

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2016.03.011

某槽挖式混凝土心墙结构应力应变特性研究

黄志刚¹, 张建海¹, 吴玉龙¹, 赵元弘², 王小雷²

(1. 四川大学 水利水电学院水力学及山区河流开发与保护国家重点实验室, 四川 成都 610065;

2. 四川省水利水电勘察设计研究院德阳分院, 四川 德阳 610072)

摘要: 某水库工程拟在进行堆石料和过渡料填筑后再挖槽浇筑混凝土心墙。由于混凝土心墙高度达47.5 m, 心墙与周围土体的协调变位, 以及蓄水后心墙内力分布是工程关注的问题。对5种不同刚度材料的心墙应力应变特征计算分析表明: 不同材料心墙的最大沉降均出现在坝体中部高程附近, 最大沉降量约-18.909 cm(占坝高40.5 m的0.467%)。柔性好的塑性混凝土与坝体协调变位最好, 刚性混凝土C25心墙的坝体与心墙变形协调性最差。坝体及心墙应力极值随心墙模量降低而降低。刚性最大的C25心墙在覆盖层和基岩交界处应力值超标, 拉应力最大值达到-6.0 MPa, 呈现出显著的悬臂效应; 而塑性混凝土变形协调性良好, 心墙上下游面拉应力均小于-0.5 MPa, 应力水平也最优。建议设计施工优先采用塑性混凝土方案, 而若要采用C25混凝土作为心墙材料, 则需要对心墙做好配筋设计。

关键词: 塑性混凝土心墙; 非线性有限元; 应力应变; 应力水平

中图分类号: TV31

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2016)03-0059-06

The Stress and Strain Analysis of the Dredged Channel Type Concrete Core-wall Structure of Rock-fill Dam

HUANG Zhigang¹, ZHANG Jianhai¹, WU Yulong¹, ZHAO Yuanhong², WANG Xiaolei²

(1. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River and Protection, College of

Water Resources & Hydropower, Sichuan University, Chengdu, Sichuan 610065, China;

2. Water Conservancy and Hydropower Consulting & Design Institute, Deyang Branch, Deyang, Sichuan 610072, China)

Abstract: A project is proposed to excavate a channel and develop a concrete core wall with filling the rock-fill and transition material. As the height of concrete core wall reaches 47.5 m, the harmonic displacement of the core wall with the surrounding soil and the internal force distribution of the core wall is of great concern of the project. The calculation and analysis of the stress and strain of five different concrete core walls show that the maximum subsidence appears in the middle of the dam height, which is about 18.909 cm (0.467% of the dam height). The results show that plastic concrete has the best flexibility to deform harmonically with the dam. And the dam with rigid C25 concrete core wall presents the worst deformation coordination. The stress decreases as the modulus of the core wall reduces. Tensile stress of the core wall exceeds standard requirement in many places near the juncture and the bedrock when C25 is used as core wall. In this case, the maximum tensile stress is -6.0 MPa, showing significant cantilever effect. If plastic concrete is adopted as core wall, the deformation and stress distribution is much better, and the tensile stress of upstream and downstream faces of the core wall is less than -0.5 MPa. So the plastic concrete construction scheme is strongly recommended, and if the scheme of C25 concrete core material is used, core wall reinforcement is essential.

Keywords: plastic concrete core wall; nonlinear finite element; stress and strain; stress level

某水库位于四川省通江县小通江右岸一级支流冯家沟上游民胜乡方山村。水库设计正常蓄水位577.50 m, 总库容 $250 \times 10^4 \text{ m}^3$, 水库的开发任务为城乡供水、农业灌溉等综合利用, 并作为抗旱应急水

源。为提高施工进度, 拟在进行堆石料和过渡料填筑后再挖槽浇筑混凝土心墙。该工程混凝土心墙沿坝体纵轴线布置, 厚度80 cm, 深入基岩, 最大高度达到47.5 m。由于拟采用刚度较大的C25混凝土作

