岩组为坝基渗流的主要通道。

该岩组不均匀系数  $C_u$  为 56.1~100.1,平均粒径为 17.23~29.63 mm,渗透破坏类型为管涌。虽然在 3.1 小节分析中,I 岩组在渗透坡降方面满足要求,但在实际运行中应该在下游坝趾附近采取必要工程措施,以防万一。

4.1.2 沉降方面 I 岩组厚度占坝基的 44.75%,沉降量为 7.6 cm,占坝基总沉降的 17.5%;该层是坝基累计沉降的体现区域,在表面会出现沉降坑,最大竖向沉降为图 5 中的点 A。作点 A 的沉降量随时间的变化曲线,如图 11 所示。

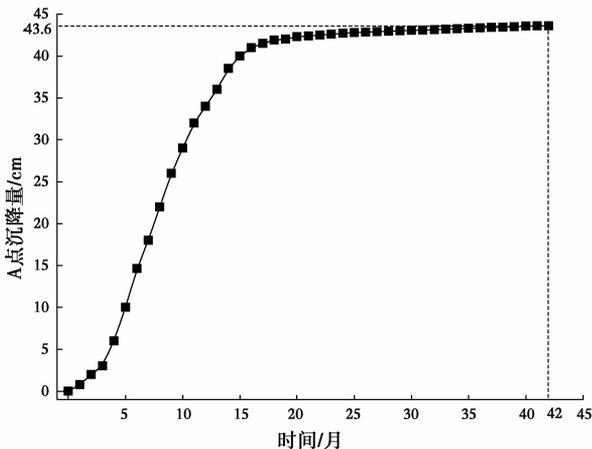


图 11 点 A 的沉降量随时间的变化曲线

Fig. 11 The change curve of settlement of point A with time

### 4.2 II 和 IV 岩组沉降及液化分析

由图 6 显示出 II、IV 岩组为主要的沉降层,分别占总沉降的为 41%、32.8%。作 II 岩组、IV 岩组的沉降量随时间的变化曲线,如图 12 所示。

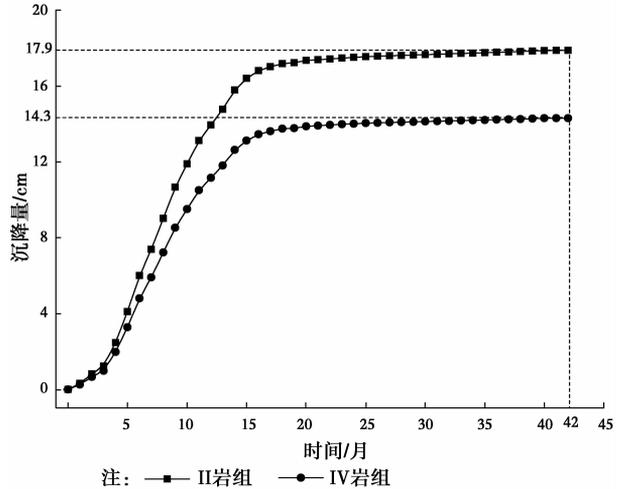


图 12 II、IV 岩组的沉降量随时间的变化曲线

Fig. 12 The settlement change curves of II and IV petrofabric

由图 12 可得,随着双场耦合作用,II 岩组的沉降量由 0 增大至 17.9 cm,IV 岩组的沉降量由 0 增大至 14.3 cm。两岩组的沉降速度(曲线的斜率)随着时间逐渐降低,最终趋近于零。在 42 个月左右流固耦合达到稳定状态,II、IV 岩组的沉降之和占总沉降的 73.9%。

II、IV 岩组为坝基中的软弱夹层,且该水库位于 7 级地震烈度区。《水工建筑物抗震设计规范(DL 5073—2000)》中表明,重要工程地基中的软弱粘土层,应进行专门的抗震试验研究和分析。地基中的软弱粘土层的标准贯入锤击数  $N_{63.5} \leq 4$  时,7 级地震烈度时可判断为液化土。

试验发现,II、IV 岩组的标准贯入击数最小值 18 击,最大值 20 击,平均值 19 击,即  $N_{63.5} = 19 > 4$ 。因此,II、IV 岩组为非液化砂土,不考虑土体的液化。

