

长河坝坝基廊道应力变形特性研究

熊 堃^{1,2}, 何蕴龙², 伍小玉³, 董园林⁴

(1. 长江勘测规划设计研究院, 湖北 武汉 430010; 2. 武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072;
3. 中国水电顾问集团成都勘测设计研究院, 四川 成都 610072; 4. 嘉陵江亭子口水力水电开发有限公司, 四川 广元 628400)

摘 要: 深厚覆盖层上的长河坝心墙堆石坝坝高 240 m, 坝基防渗墙采用顶部设置灌浆廊道的方式与坝体心墙相连接, 廊道受力条件复杂, 已有类似工程出现廊道破坏导致漏水的现象。采用基于子模型法的三维非线性有限元对该部位结构进行重点研究, 以薄层单元模拟各种接触面, 坝体材料及覆盖层采用 Duncan 双曲线 $E-\mu$ 模型, 考虑大坝实际填筑施工过程和水库蓄水过程, 对坝基廊道与防渗墙的应力变形状况进行分析。计算结果表明, 由于在河床段沿坝轴线均不设横缝, 廊道横河向正应力值较大, 且极值出现在左右岸 1/4 跨的位置; 廊道底板顺河向拉应力较大, 将导致底板产生纵向裂缝; 廊道与两岸灌浆平洞的结构缝三向变形形态复杂, 止水设计困难。应对廊道的结构型式进行调整以及采取一定的工程措施以保障防渗系统的安全性。

关键词: 长河坝水电站; 心墙堆石坝; 廊道; 防渗墙; 子模型法

中图分类号: TV641.1; TV640.35 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000 - 4548(2011)11 - 1767 - 08

作者简介: 熊 堃(1984 -), 男, 湖北谷城人, 博士, 从事水工结构研究。E-mail: frankwhu@foxmail.com。

Stress and deformation behavior of foundation gallery of Changheba Hydropower Station

XIONG Kun^{1,2}, HE Yun-long², WU Xiao-yu³, DONG Yuan-lin⁴

(1. Changjiang Institute of Survey, Planning, Design and Research, Wuhan 430010, China; 2. State Key Lab of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 3. HydroChina Chengdu Engineering Corporation, Chengdu 610072, China; 4. Jialing River Tingzikou Water Resources and Hydropower Development Co., Ltd., Guangyuan 610041, China)

Abstract: Changheba core wall rockfill dam 240 m in height is located on thick alluvium deposit. A grouting gallery is arranged at the top of the underground cut-off wall to connect the foundation diaphragm with the impervious dam core. This kind of gallery is subject to complicated loads, and some galleries have already been cracked and leaked in actual similar projects. Based on the sub-model method, three-dimensional nonlinear finite element analysis is performed to study the stress and deformation behaviors of the foundation gallery and cut-off wall. The thin-layer element is used to simulate the contact surfaces. The filling materials of this dam and alluvium deposit are simulated by means of the Duncan hyperbola $E-\mu$ constitutive model. Meanwhile the actual dam construction process and reservoir impounding process are considered as well. The results demonstrate that the longitudinal stress of the gallery is quite high for the lack of transverse joint along the riverbed sections and the stress extremum appears on the one-fourth section at both sides. The high transverse tensile stress will cause longitudinal cracks at the bottom of gallery. The structural joints between the galleries in riverbed and abutments have complex relative deformations in three directions and as a result, it's difficult to design the joint seal. Therefore the structural style of the gallery should be improved and some engineering measures need to be adopted to ensure the safety of the seepage control system of the dam.

Key words: Changheba Hydropower Station; core wall rockfill dam; gallery; cut-off wall; sub-mode method

0 引 言

对于深厚覆盖层地基上的土石坝, 通常采用混凝土防渗墙进行坝基渗流控制, 而坝体采用直心墙或者斜心墙作为防渗体, 两者的连接部位是大坝整个防渗系统的薄弱环节, 因此坝基防渗墙与坝体防渗体的连接型式设计成为高土石坝设计的关键技术之一。为了

使防渗墙底基岩帷幕灌浆施工不占直线工期, 同时也作为大坝运行后防渗系统出现异常情况时的补救措施, 增强防渗系统安全运行的保障性, 国内外深厚覆盖层上的高土石坝多采用在防渗墙顶部设置灌浆廊道

收稿日期: 2010 - 08 - 30

与防渗心墙连接的型式，典型工程例如加拿大的马尼克3号坝（坝高107 m、覆盖层厚130 m）、中国的瀑布沟工程^[1]（坝高186 m、覆盖层厚78 m）、硃砂工程^[2]（坝高125.5 m、覆盖层厚70 m）以及狮子坪工程^[3]（坝高136 m、覆盖层厚102 m）等。

以往的研究往往以防渗墙的应力情况为重点关注对象^[1,4-6]，较少对墙顶廊道的应力变形状态进行详细分析。而国内外上述工程却出现了廊道开裂以及止水破坏的现象，如文献[2, 7]指出，硃砂工程在高水位运行时，大坝河床廊道左岸结构缝错动变形突然增大，顶拱最大位错达8.5 cm，上游边墙中部最大位错4.6 cm，缝宽3.3 cm，下游边墙中部最大位错1.8 cm，缝宽0.8 cm。接缝过大的错动造成止水被剪坏，出水点流量达4.598 L/s。由文献[8]可知，瀑布沟工程大坝填筑高度71 m，汛期上、下游最大水位差约15 m时，河床廊道左、右岸环向结构缝部位的渗水量已分别达51、13 L/s。本文研究的四川大渡河上的长河坝工程，该大坝坝基防渗系统采用两道混凝土防渗墙，上游主防渗墙同样在顶部设置灌浆廊道与心墙连接，其具体结构型式与上述国内3个工程相同，但大坝坝高远远超过以往工程，坝基廊道的应力变形状态将更为复杂。