为心墙材料,致使心墙与周围土体刚度差异悬殊。在水压力作用下心墙受力将类似于悬臂梁,所以心墙应力大小,以及心墙与土体的协调变位是该工程的研究重点。

根据混凝土心墙材料弹性模量的不同将混凝土防渗墙分为刚性和塑性混凝土防渗墙^[1]。刚性混凝土防渗墙的刚度远大于周围土体。在坝体填筑期和蓄水运行期墙体变位与周围土体变位不协调,因此实际工程中较少采用刚性混凝土心墙。龙羊峡围堰混凝土心墙^[1]是为数不多的刚性混凝土心墙(弹性模量 G 取 19.6 GPa)的成功案例。据高莲士^[2]分析,该刚性心墙成功的主要原因是由于通过上下游坝体料错台施工,增加了心墙的预压应力;同时坝体材料的刚度也相当大,在蓄水时为刚性心墙提供了相当大的水平向抗力,使心墙为小偏心受压。

相对于刚性混凝土心墙,塑性混凝土心墙与上下游堆石料变形更为协调,如三峡茅坪溪防护坝^[3]、冶勒混凝土心墙堆石坝^[4]等采用沥青混凝土心墙堆石坝坝型,并利用现场开挖料分区填筑的坝体设计才保证坝体及心墙的应力和变形值均处在合理范围之内。沙湾水电站一期围堰^[5]采用塑性混凝土防渗墙,其墙体的应力、变形具有良好的规律性。上述工程均符合王清友等^[6]在塑性混凝土防渗墙结构及设计中总结的规律:当坝身填土使塑性混凝土围压增大时,可导致心墙周围土体的初始模量微增加,荷载转移到周围土体,从而消除在普通混凝土心墙中由于墙体变形与周围土变形不同而产生的高应力状态;而且塑性混凝土心墙能让受力状态由刚性时的弯曲作用为主逐渐变为以轴向压力为主。同时塑性混凝土的强度和极限应变也会由于四周围压的作用而显著增加。这些都将改善塑性墙的工作条件,减小心墙底部弯矩 增加其安全性。

综上所述:心墙的应力状态很大程度上取决于受力后与周围土体的协调变形。熊欢等^[7]在不同心墙材料和工况下研究北京大宁水库副坝防渗墙应力,从而优选心墙材料方案;王刚等^[8]在溪洛渡围堰混凝土防渗墙应力位移随主要影响因素的变化规律研究中指出适当降低心墙模量能较好地减少心墙应力。

本文坝体心墙采用先填筑,再槽挖浇注形成混凝土心墙的施工方案。显然,本工程不具备龙羊峡围堰混凝土心墙预压应力条件,加之坝体高度达到 40.5 m,混凝土心墙高度达到 47.5 m,心墙所受水压力荷载较大,有必要对该坝体及心墙应力应变特征开展研究。

本文模拟不同材料心墙方案,对某心墙堆石坝进行三维有限元计算^[9],研究坝体及心墙的变形与应力特征。定量分析不同模量的心墙材料对坝体及心墙的应力应变^[10-12]影响程度。

心墙堆石坝材料层及坝基覆盖层具有明显的非线性特征,故采用邓肯-张(Duncan-Chang)弹性非线性模型的 E-B 模型进行计算。计算程序采用四川大学水电学院多年扩充完善的三维非线性有限元分析程序 NASGEWIN(计算机软件著作权登记号:2009SR027603)进行该水库混凝土心墙堆石坝三维非线性分析。

1 三维计算模型及参数

1.1 计算模型

三维计算模型沿坝轴线上下游分别取 150 m,即顺河向 X 轴方向截取 300.00 m;竖向 Y 轴由 480.00 m 高程取至坝顶 581.00 m 高程,横河向 Z 轴由左岸指向右岸,由桩号 0-010.00 取至桩号 0+410.0,总长度 420.00 m,共切取纵向 43 个剖面。河床表面覆盖层深浅不一,最大厚度约 8.0 m,心墙深入新鲜基岩。建模过程中详细模拟了基岩、覆盖层、混凝土心墙、泥皮、桩底垫层、堆石料、过渡料等结构特征。三维有限元网格共计剖分 28 843 个节点和 27 880 个单元。坝体共分为 16 级填筑。坝体及混凝土心墙的三维网格模型参见图 1、图 2。图 3 给出了河谷 0+260 m 剖面的主要结构特征。为后续讨论方便,图中标出了 557.00 m 高程三个特征节点。

