

文章编号: 1001-5485(2010)09-0059-06

高心墙堆石坝坝基防渗墙与心墙连接方案研究

吴梦喜¹, 余学明², 叶发明²

(1. 中国科学院力学研究所, 北京 100190 2 中水顾问集团成都勘测设计研究院, 成都 610072)

摘要: 深厚覆盖层坝基上的高心墙堆石坝越来越多地采用两道防渗墙的设计方案。防渗墙与土质防渗体连接处是抵御渗透破坏的关键部位, 该部位的混凝土结构设置方案优化是防渗设计的重点内容。阐述了瀑布沟电站心墙堆石坝混凝土防渗墙与土质心墙几种连接方案的设计比选过程, 重点研究了防渗墙和廊道完全被高塑性黏土包裹和仅顶部被高塑性黏土包裹两个优化方案中心墙底部的孔隙水压力和渗透坡降的性状, 表明这两个方案都是可行的。连接部位的渗透坡降是非均匀的, 混凝土结构顶部的渗透坡降较大, 心墙底部出口处的渗透坡降较小; 坝体与两岸相接部位心墙底部渗流出口处的渗透坡降最大; 高塑性黏土仅设置于混凝土结构顶部有利于心墙变形和施工进度, 推荐设计采用。

关键词: 防渗墙; 渗流; 渗透坡降; 有限元; 堆石坝

中图分类号: TU 443 **文献标识码:** A

自 1958 年混凝土防渗墙在山东省青岛月子口水库试验成功后, 防渗墙成为我国砂砾石坝基上渗流控制的主要措施^[1]。工程实例表明, 防渗墙的上部, 尤其是与大坝土质防渗体连接处, 是渗流控制的关键部位。上部防渗墙渗流控制的失效, 往往造成大坝防渗体的渗透破坏^[1]。防渗墙与大坝土质心墙的连接目前主要有两种形式: 一种是墙顶设廊道的形式; 另一种是防渗墙直接插入土质防渗体一定深度的形式^[2]。墙顶设置廊道, 墙中间预留灌浆孔, 可以在墙体局部失效时进行补强灌浆。插入式连接由于插入段墙外侧向土压力的作用, 墙与填土之间能够紧密结合, 不容易发生渗流接触冲刷, 因而是一种结构简单而且效果较好的连接方式, 在我国应用广泛^[2,3]。由于坝高的发展和防渗墙允许渗流梯度的限制, 一些深厚覆盖层地基的高水头土石坝采用了两道防渗墙^[4]。两道防渗墙在国内的应用经验尚少, 但随着深厚覆盖层上高坝的建设, 其应用会越来越多。对两道防渗墙与土质心墙的连接方式的研究, 是水电开发建设的迫切需求。本文介绍瀑布沟电站心墙堆石坝两道防渗墙与土质心墙连接的设计方案的研究发展过程, 分析优化方案心墙底部的渗流性状, 为瀑布沟工程和今后类似工程两道防渗墙与心墙底部连接处防渗结构设计提供参考。

1 连接方案的研究与发展过程

瀑布沟水电站位于大渡河中游尼日河汇口上游觉托附近, 装机 330 万 kW。拦河大坝为砾石土心墙堆石坝, 坝高 186 m, 坝顶长 573 m。坝址区河谷狭窄。坝基覆盖层深厚, 以漂卵砾石等粗颗粒为主, 透水性强, 最大厚度约 70~7 m。

