

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2019.04.009

纵向增强体土石坝设计理论在方田坝水库中的应用

梁 军¹, 张建海², 赵元弘³, 王小雷³

(1. 四川省水利厅, 四川 成都 610016; 2. 四川大学水利水电学院, 四川 成都 610012;
3. 四川省水利水电勘测设计研究院, 四川 德阳 630000)

摘要: 基于工程实践, 提出一种新坝型——纵向增强体土石坝。该坝型以常规土石坝为依托, 在其内部建造集防渗与受力为一体的混凝土刚性结构体(纵向增强体), 使其成为“刚柔相济”的坝工结构。在进行变形分析计算时, 理论上将此纵向增强体作为竖向固端梁, 考虑其承受上、下游水荷载与坝体堆石的作用力, 特别是堆石沉降引起的纵向增强体表层的下拉荷载作用, 同时考虑到纵向增强体在坝体中分割了上、下游坝壳料连续的应力应变关系, 在各种工况下的力学表现更接近于挡土墙作用。根据提出的“纵向增强体土石坝”设计计算方法, 结合工程实践, 重点介绍纵向增强体土石坝在四川通江方田坝水库设计中的应用。

关键词: 纵向增强体; 土石坝; 防渗; 应力变形; 设计计算; 挡土墙结构; 方田坝水库

中图分类号: TV641 文献标志码: A 文章编号: 1000-1980(2019)04-0345-07

Application of the designing principle and method of longitudinal reinforced rockfill dam in Fangtianba Reservoir

LIANG Jun¹, ZHANG Jianhai², ZHAO Yuanhong³, WANG Xiaolei³

(1. Water Conservancy Office of Sichuan Province, Chengdu 610016, China;
2. College of Water Resource & Hydropower, Sichuan University, Chengdu 610012, China;
3. Sichuan Water Resources and Hydroelectric Investigation & Design Institute, Deyang 630000, China)

Abstract: Based on engineering practice, this paper proposed a new type of dam, longitudinal reinforced rockfill dam, which is built by a rigid structure (longitudinal reinforced body) with the functions of anti-seepage and bearing stress in the interior of conventional earth and rock dam. This rigid and flexible dam structure improves the operational safety of conventional earth and rock dam. In the analysis of deformation, it is theoretically deduced to consider it as a vertical fixed-end beam that bears the load of upstream and downstream water pressures as well as the force of rock-fill dam, especially the tensile load on the surface of the longitudinal reinforcement caused by the rock-fill settlement. At the same time, the longitudinal reinforcement split the continuous stress and strain of the dam shell material in the upstream and downstream of dam body, and the mechanical performance under various working conditions is closer to the behavior of retaining wall. According to the proposed designing and calculation method of the longitudinal reinforced earth and rockfill dam as well as the engineering practice, this paper mainly introduced the application of the proposed new type of dam in the design of the Fangtianba Reservoir in Tongjiang, Sichuan Province.

Key words: longitudinal reinforced body; earth and rockfill dam; anti-seepage; stress and deformation; design calculation; retaining wall; Fangtianba Reservoir

方田坝水库位于渠江水系小通江河右岸一级支流冯家沟上游河段, 坝址处于四川省巴中市通江县民胜镇方山村境内, 距通江县城约 8.0 km, 坝址处控制集水面积 6.73 km², 多年平均径流量 417×10⁴ m³。原为

作者简介: 梁军(1962—), 男, 高级工程师, 博士, 主要从事多相复合材料损伤复合研究。E-mail: liang00jun@163.com

引用本文: 梁军, 张建海, 赵元弘, 等. 纵向增强体土石坝设计理论在方田坝水库中的应用[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2019, 47(4): 345-351.

LIANG Jun, ZHANG Jianhai, ZHAO Yuanhong, et al. Application of the designing principle and method of longitudinal reinforced rockfill dam in Fangtianba Reservoir[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences), 2019, 47(4): 345-351.

