DOI:10.11705/j.issn.1672-643X.2017.06.31

深厚覆盖层上高土石围堰地基混凝土防渗墙 应力变形的敏感性分析

赵叶,王瑞骏,王睿星,赵珍

(西安理工大学水利水电学院,陕西西安710048)

摘 要:结合拟建基在深厚覆盖层上的某一高土石围堰,运用非线性有限元法,进行了地基混凝土防渗墙应力关于 其厚度和 E - B 模型主要参数(k、R_f、K_b、K_u)等指标的敏感性分析。分析结果表明:在各种指标条件下,堰体、地基 及防渗墙的应力变形分布规律基本相似;但随着防渗墙厚度增大,防渗墙主拉应力明显减小,而主压应力变化相对 较小;防渗墙 E - B 模型主要参数对防渗墙应力影响明显,与采用基本参数情况相比较,采用较大的模型参数将使 得防渗墙主拉应力有所增大,采用较小的模型参数将使得防渗墙主拉应力有所减小。在工程设计中,应选择合适的 防渗墙厚度、防渗墙混凝土材料配合比设计等,使防渗墙 E - B 模型主要参数(k、R_f、K_b、K_u)相对较小。 关键词:水工结构;深厚覆盖层;非线性有限元法;防渗墙应力;敏感性分析 **中图分类号**:TV311; TV223.4⁺2 **文献标识码**: A **文章编号**: 1672-643X(2017)06-0177-07

Sensitivity analysis of the stress deformation of foundation concrete diaphragm wall on high earth – rock cofferdam in deep overburden

ZHAO Ye, WANG Ruijun, WANG Ruixing, ZHAO Zhen

(Faculty of Water Resources and Hydro - electric Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China)

Abstract: Combined with a high earth – rock cofferdam project on the thick overburden layer, this paper analyzed the stress sensitivity of Foundation Concrete diaphragm wall on the thickness of the diaphragm wall and main parameters of E – B model (k, R_f, K_b, K_w) by nonlinear finite element method. The results show that the stress and deformation distribution of the weir body, foundation and diaphragm wall are similar under various indexes, but with the increase of the diaphragm wall thickness, the principal tensile stress of diaphragm wall is significantly reduced and the principal compressive stress variations is relatively small. The main parameters of the E – B model have a significant effect on the stress of diaphragm wall. Compared with the case of adopting the basic parameters, using the larger model parameters will increase the principal tensile stress of the diaphragm wall, and the smaller model parameters will make the principal tensile stress of the impervious wall decrease. In engineering design, the appropriate thickness of cutoff wall and mix design of cutoff wall concrete should be chosen so that the main parameters (k, R_f , K_b, K_w) of the cut – off wall E – B model are relatively small.

Key words: hydraulic structure; thick overburden layer; nonlinear finite element method; the stress of diaphragm wall; sensitivity analysis

1 研究背景

随着我国水电开发向西部地区的逐步深入,愈来 愈多的大坝和围堰建基于深厚覆盖层上。深厚覆盖 层一般指堆积于河谷之中,厚度大于 30 m 的第四纪 松散堆积物。大量工程实践经验表明^[1-2],对于深厚 覆盖层坝(堰)基,混凝土防渗墙以其安全可靠、施工 技术成熟、相对经济等优点而成为许多工程的首选地 基防渗结构型式,但由于深厚覆盖层通常具有土层分 布厚度变化大、成份复杂及结构松散等特点,因而往

基金项目:国家自然科学基金项目(50779051)

作者简介:赵叶(1993-),女,陕西咸阳人,在读硕士研究生,主要从事水工结构分析及数值仿真研究。

收稿日期:2017-08-02; 修回日期:2017-10-06

往混凝土防渗墙的应力变形状态十分复杂,甚至成为 影响大坝和围堰运行安全的一个关键因素。因此,基 于深厚覆盖层的地质条件,并在充分考虑混凝土防渗 墙实际施工条件的基础上,如何合理选择防渗墙的厚 度、如何合理选择混凝土防渗墙的计算参数,如何做 到对其应力变形状态演变规律的掌握,无疑是此类工 程设计所需要解决的关键问题^[3-6]。