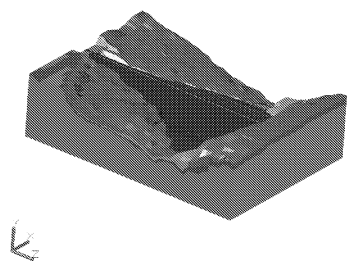


图 1 某混凝土心墙石渣坝三维计算模型

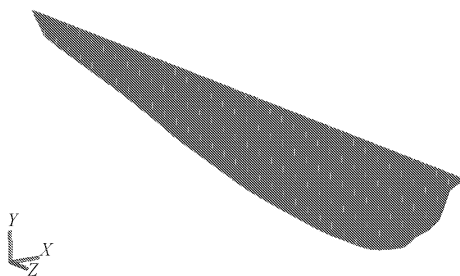


图 2 某混凝土心墙(厚度 80.0 cm)三维计算模型

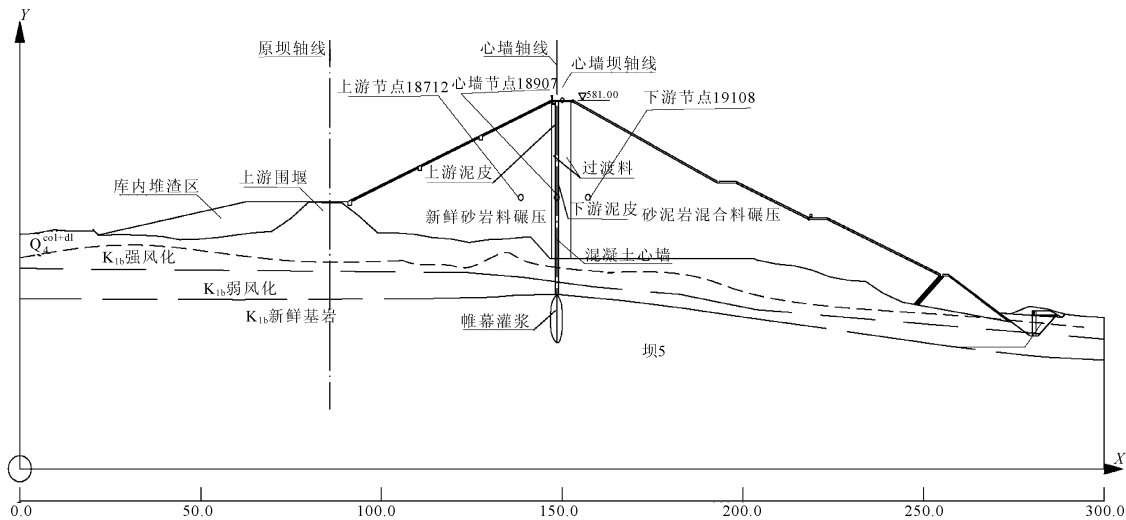


图 3 某水库 0+260 典型剖面图

1.2 计算方案及参数

表 1 中方案 1、方案 2、方案 3 的混凝土心墙模量依次降低,通过比较这三种方案的心墙应力和变形特征,可以知道采用何种混凝土更能适应坝体整体变形和应力协调的条件。方案 4 和方案 5 研究了在覆盖层开挖线以下分别采用塑性混凝土参数和 C5 混凝土参数,而在覆盖层开挖线以上采用 C25 常态混凝土的情况。表 2 为各材料的参数取值,计算中方案 1~ 方案 5 的正常蓄水位取 577.50 m。C25 混凝土变形模量取 $E = 22.4 \text{ GPa}$,泊松比 $\mu = 0.167$; C5 混凝土变形模量取 $E = 6.0 \text{ GPa}$,泊松比 $\mu =$

0.200;塑性混凝土参数见表 2。

表 1 某水库计算方案

计算方案	混凝土心墙参数
方案 0(竣工)	
方案 1	混凝土心墙取 C25 混凝土参数
方案 2	混凝土心墙取 C5 混凝土参数
方案 3	混凝土心墙取塑性混凝土心墙参数
方案 4	覆盖层开挖线以下混凝土心墙用塑性混凝土数; 覆盖层开挖线以上混凝土心墙用 C25 参数
方案 5	覆盖层开挖线以下混凝土心墙用 C5 参数; 覆盖层开挖线以上混凝土心墙用 C25 参数

表 2 某水库土体 E-B 模型参数 (IB = - 1)

