双曲拱坝坝肩施工过程稳定性分析*1

徐亭亭1叶明亮1何继军2刘骏1何松标1

(1贵州大学资源与环境工程学院,贵州贵阳 550025;

2都匀市匀城水利有限责任公司,贵州都匀 550081)

【摘要】:在复杂高山峡谷地区,水电站的正常运行受很多因素影响,其中坝肩岩体的稳定性起至关重要的作用。 以金沙江白鹤滩水电站为工程背景,运用 MIDAS 有限元软件建立坝肩三维地质模型,对拱肩槽开挖过程和筑坝过程 进行模拟。根据数值模拟结果,对坝肩岩体在拱肩槽开挖过程和筑坝过程的应力位移变形情况进行了分析,得出结 论:坝肩岩体整体在开挖和筑坝过程处于稳定状态。

【关键词】:双曲拱坝,有限单元法, MIDAS, 拱肩槽开挖, 稳定性分析

【中图分类号】:TU45【文献标识码】:A【文章编号】:1003-6563 (2017) 02-0067-06

0 引言

近年来,随着我国西南地区水利水电工程建设的蓬勃发展,大型水电站的修建成为我国重要的工程项目。在山区峡谷地貌 地区,尤其以两岸狭窄对称的"V"形河谷硬岩地区,拱坝已受到很多工程设计师的亲睐,拱坝是一种特殊的坝型,以结构合理 和体型优美而著称,它具有体积小、工程量省、泄洪布置方便、超载能力强、潜在安全度高、抗震性能好等诸多优点,在水利 工程的建设中,优先采用拱坝已成为工程至关重要的一步^[1-4]。由于拱坝受力的特殊性,坝肩的应力变形程度是评价拱坝整体 安全和稳定的重要指标。拱坝运行的工程实践表明,坝肩的稳定性决定着拱坝的安全,拱坝工程发生的事故,大多与拱坝坝肩 稳定有关^[5-6]。因此,研究双曲拱坝坝肩稳定性有着重大意义。

常用的拱坝坝肩分析方法主要有刚体极限平衡法、有限元法、非连续数值力学法^[7]。有限单元法是将微分方程简化为线性 代数方程组从而求解问题的一种数值分析方法,它对非均质、非线性、复杂边界问题具有很强的适用性^[8]。目前,数值模拟被 广泛采用,很多学者采用数值模拟手段对坝肩稳定性进行分析,在许多工程中得到很高的认可。坝岩体赋存环境十分复杂,坝 基岩体也受深切河谷高应力的影响,其受力情况复杂,本文在基本地质勘察资料的基础上,建立坝肩三维地质模型,分析其在 拱肩槽开挖过程中和在筑坝过程坝肩的应力变形问题。

1工程概况

白鹤滩水电站位于金沙江下游四川省宁南县和云南省巧家县境内,距巧家县城45km,上接乌东德梯级,下邻溪洛渡梯级,

¹收稿日期:2016-12-02;修回日期:无

作者简介:徐亭亭(1992-),女,贵州遵义人,贵州大学资源与环境工程学院在读硕士研究生,主要研究方向:岩土体工程性质 及其应用。 距离溪洛渡水电站 195km,控制流域面积 43.03 万 km²,占金沙江流域面积的 91.0%。是一座以发电为主,兼有防洪、拦沙、改善下游航运条件等综合利用效益的大型水电站,属国家西电东送骨干电源点之一,大坝采用抛物线混凝土双曲拱坝,设计正常蓄水位 825m,最大坝高 289m,坝顶高程 834m。水库总库容 206.27 亿 m³,防洪库容 75.00 亿 m³,电站装机容量 16000MW,是我国继三峡、溪洛渡之后开展前期工作的又一座千万千瓦级的水电站。工程枢纽由混凝土双曲拱坝、泄洪消能建筑物、引水发电系统等主要建筑物组成。

坝址所在河谷呈相对对称的"V"型,坝区属中山峡谷地貌,地势北高南低,向东侧倾斜,左岸坡缓,右岸坡陡。左岸斜坡 多在 20°左右,右岸较陡,总体坡度 65°,坝区两岸为单斜山,左岸为斜顺向坡,右岸为斜反向坡。坝区主要出露地层为二叠 系上统峨眉山组玄武岩(P2β),岩性致密、坚硬、较均一;右岸坡顶出露三叠系下统飞仙关组砂、泥岩,第四系松散堆积物(Q) 主要分布于河床及缓坡台地上,地层呈单斜构造,岩层产状缓倾上游偏右岸。坝区断层较发育,具有 60°以上的陡倾角,以平 移为主,规模较大的有左岸出露的 F17 断层,产状 NE35°~45°,NW70°~80°,横切左岸低高程坝基和抗力体;右岸出露断层 F16,产状为 NW60°~70°, NE80°~90°。

2 数值模型

2.1 方法简介

有限元法是把连续体结构离散,近似地用有限个离散体代替连续体结构。然后,将荷载、约束等边界条件简化或等效,利 用应变位移关系和本构关系,将平衡方程转化为线性方程组来求解。本文采用具有强大分析功能的有限元 MIDAS 软件,建立坝 肩三维地质模型。