20 世纪70 年代建成的小(2)型水库,大坝为黏土心墙坝,水库拦河大坝坝顶高程 556. 60 m,坝高约 15 m,总库容 $25\times10^4\text{ m}^3$,除坝基局部渗漏外大坝运行基本正常。根据相关规划、水库建设条件以及周边综合利用要求,拟扩建为具有城乡供水、农业灌溉等综合利用功能,并作为抗旱应急水源的小(1)型水库。新建大坝正常蓄水位 577. 50 m,坝顶高程 581. 00 m,坝顶宽 6. 0 m,坝顶轴线长 365. 00 m,心墙基础最低高程 539. 50 m,最大坝高 41. 50 m,最大坝底宽 194. 90 m。由于新建水库大坝系在原有大坝基础上加高,经土质心墙坝、沥青心墙坝、面板堆石坝等几种方案的技术经济比较,并经理论探讨^[1],最终采用能够大量节省基础开挖量和有利于工期的 C25 刚性混凝土作为增强体的土石坝设计方案。上游坝坡为 1 : 2. 25,坡角 $\beta_1=24^\circ$,下游边坡分别为 1 : 2. 0、1 : 2. 25、1 : 2. 25,平均为 1 : 2. 25,坡角 $\beta_2=24^\circ$,增强体心墙位于坝体中部坝轴线上游 1. 5 m,心墙顶部高程 580. 70 m、厚 0. 80 m,底部与坝基灌浆帷幕刚性连接成整体防渗体系,如图 1 所示^[2]。

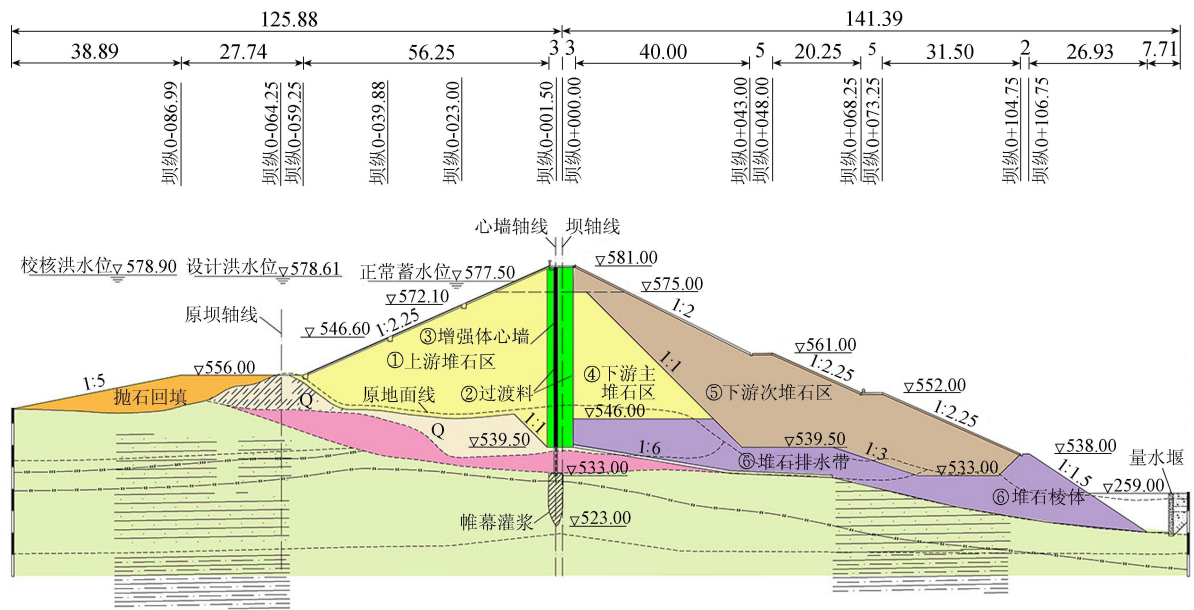


图 1 扩建后大坝典型设计横剖面图(单位:m)

Fig.1 Typical profile of designed dam after the expansion(units:m)