材料	天然密度 /($\text{t} \cdot \text{m}^{-3}$)	φ_0 /($^\circ$)	c/kPa	R_f	K	n	K_{ur}	K_b	m
塑性混凝土	2.26	38.0	300.0	0.95	9000.0	0.010	10800	4000.0	- 0.500
心墙	2.29	51.6	20.0	0.69	1082.0	0.270	2164	545.0	0.250
2A 垫层	2.30	42.6	85.0	0.87	1352.8	0.618	2600	858.2	- 0.104
过渡料	2.14	48.5	196.6	0.85	574.7	0.608	1800	240.3	- 0.012
砂岩碾压	2.30	42.6	85.0	0.87	1352.8	0.618	2600	858.2	- 0.104
2B 垫层	2.17	48.0	0.0	0.68	1035.0	0.330	2070	526.0	0.240
反滤料	2.07	51.8	0.0	0.87	522.8	0.590	1700	301.8	- 0.170
上游围堰	2.14	46.5	150.0	0.81	450.0	0.500	1722	200.0	- 0.010
下游砂泥岩	1.71	31.0	10.0	0.72	350.0	0.430	700	350.0	0.180
Col + dlQ4	1.67	10.0	50.0	0.86	1400.0	0.660	2000	600.0	0.260
泥皮	2.22	40.2	0.0	0.73	760.0	0.270	1520	405.0	0.230

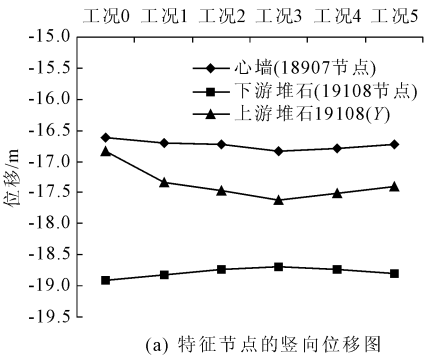
2 计算成果

2.1 应变分析

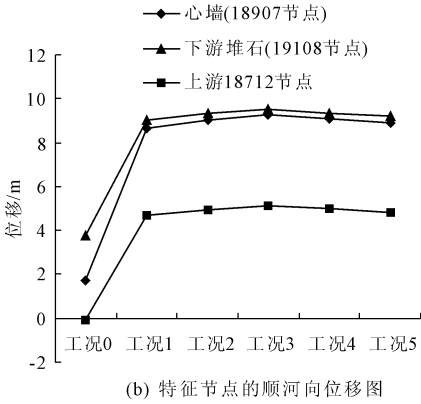
图 4 和图 5 为剖面 0+260 在 6 种方案下特征

节点的位移情况。可知:

(1) 对于坝体竖向位移,各方案典型剖面的最大沉降均出现在 557.00 m 高程处附近;方案 0 的坝体最大沉降值为 - 18.909 cm,方案 1 的最大沉降值

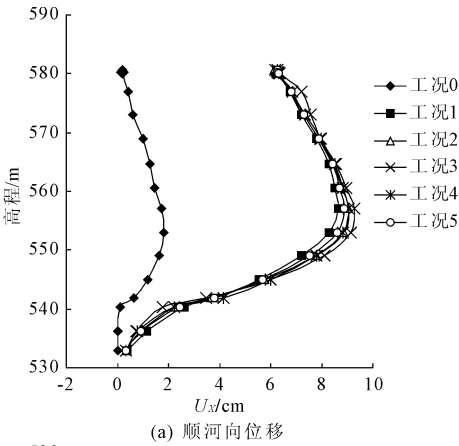


(a) 特征节点的竖向位移图

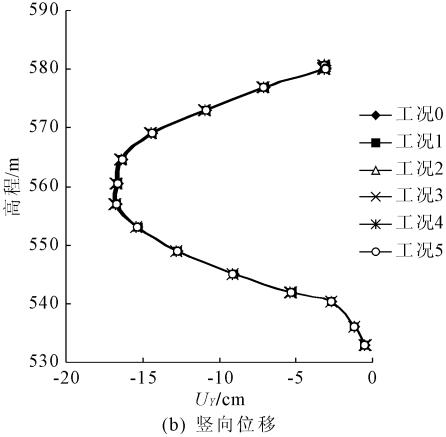


(b) 特征节点的顺河向位移图

图 4 特征节点顺河向和竖向位移图



(a) 顺河向位移



(b) 竖向位移

图 5 0+260.0 剖面混凝土心墙中轴面位移随高程变化图

-18.829 cm 仅比方案 0 少了约 0.080 cm, 差异微

小。对于坝体顺河向位移, 方案 0 的坝体顺河向位移值为 1.708 cm, 方案 1 顺河向位移值为 8.634 cm。可见蓄水对坝体竖向位移影响不大, 但是会显著增大水库顺河向位移。