本文拟结合一拟建基于深厚覆盖层上的高土石 围堰工程,运用非线性有限元法,通过混凝土防渗墙 应力关于其厚度和 E - B 模型主要参数的敏感性分 析,以研究防渗墙应力关于上述因素的敏感性规律。 所获成果不仅可为所依托工程合理选择地基处理设 计方案提供直接依据,而且对类似工程问题的研究 也具有较好的参考和借鉴意义。

2 工程概况及深厚覆盖层的工程特性

2.1 工程概况

金沙江上游某一拟建大型水电站的大坝为混凝 土面板堆石坝,最大坝高为234 m,趾板地基设计开 挖至基岩面。坝上游围堰设计采用土石围堰,其设 计挡水标准为30a一遇, 围堰堰顶高程为2597.500 m, 堰顶长度为164.072 m, 堰顶宽度为15.00 m, 最 大堰高为60.30 m。围堰堰体主要由堆石料和砂砾 石料填筑而成,堰基为厚度达60 m 的深厚覆盖层, 覆盖层共由4层土体组成,自上而下依次为:⑤Q^{al-5} 层,河床冲积砂卵石层夹少量漂石,层厚(围堰轴线 处,下同)为4.06 m;③Q¹⁻³层,含淤泥质粉砂层、黏 土质砂,层厚为14.96 m;②Q¹⁻²层,以砂质低液限黏 土为主,层厚为31.92 m,该层自上而下可分为 Q^{1-2-3} 、 Q^{1-2-2} 、 Q^{1-2-3} 子亚层、 Q^{1-2-3} 层以低液限 黏土为主,多呈流塑状、Q¹⁻²⁻²层以低液限粉土和砂 质低液限粉土为主,多呈可塑至软塑状、Q^{1-2-①}层以 低液限黏土为主,局部为低液限粉土,多呈可塑至软 塑状;①Q^{al-1}层,为卵石、块石夹砂,层厚为14.19 m。设计初拟的地基防渗方案为:高程2553.000 m 以上堰体部分采用复合土工膜斜墙防渗,膜厚0.5 mm:高程2553.000 m 以下堰体部分及地基覆盖层 采用塑性混凝土防渗墙防渗,墙体厚度1.0 m;两岸 基岩及防渗墙下部基岩采用帷幕灌浆防渗。围堰典 型横剖面如图1所示。



图1 围堰典型横剖面图(单位:m)

2.2 深厚覆盖层的工程特性

Q^{al-5}层为河床冲积砂卵石层,抗剪强度指标 *c* = 0, φ = 35°。压缩系数为0.12~0.16 MPa⁻¹,压缩 模量为 32~40 MPa,属中压缩土。允许水力坡降 0.25~0.3,易发生管涌破坏。渗透系数为100~ 10⁻¹ cm/s,属于强透水层。

 Q^{1-3} 层、 Q^{1-2} 层为淤泥质黏土层,工程特性类 似,抗剪强度指标 $c = 28 \sim 56$ kPa, $\varphi = 12 \sim 22^{\circ}$ 。压 缩系数为 0. 24 ~ 0. 42 MPa⁻¹,压缩模量为 4. 91 ~ 8.7 MPa,属中压缩土。允许水力坡降 0. 42 ~ 0. 75, 易发生流土破坏。渗透系数为 3. 0 × 10⁻⁵ ~ 4. 1 × 10⁻⁴ cm/s,属于中等透水层。

 Q^{al-1} 层为卵石、块石夹砂,抗剪强度指标 c = 10 ~ 15 kPa, $\varphi = 36^{\circ}$ 。 压缩系数为 0.10 ~ 0.15

MPa⁻¹,压缩模量为32~38 MPa,属中压缩土。允许 水力坡降0.25~0.3,易发生管涌破坏。渗透系数 为1.0×10⁻² cm/s,属于强透水层。

综上所述,堰基覆盖层各层土体均属于中度压 缩性堰塞湖沉积物,地质条件总体较差,而Q¹⁻³层、 Q¹⁻²层的强度特性和变形特性相对更差。显然,覆 盖层的这种地质条件对混凝土防渗墙的应力变形性 态、围堰沉降及基坑边坡稳定等均将产生显著影响。