根据设计,采用与传统土石坝不一样的施工方法,即大坝施工是先进行大坝填筑料整体填筑,在后续掏槽施工增强体的部位(宽 6 m)预先填筑反滤过渡区,然后在泥浆固壁工艺下通过中间掏槽浇筑混凝土心墙的施工方法形成一整体坝内防渗墙,最后通过槽孔混凝土中预埋灌浆钢管进行坝基岩体与混凝土增强体之间的连接灌浆,形成最终的防渗封闭体系。工程建设从 2017 年 3 月动工填筑坝壳料,6 月 22 日正式开始浇筑混凝土防渗墙,2018 年 3 月大坝工程全面完工。初次试蓄水表明坝体防渗体系工作正常,没有出现渗漏情况,目前坝体安装的各种应力应变仪和孔压仪状态良好,通过对坝体变形观测资料与压力观测资料进行分析,结果表明大坝各种工作状态正常。

笔者结合本工程实际应用和理论分析,提出纵向增强体土石坝的设计研究思路^[1],即混凝土心墙不仅仅是一种防渗体,而且还是一种结构体,用于承受荷载和抵抗变形,依据文献[1]所提出的一整套纵向增强体土石坝的设计方法,本文重点介绍这一设计新方法的工程应用。

1 纵向增强体及其防渗设计

纵向增强体土石坝系沿坝轴线“插入”混凝土刚性防渗墙(与地下连续墙类似),墙体底部与基础通过灌浆呈固端连接,从而形成整体防渗结构^[1]。纵向增强体具有防渗、受力和抵抗变形 3 种作用。以最大坝高 ($H=41.50\text{ m}$) 剖面进行设计计算。

依据水库正常水位等特征水位和筑坝材料特性进行坝体防渗透与体型设计^[3]。混凝土纵向增强体作为防渗心墙,在设计上应考虑计算心墙厚度 δ 和心墙下游面出露并高出下游水位的高度 h_0 ,以及维持下游坝壳渗流稳定的最低水平宽度 L_2 ,如图 2 所示 (H_1 为上游水位, H_2 为下游水位, L_1 为增强体上游边墙至上游坝脚的距离)。

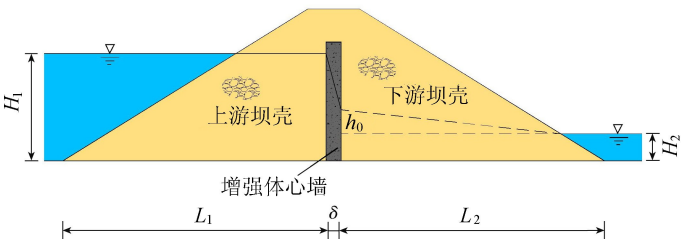


图2 增强体心墙正常渗流示意图

Fig.2 Seepage diagram of the earth-rock dam with vertical core-reinforced body

从上游坝壳进入增强体心墙上游界面的单宽入渗量 q_1 和增强体心墙下游界面至下游坝壳的单宽出渗量 q_2 计算式如下：

$$q_1 = \frac{k_e [H_1^2 - (h_0 + H_2)^2]}{2\delta} \tag{1}$$

$$q_2 = \frac{k_2 [(h_0 + H_2)^2 - H_2^2]}{2L_2} \tag{2}$$

由于 $q_1 \ll q_2$, 则有 $q_1 = \beta q_2$ (3)
式中： k_e ——增强体心墙的渗透系数； k_2 ——下游坝壳的渗透系数； β ——与材料渗透性有关的参数， $\beta = (k_e/k_2)^\alpha$ (α 为系数， $\alpha=0.65$)。

由式(1) ~ (3) 可得

$$h_0 = H_2 \left[\frac{i_{c2}}{i_{ce}} \left(\frac{k_e}{k_2} \right)^{\alpha-1} - 1 \right] \tag{4}$$
$$\delta = \frac{H_1^2 - \frac{1}{i_{ce}^2} H_d^2}{2H_d} \tag{5}$$
$$q_1 = k_e H_d \tag{6}$$
$$L_2 = \frac{H_2}{2i_{c2}} \left[\frac{i_{c2}^2}{i_{ce}^2} \left(\frac{k_e}{k_2} \right)^{2(\alpha-1)} - 1 \right] \tag{7}$$