1 工程概况

长河坝工程大坝采用砾石土心墙堆石坝，最大坝高

240 m，水库正常蓄水位1690.00 m。坝顶高程1697.00 m，建基面最低高程1457.00 m，大坝典型横剖面如图1(a)所示，典型纵剖面如图1(b)所示。坝址区河床覆盖层结构较复杂，厚度60~70 m。坝基防渗系统的布置如图1(c)所示，采用两道全封闭混凝土防渗墙，分别厚1.4、1.2 m，两道墙净距离14 m，防渗墙深50 m。廊道为方圆型式，内部尺寸3 m×4 m，侧墙采用2 m厚的钢筋混凝土，底板采用3 m厚的钢筋混凝土，混凝土标号为C30。其中主防渗墙与廊道接头型式选择刚性接头，防渗墙与廊道底部采用倒梯形连接，在副防渗墙插入段和主防渗墙顶部廊道周围设有高塑性黏土区。此外，坝基灌浆廊道在基岩覆盖层分界线处分缝与两岸灌浆平洞连接，而廊道在河床段沿纵向不设结构缝。

2 计算原理与模型

2.1 子模型法

长河坝坝基防渗系统中存在防渗墙与灌浆廊道的接头、坝基灌浆廊道与坝肩灌浆平洞的连接、廊道防渗墙与心墙的连接等多个细部构造，这些细部的应力和变形情况是分析研究防渗体系设计合理性与可靠性的重要依据，但这些部位构造尺寸与大坝整体尺寸相差十分悬殊，材料分区也较为复杂，将其与大坝整体

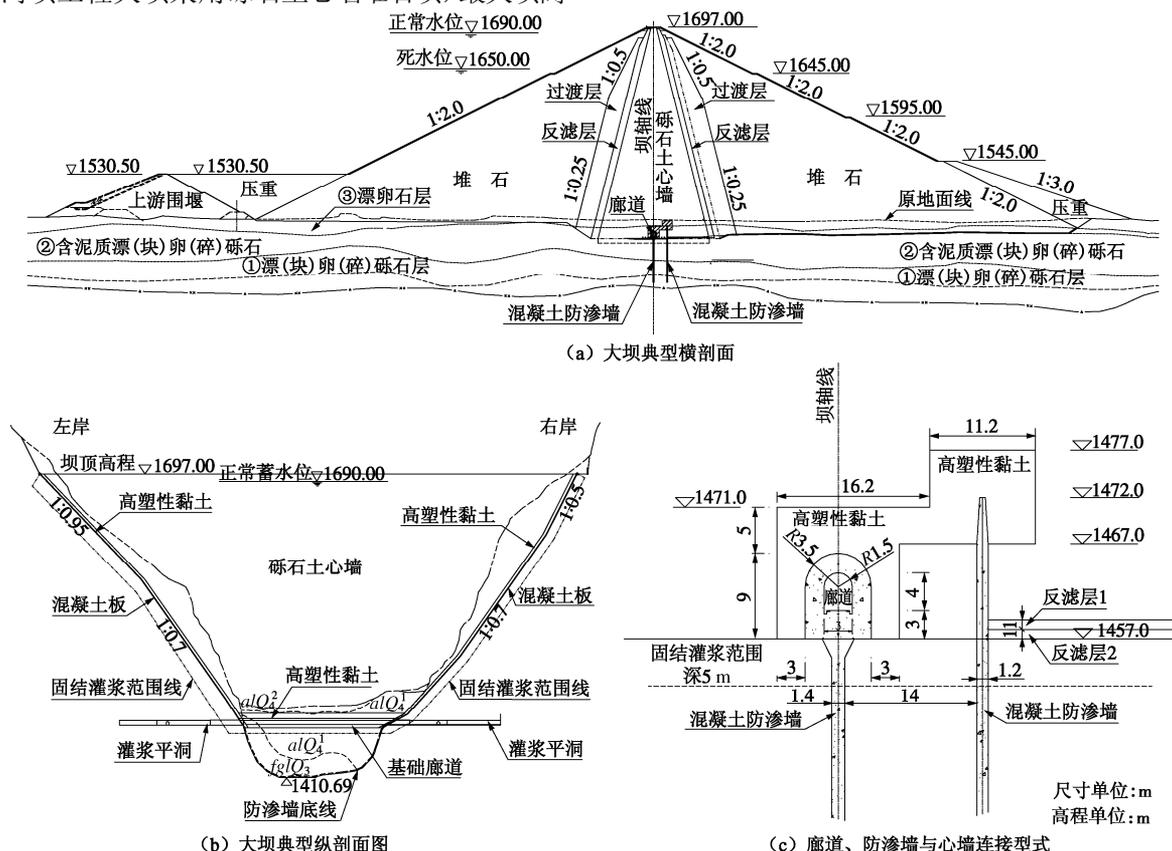


图1 大坝结构型式图

Fig.1 Structural diagrams of dam

同时进行有限元分析具有一定的计算难度, 因此本文采用了子模型法进行计算分析。子模型方法又称切割边界位移法或特定边界位移法, 该方法基于圣维南原理, 先进行整体结构的分析, 之后在整体模型中切割出一块区域重新进行计算, 区域边界条件采用整体模型中相应位置的位移计算结果。由于子模型和整体模型的相对独立性, 因此可以更真实地模拟实际细部构造以及增加关键部位的网格密度, 以对指定区域进行更高精度计算。

