

基于拟静力法的地下洞室群地震响应分析*

张玉敏¹, 杨继华², 崔臻³, 朱泽奇³

(1. 华北水利水电大学资源与环境学院, 郑州 450045; 2. 黄河勘测规划设计有限公司, 郑州 450003;
3. 中国科学院武汉岩土力学研究所, 岩土力学与工程国家重点实验室, 武汉 430071)

摘要:以白鹤滩水电站地下厂房洞室群为研究背景,通过有限元程序 Phase² 建立 13 号机组剖面数值分析模型,基于弹塑性本构关系,采用拟静力法研究了在不同地震加速度作用下洞室群的变形及应力变化特征。结果表明:在不同地震输入方向下,洞周各关键点的位移、应力及洞室边墙相对位移变化不同,在 -0.34 g 的地震加速度作用下,尾调室顶拱的位移及上下游边墙的相对位移分别达到 34.5 cm、12.2 cm,在 0.34 g 的地震加速度作用下,尾调室顶拱出现了较大的应力集中,其中最大主应力增加了 12.8 MPa,会对尾调室的稳定性产生不利影响。

关键词: 地下厂房; 地震响应; 拟静力法; 相对位移

中图分类号: TU45; P315; D325 文献标识码: A 文章编号: 1673-0836(2013)03-0518-05

Seismic Response Simulation of Underground Cavern Group Based on Quasi-Static Method

Zhang Yumin¹, Yang Jihua², Cui Zhen³, Zhu Zeqi³

(1. School of Resource and Environment, North China University of Water Conservancy and Hydroelectric Power, Zhengzhou 450045, China; 2. Yellow River Engineering Consulting Co., Ltd., Zhengzhou 450003, China; 3. China State Key Laboratory of Geomechanics and Geo-technical Engineering Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

Abstract: The two-dimensional simulation model of underground cavern group of Baihetan Hydroelectric Station is established by the finite element software of Phase². The deformation and stress fields of underground cavern group under different seismic accelerations are simulated by the quasi-static method. The results show that the displacements, stress of key points around caverns and relative displacements of side wall of the cavern differ under different seismic input direction. Under -0.34 g accelerations, the displacement of top arch of tailrace surge chamber is 34.5 cm, and the relative displacement between two walls is 12.2 cm. Under 0.34g acceleration, the stress concentration occurs in top arch of tailrace surge chamber, with 12.8MPa increase in max stress, which has adverse effect on stability of tailrace surge chamber.

Keywords: underground cavern; seismic response; quasi-static method; relative displacement

1 引言

我国西南地区兴建了大批的水电工程,由于地

形条件限制,大都采用了地下式厂房,并形成了大跨度高边墙的地下洞室群。同时,该地区处于高地震烈度区,如果发生强震,地下洞室群有可能发生

* 收稿日期: 2012-11-02(修改稿)

作者简介: 张玉敏(1978-) 男,山东德州人,博士,讲师,主要从事大型地下洞室群抗震分析研究工作。

E-mail: zhangyumin1234@sina.com

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划资助项目(No. 90715042); 华北水利水电学院高层次人才科研启动项目

破坏,如在2008汶川地震中,多座山岭隧道和水工地下厂房发生破坏^[1-3]。因此水电站地下厂房洞室群的抗震安全性十分重要。

目前的地下结构地震响应分析主要有两种方法,即动力时程分析法和拟静力法。现行的《水工建筑物抗震设计规范》^[4]考虑到现实中广泛采用时程分析方法的困难,仍然推荐了拟静力分析方法。拟静力法是一种用静力学方法近似解决动力学问题的简易方法,它发展较早,迄今仍然被广泛使用。地震作用下拟静力分析法的基本思想是在静力计算的基础上再考虑地震惯性力的作用,将地震作用简化为水平方向或垂直方向的不变加速度作用,此加速度产生作用于不稳定体质心的惯性力,即将地震作用采用一个附加的地震惯性力来代替^[5,6]。

本文以金沙江流域白鹤滩水电站地下厂房洞室群为研究背景,以13号机组剖面为分析剖面,通过有限元程序Phase²建立数值分析模型,采用拟静力分析方法,研究地下厂房洞室群在不同地震荷载作用下变形及应力响应特征。