3 计算模型及计算原理

3.1 计算模型

塑性混凝土是在普通混凝土中添加一定比例的 黏土或膨润土而形成,具有渗透系数小、变形模量 低、柔性好、能适应周围土体的变形的特点^[5,7]。有 研究者表明^[8-9] 塑性混凝土的力学特性接近于土体,与土体有相似的本构关系。熊欢等^[5]采用非线性弹性邓肯张 E-B 模型模拟沙湾水电站一期围堰 塑性混凝土防渗墙本构关系,胡黎明等^[7]采用非线 性弹性邓肯张 E-B 模型模拟三峡二期上游围堰塑 性混凝土防渗墙本构关系,进行围堰有限元应力应 变分析。

本文运用非线性有限元法进行上述建基于深覆 盖层地基上的高土石围堰的应力变形分析,具体采 用 ABAQUS^[10]软件实施计算。根据堰体材料及堰 基覆盖层土体的组成情况,参照类似工程经 验^[5,7,11],本文对堰体堆石料、覆盖层土体及混凝土 防渗墙均选采用非线性弹性邓肯张 E - B 模型,覆 盖层与防渗墙之间的接触约束特性则采用 Goodman 接触面单元进行模拟。

3.1.1 邓肯张 E - B 模型 反映应力增量与应变 增量之间本构关系的邓肯张 E - B 模型表达式 为^[12]:

$$\begin{cases} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{cases} = \frac{3B}{9B - E_t} \begin{bmatrix} 3B + E_t & 3B - E_t & 0 \\ 3B - E_t & 3B + E_t & 0 \\ 0 & 0 & 2E_t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \\ d\varepsilon_{xy} \end{bmatrix}$$
(1)

式中:*E*_{*i*} 为切线弹性模量; *B* 为切线体积模量。可由下式确定:

$$E_{t} = (1 - R_{f}S_{1})^{2}KP_{a}\left(\frac{\sigma_{3}}{P_{a}}\right)^{n}$$
(2)

$$B = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^m \tag{3}$$

式中: K为弹性模量系数; P_a 为大气压强; n为弹性 模量指数; R_f 为破坏比; K_b 为体积模量系数; m为 体积模量指数; σ_3 为围压水平; S_1 为应力水平, 可 由下式确定:

$$S_1 = \frac{(1 - \sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos\phi + 2\sigma_3 \cdot \sin\phi}$$
(4)

式中: c 为黏聚力; φ 为摩擦角。

当考虑应变硬化型材料的卸载再加载过程时, 回弹模量可由下式确定:

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^{n_{ur}}$$
(5)

式中: K_{ur} 为回弹模量系数; n_{ur} 为回弹模量指数。

邓肯张 E – B 模型建立在 $\sigma_2 = \sigma_3$ 的常规三轴 试验基础上,没有考虑土的剪胀性、应变软化、应力 路径、中主应力等对土体强度和变形的影响,往往导 致土体变形模量与实际情况有一定误差,使得计算 结果存在偏差,但其模型参数少且物理意义明确,而 且均可由静三轴试验进行确定,计算尚可取得令人 满意的结果,因而被广泛应用^[13-14]。

3.1.2 Goodman 单元模型 Goodman 接触单元^[15] 为无厚度4结点8自由度单元,其不考虑法向与切向的相互耦合作用,位移与应力本构关系:

$$\begin{cases} \tau_s \\ \sigma_n \end{cases} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{cases} w_s \\ w_n \end{cases}$$
 (6)

式中: $w_s \, w_n$ 分别为接触面切向及法向相对滑移量; $k_s \, k_n$ 分别为切向及法向劲度系数。

由于 Goodman 接触单元无厚度,接触面两侧单 元易发生嵌入和脱离,为解决这一现象,当接触面受 压时,k_n取大值,当接触面受拉时,k_n取小值;k_s通 过双曲线拟合常规直剪试验得到的不同应力应变关 系求得,可由下式确定^[16]:

$$k_{s} = \left(1 - R_{f} \frac{\tau}{\sigma_{n} \tan \delta}\right)^{2} K \cdot \gamma_{w} \left(\frac{\sigma_{n}}{P_{a}}\right)^{n}$$
(7)

式中: $K_{\Lambda}R_{f,\Lambda}$ 为非线性指标,由直剪试验确定; δ 为接触面摩擦角; P_a 为大气压强; γ_w 为水容重。

3.2 非线性方程组的求解方法

在堰体材料及堰基覆盖层土体采用邓肯张 E-B 模型的情况下,结构整体平衡方程组将成为非线 性方程组。用有限单元法求解非线性问题是将它转 化为一系列的线性问题进行求解,具体算法有:迭代 法、增量法、混合法,其中增量法又分为基本增量法、 中点增量法^[17-18]。本文采用中点增量法进行非线 性问题的求解。中点增量法的具体步骤为^[18-19]:

(1) 施加荷载增量 { ΔP } $_{i}/2$ 求解[K] $_{i-1}$ { $\Delta\delta$ } $_{i-\frac{1}{2}}$ = { ΔP } $_{i}/2$ 得到中点处位移增量 { $\Delta\delta$ } $_{i-\frac{1}{2}}$, 进而求得 中点处应变增量 { $\Delta\varepsilon$ } $_{i-\frac{1}{2}}$, 中点处应力增量 { $\Delta\sigma$ } $_{i-\frac{1}{2}}$,则中点处位移总量为 { δ } $_{i-\frac{1}{2}}$ = { δ } $_{i-1}$ + { $\Delta\varepsilon$ } $_{i-\frac{1}{2}}$,中点处应变总量为 { ε } $_{i-\frac{1}{2}}$ = { ε } $_{i-1}$ + { $\Delta\varepsilon$ } $_{i-\frac{1}{2}}$,中点处应力总量为 { δ } $_{i-\frac{1}{2}}$ = { δ } $_{i-1}$ + { $\Delta\varepsilon$ } $_{i-\frac{1}{2}}$,中点处应力总量为 { δ } $_{i-\frac{1}{2}}$ = { δ } $_{i-1}$ + { $\Delta\sigma$ } $_{i-\frac{1}{2}}$,

(2)由上一步终了时的应力水平计算求得弹性 矩阵[D]_{i--},进而求得刚度矩阵[K]_{i--}。

(3) 施加全荷载 $\{\Delta P\}_i$, 求解 $[K]_{i-\frac{1}{2}} \{\Delta \delta\}_i = \{\Delta P\}_i$ 得到位移增量 $\{\Delta \delta\}_i$, 进而求得应变增量 $\{\Delta \varepsilon\}_i$,应力增量 $\{\Delta \sigma\}_i$,累加求得位移总量 $\{\delta\}_i = \{\delta\}_{i-1} + \{\Delta \delta\}_i$,应变总量 $\{\varepsilon\}_i = \{\varepsilon\}_{i-1} + \{\Delta \varepsilon\}_i$,应 力总量 $\{\sigma\}_i = \{\sigma\}_{i-1} + \{\Delta \sigma\}_i$;(4) 重复(1) ~(3) 步,得到最终结果。对于第 1 级荷载,根据初始切线 弹模 E_0 及应力水平确定刚度矩阵 $[K]_0$ 。

4 防渗墙应力变形敏感性分析

4.1 有限元模型及计算参数

本次应力变形计算针对上述围堰计算剖面建立 二维有限元模型。有限元模型:按照平面应变问题 考虑,计算范围自模型上、下游从堰坡坡脚算起,向 上游70m,下游68.39m,模型底部取至基岩,厚度 为68.39 m。

整个断面共划分为3495个单元,7316个结 点,采用 C3D8 六面体单元,模型上、下游边界取 x 方向的水平铰支,底部取3个方向的固定铰支。荷

载近似模拟施工顺序进行分级加载。堰体及覆盖层 计算参数见表1,覆盖层土体与防渗墙之间的接触 参数见表2,防渗墙敏感性参数见表3。

4.2 计算方案与计算工况

研究表明^[20-22],深厚覆盖层上坝(堰)基混凝 土防渗墙应力的影响因素有地基覆盖层特性、防渗 墙施工顺序、防渗墙厚度、防渗墙材料参数等,本文 根据不同的防渗墙厚度及其 E-B 模型参数共组合 4个计算方案,如表4所示。各方案分别进行围堰 填筑完成及围堰开挖至 O^{l-2-①} 层两个工况的围堰应 力变形计算,具体计算工况见表5。

/1 D

| K | n | R_{f} | K_{ur} | K_b | m | $\gamma/(t \cdot m^{-3})$ | |
|------|------|---------|----------|-------|------|---------------------------|--|
| 900 | 0.25 | 0.85 | 1500 | 393 | 0.22 | 2.16 | |
| 1300 | 0.28 | 0.75 | 2000 | 545 | 0.22 | 2.27 | |