设计采用两道混凝土防渗墙截断河床部位渗流, 其中一道为主墙, 另一道为副墙。主墙与两岸和坝底基岩灌浆帷幕构成主防渗平面, 副墙仅在墙底部基岩设置灌浆帷幕。对于防渗墙与土质心墙的连接方式, 业主大渡河流域开发公司和设计单位中水顾问集团成都勘测设计研究院组织国内高校和科研单位进行了大量的研究, 并公开发表了一些论文^[4-8]。如图 1 所示, 瀑布沟防渗墙与土质心墙的连接有 3 个方案: ①两道墙均与顶部廊道连接^[6,7], 廊道外部设置高塑性黏土区, 心墙底部土体与覆盖层之间设置钢板(图 1(a)); ②两道墙均采用插入式连接^[7], 两道防渗墙之间设置廊道, 心墙底部与廊道外部设置高塑性黏土区(图 1(b)); ③一道墙插入式连接, 一道墙与廊道连接^[8], 心墙底部与廊道周围设置高塑性黏土区(图 1(c))。对以上 3 种不同连接方式对坝体、防渗墙与廊道应力变形影响

收稿日期: 2010-07-07

基金项目: 国家自然科学基金(10472122)

作者简介: 吴梦喜(1967-), 男, 湖南涟源人, 高级工程师, 博士, 主要从事岩土工程渗流与变形的数值方法研究、软件开发和工程应用, (电话) 010-82544191(电子信箱) Wum@mech.ac.cn

的研究表明,在高塑性黏土设置范围相同的情况下,不同连接方案对坝体的应力变形影响很小,而对廊道与防渗墙的应力变形有一定影响。比较图 1 中的 3 个方案:图 1(a)方案心墙底部大面积铺设钢板不经济,较小的防渗墙间距使两道墙施工时相互干扰大,对孔壁稳定性也不利;图 1(b)方案廊道位于两墙之间,不利于利用廊道对防渗墙局部缺陷处补强灌浆;图 1(c)方案将廊道置于主墙的顶部,在主墙出现缺陷的情况下可以利用廊道进行补强灌浆,副墙插入式连接,结构简单可靠。对于防渗墙与廊道的连接方式,着重研究比较了空接头、柔性接头和刚性接头 3 种接头方案。空接头和柔性接头虽然可以减小防渗墙中的应力,但结构形式复杂,接头处是防渗的薄弱环节,对止水的可靠性要求高,而刚性接头虽然应力高于其他两种接头,但结构简单,防渗可靠性高^[6-8]。副墙插入式连接,主墙与廊道刚性连接的方式被初步设计所采用。图 1(b)、(c)两方案中防渗墙插入心墙 15 m,和廊道置于建基面上 10 m 这两个数值,主要是参照我国行业标准《碾压式土石坝设计规范》(SL 274-2001)中,“防渗墙插入土质防渗体的高度宜为坝高的 1/10 高坝可适当降低”的规定确定的。

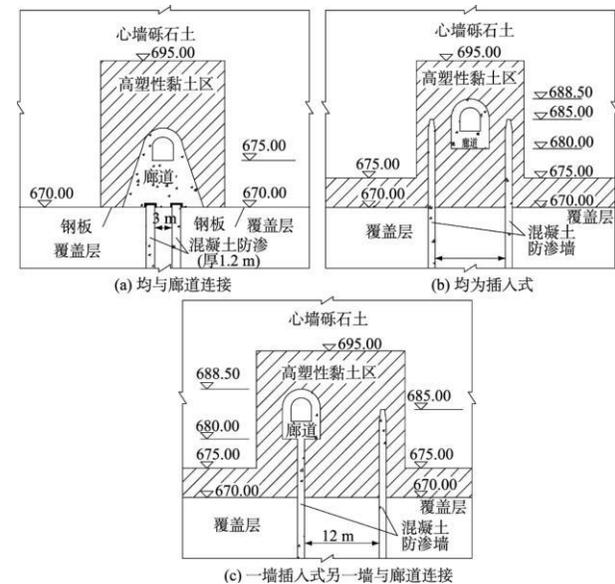


图 1 防渗墙与廊道连接方案

Fig 1 Scheme of the cutoff wall to be conjoined with a gallery

基于三维应力变形分析,技施设计阶段对于图 1(c)的方案进行了进一步的优化,形成如图 2 所示的方案。该方案两道墙净距 12 m,廊道置于建基面并与主墙刚性连接,副防渗墙插入心墙 15 m,廊道顶部高塑性黏土高度降低到 690 m 高程,心墙底部