2.2 基于薄层单元的接触面模拟

坝基防渗墙上下游侧的泥皮、墙底残渣、以及廊道接缝等各种接触面采用薄层单元进行模拟, 此单元在刚度矩阵形成方面与普通单元一样, 但在本构矩阵中, 将法向和切向分量分开来考虑。具体推导过程参见文献[9, 10], 计算过程中根据薄层单元的法向正应力判断接触面处于压紧或者张开状态。接触面张开时单元法向弹模与剪切弹模均赋以小值, 受压时单元沿接触面法向应力应变关系借鉴 Bandis S C 关于岩石节理法向变形的双曲线模型^[11], 法向弹模表示见式 (1); 沿接触面切向应力应变关系采用 Clough 的剪切双曲线模型^[12], 切向弹模表示见式 (2)。

$$D_{mn} = K_{ni} \left(1 - \frac{\sigma_n}{V_m K_{ni} + \sigma_n} \right)^{-2} t \quad (1)$$

式中 D_{mn} 为薄层单元法向弹性模量; σ_n 为单元法向正应力; K_{ni} 为法向受压时的初始刚度; V_m 为法向最大压缩量; t 为薄层单元厚度。

$$D_{ns} = K_{si} \gamma_w \left(\frac{\sigma_n}{P_a} \right)^n \left(1 - \frac{\tau R_f}{\tau_p} \right)^2 t \quad (2)$$

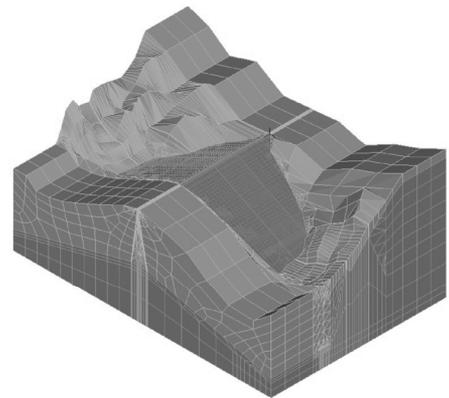
式中 D_{ns} 为剪切模量; K_{si} 为单元初始剪切刚度系数, γ_w 为水的重度; P_a 为大气压强; τ 为单元切向剪应力, R_f 为破坏比; τ_p 为临界剪应力, 即按莫尔库伦定律计算为 $\tau_p = c + \sigma_n \tan \varphi$ 。

采用薄层单元的形式可以很好地反映接触中的剪切错动带, 并且在计算中当接触单元在法向受压时, 不必人为地设定很大的法向刚度系数, 计算更为合理。本文的计算中泥皮薄层单元的厚度取为 0.05 m, 残渣单元与接缝单元厚度为 0.10 m。

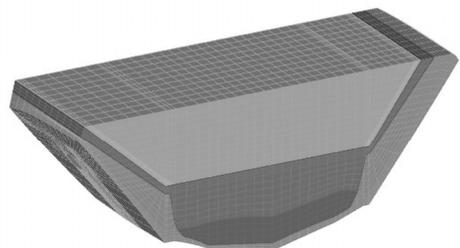
2.3 有限元模型

图 2 为长河坝大坝及坝基的有限元整体模型与子模型, 其中整体模型节点数为 147743 个、单元数为 187454 个。子模型上游边界距坝轴线 31.5 m, 下游距坝轴线 45.9 m, 竖直向上距坝基面 45 m 取至心墙之中, 竖直向下距坝基面 53 m 包含全部覆盖层直至下伏基岩, 两岸均取至基岩。根据子模型内部各个区域应力和位移与整体模型计算结果的对比表明, 该切割

边界选取合适。子模型所反映的坝基防渗体系的细部构造如图 3 所示, 图 3 (a) 显示了将子模型沿坝轴线剖开后, 坝基灌浆廊道与坝肩平洞连接部位的模型细部, 图 3 (b) 为将子模型沿河床中心剖开后坝基防渗系统的布置细部。有限元子模型网格包括结点 69612 个、单元 78097 个。