表1 围堰应力变形有限元分析 E-B 模型参数表

| 材料 | K | n | R_{f} | K_{ur} | K_b | m | $\gamma/(t \cdot m^{-3})$ | c∕kPa | arphi /(°) |
|--------------------------|------|-------|---------|----------|-------|------|---------------------------|-------|------------|
| 堰体石渣料 | 900 | 0.25 | 0.85 | 1500 | 393 | 0.22 | 2.16 | 0 | 38 |
| 堰体砂砾料 | 1300 | 0.28 | 0.75 | 2000 | 545 | 0.22 | 2.27 | 15 | 32 |
| Q^{al-5} | 1000 | 0.35 | 0.80 | 1200 | 340 | 0.20 | 2.02 | 0 | 35 |
| ③Q ¹⁻³ (加固后) | 405 | 0.3 | 0.75 | 488 | 132.5 | 0.40 | 1.92 | 7.3 | 26 |
| ③Q ¹⁻³ (天然) | 125 | 0.57 | 0.725 | 150 | 90 | 0.56 | 1.64 | 28.7 | 30 |
| ②Q ¹⁻²³ (加固后) | 350 | 0.405 | 0.80 | 420 | 110 | 0.16 | 1.89 | 6.3 | 25 |
| ②Q ¹⁻²³ (天然) | 87 | 0.58 | 0.80 | 105 | 60 | 0.58 | 1.57 | 45 | 20 |
| ②Q ^{1-2②} (加固后) | 375 | 0.4 | 0.80 | 450 | 110 | 0.16 | 1.89 | 6.3 | 25 |
| ② $Q^{l-2②}$ (天然) | 100 | 0.56 | 0.80 | 120 | 60 | 0.58 | 1.57 | 31 | 21 |
| ②Q ^{1-2①} (加固后) | 350 | 0.4 | 0.80 | 420 | 110 | 0.16 | 1.89 | 6.3 | 25 |
| ②Q ^{1-2①} (天然) | 85 | 0.57 | 0.80 | 102 | 60 | 0.57 | 1.57 | 42 | 20 |
| Q ^{al - 1} | 1000 | 0.35 | 0.80 | 1200 | 340 | 0.20 | 2.02 | 10 | 36 |

表 2 覆盖层土体与防渗墙之间的接触单元参数

| K_1 | K_2 | n | R_{f} | δ | $\gamma/(t \cdot m^{-3})$ | P_a /kPa |
|-------|-------|------|---------|----|---------------------------|------------|
| 1400 | 1400 | 0.35 | 0.75 | 15 | 10 | 100 |

表 3 围堰防渗墙 E-B 模型参数表

| 项目 | K | R_{f} | K_{ur} | K_b | m | $\gamma/(t \cdot m^{-3})$ | c∕kPa | $\varphi / (\circ)$ |
|-------|------|---------|----------|-------|------|---------------------------|-------|---------------------|
| 基本参数 | 6800 | 0.90 | 8200 | 3500 | -0.5 | 2.2 | 300 | 35 |
| 调整参数1 | 9000 | 0.95 | 10000 | 4000 | -0.5 | 2.2 | 300 | 35 |
| 调整参数2 | 5000 | 0.95 | 6000 | 3000 | -0.5 | 2.2 | 300 | 35 |

| 计算方案 | 方案描述 |
|--------|-------------------------|
| 计算方案1 | 墙厚1.0m,防渗墙 E-B参数采用基本参数 |
| 计算方案 2 | 墙厚1.2m,防渗墙 E-B参数采用基本参数 |
| 计算方案3 | 墙厚1.0m,防渗墙 E-B参数采用调整参数1 |
| 计算方案 4 | 墙厚1.0m,防渗墙 E-B参数采用调整参数2 |

4.3 计算结果分析

不同工况下各计算方案围堰各部位应力变形主 要计算结果汇总见表6和表7。由于各计算方案应 力变形分布规律基本一致,因此,以计算方案1基坑 开挖至 Q^{1-2-①}层为例,给出主要计算结果云图,围堰 位移云图见图 2 和 3,防渗墙应力云图见图 4 和 5。 位移及应力的正负号约定为:水平位移以指向下游为 正,指向上游为负;竖向位移以竖直向上为正,竖直向 下为负;应力以拉为正,以压为负。