其中

$$H_d = i_{c2} \left(\frac{k_e}{k_2} \right)^{\alpha-1} H_2$$

式中： i_{c2} ——下游坝壳的允许水力坡降； i_{ce} ——心墙体的允许水力坡降。

方田坝水库特征水位值和坝体材料参数如下： $H_1=39\text{ m}$ ， $H_2=1.5\text{ m}$ ， $k_e=4.5\times10^{-8}\text{ cm/s}$ ， $i_{ce}=80\sim100$ ， $k_2=7.7\times10^{-2}\text{ cm/s}$ ， $i_{c2}=5.5$ 。

设计计算结果表明：(a) 在上游 39 m 水头作用下，增强体心墙下游侧渗透水出露高程约在下游水位以上 12.43 m，即 $h_0=12.43\text{ m}$ ；(b) 计算增强体心墙满足渗透稳定的最小厚度 $\delta=0.53\text{ m}$ ；(c) 计算坝体的单宽渗漏量 $q_1=5.64\times10^{-6}\text{ cm}^3/\text{s}$ ，满足土石坝防渗设计要求；(d) 计算所得下游坝壳维持渗透稳定的最小宽度为 $L_2=11.62\text{ m}$ ，说明坝体边坡设计应以强度稳定性为控制因素，所以坝底宽度 L_1 、 L_2 应由强度稳定性计算决定。

2 增强体变形计算与复核

这种坝型结构的变形在 2 个方面备受关注，一是上、下游堆石相对于增强体心墙产生的向下的沉降 s ，二是竣工期和蓄水期 2 种工况增强体心墙顶部的扰度 y_0 、转角 θ_0 等变形指标。根据文献[1]，列出如下计算公式：

$$s = \frac{\rho}{E_{s0}} \left[\frac{1}{2-n} z^{2-n} + \frac{1}{1-n} (H-z) z^{1-n} \right] \tag{8}$$

从而得出最大沉降发生在坝高 $(1-n)H$ 处，其值为

$$S_m = \frac{\rho H^{2-n}}{(2-n)(1-n)^n E_{s0}} \tag{9}$$

式中: ρ ——堆石体平均密度, $\rho=2.13\text{ g/cm}^3$; E_{s0} ——堆石料压缩模量初始值,其取值详见表3; n ——邓肯-张模型参数; z ——坝高变量; H ——坝高, $H=41.5\text{ m}$ 。

从理论上讲,增强体顶部 T 点变位最大,故只对 T 点进行复核计算,计算式见文献[1]。计算中取增强体心墙弹性模量 $E_c=2.0\times10^5\text{ MPa}$ [46]。

计算参数如下:上、下堆石料密度 $\rho_1=2.12\text{ t/m}^3$ 、 $\rho_2=2.13\text{ t/m}^3$,上游堆石浮密度 $\rho'_1=1.35\text{ t/m}^3$, $n=0.56$, $E_{s0}=83.5\text{ MPa}$,心墙顶部以上至坝顶的垂距(即通填区高度) $l=2.4\text{ m}$ 。

增强体顶端变位值如下:坝顶沉降量 $s=3.78\text{ cm}$,最大沉降量 $s_m=5.98\text{ cm}$,增强体心墙顶部竣工期 T 点的抗度 $y_{sT}=-0.097\text{ cm}$ 、转角 $\theta_{sT}=-0.0054\text{ rad}$,增强体心墙顶部蓄水期 T 点的抗度 $y_{yT}=4.684\text{ cm}$ 、转角 $\theta_{yT}=0.0376\text{ rad}$ 。由此可见 T 点变位很小,在相应材料的允许范围内。

3 纵向增强体结构与复核

纵向增强体心墙在土石坝中因材质不同,因而在变形与受力方面也不一样。从理论上讲,增强体可被视为置于坝体中的一道挡土墙^[7],其底部为固定端,顶部为自由端,如同一道薄薄的混凝土坝,只有依靠上、下游堆石体提供强大的“围护”作用才能发挥作用。设计复核主要考虑3点:一是增强体作为挡土墙在不同工况下的受力表现,上、下游的水平荷载都集中在墙体,采用受力安全系数来描述这一情况,并规定其值为反向力与正向力之比;二是不同工况下增强体底部的受力状态,主要复核底部受力不能超过材料的力学强度;三是增强体的结构配筋计算。图3为纵向增强体受力简图。