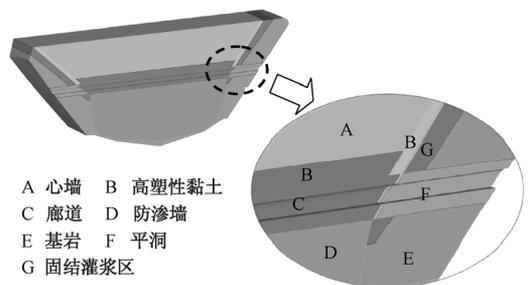
(a) 整体网格



(b) 子模型网格

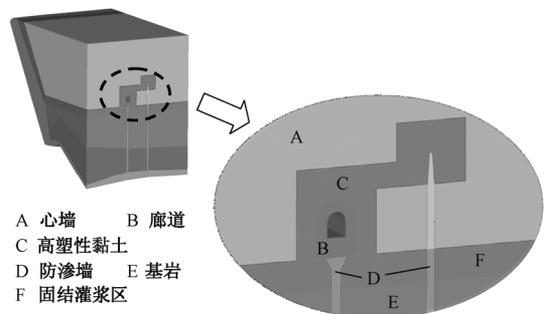
图 2 有限元模型

Fig. 2 FEM mesh model



- A 心墙 B 高塑性黏土
- C 廊道 D 防渗墙
- E 基岩 F 平洞
- G 固结灌浆区

(a) 坝基廊道与两岸平洞连接细部



- A 心墙 B 廊道
- C 高塑性黏土
- D 防渗墙 E 基岩
- F 固结灌浆区

(b) 坝基廊道与防渗墙布置细部

图 3 子模型细部

Fig. 3 Detailed characteristics of sub FEM model

表1 E-μ模型材料参数

Table 1 Material parameters of E-μ model

项 目	干密度 $/(g \cdot cm^{-3})$	浮密度 $/(g \cdot cm^{-3})$	非线性指标		线性指标		R_f	K	n	G	F	D
			$\varphi_0 / (^\circ)$	$\Delta\varphi / (^\circ)$	$\varphi / (^\circ)$	c / kPa						
堆石料	2.18	1.34	51.3	8	39.3	195.1	0.75	1155	0.26	0.28	0.09	5.4
反滤料 1	2.04	1.37	46.9	5.9	37.3	129	0.71	705	0.24	0.25	0.10	5.6
反滤料 2	2.18	1.39	48.5	7.4	38.2	173	0.73	1078	0.23	0.30	0.105	5.06
心墙料(汤坝)(1597 m 高程以下)	2.22	2.19	—	—	31.1	12	0.87	646	0.40	0.40	0.04	2
心墙料(新莲)(1597 m 高程以上)	2.194	2.18	—	—	23.9	50	0.86	473	0.32	0.43	0.06	1.4
过渡料	2.243	1.32	51.4	8.8	39.0	190.5	0.75	1218	0.27	0.30	0.10	5.9
高塑性黏土	1.55	—	—	—	230	39	0.88	110	0.46	0.46	0.18	1
坝基漂卵(碎)砾石③	2.23	1.42	45.7	6.7	37.4	37	0.88	1133	0.31	0.23	0.075	5.2
坝基含泥漂(块)卵(碎)砾石②	—	1.31	46.9	6.5	38.8	30	0.77	1075	0.33	0.29	0.024	4.4
坝基漂(块)卵(碎)砾石①	—	1.45	48.0	7	40.0	30	0.80	1100	0.34	0.33	0.01	4
坝基固结灌浆区	—	1.40	—	—	38.0	5	0.78	1500	0.23	0.34	0.01	5

表2 接触面单元计算参数

Table 2 Parameters for contact elements

项 目	$\varphi / (^\circ)$	c / kPa	R_f	K_{si}	n	$K_{ni} / (MPa \cdot m^{-1})$
防渗墙与覆盖层接触面(泥皮)	11	10.5	0.89	757	0.8	300
混凝土与高塑性黏土接触面	15	1	0.80	2000	0.50	300
防渗墙底残渣单元	41	0	0.84	2500	0.76	400
坝基廊道与坝肩平洞接缝	15	100	0.90	900	0.50	100

2.4 材料参数与计算荷载

土石料本构关系采用 Duncan 双曲线 E-μ 模型^[13], 材料参数见表 1, 基岩和混凝土采用线弹性模型, 混凝土密度取 2400 kg/m³, 弹模取 30 GPa, 泊松比 0.167, 基岩密度 2400 kg/m³, 弹模 9 GPa, 泊松比 0.28。接触面单元参数如表 2 所示, Duncan 模型参数由三轴试验获得, 混凝土与泥皮的接触面参数主要由直剪试验所得, 其它接触面参数按经验选取。

计算详细模拟了大坝的施工填筑过程和水库水位的蓄降过程, 其中坝基初始应力场由自重应力构造, 整个坝体按十四级进行填筑模拟, 并且边填筑边蓄水。防渗墙上的水头分布参考稳定渗流场的计算结果施加, 主防渗墙与副防渗墙承担的水头比约为 7:3。

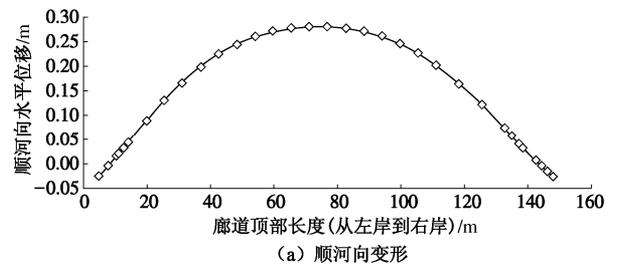
3 坝基廊道应力变形分析

计算结果中, 应力以压为正, 以拉为负, 顺河向变形以向下游为正, 沉降以向上为正。

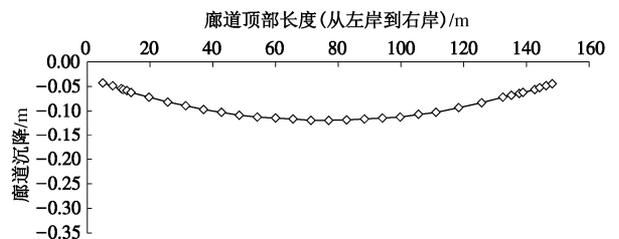
3.1 廊道整体应力变形状态

廊道由于自重及其上土压力的作用而发生竖直向下的挠曲变形, 同时因与防渗墙刚性连接而被带动向下游挠曲, 廊道顶部沿坝轴线的变形分布如图 4 所示。在顺河向及竖直向, 廊道均是从两岸到河床中央变形

逐渐增大。图 5 给出了廊道 5 个典型剖面的变形形态, 其中虚线为变形前、实线为变形后轮廓。可知在两种挠曲变形组合后, 从右岸向左岸观察, 廊道整体呈现了横断面内逆时针的扭转。表 3 列出了廊道沿各方向的变形极值。