(2) 对于心墙节点 18 907, 随着方案 1、方案 2、方案 3 混凝土心墙材料刚度逐渐降低, 心墙顺河向位移表现出随刚度减小而增大的特点, 其值分别为 8.646 cm、9.050 cm、9.538 cm; 各方案的竖向位移值在 16.0 cm 附近。但混凝土心墙材料刚度对坝体竖向变位的影响不大。

(3) 方案 4、方案 5 为混凝土心墙材料刚度软硬结合的方案, 其心墙材料整体刚度介于方案 1 和方案 3 之间。这两种方案的混凝土心墙节点 18 907 沉降值分别为 -16.783 cm、-16.728 cm, 比方案 1 的 -16.693 cm 略有增大, 比方案 3 的 -16.830 cm 略有减少; 顺河向位移值为 9.058 cm、8.783 cm, 比方案 1 的 8.646 cm 略有增大, 比方案 3 的 9.285 cm 略有减少, 可见方案 4、方案 5 的计算结果介于方案 1 和方案 3 之间。

2.2 应力分析

本文约定应力以压为正, 以拉为负。图 6 展示了方案 1 剖面 0+260 处应力等值线。图 7、图 8 为 0+260.0 m 剖面各方案混凝土心墙上、下游面主应力随高程变化图。由此可知:

(1) 心墙上下游堆石 σ_1 接近自重应力, 量值随埋深增大而增大。

(2) 对于剖面 0+260 m 上游节点 18 712, 竣工期 σ_3 主应力值为 0.0805 MPa, 方案 1、方案 2、方案 3 的 σ_3 主应力值依次降低, 其值分别为: 0.0126 MPa、0.0078 MPa、0.0057 MPa; 竣工期 σ_1 主应力值为 0.3875 MPa, 方案 1、方案 2、方案 3 的 σ_1 主应力值为 0.390 MPa 左右。所以在蓄水作用下, 上游堆石节点受到浮托力作用 σ_3 主应力值逐渐减小, 但方案 1、方案 2、方案 3 上游节点 σ_1 相差不大。

(3) 对于剖面 0+260 m 下游堆石节点 19 108, 竣工期 σ_3 主应力值为 0.0942 MPa, 方案 1、方案 2、方案 3 的 σ_3 主应力值依次增大, 其值分别为: 0.1331 MPa、0.1336 MPa、0.1339 MPa; 竣工期 σ_1 主应力值为 0.4063 MPa, 方案 1、方案 2、方案 3 的 σ_1 主应力值为 0.4100 MPa 左右。可见下游堆石节点受到向下游推力作用使得 σ_1 和 σ_3 呈增大趋势。

(4) 对于混凝土心墙材料刚度为软硬结合的方案 4、方案 5, 这两种方案的上游堆石节点 18 712 的 σ_3 主应力值为 0.0081 MPa、0.0099 MPa, σ_1 主应力

值为 0.3872 MPa、0.3866 MPa;下游堆石节点 19 108 的 σ_1 主应力值为 0.4059 MPa、0.4047 MPa, σ_3 主应力值为 0.1334 MPa、0.1332 MPa;可见该剖面上下游特征节点的 σ_1 和 σ_3 主应力值计算结果均介于方案 1 和方案 3 之间。

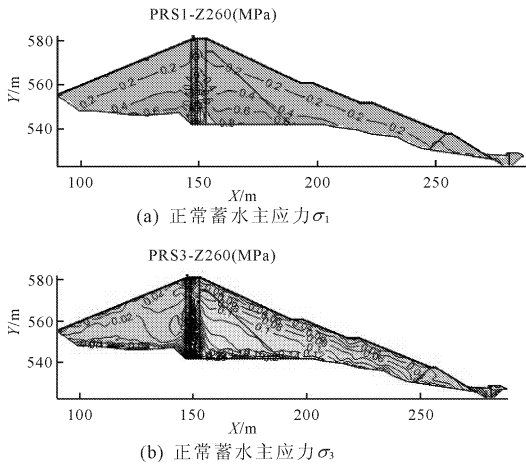


图 6 0+260.0 剖面坝体主应力等值线图(方案 1)