### 4.3 III 岩组特性分析

II、III、IV 岩组的渗透系数分别为:  $2 \times 10^{-6}$  m/s、 $1 \times 10^{-5}$  m/s、 $2 \times 10^{-6}$  m/s,III 相对 II、IV 岩组透水性较强,故渗入 III 岩组的水不易排出,形成一个相对封闭的承压层。研究发现,当承压水头大于 2 倍上覆土层厚度时,有可能造成顶托破坏<sup>[13]</sup>。

经计算,III 岩组承压层对 II 岩组的顶托力为  $2.98 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ ,等于 29.8 m 的承压水头;上覆土层厚度为 22.7 m,承压水头 29.8 m 小于 2 倍上覆土层厚度 45.4 m。由此可见,III 岩组不可能造成上

覆土层的顶托破坏。

#### 4.4 V 岩组特性分析

V 岩组位于坝基的底层,渗透系数为  $1 \times 10^{-5}$  m/s,透水性较强。由于坝基采用全封闭式防渗墙,穿过 V 岩组,截面单宽渗流量为  $2.39 \times 10^{-7}$   $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ,占总渗流量的 4.59%,对整个坝基渗流量影响不大。V 岩组会对 IV 岩组产生向上的顶托力,但作用力很小,可忽略该作用力。

#### 4.4 岩组间的接触冲刷

接触冲刷的本质是细土层中的细颗粒从粗土层孔隙中流失,即粗土层的孔隙粒径大于细土层可移动颗粒粒径。I 岩组平均粒径为 17.23~29.63 mm,II 岩组的平均粒径为 0.32~0.6 mm,两岩组粒径相差较大,且位于坝基的上部,符合接触冲刷的基本条件,存在接触冲刷的可能性。

刘杰<sup>[11]</sup>的《土的渗透破坏及控制研究》表明:无黏性土层不产生接触冲刷的条件还可以表示为  $k_{\text{粗}}/k_{\text{细}} \leq 60$ 。文中 I、II 岩组的渗透系数  $4 \times 10^{-5}$  m/s、 $2 \times 10^{-6}$ ,渗透系数之比  $k_{\text{I}}/k_{\text{II}} = 20 < 60$ 。因此,I、II 岩组间不会发生接触冲刷。

同理,III、IV 岩组之间也不会发生接触冲刷。

## 5 结论

1)以比奥固结理论为基础的渗流场与应力场全耦合模型,考虑了土体的非线性流变以及土体固结变形过程中孔隙度、渗透系数、弹性模量及泊松比的变化,针对西藏达嘎水电站多元结构深厚覆盖层透水地基中各岩组的力学特性进行计算,结果更加接近实际情况。

2)深厚覆盖层多元结构坝基各层在流固耦合过程中力学特性、变形规律等差异较大,在分析时关注的具体问题也不尽相同。I 岩组透水性较强,渗透破坏类型为管涌,且为主要的渗流通道,下游区域也是渗流出口区域。因此,应在 I 岩组表层增设反滤层和排水设施,防止发生渗透破坏;II、IV 岩组的沉降占总沉降的 73.9%,对坝基沉降起主导作用,应该采取工程措施增大其刚度,减小沉降量,并对其液化特性进行验算。III 岩组为坝基中的承压层,对下游 II 岩组产生向上的顶托力,但由于位置较深,并不能对上部结构造成影响。I、II 岩组和 III、IV 岩组彼此渗透系数之比不大于 60,土层间不会发生接触冲刷。

坝基快速固结时间仅占总固结时间的 35.7%,

固结度却达到 91.5%。而 91.6%的孔隙水压力在快速衰减阶段(总衰减时间的 23.8%)被消散。

3)坝基采用封闭式垂直防渗墙有效地遏制了渗流破坏和渗流量,也将坝基在库水位作用下的沉降变形控制在防渗墙上游区域。上游坝基变形对防渗墙产生了较大的水平推力,若防渗墙抗弯刚度 EI 值较小,容易发生拉伸破坏。因此,对防渗墙上游坝基应该采取固结灌浆等措施;或者加大防渗墙的尺寸;或者采用柔性的土工膜防渗墙。