两侧 5 m 厚度的高塑性黏土予以取消。该方案降低了廊道的底板高程,减少了变形较大的高塑性黏土的设置范围,因而减小了心墙的沉降变形量,也改善了廊道的应力状态。

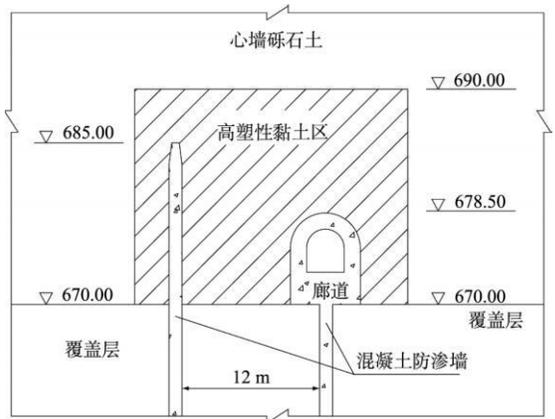


图 2 廊道置于建基面上的优化方案

Fig 2 Optimum scheme of the gallery to be set on the ground

2 副墙插入深度与高塑性黏土设置范围优化

由于副墙插入心墙的深度较大,副墙混凝土的浇筑与主副墙之间填筑土料的运输相互制约,加上高塑性黏土填筑速度慢,如果不能在雨季前完成这一部位的施工,对坝体工期的影响将很大。如若降低副墙插入心墙的深度,减小高塑性黏土的设置范围,设计仍然能够满足防渗安全的要求,这将大大降低施工难度。

图 2 所示的方案中,连接部位两道防渗墙之间存在宽度较大的土质防渗体,最不利的渗流通道不再是环绕一道防渗墙的接触界面。连接部位最不利的渗流通道穿过处于紧密压缩状态的心墙底部高塑性黏土,与只有一道防渗墙的情况相比,不但渗径增长,而且抗渗透破坏能力更强。因而,《碾压式土石坝设计规范》中,“防渗墙插入土质防渗体的高度宜为坝高的 1/10 高坝可适当降低”的规定对设置两道防渗墙的情况,其要求就过高了。由于防渗墙插入土质防渗体的深度,是根据连接部位的渗透稳定性要求确定的。防渗墙或廊道顶部高塑性黏土的厚度,主要是防止心墙与混凝土结构之间的差异沉降而在混凝土结构顶部心墙土内造成裂缝,一般要求高塑性黏土的厚度大于差异沉降的 1.5 倍。基于此考虑,设计推出图 3 所示的 A、B 两个优化方案。这两个方案副墙插入深度减小为 10 m,墙顶部高塑性

黏土顶部比图 2 方案下降 5 m, 其中 B 方案高塑性黏土只设于混凝土防渗墙与廊道的头部。

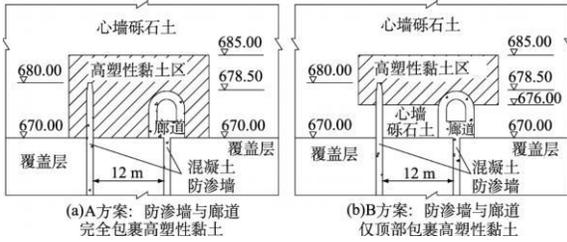


图 3 两个连接部位优化方案

Fig 3 Optimum scheme of conjoined position of the cutoff wall and gallery

3 心墙底部的渗流性状

坝轴线剖面的材料分区如图 4 所示, 计算将天然岩体和筑坝材料分为 13 种材料, 对应渗透系数如表 1 所示。

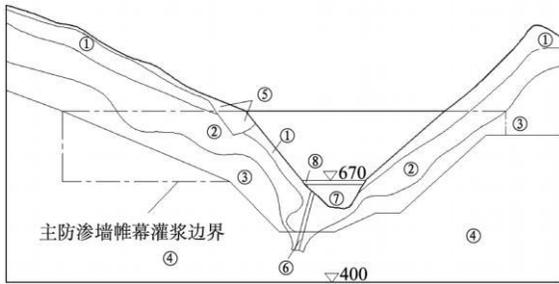


图 4 坝轴线截面岩体渗透分区图

Fig 4 Pemncability division diagram of the rock mass in the dam axis cross section