2.2 模型范围及边界条件

由于实际地质情况的复杂,数值模型往往不能与实际情况完全相同,所以需对模型进行一定的简化。模型中没有对岩性进行细分,只考虑了微风化和弱风化的玄武岩,在模型中主要考虑发育较大的F16、F17断层。综合考虑各种因素后,模型被分割成43个几何体。

为了消除其边界效应的影响,本计算模型选取范围较大。模拟范围为2000m×1500m×1329m(X×Y×Z),横河向为X轴(指向 右岸为正),顺河向为Y轴(指向下游为正),Z轴方向铅垂(向上为正),Z方向顶面取至地表,高程为1329m,底面取至高程为0 处。

当仅考虑自重应力场时计算模型的边界条件较简单,以 X-Y-Z 轴所在面为模型的三维空间分析面,模型初始边界条件约束为:X 方向前后边界限定 Y 方向位移, Y 方向左右边界限定 X 方向位移,底面边界限定为全约束。

2.3本构模型及参数取值

模型中岩土体采用摩尔库伦强度理论,该破坏准则简单、准确,被广泛应用。混凝土双曲拱坝采用弹性模型。

根据地质勘察资料及相关试验数据,岩体物理力学参数选取依据中国水电顾问集团华东勘测设计研究院提供的《坝线选择 工程地质勘察报告》中的玄武岩参数建议值,综合各种方法,有限元模型中选取的相关物理力学参数取值见表1。

材料类型	重度/ (LN/m ³)	弹性模量	泊松比	内摩擦角	粘聚力
玄武岩	28	51.7	0.22	57	2. 1
弱风化玄武岩	27	35	0. 28	40	1
F ₁₇	25	4	0.32	20	0.1
F ₁₆	25	4	0.30	25	0.1
拱坝	24	24	0.17		

表 1 材料物理力学参数 Tab. 1 Physical and mechanical parameters of the materials

2.4 有限元模型

用混合六面体网格划分单元,即是以六面体为主,将四棱锥和四面体形状组合后生成单元的方式。坝肩拱肩槽按照一定的 开挖坡比设置,分为九步开挖,模拟拱肩槽开挖的过程,见表 2。网格划分完成后,总单元数 607523 个,节点 352444 个,初始 计算模型如图 1 所示,拱肩槽八步开挖模型见图 2。

表 2 拱肩槽开挖对应的高程

Tab. 2 Corresponding elevations of the spandrel groove excavation

步数	第一步	第二步	第三步	第四步	第五步
拱肩槽开 挖对应的 高程/m	地表~834	834 ~ 800	800 ~ 760	760 ~ 720	720 ~ 680
步数	第六步	第七步	第八步	第九步	
拱肩槽开 挖对应的 高程/m	680 ~ 640	640 ~ 610	610 ~ 580	580 ~ 545	



图 1 计算模型 图 2 八步开挖网格模型 Fig. 1 Calculation model Fig. 2 Eight – step excavation model

根据金沙江白鹤滩水电站可行性研究拱坝坝基岩体分类及建基面选择工程地质研究报告提供的数据,混凝土双曲拱坝设计 参数见表 3。拱坝分为八级加载,逐级加载混凝土自重以模拟坝体修建过程。拱坝单元数为 3890 个,节点数 2996 个,如图 3 所 示。

Tab. 3 Design parameters of Baihetan concrete double - arch dam 参 数 量 值 坝高/m 289 坝顶高程/m 834 坝底高程/m 545 顶宽/m 13 底宽/m 72

表3 白鹤滩混凝土双曲拱坝设计参数



拱坝 图 3 Fig. 3 Arch dam

3 结果分析

3.1 位移场分析

消除重力影响的变形后,模型位移云图没有出现任何彩色云块,开挖前三个方向位移均为0,说明模型建立正确。

3.1.1 开挖过程

拱肩槽开挖的过程,两岸坝肩逐渐减载,边坡临空面变形突出,限于篇幅,本文仅选取典型高程的平切面作分析,见图 4 一图6。



图 4 Z = 680 m 高程处平切图 Fig. 4 Sectional view at elevation Z = 680 m



图 5 Z = 720 m 高程处平切图 Fig. 5 Sectional view at elevation Z = 720 m



图 6 Z = 760 m 高程处平切图 Fig. 6 Sectional view at elevation Z = 760 m

从图 4-图 6 可以看出,拱肩槽开挖过程中,岩体发生卸荷回弹,右岸断层与拱肩槽交汇处位移较大,受断层 F16 影响。图 中①区域为形成的张力带,随坡脚变陡和开挖的进行,坡面附近张力带范围也随之扩大和增强。变形向着两岸临空面方向发展, Z 方向位移的变形随着开挖的进行而增大。

3.1.2 筑坝过程

从图 7-图 9 可以看出,随着八次筑坝加载的过程,拱坝两端的位移逐渐减小,拱肩槽位移逐渐增大,坝肩和拱坝接触处位移变形明显,右岸边坡位移变化比左岸边坡大,变化范围在 5mm~7mm 左右。