表 5 围堰各方案应力变形计算工况表

| 计算工况 | 工况描述 |
|--------|--|
| 计算工况 1 | 围堰全断面填筑至高程 2597.50 m,防渗 墙完成施工,防渗体系形成,基坑未开挖、 已抽水。上游河道水位 2595.05 m、基坑 水位 2538.00 m 的稳定渗流期。 |
| 计算工况 2 | 围堰挡水期,覆盖层第 Q ^{al-5} 、Q ¹⁻³ 、Q ¹⁻²³ 、 Q ¹⁻²² 、Q ¹⁻²¹ 层均已开挖,下伏各层尚未 开挖,抽水至已开挖基坑底。上游水位为 2595.05 m、下游水位为已开挖基坑底高 程的稳定渗流期。 |

从图2和3可以看出,在堰体重力荷载及水荷载作 用下,覆盖层产生了较大变形,堰体最大沉降与最大水 平位移均发生在堰体与地基交界处附近,符合深厚覆盖 层上高土石围堰变形的一般规律^[23-24]。围堰最大沉降 为2.82 m,约为堰高的4.7%,围堰向下游最大位移为0. 77 m。由于覆盖层(尤其Q¹⁻³、Q¹⁻²层)与混凝土防渗墙 材料差异性大,在堰体重力荷载、水荷载等作用下,覆盖 层发生较大的沉降变形,而防渗墙变形较小,覆盖层与 防渗墙之间的摩擦导致防渗墙呈现较大的应力,堰体最 大拉应力达到1.02 MPa。从表6和7可知;

(1)对于计算工况 1:计算方案 2 相较于计算方 案 1 而言,计算参数不变,墙厚度由 1.0 m 增加至1.2 m。防渗墙最大主拉应力由 1.14 MPa 减小至 0.88 MPa,减小约 23%;最大主压应力由 2.82 MPa 减小至 2.56 MPa,减小约 9%。

| 表6 计算 | 算工况Ⅰ | 围堰各 | 部位应フ | 力变形主 | E要计算 | 「结果表 |
|-------|------|-----|------|------|------|------|
|-------|------|-----|------|------|------|------|

| 计算方案 | रोग (नेन | 水平信 | 立移/m | 竖向位 | ī移/m | 大主应力 | 小主应力 |
|--------|----------|------|-------|------|-------|------------------|------------------|
| | 工で有 | 最大值 | 最小值 | 最大值 | 最小值 | σ_1 / MPa | σ_3 / MPa |
| | 防渗墙 | 0.01 | -0.76 | 0.03 | -0.07 | 1.14 | -2.82 |
| 计算方案1 | 堰体 | 0.89 | -0.88 | 0.54 | -2.32 | 1.04 | -2.78 |
| | 地基 | 0.81 | -1.24 | 0.66 | -2.30 | 0.93 | -3.36 |
| | 防渗墙 | 0.73 | 0.00 | 0.11 | 0.00 | 0.88 | -2.56 |
| 计算方案 2 | 堰体 | 0.73 | -0.27 | 0.46 | -2.29 | 0.71 | -2.70 |
| | 地基 | 0.87 | -0.49 | 0.66 | -2.27 | 1.58 | -3.47 |
| | 防渗墙 | 0.01 | -0.75 | 0.05 | -0.06 | 1.47 | -3.58 |
| 计算方案3 | 堰体 | 0.89 | -0.86 | 0.55 | -2.31 | 0.96 | -2.59 |
| | 地基 | 0.80 | -1.21 | 0.66 | -2.29 | 0.86 | -3.03 |
| | 防渗墙 | 0.01 | -0.77 | 0.08 | -0.08 | 1.05 | -1.65 |
| 计算方案 4 | 堰体 | 0.89 | -0.86 | 0.55 | -2.31 | 0.96 | -2.52 |
| | 地基 | 0.80 | -1.23 | 0.66 | -2.30 | 0.86 | -3.03 |