表 1 材料渗透参数

Table 1 The seepage coefficients of materials

材料编号	材料种类	渗透系数 / (cm · s ⁻¹)
①	强风化岩体 (10~ 100 Lu)	2.5 × 10 ⁻⁴
②	弱风化岩体 (3~ 10 Lu)	5.0 × 10 ⁻⁵
③	微风化岩体 (1 < 3Lu)	2.0 × 10 ⁻⁵
④	新鲜基岩 (< 1 Lu)	1.0 × 10 ⁻⁵
⑤	崩积堆积	8.0 × 10 ⁻²
⑥	F2断层	1.0 × 10 ⁻²
⑦	覆盖层	8.0 × 10 ⁻²
⑧	固结灌浆	2.0 × 10 ⁻⁵
⑨	帷幕灌浆	1.0 × 10 ⁻⁵
⑩	防渗墙	1.0 × 10 ⁻⁷
⑪	心墙料	1.0 × 10 ⁻⁵
⑫	反滤层	5.0 × 10 ⁻³
⑬	堆石	1.0 × 10 ⁻¹

整体有限元网格如图 5 所示, 共包括 62 904 个 20 节点六面体单元, 266 118 个节点。网格的外边界上下游断面均垂直于河流方向, 上游断面河谷中

心处距坝轴线 850 m, 下游断面河谷中心处距坝轴线 870 m。左岸断面距离河谷中心线 870 m, 右岸断面距离河谷中心线 600 m, 底部断面为高程 400 m 的平面。因坝体上游坝壳和反滤过渡层渗透坡降很小可忽略其影响而未参与计算。整体模型中采用图 2 的防渗墙与心墙的连接方案。经计算检验本文的几个连接方案的变化对坝基渗流场几乎没有影响。

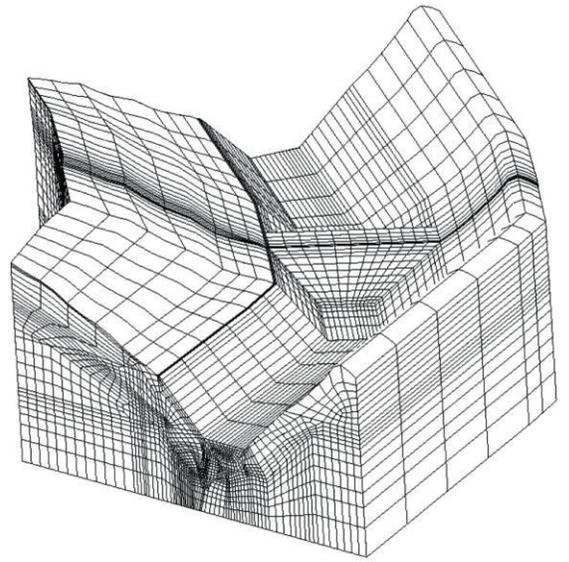


图 5 三维有限元网格

Fig 5 3-D mesh of the model

利用第一作者开发的利科三维饱和和非饱和渗流计算软件 SEEPAGE, 计算正常蓄水位 850 m、坝体下游水位 670 m 工况下坝体、坝基和两岸山体整体的稳定渗流场。左、右两岸山体截断处的边界条件取已知水头边界, 水头根据钻孔压水资料反演分别确定为 920 m 和 970 m。模型的上游表面, 水位 850 m 以下者为已知水头边界。模型的下游表面, 水位 670 m 以下者为已知水头边界, 以上者为可能的溢出面边界。模型上下游截断处为不透水边界。