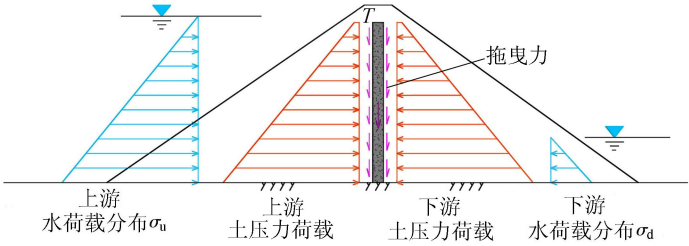


图3 纵向增强体受力简图

Fig.3 Force diagram of the vertical reinforced body

3.1 增强体受力复核

按基本荷载组合分施工完建、蓄水运行、水位骤降3种情况进行复核。

3.1.1 施工完建期

施工完建期增强体“不偏不倚”地置于坝体中,起着承受上、下游荷载与抵抗变形的作用,增强体处于静止土压力状态,但实际上由于上、下游堆石料物理力学性质指标不完全相同,仍然存在较小程度力的相互作用,这种相互作用趋于相互抵消,因此认为上、下游堆石体均以主动土压力的方式对墙体产生作用。

上游主动土压力:

$$P_{1a} = \frac{1}{2}\rho_1 g k_{1a} H_1^2$$

(10)

其中

$$k_{1a} = \frac{\cos^2 \varphi_1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi_1 \sin(\varphi_1 + \beta_1)}{\cos \beta_1}}\right]^2}$$

取上游堆石体(含上游过渡料)强度值 $\varphi_1=38^\circ$,上游坝坡坡角 $\beta_1=24^\circ$,计算得 $k_{1a}=0.198$, $P_{1a}=3126.78\text{ kN}$ 。

下游主动土压力:

$$P_{2a} = \frac{1}{2}\rho_2 g k_{2a} H_1^2$$

(11)

其中

$$k_{2a} = \frac{\cos^2 \varphi_2}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 + \beta_2)}{\cos \beta_2}}\right]^2}$$

取下游堆石体(含下游过渡料)的抗剪强度取 $\varphi_2=36^\circ$,下游坝坡坡角 $\beta_2=24^\circ$,计算得 $k_{2a}=0.215$, $P_{2a}=3046.44\text{ kN}$ 。施工完建期的受力安全系数 $\eta_s=P_{2a}/P_{1a}=1.089$ 。

理论上讲施工完建期的受力安全系数 η_s 应等于1.0,但由于上、下游堆石体材料物理力学性能存在差

异,实际 η_s 接近于 1.0,这也是增强体在施工完建期仍然有微小变形的原因,但无论如何,施工完建期上、下游堆石的水平推力相对于增强体而言基本能够达到力的平衡。

3.1.2 蓄水运行期

运行期增强体受到上游水荷载水平推力和上游堆石主动土压力作用而倾向下游移动,同时又受到下游堆石体的被动土压力作用。

a. 水荷载的水平推力:

$$P_{1w} = \frac{1}{2} \rho_w g H_1^2 \tag{12}$$

计算得 $P_{1w} = 7452.90 \text{ kN}$ 。

b. 上游堆石水平推力(主动土压力):

$$P_{1a} = \frac{1}{2} \rho'_1 g k'_{1a} H_1^2 \tag{13}$$

其中

$$k'_{1a} = \frac{\cos^2 \varphi_1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi_1 \sin(\varphi_1 + \beta_1)}{\cos \beta_1}} \right]^2}$$

计算得 $k'_{1a} = 0.198, P_{1a} = 1992.16 \text{ kN}$ 。

c. 下游堆石体对增强体的被动土压力:

$$P_{2p} = \frac{1}{2} \rho_2 g k_{2p} H_1^2 \tag{14}$$

其中

$$k_{2p} = \frac{k' \cos^2 \varphi_2}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 - \beta_2)}{\cos \beta_2}} \right]^2}$$