表 7 计算工况 2 围堰各部位应力变形主要计算结果表

| 计算方案 | · 汝7 / 六 | 水平信 | 立移/m | 竖向位 | ī移/m | 大主应力 | 小主应力 |
|--------|----------|------|-------|-------|-------|------------------|------------------|
| | 卫们有 | 最大值 | 最小值 | 最大值 | 最小值 | σ_1 / MPa | σ_3 / MPa |
| | 防渗墙 | 0.04 | -0.27 | -0.01 | -0.08 | 1.02 | -3.27 |
| 计算方案1 | 堰体 | 0.52 | -0.53 | -0.15 | -2.82 | 0.09 | -3.91 |
| | 地基 | 0.77 | -0.73 | 0.46 | -2.81 | 1.35 | -5.07 |
| | 防渗墙 | 1.72 | 0.00 | 0.00 | -0.61 | 0.07 | -4.20 |
| 计算方案 2 | 堰体 | 2.15 | -1.06 | 0.01 | -3.23 | 1.81 | -3.58 |
| | 地基 | 2.15 | -1.27 | 0.73 | -3.11 | 1.33 | -3.82 |
| | 防渗墙 | 0.04 | -0.27 | 0.00 | -0.07 | 1.28 | -2.35 |
| 计算方案3 | 堰体 | 0.52 | -0.53 | -0.15 | -2.82 | 0.93 | -3.85 |
| | 地基 | 0.77 | -0.73 | 0.46 | -2.82 | 1.34 | -5.03 |
| | 防渗墙 | 0.04 | -0.27 | -0.01 | -0.08 | 0.75 | -1.67 |
| 计算方案 4 | 堰体 | 0.51 | -0.53 | -0.15 | -2.82 | 0.92 | -3.90 |
| | 地基 | 0.77 | -0.74 | 0.46 | -2.81 | 1.35 | -5.07 |



图 2 围堰典型横剖面水平向位移分布云图(单位:m)



分布云图(单位:kPa)

分布云图(单位:kPa)

计算方案 3 相较于计算方案 1 而言,墙厚不变, 防渗墙 E - B 模型参数采用调整参数 1 时,其余参 数不变。防渗墙最大主拉应力由 1.14 MPa 增大至 1.47 MPa,最大主压应力由 2.82 MPa 增大至 3.58 MPa。

计算方案4相较于计算方案1而言,墙厚不变, 防渗墙 E - B 模型参数采用调整参数2时,其余参 数不变。防渗墙最大主拉应力由1.14 MPa 减小至 1.05 MPa,最大主压应力由2.82 MPa 减小至2.52 MPa。

(2)对于计算工况 2:计算方案 2 相较于计算方案 1 而言,计算参数不变,墙厚度由 1.0 m 增加至 1.2 m。防渗墙最大主拉应力由 1.02 MPa 减小至 0.07 MPa,减小约 93%;最大主压应力由 3.27 增大 至 4.20 MPa,增大约 28%。

计算方案3相较于计算方案1而言,墙厚不变, 防渗墙 E-B模型参数采用调整参数1时,其余参 数不变。防渗墙最大主拉应力由1.02 MPa增大至 1.28 MPa,最大主压应力由3.27减小至2.35 MPa。



图 3 围堰典型横剖面竖直向位移分布云图(单位:m)

计算方案4相较于计算方案1而言,墙厚不变, 防渗墙 E-B模型参数采用调整参数2时,其余参 数不变。防渗墙最大主拉应力由1.02 MPa减小至 0.75 MPa,最大主压应力由3.27减小至1.67 MPa。

5 结 论

根据上述关于混凝土防渗墙应力的敏感性计算 分析结果,可以得出以下结论:

(1)防渗墙厚度变化对防渗墙主拉应力影响较大,对防渗墙主压应力影响较小。在计算参数相同 而防渗墙厚度由1.0 m 增大至1.2 m 时,计算工况 1 和计算工况2 防渗墙主拉应力分别减小约23%和 93%,因此从减小防渗墙拉应力、避免其产生裂缝的 角度考虑,建议适当增加防渗墙厚度。

(2)防渗墙 E - B 模型参数对防渗墙应力影响 明显。在防渗墙厚度相同而其 E - B 模型参数采用 较大参数(如调整参数1)时,计算工况1和计算工 况2防渗墙主拉应力将分别增大约 29% 和 25%。 在防渗墙厚度相同而其 E - B 模型参数采用较小参 数(如调整参数2)时,计算工况1和计算工况2防 渗墙主拉应力将分别减小约 8% 和 26%。因此,建 议优化防渗墙混凝土材料配合比设计等,尽可能采 用能使 E - B 模型参数尤其是 k、Rf、Kb、Kur 等参数 相对较小的防渗墙混凝土材料。