(a) 顺河向变形



(b) 沉降变形

图 4 廊道顶部变形分布

Fig. 4 Deformation of gallery top

图 6 为廊道上下游表面应力分布情况, 表 3 列出

了各方向正应力最值与出现位置。由于廊道主要向下游和竖直向下挠曲, 所以上游面第一主应力在廊道中

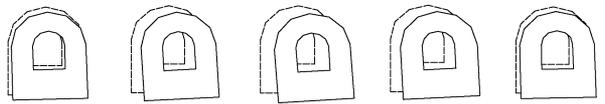


图 5 廊道扭转变形图 (左侧为上游侧, 变形放大 5 倍)

Fig. 5 Torsional deformation of gallery

部为压应力, 靠两岸大部分区域为拉应力, 在下游面则大部分为拉应力。值得注意的是, 在廊道下游面, 第一主应力的拉应力较大, 其极值区域并不是在最大跨度附近, 而是在左岸 1/4 跨和右岸 1/4 跨位置, 这可能由于廊道跨中部位向下游的挠曲最大, 所受到廊道下游侧土的反力最大的缘故。对于第三主应力, 廊道上游面压应力较大, 中部的压应力绝对值大于两岸, 而在下游面则是中部小于两岸。在廊道的上游面, 第三主应力的极值也出现在左岸 1/4 跨和右岸 1/4 跨位置。由于廊道在河床段沿纵向不设缝, 坝轴向即横河向应力较大, 由图可知横河向正应力的分布规律与主应力基本一致, 应力量级相当, 是影响廊道第一、第三主应力分布规律的主要应力分量。

3.2 廊道典型剖面应力状态

由于左右两岸基本对称, 选取左岸 3 个典型剖面进行分析, 其位置见图 7, 各剖面应力变形极值见表 4,

应力规律如图 8 所示。由表 4 可知, 3 个剖面中, 廊道横河向拉、压应力的最值出现在约 1/4 跨的 0+219.4 m 剖面, 而顺河向拉应力、竖直向压应力的最值均出现在位于跨中的 0+253.7 m 剖面。

在 0+253.7 剖面, 对于横河向正应力, 廊道基本受压, 在下游侧部分区域出现受拉, 最大拉应力值出现在廊道下游面底部。在顺河向, 廊道顶拱、底板部位出现受拉区, 最大拉应力值出现在廊道底板中央, 达到 -10.1 MPa。廊道该剖面在竖向呈受压状态, 边墙的竖向应力较大且内侧压应力值大于外侧, 而在上下游侧底部有小范围的拉应力区, 同时廊道底部与防渗墙接头的位置竖向压应力较大。该剖面是廊道环向钢筋配筋设计的控制剖面。

廊道 0+219.4 m 剖面的应力规律与跨中剖面类似, 但横河向正应力的拉应力区、以及拉压应力极值均大于跨中的 0+253.7 m 剖面, 底板中央的顺河向拉应力极值、下游边墙内壁的竖向压应力极值均小于跨中剖面。可以看出该剖面是廊道纵向钢筋配筋设计的控制剖面。

靠近左岸结构缝的廊道 0+198.6 m 剖面各方向的应力值总体也较小, 但在廊道底部与防渗墙接头的位置竖向压应力仍然较大。

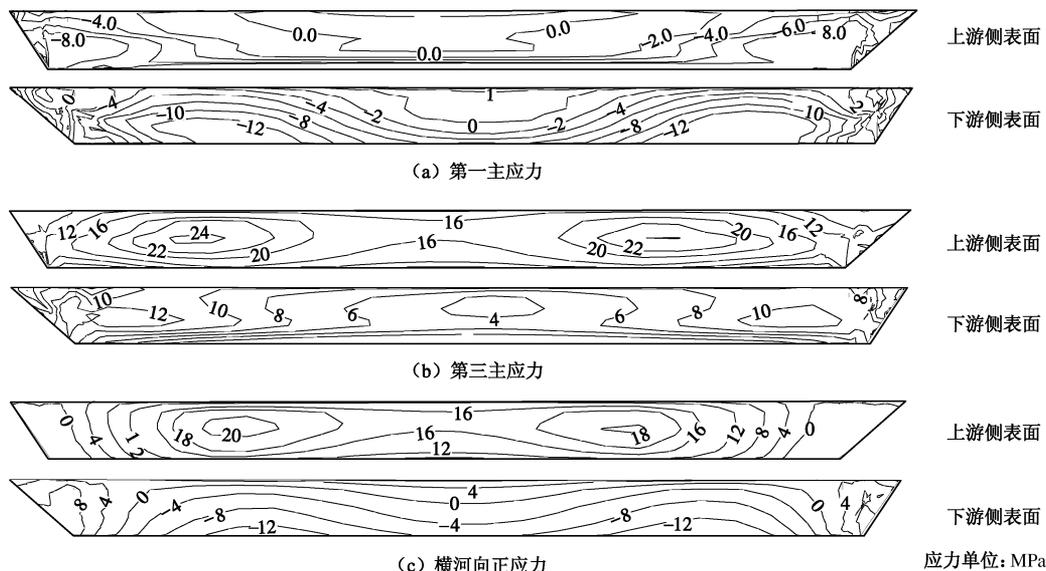


图 6 廊道表面应力状态

Fig. 6 Stress of gallery surfaces

表 3 坝基廊道应力变形最值

Table 3 Maximum deformation and stress of foundation gallery

项目	沉降/cm	顺河向位移/cm	横河向正应力/ MPa		顺河向正应力/ MPa		铅直向正应力/ MPa	
	竖直向下	向下游	拉应力	压应力	拉应力	压应力	拉应力	压应力
数值	15.5	36.0	-17.1	20.6	-10.1	10.5	-3.2	13.5
位置	跨中剖面	跨中剖面	左岸 1/4 跨剖面	左岸 1/4 跨剖面	跨中剖面	左岸 1/4 跨	跨中剖面	跨中剖面
	上游侧底部	廊道底部	下游侧底部	上游侧表面	底板中央	剖面底部	上游侧底部	下游边墙