式中: ρ_2 ——下游堆石体密度; k' ——土压力折减系数,取非饱和 $k' = 0.597^{[8]}$ 。

计算得 $k_{2p} = 0.972, P_{2p} = 15430.18 \text{ kN}$ 。

d. 蓄水运行期的受力安全系数 $\eta_y = P_{2p} / (P_{1a} + P_{1w}) = 1.63$ 。

计算结果表明,蓄水运行期上游水荷载产生的巨大水平推力使增强体心墙有向下游变形的趋势,但却获得了下游堆石体对增强体的抵抗,这一抗力(被动水平压力)是上游推力的 1.63 倍,满足规范要求^[8],增强体背后具有强大的“后盾”支撑,因此,增强体在水位上升和蓄水期是安全的(不计底部固端约束)。

3.1.3 库水骤降期

同样,在水库水位发生骤降(卸载)时,增强体就有向上游偏移的倾向,下游堆石对墙体的作用则由原来蓄水期的被动土压力变为主动土压力,而上游堆石体对墙体而言,便成为被动土压力,其最危险的情况是上游水荷载被卸去的同时,上游堆石尚未排水而整体处于饱水状态。

a. 上游饱水堆石体为被动区,其被动土压力计算公式如下:

$$P_{1p} = \frac{1}{2} \rho_{1m} g k'_{1p} H_1^2 \tag{15}$$

其中

$$k'_{1p} = \frac{\cos^2 \varphi_1}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_1 \sin(\varphi_1 - \beta_1)}{\cos \beta_1}} \right]^2}$$

上游堆石饱和密度 $\rho'_{1m} = 2.35 \text{ t/m}^3$, φ_1 采用饱和和不排水强度指标, $\varphi_1 = \varphi_{cu} = 35^\circ$, 取饱和 $k' = 0.41$, 则 $k'_{1p} = 0.643, P_{1p} = 11266.78 \text{ kN}$ 。

b. 下游堆石对增强体的主动土压力按式(11)计算。 $\varphi_2 = 36^\circ, \beta_2 = 24^\circ$, 计算得 $k_{2a} = 0.215, P_{2a} = 3406.440 \text{ kN}$ 。

水位骤降期的受力安全系数 $\eta_z = P_{1p} / P_{2p} = 3.31$ 。

计算结果表明,水位骤降工况下游堆石产生的主动水平推力使增强体心墙有向上游变形的趋势,但却获得了上游饱和堆石体对增强体的抵抗,这一抗力(被动水平压力)是下游推力的 3.31 倍,同样满足规范要

求^[8],增强体背后(即上游侧)同样具有强大的“后盾”支撑,此工况增强体也是安全的(不计底部固端约束)。

3.2 增强体抗压强度复核

3.2.1 增强体底部固定端强度复核

对增强体底部固定端*d*点进行强度复核,验证(按正截面计)压应力 σ_{di} 不超过混凝土抗压强度^[9],即 $\sigma_{di} \leq [R_y]$,*i*分别表示施工(s)和蓄水运行(y)2种工况。

$$\sigma_{di} = \frac{N_{0i}}{\delta}$$

(16)

$$N_{ss} = \frac{(A_{01} + A_{02})H_1^2}{2} + \frac{(A_{11} + A_{12})H_1^{4-n}}{(1-n)(2-n)(4-n)}$$

(17)

$$N_{sy} = \frac{(A'_{01} + A'_{02})H_1^2}{2} + \frac{(A'_{11} + A'_{12})H_1^{4-n}}{(1-n)(2-n)(4-n)}$$

(18)

其中

$$N_{0i} = (\rho_c H_1 + \rho_1 l) \delta + N_{si}$$

$$A_{01} = f_0 \mu \rho_1 k_{1a} \quad A_{02} = f_0 \mu \rho_2 k_{2a} \quad A_{11} = \frac{f_c \mu \rho_1^2 k_{1a}}{E_{s0}} \quad A_{12} = \frac{f_c \mu \rho_2^2 k_{2a}}{E_{s0}}$$

$$A'_{01} = f_0 \mu \rho'_1 k_{1a} \quad A'_{02} = f_0 \mu \rho'_2 k_{2p} \quad A'_{11} = \frac{f_c \mu \rho_1'^2 k'_{1a}}{E_{s0}} \quad A'_{12} = \frac{f_c \mu \rho_2'^2 k_{2p}}{E_{s0}}$$