参考文献:

- [1] 许强,陈伟,张倬元.对我国西南地区河谷深厚覆盖层成因机理的新认识[J].地球科学进展,2008,27(5):448-456.
- [2] 沈振中,邱莉婷,周华雷.深厚覆盖层上土石坝防渗技术 研究进展[J].水利水电科技进展,2015,35(5):27-35.
- [3]张飞,卢晓春,陈博夫,等.深厚覆盖层土石围堰防渗墙
 结构设计研究[J].长江科学院院报,2016,33(4):120-124.
- [4] 郦能惠,米占宽,孙大伟.深覆盖层上面板堆石坝防渗墙 应力变形性状影响因素的研究[J].岩土工程学报, 2007,29(1):26-31.
- [5] 熊 欢,王清友,高希章,等. 沙湾水电站一期围堰塑性混

凝土防渗墙应力变形分析[J].水力发电学报,2010,29 (2):197-203+189.

- [6] 丁艳辉,张其光,张丙印. 高心墙堆石坝防渗墙应力变形
 特性有限元分析[J]. 水力发电学报,2013,32(3):162 167.
- [7] 胡黎明,濮家骝.三峡二期上游围堰三维有限元应力应 变分析[J].清华大学学报,2001,41(Z1):240-243.
- [8] Wylie E B, Streetr V L. Fluid transient in systems [M]. Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1993:61-65.
- [9] 万五一,练继建,李玉柱. 阀门系统的过流特性及其对瞬 变过程的影响[J]. 清华大学学报,2005,45(9):1198-1121.
- [10] 欧阳君,林飞,刘秋英,等. 基于 ABAQUS 的土石坝稳 定渗流期应力应变分析[J].水资源与水工程学报, 2012,23(2):104-108.
- [11] 樊艳欣,王瑞骏,郭兰春,等.深厚覆盖层地基高土石围 堰应力变形敏感性分析[J].水资源与水工程学报, 2015,26(5):207-211.
- [12] Duncan J M, Chang C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils [J]. Asce Soil Mechanics and Foundation Division Journal, 1970,96(5): 1629 - 1653.
- [13] 孔德志,朱俊高.邓肯一张模型几种改进方法的比较 [J].岩土力学,2004,25(6):971-974.
- [14] 李宏恩,李同春,田景元,等.改进的邓肯-张模型在大坝应力应变分析中的应用[J].水电能源科学,2010,28
 (3):63-65.
- [15] Goodman R E, Taylor R L, Brekke B L. A model for the

mechanics of jointed rock [J]. Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE, 1968, 94 (3): 637-659.

- [16] 张茂会, 王观琪, 潘家军, 等. Goodman 接触面单元切线 刚度系数确定方法的研究[C]//和谐地球上的水工岩 石力学——第三届全国水工岩石力学学术会议论文 集, 上海, 2010.
- [17] 蔡秀丽. 堆石坝非线性有限元方程解法[J], 水利科技 与经济, 2010, 16(12):1375-1376.
- [18] 于濂洪. 有限单元法解土工问题的方法综述[J],大连 大学学报,1994,4(4):551-557.
- [19] 李佳明,陈尧隆,张建华,等. 基于增量法的混凝土面板 堆石坝应力变形有限元计算[J].水资源与水工程学 报,2009,20(6):160-162.
- [20] 党林才,方光达. 深厚覆盖层上建坝的主要技术问题 [J].水力发电,2011,37(2):24-28.
- [21] 温立峰,柴军瑞,王 晓. 深覆盖层上面板堆石坝防渗墙 应力变形分析[J]. 长江科学院院报,2015,32(2):84 -91.
- [22] 潘家军,饶锡保,周欣华,等.深厚覆盖层上面板堆石坝 新型结构应力变形性状影响因素研究[J].水利学报, 2015,46(S1):163-167.
- [23] 贺晓强,党发宁,许尚杰,等.深溪沟水电站围堰堰体及 防渗墙应力变形三维有限元分析[J].水利与建筑工程 学报,2009,7(2):99-101.
- [24] 李 烽,田斌,卢晓春,等. 深水高土石围堰塑性混凝土
 防渗墙应力变形分析[J]. 中国农村水利水电,2012
 (6):142-145.