图 6 为河谷中心坝体横剖面上坝基与坝体的水头百分数, 河谷覆盖层中水头变化集中在防渗墙上, 副防渗墙、主防渗墙和下游堆石之间的水头降落比例约为 4: 5: 1。心墙底部上游覆盖层、两防渗墙之间覆盖层上的水头降落所占比例很小。覆盖层中防渗墙表面坝轴线方向上的水头变化也很小。计算分析表明坝基的渗流量约占总渗流量的 90%, 两道防渗墙的水头分担比例对坝体心墙砾石土渗流参数不敏感。

为使坝体渗透坡降的情况更加准确, 对坝体心墙 (含下游反滤层) 单独进行精细有限元剖分, 共剖分 9 820 个 20 节点六面体单元, 44 295 个节点。心

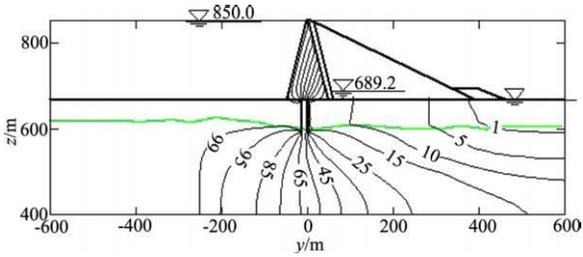


图 6 河谷中心剖面坝体与坝基中的等水头线 (%)

Fig 6 Equipotential lines at the center cross section of the dam

墙底部局部方案的调整对心墙底面和心墙下游的渗流场影响甚微,局部模型的边界条件根据坝体与坝基的整体的渗流计算结果确定。心墙上游面及副防渗墙前心墙底面为水头 850.0 m,主防渗墙后坝底面水头 688 m,心墙底部两防渗墙之间水头 778.0 m。下游反滤层外表面为可能的溢出面边界,其他边界为不透水边界。

图 7 为 A、B 两个方案河床部位心墙底部的渗流等势线分布图。B 方案与 A 方案相比,由于高塑性黏土仅设置于廊道和防渗墙的顶部,混凝土结构与土体接触处等势线在高塑性黏土内更加密集,在其下部的心墙碎石土内比较稀疏。

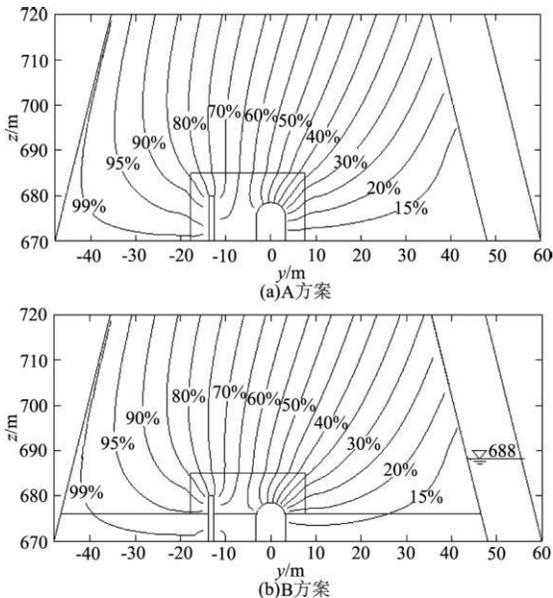


图 7 两方案河床中截面心墙底部的渗流等势线
Fig 7 Equipotential lines in the earth core base area at the middle of the river in two schemes

图 8 为方案 A、B 连接部位河床中部的渗透坡降。连接部位内的渗透坡降变化是很大的,副防渗墙的顶部和廊道顶部下游侧变化最为剧烈。可见,对于连接部位的渗透坡降,简单地按照混凝土结构物外包线的长度估算得到平均渗透坡降,依此来判