2 工程概况

拟建的白鹤滩水电站位于四川省宁南县和云南省巧家县交界的金沙江下游,其引水发电建筑采用地下式,其中右岸厂区三大洞室主副厂房洞、主变洞、尾水调压室平行布置,主副厂房洞尺寸439 m×32.2/29 m×78.5 m(长×宽×高),主变洞尺寸400 m×20.5 m×33.2 m(长×宽×高),尾水调压室尺寸321.6 m×27.6 m×103.5 m(长×宽×高)^[7]。白鹤滩水电站地下厂房洞室群处在地震活动强烈的高山峡谷地区,地震基本烈度为Ⅷ度,根据地震危险性分析,地震峰值加速度在50年超越概率63%下为0.051 g,在50年超越10%下为0.165 g,在50年超越5%下为0.219 g,在100年超越2%下为0.340 g。

在右岸地下厂房区域发育的岩层主要有新鲜状隐晶质玄武岩($P_2\beta_3^4$ 、 $P_2\beta_4$ 、 $P_2\beta_5$ 及 $P_2\beta_6^1$)、斑状玄武岩夹杏仁玄武岩、玄武质角砾熔岩等,以隐晶质玄武岩为主,岩质坚硬。右岸地下厂房区域岩体新鲜较完整,岩块嵌合紧密,无区域断裂切割,构造型式以断层、节理裂隙、层间错动带和层内错动带为特征。

根据地应力测试结果,右岸厂房区的最大主应力值约为19.2~24.6 MPa,平均值约为21.8 MPa,

方向以NEE为主;最小主应力值约为5.2~11.5 MPa,方向以NNW为主。

3 计算条件

3.1 计算区域

通过有限元程序Phase²建立白鹤滩水电站地下厂房13号机组剖面的数值模型。在计算所在的坐标系中,以与厂房轴线垂直方向为X轴,以指向下游方向为正;Y轴为竖直方向。区域范围为X向由主厂房中心线向上游方向延伸450 m,向下游方向延伸450 m,共900 m;Y向由高程300 m延伸至地表。在研究区域内,考虑了对洞室群稳定影响较大且穿过厂房洞室群区域的层间错动带有 C_3 、 C_4 和 C_5 。仅考虑对地下洞室群围岩稳定影响较大的Ⅱ类围岩和Ⅲ类围岩,忽略位于坡面附近影响较小的全强弱风化层。计算区域两侧采用法向约束,底部采用固定约束,共划分了6 745个节点,13 223个单元,模型网格见图1。

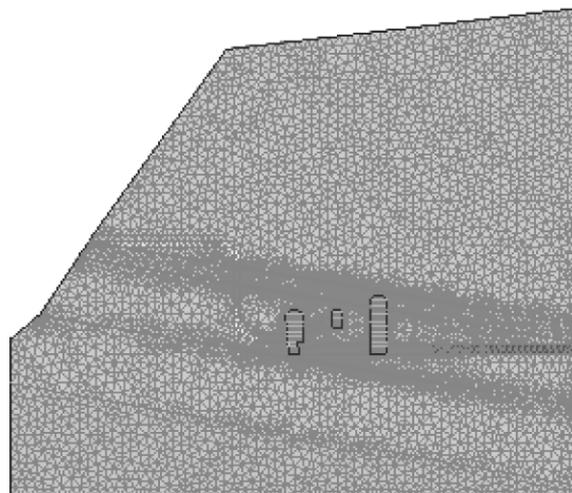


图1 13号机组剖面计算模型及网格划分

Fig. 1 Simulation model of No. 13 unit section

为研究洞周分步开挖变形,在三大洞室周围设置了若干位移监测点,称为洞周关键点,监测点布置及编号如图2所示。

3.2 弹塑性模型及岩体力学参数

各类围岩均采用弹塑性Mohr-Coulomb模型,岩体力学参数计算采用值见表1。分析区域内,岩体竖直方向(Y向)的地应力按自重应力场施加,垂直厂房轴线方向(X向)和厂房轴线方向(Z向)按自重应力场竖直方向应力乘以相应侧压力系数施加。在此基础上,计算出初始地应力场,然后对主厂房、主变室和尾水调压室进行施工开挖过程模