表4 廊道典型剖面应力变形最值

Table 4 Maximum deformation and stress of typical gallery profiles

剖面	项目	顺河向水平位移(向下游)/cm	沉降/cm	横河向正应力/MPa		顺河向正应力/MPa		铅直向正应力/MPa	
				拉应力	压应力	拉应力	压应力	拉应力	压应力
0+253.7 m	数值	35.7	-15.5	-7.9	16.4	-10.1	5.9	-3.2	13.5
	位置	上游面底部	上游面底部	下游面底部	上游面中上部	底板中央	底部靠下游	上游面底部	下游面边
0+219.4 m	数值	27.0	-12.6	-17.1	20.5	-8.7	3.7	-2.3	11.5
	位置	上游面底部	上游面底部	下游面底部	上游面中上部	底板中央	底部靠下游	上游面底部	下游面边
0+198.6 m	数值	11.7	-8.4	-2.2	4.0	-4.3	3.7	-3.2	11.6
	位置	上游面底部	上游面底部	底部靠下游	上游面边墙内壁	底板中央	底部靠上游	底部靠下游	底部靠上游

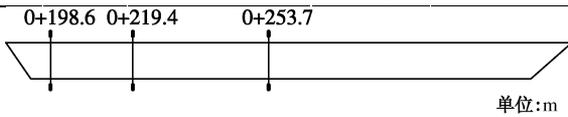


图7 廊道典型剖面位置示意图

Fig. 7 Positions of typical gallery profiles

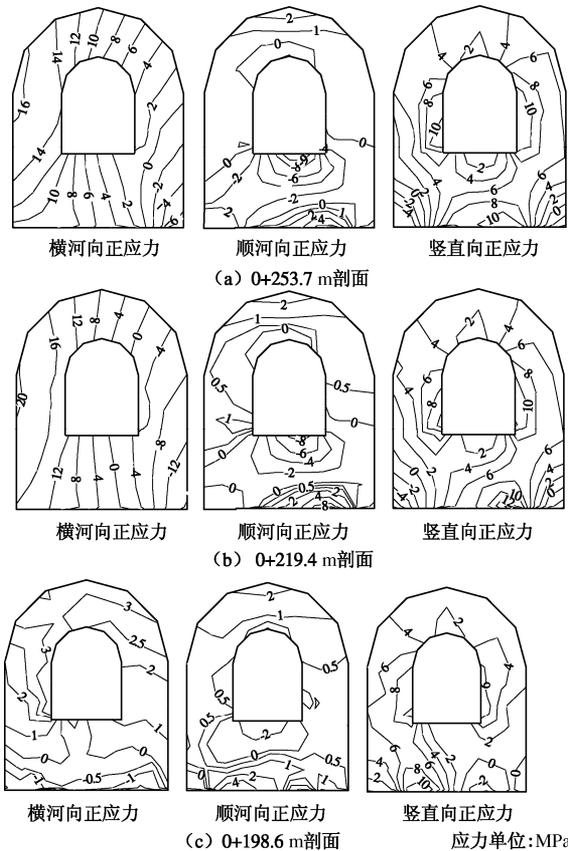


图8 廊道典型剖面应力状态 (左侧为上游)

Fig. 8 Stress of typical gallery profiles

3.3 廊道接缝变形状态

在基岩与覆盖层分界位置廊道与平洞发生了较为复杂的三向变形形态, 因为两岸平洞自身变形很小, 廊道在顺坡向主要表现为向下的相对错动, 廊道本身的转动变形导致其顶部相对平洞向上游错动、其底部相对平洞向下游错动, 同时在结构缝的法向也在不同位置存在张开与压缩变形。表5列出了两岸接缝的各

方向变形极值, 由表可知基岩与覆盖层分界位置的接缝三方向的变形值较大, 特别是顺坡向的最大位错达6.8 cm, 与硃砂大坝实际监测的接缝变形值在量级上基本一致^[2,7], 因此长河坝的大坝廊道止水结构仍存在设计困难的问题。

表5 坝基廊道与两岸平洞接缝变形最值

Table 5 Maximum relative deformation of structural joints

项目	between galleries in riverbed and abutments cm			
	法向变形		顺河向位错	顺坡向位错/竖直向位错
	张开	压缩		
左岸接缝	3.2	0.7	4.7	6.8
右岸接缝	4.9	0.9	3.9	5.1

4 坝基防渗墙应力变形分析

由于主防渗墙与廊道刚性连接, 两者之间相互作用关系明显, 而位于主防渗墙下游侧14 m的副防渗墙则相对影响较小, 因此本文仅对主防渗墙进行分析。表6列出了主防渗墙的应力变形极值。

图9为主防渗墙中心纵剖面的变形分布图, 主防渗墙主要呈向下游凸出的变形形态, 这是由于防渗墙同时受到竖向压荷载和水平向水压力的作用。最大顺河向位移出现在河床中央的墙顶部附近, 但因为受到混凝土廊道的约束, 最大顺河向位移并不在墙顶, 而出现在稍靠下的位置, 值为40.1 cm。河床中央的墙顶部沉降最大, 最大沉降值出现在防渗墙顶的上游侧, 为13.1 cm, 同时墙底最大沉降6.6 cm, 整个墙体被压缩了大约7 cm。