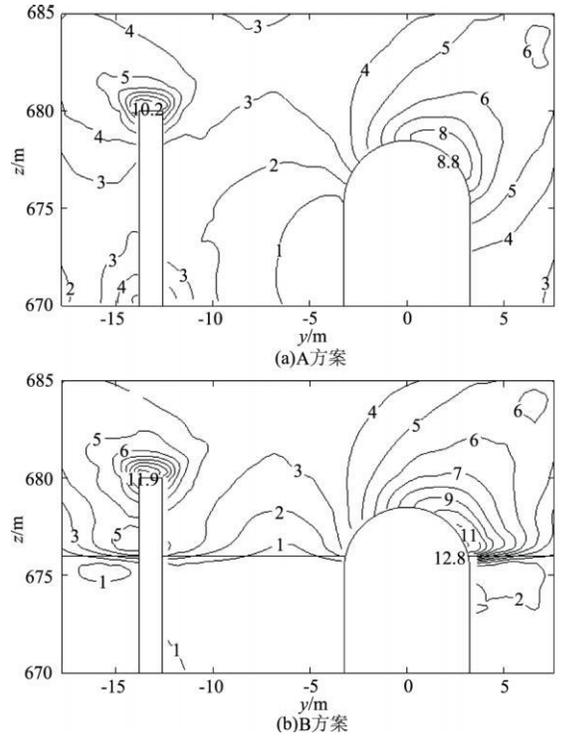


图 8 两方案连接部位河床中部的渗透坡降
Fig 8 Seepage gradients in the conjoined area at the middle of the river in two schemes

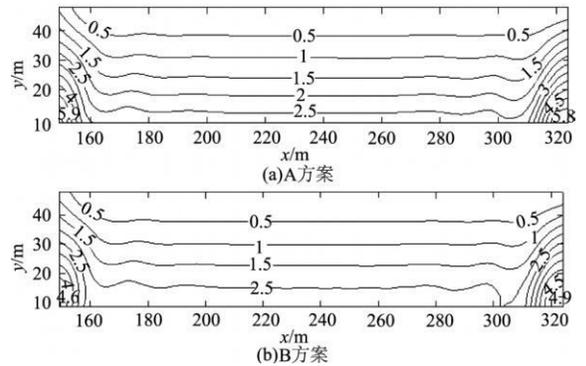


图 9 两方案心墙底部廊道后渗透坡降
Fig 9 Seepage gradients at the earth core base behind the gallery in two schemes

断渗透稳定安全性是不合适的。方案 A 副墙顶部的渗透坡降最大为 10.2,廊道顶部的渗透坡降最大为 8.8,方案 B 副墙顶部的渗透坡降最大为 11.9,廊道顶部靠近高塑性黏土和心墙相接的部位的渗透坡降最大为 12.8。图 9 为心墙底部廊道下游侧两个方案的渗透坡降。图中可见靠近岸坡处高塑性黏土内渗透坡降远大于河床中部,这是因为该部位设置了渗透系数较小的高塑性黏土,渗透坡降的大值位于高塑性黏土内部。总体来说,心墙底面廊道下游侧离廊道越近,渗透坡降越大。方案 A 廊道下游渗流出口的渗透坡降两岸最大值为 5.9,河谷小于 3 方

案 B 廊道下游渗流出口的渗透坡降两岸最大值为 4.9, 河谷小于 2.5。两个方案比较, 方案 A 廊道周围都有高塑性黏土包裹, 而方案 B 仅在廊道的上部设置高塑性黏土, 前者的接触渗透坡降较小, 后者的出口渗透坡降较小, 但两者在数值上差别不大。总体而言, 两个方案虽然最大渗透坡降很大, 但最大值处在离渗流出口比较远的廊道和副防渗墙的顶部位置, 该部位混凝土与土体之间处于受压紧密接触状态, 发生接触冲刷的可能性是很微小的, 而出口处的渗透坡降除了两岸心墙后部较大外, 其余部分均较小, 因而在做好出口保护的前提下, 两个方案都是渗透稳定的。高塑性黏土全部包裹连接部位混凝土结构的方案 A 出口处渗透坡降较大, 但该处土体为抗渗透破坏能力高的高塑性黏土; 只在混凝土结构顶部设置高塑性黏土的方案 B 混凝土结构与高塑性黏土接触范围内渗透坡降较大, 而土体为心墙砾石土的渗流出口渗透坡降较小。从渗透稳定的角度看两个方案都可行, 并无明显的优劣。