图 7 Z = 680 m 高程处平切图 Fig. 7 Sectional view at elevation Z = 680 m



图 8 Z = 720 m 高程处平切图 Fig. 8 Sectional view at elevation Z = 720 m



图 9 Z = 760 m 高程处平切图 Fig. 9 Sectional view at elevation Z = 760 m

3.2 应力场分析

3.2.1 开挖过程

从图 10-图 12 可以看出,随开挖过程的进行,伴随坝肩岩体应力重分布,应力随高程的增加而降低,高高程应力小,低高程应力大。开挖过程,主应力变化不大,最大主应力为压应力,量值为 20.7MPa。总体来说,应力随深度的变化符合河谷的一般应力场规律,坡体应力总体为压应力,从坡体外向内部逐渐增大的特征。



Fig. 10 Nephogram of the first principal stress at elevation Y = 680 m



图 11 Y=720 m 高程处第一主应力云图 Fig. 11 Nephogram of the first principal stress at elevation Y=720 m



图 12 Y=760 m 高程处第一主应力云图 Fig. 12 Nephogram of the first principal stress at elevation Y=760 m

3.2.2 筑坝过程

从图 13-图 15 可以看出,筑坝完成后和拱肩槽开挖完后的主应力变化不大,说明筑坝过程对两岸坝肩岩体的影响较小,但 拱坝与坝肩接触处应力较集中,筑坝完成后,由于拱坝自重,抵消了河床底部部分应力。



图 13 Y=680 m 高程处第一主应力云图 Fig. 13 Nephogram of the first principal stress at elevation Y=680 m



图 14 Y = 720 m 高程处第一主应力云图 Fig. 14 Nephogram of the first principal stress at elevation Y = 720 m



图 15 Y=760 m 高程处第一主应力云图 Fig. 15 Nephogram of the first principal stress at elevation Y=760 m

4 结论

本文主要研究了坝肩岩体在卸荷过程和加载过程的变形情况,运用有限元法对坝肩的稳定性作出客观的评价。

1)由以上计算结果分析可知,拱肩槽开挖后向临空面产生卸荷回弹变形,变形发生在边坡浅表部,右岸变形比左岸大;筑坝 完成后,坝肩与拱坝接触处位移变形较明显。总体而言,坝肩岩体变形较小;

2) 开挖完成后,引起岩体应力重分布,应力随高程的增加而降低,最大主应力变化不大,表现为压应力;筑坝完成后,由于 坝体自身重量的影响,抵消部分应力,坝肩无明显的应力集中现象;

3)结合研究区工程地质资料、岩体结构特征和数值模拟结果的综合分析,整个坝肩岩体在拱肩槽开挖过程和筑坝过程处于 稳定状态。

参考文献【REFERENCES】

[1] 王忠耀,李明超,秦朝霞,等. 静动力作用下高拱坝坝肩稳定性三维分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(s1):3058-3063.

WANG Z Y, LI M C, QIN C X, et al. 3D analysis of high arch dam abutment stability under static and dynamic loadings [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(s1) : 3058-3063.

[2] 董建华,谢和平,张林,等. 大岗山双曲拱坝整体稳定三维地质力学模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(10): 2027-2033.

DONG J H, XIE H P, ZHANG L, et al. Experimental study of 3D geomechanical model on global stability of Dagangshan double curvature arch dam [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(10) : 2027-2033.

[3] 张伯艳,陈厚群.用有限元和刚体极限平衡方法分析坝肩抗震稳定[J]. 岩石力学与工程学报,2001,20(5):665-670.

ZHANG B Y, CHEN H Q. Analysis on abutment aseismatic stability by using finite element and rigid body limit equilibrium method [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(5) : 665-670.

[4] 范冰,彭成山,靳聪聪,等. 基于 ADINA 的拱坝坝肩岩体应力变形分析 [J]. 水力发电, 2015, 41(2):29-31.

FAN B, PENG C S, JIN C C, et al. Deformation and stress analysis of abutment rock mass of arch dam based on ADINA [J]. Water Power, 2015, 41(2): 29-31.

[5] 徐湘涛. 金沙江白鹤滩水电站高边坡岩体力学特性及 其稳定性研究 [D]. 成都:成都理工大学, 2012.

[6] 刘先珊,周创兵,王军. 复杂条件下高拱坝应力及坝肩稳定分析 [J]. 岩土力学, 2008, 29(1): 225-234.

LIU X S, ZHOU C B, WANG J. Stress and stability analysis of high arch dam under complex conditions [J]. Rock and Soil Mechanics Jan, 2008, 29(1): 225-234.

[7] 张冲,侯艳丽,金峰. 拱坝-坝肩三维可变形离散元整体稳定分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(6): 226-232.

ZHANG C, HOU Y L, JIN F. Analysis of arch dam-abutment stability by 3D deformable distinct elements [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(6) : 226-232.

[8] 傅作新,钱向东. 有限单元法在拱坝设计中的应用[J]. 河海大学学报, 1991, 19(2):9-12.

FU Z X, QIAN X D . Application of finite element method to the design of arch dams [J]. Journal of Hohai university, 1991, 19(2) : 9-12.