图10为主防渗墙中心纵剖面的主应力分布图。第三主应力等值线呈同心椭圆分布, 墙体所受压应力较大, 并且在墙体中部略偏下位置有压应力极值, 这是墙体表面受到的负摩擦力所致。由于墙体向下游凸出, 偏心受压导致防渗墙上游面的压应力值大于下游面, 因此第三主应力的极值出现在墙体上游面, 为44.2 MPa。第一主应力主要表现为在河床中部大部分区域

受压，墙体靠两岸的区域和墙底部出现受拉，主拉应力最大值为 -2.1 MPa。

表 6 主防渗墙应力变形最值成果表

Table 6 Maximum deformation and stress of main cut-off wall

方案	墙顶沉降/cm	墙底沉降/cm	顺河向水平位移 (向下游)/cm	横河向水平位移/cm		第三主应力 /MPa	第一主应力 /MPa
				向左岸	向右岸		
基岩面分缝	13.1	6.6	40.1	2.56	2.02	44.2	-2.1

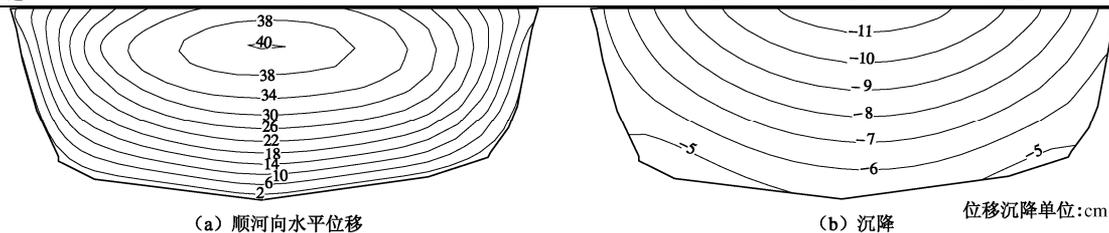


图 9 主防渗墙中心纵剖面变形 (左侧为左岸)

Fig. 9 Deformation of central profile of main cut-off wall

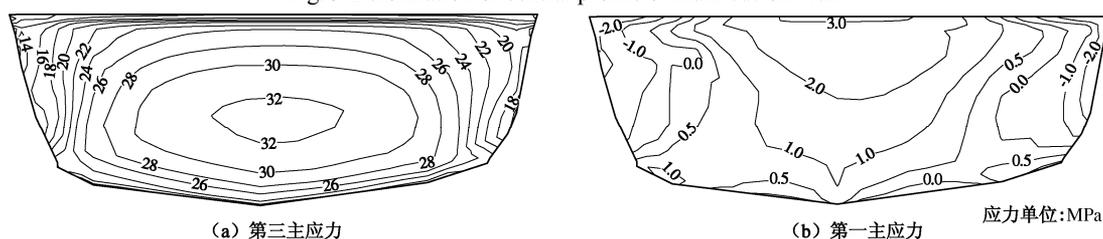


图 10 主防渗墙中心纵剖面主应力 (左侧为左岸)

Fig. 10 Stress of central profile of main cut-off wall

5 廊道结构型式改进建议

由以上分析可知，当廊道在基覆分界处设置结构缝与两岸平洞连接时，结构缝变形形态复杂，相对位错较大。结构缝首先在坝体竣工后产生竖向相对变形，水库蓄水后又发生向下游的相对变形，常规止水一般仅能适应一个方向的较大变位，在蓄水后很可能出现破坏。因此，可以采用伸缩节为双“U”形结构的止水，以适应这种较为复杂的三向变形形态。此外，还可采用预留二期混凝土的方式，结构缝部位的一期混凝土仅设橡胶止水，待水库完成蓄水，廊道的结构变形基本稳定后再在廊道内设置铜止水并浇筑二期混凝土^[8]。

由于廊道跨中剖面的底板中央拉应力值较大，因此将其底部与混凝土防渗墙的倒梯形连接段扩大如图 11 所示，改进后计算结果表明，廊道底板的顺河向拉应力区明显减小，底板中央的顺河向拉应力最大值由

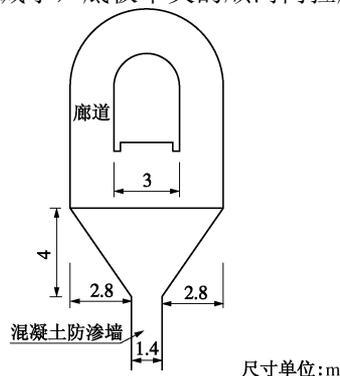


图 11 廊道与防渗墙接头改进型式

Fig. 11 Modified connector type of gallery and cutoff wall

原设计的 -10.1 MPa 减小为 -4.0 MPa，再通过配筋处理即可大大减小底板开裂的可能性。对于廊道横河向应力较大的现象，改进措施仍在进一步的研究中。

6 结 论

大渡河长河坝水电站大坝是目前国内外拟建的将心墙建基于深厚覆盖层地基上坝体最高的土质心墙堆石坝，大坝及深厚覆盖层基础防渗系统设计难度居世界前列。采用子模型法对连接大坝坝体坝基防渗体的廊道进行三维有限元计算分析，主要结论如下：

(1) 坝基廊道表现为竖直向下和水平向下游的双向挠曲变形。廊道的横河向应力较大，在左右岸 1/4 跨的位置其上游面有压应力极值、下游面有拉应力极值，廊道纵向配筋应以左右岸 1/4 跨作为计算剖面。而顺河向拉应力、竖直向压应力的最值均出现在位于跨中，廊道环向钢筋的配筋计算应采用跨中剖面作为控制剖面。