从坝体心墙变形来看, 连接处土体与混凝土结构表明法向应力为压应力, 接触面处于紧压状态, 因而只在混凝土结构顶部设置高塑性黏土协调变形, 防止结构顶部心墙砾石土内产生剪切裂缝, 即可满足变形协调要求。高塑性黏土由于压缩性大, 其设置范围的缩小可以减小心墙的沉降, 对心墙的应力状态有利, 也有利于提高施工进度, 因而高塑性黏土仅置于顶部的方案 B 为推荐方案。工程实施时为了确保连接部位混凝土结构与心墙土结合紧密, 需要在结构外包裹 2 m 厚高塑性黏土, 最终按照 A 方案施工。

4 结 论

通过对瀑布沟混凝土防渗墙与土质防渗体连接处设计方案的研究, 可以得出以下结论:

- (1) 连接部位的渗透坡降是非均匀的, 防渗墙与廊道顶部的渗透坡降大, 渗流出口的渗透坡降小。
- (2) 设两道防渗墙时, 混凝土结构插入土质防渗体的深度可低于规范推荐的 1/10 坝高的规定, 可通过有限元计算确定。
- (3) 连接处土体和混凝土结构接触面一般处于紧压闭合状态, 高塑性黏土仅设于混凝土结构顶部即可满足防渗要求。

参考文献:

[1] 刘 杰. 混凝土防渗墙渗流控制几个问题实例分析

[J]. 大坝观测与土工测试, 1992, 16 (5): 39-43 (LIU Jie. Case study of concrete diaphragm walls seepage control [J]. Dam Observation and Geotechnical Tests 1992, 16 (5): 39-43. (in Chinese))

- [2] 刘 杰, 缪良娟. 小浪底水库坝基防渗墙与心墙接触渗流控制试验研究 [J]. 人民黄河, 1993, (5): 19-22 (LIU Jie; MIAO Liangjuan. Experimental and research on seepage control of the interface of an anti seepage wall in an earth core [J]. Yellow River, 1993, (5): 19-22. (in Chinese))
- [3] 刘 杰, 缪良娟, 傅 裕. 大坝心墙插有混凝土防渗墙段的应力与渗透稳定性试验研究 [J]. 水利学报, 1994 (12): 47-54 (LIU Jie; MIAO Liangjuan, FU Yu. Investigation of stress and seepage stability at the conjoined section of concrete diaphragm and core of rock-fill dam [J]. Journal of Hydraulic Engineering 1994, (12): 47-54. (in Chinese))
- [4] 郭成谦. 论双排防渗墙的设计 [J]. 水力发电, 1992, (9): 18-22 (GUO Chengqian. Design of twin anti-seepage wall [J]. Water Power, 1992, (9): 18-22. (in Chinese))
- [5] 肖白云. 混凝土防渗墙墙体材料及接头型式的研究 [J]. 水力发电, 1998 (3): 29-31. (XIAO Baiyun. Research on material and joint type of anti-seepage wall [J]. Water Power, 1998 (3): 29-31. (in Chinese))
- [6] 陈 刚, 马光文, 付兴友, 等. 瀑布沟大坝基础防渗墙廊道连接型式研究 [J]. 四川大学学报 (工程科学版), 2005, 37(3): 32-36 (CHEN Gang, MA Guangwen, FU Xingyou et al. Research for the joint type by gallery between dam impervious wall and core wall of Pubugou project [J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2005, 37(3): 32-36. (in Chinese))
- [7] 陈 红, 陈 刚, 覃朝明, 等. 大渡河瀑布沟水电站大坝基础混凝土防渗墙与心墙连接型式研究 [J]. 水力发电, 2004, 30(A01): 307-314. (CHEN Hong, CHEN Gang, TAN Zhao ming, et al. Research on the joint type between impervious concrete wall and core wall of Pubugou project [J]. Water Power, 2004, 30(A01): 307-314. (in Chinese))
- [8] 傅少君, 陈胜宏. 瀑布沟堆石坝防渗体自适应有限元分析 [J]. 岩土力学, 2006, 27(3): 499-504. (FU Shaorjun, CHEN Shenghong. Analysis of seepage prevention system of Pubugou rockfill dam by adaptive FEM [J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(3): 499-504. (in Chinese))