式中: N_{0i} ——增强体底部固定端所受轴向压力; ρ_c ——增强体混凝土密度, $\rho_c = 2.35 \text{ t/m}^3$; N_{ss} 、 N_{sy} ——施工期及运行期下拉荷载;下脚标1、2——上、下游情形; f_0 ——堆石与墙体竖向静止摩擦系数,考虑泥浆护壁作用,试验取值0.045^[10-14]; f_c ——堆石与墙体竖向动摩擦系数,试验取值0.022; μ ——堆石泊松比,此值较复杂,为简化计算,对微小变形可取值0.27^[15]。

已知墙体自重引起的基底应力为0.967 MPa,由此计算出施工期和运行期增强体底部固端压应力 $\sigma_{ds} = 1.05 \text{ MPa}$ 、 $\sigma_{dy} = 1.31 \text{ MPa}$ 。很显然,2种工况的压应力均不超过材料的抗压强度。

3.2.2 结构配筋计算

计算分析表明,按挡土墙理论在各种工况下的增强体力学性能是安全的,底部受力并没有超过其抗压强度,墙体本身的计算应力状态较正常。从目前分析看,增强体无须专门的结构配筋,施工所需的钢桁架和预埋灌浆钢管实际上已起到结构性作用。

4 结 语

作为一种新坝型,增强体土石坝按“刚柔相济”的思路创新性地将常规土石坝和混凝土结构结合起来,既是防渗体系,又是结构体,不仅有利于提高土石坝的防渗及安全稳定性能,同时能够发挥增强体受力及变形性能。尽管以前工程上也有利用混凝土作为防渗墙的应用,但事实上并没有从结构角度来认识这种“增强”作用,因而无参考资料和设计规范可寻。依托方田坝水库扩建工程,提出纵向增强体土石坝的设计理论与计算方法^[1],在国内属首创,本文属设计应用。

a. 在提出增强体满足渗透稳定的厚度理论计算公式基础上,增强体作为防渗体的渗流计算与设计主要包括复核增强体厚度是否满足抗渗稳定要求,计算下游出渗点高程等参数值,计算与复核结果表明能够满足设计要求。

b. 基于坝体内堆石与增强体变形存在差异,在理论推导基础上,复核计算了堆石相对于增强体的沉降值,以及增强体顶部作为固端梁的自由端的变位,计算表明这些变形均在常规土石坝变形范围以内,也就是说,增强体置入土石坝体内并没有造成坝体内部变形的恶化,这种变形是协调的,其值也很小。

c. 增强体是“插入”土石坝中的一道薄薄的混凝土结构,只有依靠上、下游堆石体提供强大的“围护”作用才能发挥其作用,如同地基中的桩体那样。引入受力安全系数概念,进行不同工况增强体的受力分析,结果表明,各类荷载对增强体的作用可以按挡土墙的计算方法进行受力分析,结果表明墙体所受主动压力或被动压力均在维持增强体本身稳定的范围内。需要说明的是,由于墙体受力均衡且压力值均较小,本文对增强体的结构配筋计算可以不做专门复核。

d. 纵向增强体土石坝的重要意义不仅在于可以依据这种建坝的理论和实践进行新坝建设,还在于对大量已存的众多土石坝(以中小型土石坝为主)进行旧坝改造、除险加固和保坝安全提供了可行的解决方案,从而最大可能地消除由此产生的溃坝风险和次生灾害^[16-17]。这种建坝技术具有广泛的应用前景。

e. 由于这种坝型刚刚开始用于工程实际,有关设计与计算方法以及应力应变关系尚需进一步深入研究,特别是它的抗震稳定性。另外,通过更多的工程积累,有关提高增强体土石坝安全运行的方法、准则、大坝监测与分析和信息化施工工法等工作也应持续深入研究,以期取得更加科学可靠的建坝指导原则与技术措施。

参考文献:

- [1] 梁军. 纵向增强体土石坝的设计原理与方法[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2018, 46(2): 128-133. (LIANG Jun. Design principle and method for the earth rockfill dam with longitudinal reinforcements[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences), 2018, 46(2): 128-133. (in Chinese))
- [2] 王小雷,徐望斌,陈昊,等. 四川省通江县方田坝水库扩建工程初步设计报告[R]. 成都:四川省水利水电设计勘测设计研究院, 2015.
- [3] 王世夏. 水工设计的理论和方法[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2000.
- [4] 钟善铜. 钢管混凝土统一理论:研究与应用[M]. 北京:清华大学出版社, 2006.
- [5] 蔡怀绍. 现代钢管混凝土结构(修订版)[M]. 北京:人民交通出版社, 2007.
- [6] 韩林海,杨有福. 现代钢管混凝土结构技术[M]. 2版. 北京:中国建筑工业出版社, 2007.
- [7] 钱家欢,殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京:中国水利水电出版社, 1996.
- [8] 中华人民共和国水利部. 水工挡土墙设计规范:SL 379—2007[S]. 北京:中国水利水电出版社, 2007.
- [9] 水利部长江水利委员会长江勘测设计研究院. 水工混凝土结构设计规范:SL 191—2008[S]. 北京:中华人民共和国水利部, 2008.
- [10] 张嘎,张建民. 夹有泥皮粗粒土与结构接触面力学特性试验研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(9): 1374-1378. (ZHANG Ga, ZHANG Jianmin. Experimental study on behavior of soil-structure interface with slurry[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(9): 1374-1378. (in Chinese))
- [11] 张治军,饶锡保,丁红顺,等. 不同含水率泥皮对接触面力学特性影响的试验研究[J]. 长江科学院院报, 2007, 24(5): 60-63. (ZHANG Zhijun, RAO Xibao, DING Hongshun, et al. Influence of slurry with different water capacities on behavior of gravel-structure interface[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2007, 24(5): 60-63. (in Chinese))
- [12] 彭凯,朱俊高,伍小玉,等. 不同泥皮粗粒土与结构接触面力学特性实验[J]. 重庆大学学报, 2011, 34(1): 110-115. (PENG Kai, ZHU Jungao, WU Xiaoyu, et al. Experiments on influence of slurry kinds on mechanical behavior of interface between gravel and concrete[J]. Journal of Chongqi University (Nature Science Edition), 2011, 34(1): 110-115. (in Chinese))
- [13] 成浩,王珣,张家生,等. 颗粒粒径对粗粒土-混凝土接触面剪切特性影响试验研究[J]. 应用基础与工程科学学报, 2018, 26(1): 145-152. (CHENG Hao, WANG Xuan, ZHANG Jiasheng, et al. Effects of particle size on shear behavior of interface between coarse-grained soil and concrete[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2018, 26(1): 145-152. (in Chinese))
- [14] 彭凯,朱俊高,张丹,等. 粗粒土与混凝土接触面特性单剪试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(9): 1893-1900. (PENG Kai, ZHU Jungao, ZHANG Dan, et al. Study of mechanical behaviors of interface between coarse-grained soil and concrete by simple shear[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(9): 1893-1900. (in Chinese))
- [15] 邵松桂. 钢筋混凝土面板堆石坝面板应力应变研究[J]. 岩土工程学报, 1989, 11(5): 64-69. (SHAO Songgui. Research on stress and strain of concrete face rock-fill dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 11(5): 64-69. (in Chinese))
- [16] 梁军,陈晓静. 纵向增强体土石坝漫顶溢流安全性能分析[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2019, 47(3): 238-242. (LIANG Jun, CHEN Xiaojing. Analysis on the overtopping safe operation performance of longitudinal reinforced rockfill dam[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2019, 47(3): 238-242. (in Chinese))
- [17] 梁军. 纵向增强体土石坝新坝型及其安全运行性能分析[J]. 工程科学与技术, 2019, 51(2): 38-44. (LIANG Jun. New type of dam for longitudinal reinforced rockfill dam and its operation safety analysis[J]. Advanced Engineering Sciences, 2019, 51(2): 38-44. (in Chinese))