#### 参考文献:

- [1] 胡宪洲. 石佛寺水库坝基防渗及抗震加固技术的研究与应用[D]. 南京:河海大学, 2004.  
HU X Z. Study and application on shifosi reservoir dams foundation seepage treatment and anti-earthquake liquefaction reinforcing technology [D]. Nanjing: Hohai University, 2004. (in Chinese)
- [2] 吴梦喜, 杨连枝, 王 锋. 强弱透水相间深厚覆盖层坝基的渗流分析[J]. 水利学报, 2013(12): 1439-1447.  
WU M X, YANG L Z, WANG F. Seepage analysis of a dam foundation with deep deposit composed of strong and weak permeable layers alternately [J]. Shuili Xuebao, 2013 (12): 1439-1447. (in Chinese)
- [3] WU M. A finite-element algorithm for modeling variably saturated flows [J]. Journal of Hydrology, 2010 (3/4): 315-323.
- [4] OZCOBAN S, MEHMET M, KILIC B H, et al. Staged construction and settlement of a dam founded on soft clay [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133 (8): 1003-1016.
- [5] MERI B G, ASCE M, CHOI Y I, et al. Settlement analysis of embankments on soft clays [J]. Geotech Engrg, 111(4): 441-464.
- [6] ZHANG L J, WANG D S, ZHANG H X, et al. Stability analysis of gravity dams on sloping layered rock foundation against deep slide [C]// Biennial Asce Aerospace Division International Conference on Engineering, Science, Construction, and Operations in Challenging Environments, 2008: 1-6.
- [7] 骆祖江, 刘金宝, 李朗. 第四纪松散沉积层地下水疏降与地面沉降三维全耦合数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(2): 193-198.  
LUO Z J, LIU J B, LI L. Three-dimensional full coupling numerical simulation of groundwater dewatering and land-subsidence in quaternary loos

- sediments [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(2):193-198. (in Chinese)
- [8] 金玮泽, 骆祖江, 陈兴贤, 等. 地下水渗流与地面沉降耦合模拟[J]. 地球科学(中国地质大学学报), 2014(5):611-619.
- JIN W Z, LUO Z J, CHEN X X, et al. Coupling simulation of groundwater seepage and land subsidence [J]. Earth Science (Journal of China University of Geosciences), 2014(5):611-619. (in Chinese)
- [9] 胡应德, 叶枫, 陈志坚. 土体邓肯-张非线性弹性模型参数反演分析[J]. 土木工程学报, 2004, 37(2):54-57.
- HU Y D, YE F, CHENG Z J. Back-performing analysis for parameters of duncan-chang nonlinear-elastic model [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(2):54-57. (in Chinese)
- [10] 廖明亮, 刘仕勇. 西藏达嘎水电站河床覆盖层坝基的稳定性评价与计算[J]. 水电站设计, 2000, 16(4):88-91.
- LIAO M L, LIU S Y. The calculation and stability evaluation of Tibet Daga hydropower station foundation on thick overburden [J]. Design of Hydropower Station, 2000, 16(4):88-91. (in Chinese)
- [11] 刘杰. 土的渗透破坏及控制研究[M]. 北京: 中国水利电力出版社, 2014.
- LIU J. Study on the seepage failure and control of soil [M]. Beijing: China Water Power Press, 2014. (in Chinese)
- [12] 李雷, 谢晓华. 碾压土石坝沉降计算的改进分层总和法[J]. 岩土工程学报, 1992(5):65-69.
- LI L, XIE X H. The settlement calculation of compacted earth rock dam based on the improved layer summation method [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992(5):65-69. (in Chinese)
- [13] 陈平货, 秦红军, 郝深志. 南水北调沁河渠道倒虹吸承压水顶托破坏分析[J]. 西部探矿工程, 2007, 19(9):191-193.
- CHEN P H, QIN H J, HAO S Z. The analysis of backwater destruction on inverted siphon confined water of water diversion channel of Qinhe River [J]. West-china Exploration engineering, 2007, 19(9):191-193. (in Chinese)

(编辑 胡玲)