(编辑: 罗玉兰)

Research on Conjoining Scheme for Anti-Seepage Wall of High Rockfill Dam with Earth Core

WU Meng-xi¹, YU Xueming², YE Farming²

(1. Institute of Mechanics, Chinese Academy of Science, Beijing 100080, China

2. Chengdu Hydroelectric Investigation & Design Institute of SPC, Chengdu 610072, China)

Abstract In the design of high rock fill dams on the deep and thick gravel-sand foundation with earth core, double anti-seepage walls will be more frequently used. The conjoining area of the anti-seepage soil body and the concrete wall is the key part to prevent seepage failure, and the optimization of structural arrangement in this area is the emphasis in a design process. In this paper the process of design scheme of the conjoining area in the Pubugou Rolled Earth-rock Fill Dam is presented, and the research focused on the pore pressure and seepage gradient character of two optimum schemes, i.e. one is that the cutoff wall and the gallery are entirely packed by clay, and the other, those are partially packed on the top by clay. It is indicated that the two schemes are both suitable. Seepage gradient in the conjoined area is inhomogeneous around the concrete structure. Seepage gradient at the top of the structure is much bigger than that at the outlet of the earth core base. Using high plastic clay package only on the top of the concrete structure is favorable to the settlement of the earth core and the construction schedule, so it is recommended to be used in the design.

Key words anti-seepage wall; seepage; seepage gradient; finite element method; rock fill dam

(上接第 52 页)

Field Study of Landslide of Swelling Rock Slope under Artificial Rainfall

ZHANG Jiar-jun^{1,2}, GONG Biwei², WANG Jun^{1,2}, ZHOU Xiaowen¹, LIU Jun²

(1. State Key Laboratory of Subtropical Building Science, SCUT, Guangzhou 510640, China

2. Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of the Minister of Water Resources YRSRI, Wuhan 430010, China)

Abstract In order to study the soil-water interaction mechanism and the cause of landslide of a swelling rock slope under precipitation infiltration, an artificial rainfall test was conducted on two bare swelling rock slopes with different gradients in the Luwangfen test section of the Middle-route of the S-N Water Transfer Project. The responses of infiltration intensity, water content, suction and horizontal displacement of the slope to the rainfall were monitored. The study from the monitored data proves as follows: 1. The gradient of slope and the rain intensity have no influence to the infiltration intensity when the water supply intensity exceeds the infiltration ability of slope. 2. In the slope, the soil stratum is affected most severely by rainfall inside the depth of fissures, where the water content fluctuates widely in the course of wetting and drying cycles. 3. The matric suction of the superficial layer will be greatly decreased owing to the existence of backwater zone. 4. The invasion of water is only one inducement of the failure of a gentle swelling rock slope, while the development of fissures and the weakening of the shearing strength caused by wetting and drying cycles is the essential cause.

Key words Middle-route of the S-N Water Transfer Project; swelling rock slope; field test; artificial rainfall; gentle slope landslide; wetting & drying cycle