(2) 对坝基廊道在基岩覆盖层分界处设置的结构缝，应考虑采用能适应较大变形的止水结构和材料，或结构缝的铜止水安排在蓄水后的二期混凝土预留槽内完成，以适应这该位置复杂的三向变形。

(3) 尽管廊道在河床段沿纵向不分缝可以增强对防渗墙的约束，在一定程度上可以减小防渗墙顶部的变形，但致使廊道的横河向拉应力值与拉应力区面积均较大，即使采用配筋处理后，廊道仍可能出现开裂。

此外,廊道跨中剖面的底板中央拉应力值较大,可采取扩大底部倒梯形连接段等方式进行改进。

(4)坝基主防渗墙主要呈向下游凸出的变形形态,最大顺河向变形出现在墙体顶部稍靠下的位置。防渗墙以受压为主,主压应力最值出现在墙体中下部,值为44.2 MPa,墙体两岸出现了一定的拉应力区。

参考文献:

- [1] 张建华, 严军, 吴基昌, 等. 瀑布沟水电站枢纽工程关键技术综述[J]. 四川水力发电, 2006, **25**(3): 8 - 11. (ZHANG Jian-hua, YAN Jun, WU Ji-chang, et al. Summary of key technology for pubugou hydropower project[J]. Sichuan Water Power, 2006, **25**(3): 8 - 11. (in Chinese))
- [2] 王平, 李浩伟. 硃砂水电站砾石土心墙堆石坝基础处理设计[C]// 现代堆石坝技术进展: 2009——第一届堆石坝国际研讨会论文集. 北京: 中国水利水电出版社, 2009: 226 - 232. (WANG Ping, LI Wei-hao. Foundation treatment design of the rockfill dam with gravel-soil core in Qiaoqi hydropower station[C]// Modern Rockfill Dams: 2009——Proceeding of the First International Symposium on Rockfill Dam. Beijing: China WaterPower Press, 2009. 226 - 232. (in Chinese))
- [3] 窦向贤, 庞家麟, 陈钰鑫. 四川省杂谷脑河狮子坪水电站深厚覆盖层坝基处理设计[C]// 利用覆盖层建坝的实践与发展. 北京: 中国水利水电出版社, 2009: 116 - 120. (DOU Xiang-xian, PANG Jia-lin, CHEN Yu-xing. Deep cover layer foundation treatment design of Shiziping hydropower station on Zagunao river in Sichuan province[C]// Practice and development of constructing dams on deep cover layer foundation. Beijing: China WaterPower Press, 2009: 116 - 120. (in Chinese))
- [4] 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 Bai-yun. Study on material and connector type of concrete cut-off wall[J]. Water Power, 1998(3): 29 - 31. (in Chinese))
- [5] 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 Guang-wen, FU Xing-you, et al. Research for the joint type by gallery between dam imperious wall and core wall of pubugou project[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2005, **37**(3): 32 - 36. (in Chinese))
- [6] 吴秋军, 傅少君. 子模型方法研究瀑布沟土石坝防渗结构[J]. 武汉大学学报(工学版), 2006, **39**(3): 55 - 59. (WU Qiu-jun, FU Shao-jun. Study on seepage prevention structure for Pubugou earth-rock dam by sub-model method[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2006, **39**(3): 55 - 59. (in Chinese))
- [7] 祁月, 崔会东, 熊春发. 硃砂坝基廊道 0+168.12 m 结构缝变形及渗漏分析与评价[C]// 现代堆石坝技术进展: 2009——第一届堆石坝国际研讨会论文集. 北京: 中国水利水电出版社, 2009: 638 - 642. (QI Yue, CUI Hui-dong, XIONG Chun-fa. Analysis and evaluation of the gallery 0+168.12m structural joint's deformation and leakage in Qiaoqi dam[C]// Modern Rockfill Dams: 2009——Proceeding of the First International Symposium on Rockfill Dam. Beijing: China WaterPower Press, 2009: 638 - 642. (in Chinese))
- [8] 姚福海. 深厚覆盖层上土石坝基础廊道的结构形式探讨[J]. 水力发电, 2010, **36**(6): 54 - 55, 59. (YAO Fu-hai. Study on foundation gallery structure and type of embankment dam on heavy overburden[J]. Water Power, 2010, **36**(6): 54 - 55, 59. (in Chinese))
- [9] 万彪, 何蕴龙, 熊堃. 有厚度节理单元开发与应用[J]. 水电能源科学, 2008, **26**(4): 63 - 66. (WAN Biao, HE Yun-long, XIONG Kun. Development of joint element with thickness and its application[J]. Water Resources and Power, 2008, **26**(4): 63 - 66. (in Chinese))
- [10] 熊堃, 何蕴龙, 曹学兴. 观音岩水电站混合坝插入式接头抗震性能研究[J]. 天津大学学报, 2010, **43**(7): 583 - 592. (XIONG Kun, HE Yun-long, CAO Xue-xing. Earthquake-resistant characteristics of inserted junction in composite dam of Guanyinyan hydropower station[J]. 2010, **43**(7): 583 - 592. (in Chinese))
- [11] BANDIS S C, LUMSDEN A C, BARTON N R. Fundamentals of rock joint deformation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1983, **20**(6): 249 - 268.
- [12] CLOUGH G W, DUNCAN J M. Finite element analysis of retaining wall behavior[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 1971, **97**(12): 1657 - 1673.
- [13] DUNCAN J M, ZHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 1970, **96**(SM5): 1629 - 1653.