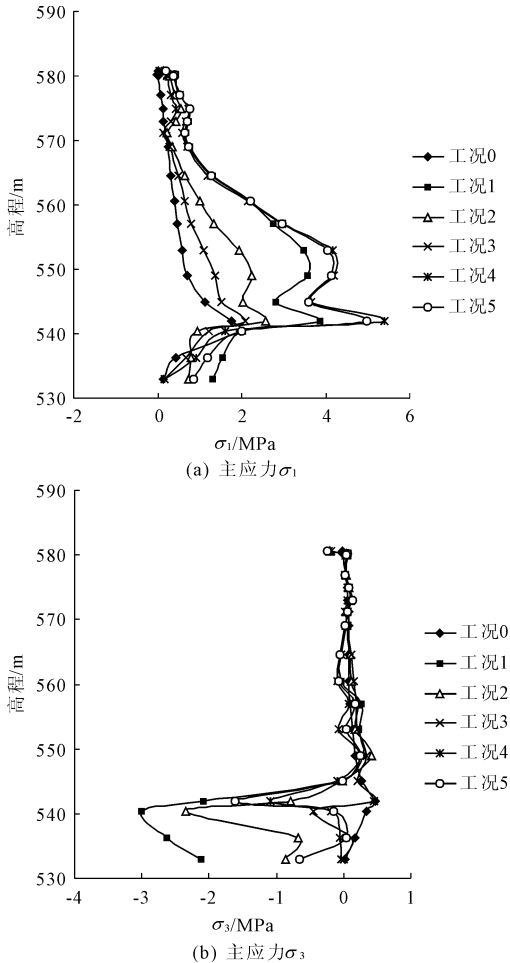


图 7 各方案 0+260.0 剖面混凝土心墙上游面主应力随高程变化图

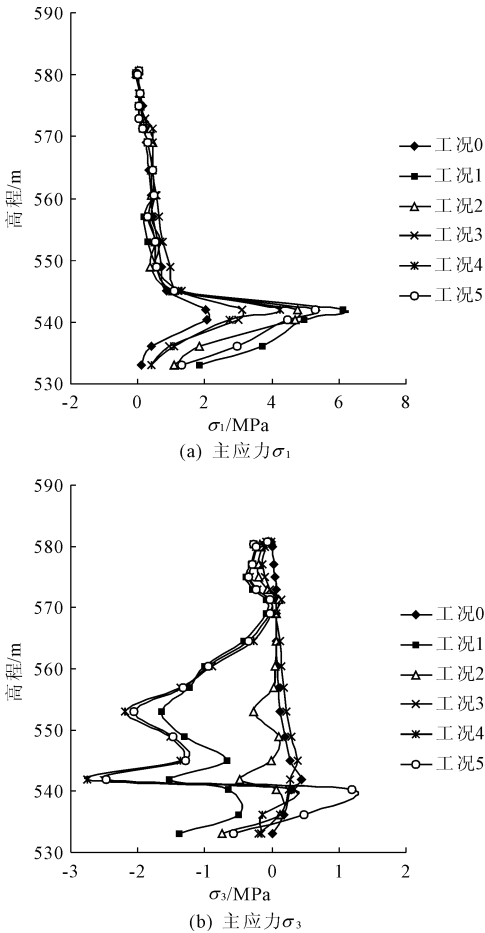


图 8 各方案 0+260.0 剖面混凝土心墙下游面主应力随高程变化图

(5) 对于心墙上游面 0+260 m 剖面(图 7),竣工时主压应力 σ_1 极值约为 1.9 MPa,出现在心墙 540.5 m 高程处;方案 1、方案 2、方案 3 心墙的 σ_1 主压应力极值都出现在 541.9 m 高程附近。方案 1、方案 2、方案 3 的 σ_1 主压应力极值分别 4.0 MPa、2.6 MPa、2.1 MPa,依次降低。竣工期无拉应力,蓄水方案 1、方案 2 的拉应力极值都出现在基岩与覆盖层交界面高程 540.5 m 附近,极值分别为 -3.0 MPa 和 -2.3 MPa。塑性混凝土心墙(方案 3)的拉应力极值仅为 -0.4 MPa,比 C25 混凝土心墙方案 1 和 C5 混凝土心墙方案 2 的拉应力明显降低。

(6) 对于心墙下游面 0+260 m 剖面(图 8),竣工期 σ_1 主压应力极值出现在心墙 540.5 m 高程处,其值为 2.1 MPa,方案 1、方案 2、方案 3 心墙的 σ_1 主压应力极值都出现在 541.9 m 高程附近,其 σ_1 主应力极值分别为 6.0 MPa、4.7 MPa、3.1 MPa,随心墙刚度下降而依次降低。竣工时基本没有出现拉应力。C25 混凝土心墙(方案 1)在心墙 541.9 m 高程处拉应力极值达到 -1.6 MPa;C5 混凝土心墙(方案 2)在心墙最深区域达到极值约为 -0.7 MPa;塑性混凝土

心墙(方案3)仅在心墙 577.0 m 高程以上有部分小值拉应力,其极值约为 -0.2 MPa,比方案1的 -1.6 MPa 和方案2的 -0.7 MPa 进一步降低。

(7) 对于混凝土心墙材料为刚度软硬结合的方案4、方案5,承受正常蓄水荷载后,方案4、方案5心墙上游面 σ_1 主压应力极值都出现在 541.9 m 高程附近,其值分别为 5.5 MPa、5.0 MPa,比方案1的 σ_1 主压应力极值 4.0 MPa 略有升高。方案4由于开挖线以下采用塑性混凝土,其心墙上游面拉应力很小,拉应力极值降到 -1.0 MPa,方案5由于开挖线以下采用 C5 混凝土,其拉应力极值降为 -1.6 MPa;方案4、方案5的拉应力极值均比方案1的 -3.0 MPa 明显减小,比方案3的 -0.4 MPa 略有增大。

(8) 对于软硬相间的混凝土心墙方案4、方案5的心墙下游面, σ_1 主压应力极值都出现在 541.9 m 高程附近,其值分别为 4.3 MPa、5.3 MPa,比方案1的 σ_1 主压应力极值 6.0 MPa 明显下降。方案4、方案5心墙下游面拉应力极值也都出现在 541.9 m 高程附近,其值分别为 -2.7 MPa、 -2.5 MPa,比方案1的拉应力极值 -1.6 MPa 明显上升。可见,软硬相间心墙方案4、方案5的混凝土心墙上游面 σ_1 增大而 σ_3 减小,而下游面则 σ_1 减小而 σ_3 增大。

由图9的方案1、方案3、方案4心墙上游面主应力分布和量值可见,采用 C25 混凝土心墙的方案1,沿基岩与覆盖层交界面出现多处应力集中区域,其中拉应力极值可达 -6.0 MPa,采用塑性混凝土心墙的方案3仅在墙底出现小值拉应力,极值为 -0.1 MPa,其应力状态是最好的。覆盖层以下采用塑性混凝土心墙,而以上心墙采用 C25 的方案4,会在心墙上游面出现一定拉应力,量值为 -1.1 MPa,而心墙下游面的拉应力极值达到 -3.5 MPa。

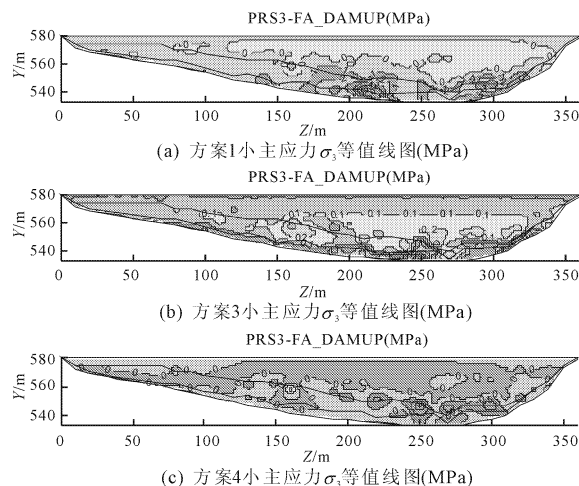


图9 正常蓄水心墙上游面主应力等值线图

2.3 应力水平

图10为方案1和方案3的应力水平等值线,方案1蓄水后,由于上游坝壳料浸没于水中,在浮托力作用下,上游坝体应力水平增大,接近心墙下部的土体应力水平增至 0.4 至 0.5;而坝体下游侧由于水推力的作用,增大了侧向力,坝体中下部应力水平有所下降。

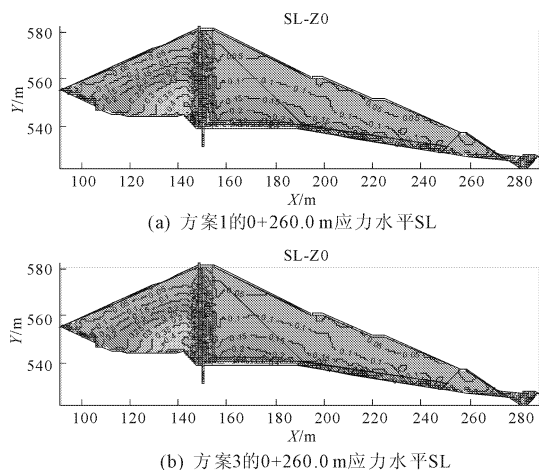


图10 应力水平 SL

与方案1相比,方案2至方案5的差别主要体现在心墙模量上(限于篇幅只给出方案1、方案3应力水平图),但各方案坝体应力水平差异不显著。

3 结 论

通过对某水库槽挖式混凝土心墙刚度的参数敏感性分析可知:

(1) 蓄水后刚度大的 C25、C5 混凝土心墙的拉应力极值分别达到 -6.0 MPa、 -2.0 MPa,均超过混凝土抗拉强度控制指标,而塑性混凝土心墙的拉应力极值为 -0.1 MPa,满足要求。

(2) 在方案4中覆盖层以下采用塑性混凝土,而以上采用 C25 混凝土的心墙,会在心墙下游面出现 -3.5 MPa 的拉应力,但是通过抗裂配筋设计,方案4也是可行的。

(3) 刚性混凝土心墙会在基岩与覆盖层交界处出现高值拉应力,心墙悬臂效应突出。而塑性混凝土心墙与周围土体变形协调,从而让受力状态由刚性时的弯曲作用为主逐渐变为以轴向压力为主,改善了塑性墙的工作条件,增加心墙及坝体安全性。

参考文献:

- [1] 邵磊,余挺,贾宇峰,等.堆石坝心墙内增设加固防渗墙的结构特性研究[J].人民长江,2014,45(7):48-51, 65.

(下转第 112 页)

(上接第 64 页)

- [2] 高莲士.龙羊峡围堰混凝土心墙与堆石坝壳联合作用的有限元分析[J].水利学报,1987(3):59-66.
- [3] 刘立新.茅坪溪防护工程沥青混凝土心墙土石坝施工研究[J].水利水电快报,1997,18(21):7-12.
- [4] 何顺宾,胡永胜,刘吉祥.冶勒水电站沥青混凝土心墙堆石坝[J].水电站设计,2006,22(2):46-53.
- [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):198-203.
- [6] 王清友,王綦正.塑性混凝土防渗墙结构非线性分析及其设计[J].水力发电,1992(8):18-23.
- [7] 王荣鲁,窦铁生,熊 欢.北京大宁水库副坝防渗墙应力变形有限元分析[J].水利水电技术,2010,41(3):46-49.
- [8] 王 刚,张建民,濮家骝.坝基混凝土防渗墙应力位移影响因素分析[J].土木工程学报,2006,39(4):73-77.
- [9] 洪慧俊,马妹英.戈兰滩电站不均匀坝基坝段三维有限元分析[J].水利水电工程设计,2007,26(4):4-6.
- [10] 李国英,王禄仕,米占宽.土质心墙堆石坝应力和变形研究[J].岩石力学与工程学报,2004,23(3):1363-1369.
- [11] 钱亚俊,陈生水.心墙坝应力变形数值模拟结果验证[J].水利水运工程学报,2005(4):11-18.
- [12] 孙大伟,邓海峰,田 斌,等.大河水电站深覆盖层上心墙堆石坝变形和应力性状分析[J].岩土工程学报,2008,30(3):434-439.