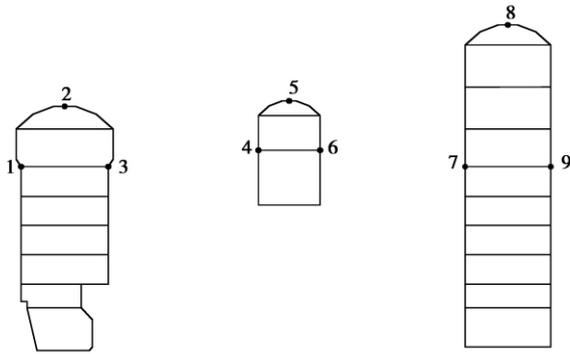


图2 监测点布置图

Fig.2 Layout of monitoring points

型^[8],引水洞和尾水洞开挖岩体采用等效弱化的方式处理。在地震响应的拟静力法分析中,分别考虑了X向和-X向两种输入方向,峰值加速度考虑了0.01 g、0.02 g、0.04 g、0.051 g、0.08 g、0.12 g、0.165 g、0.18 g、0.2 g、0.219 g、0.25 g、0.34 g共13个水平加速度。

表1 岩体力学参数

Table 1 Mechanical parameters of rock mass

岩层 分级	密度 (kg/m ³)	变形 模量 (GPa)	泊松 比	抗剪断强度	
				摩擦角 (°)	粘聚力 (MPa)
II	2 800	15	0.23	53.5	2.5
III	2 700	10	0.25	48.2	2.2
C ₃ 和 C ₅	2 350	0.9	0.35	18.3	0.4
C ₄	2 350	0.7	0.35	16.7	0.3

4 计算结果分析

4.1 变形分析

图3和图4分别给出了在X向和-X向地震作用下洞周各关键点的位移值随加速度变化曲线。由图3可知,在X向地震作用下,洞周各关键点的位移值与输入的加速度值基本上呈线性关系增加,当加速度为0.34 g时,尾调室下游边墙位移值为7.4 cm,其余各关键点的位移值在11.6~13.3 cm之间。

由于洞室结构的不对称性和围岩中层间错动带的影响,在-X向地震作用下洞周各关键点的位移值与X向地震作用有明显区别,由图4可以看出,在0~0.2 g范围内,各关键点位移与加速度基本上呈线性关系增加,但当加速度大于0.2 g后,位移增幅明显变大,当加速度从0.30 g增加到0.34 g时,各关键点位移值增加了12.2~15.5 cm。

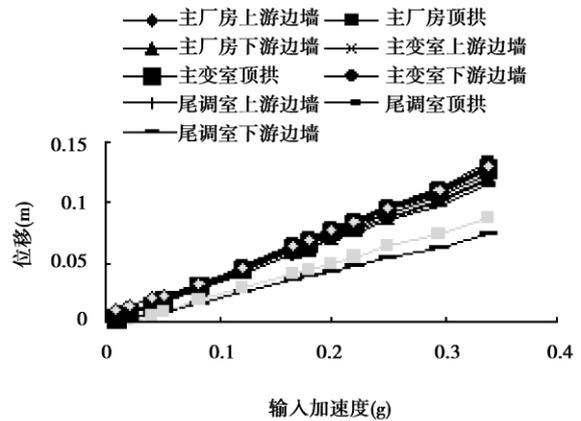


图3 X向地震作用向各关键点位移

Fig.3 Key point displacements under earthquake X
当加速度为0.34 g时,尾调室上游边墙位移值为18.0 cm,其余各关键点的位移值在30.2~37.3 cm之间。

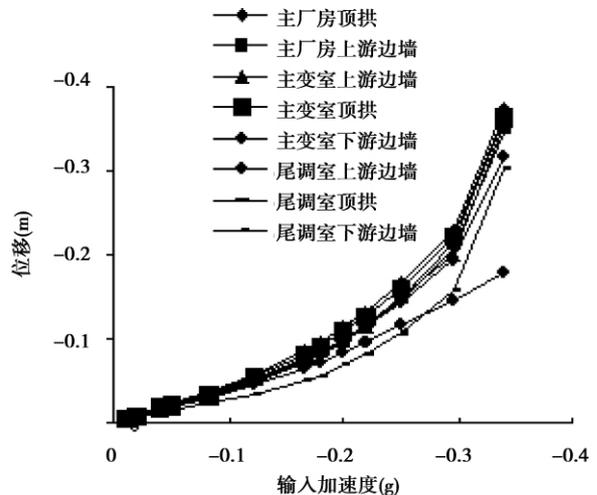


图4 -X向地震作用下向各关键点位移

Fig.4 Key point displacements under earthquake -X

一般情况下,地下洞室的破坏是由围岩相对位移引起的^[10],因此在地下洞室的抗震分析中,围岩的相对位移值更值得注意。图5和图6给出了主厂房、主变室及尾调室的边墙关键点1~3、4~6及7~9(图2)的相对位移与输入加速度的关系曲线。可以看出,在X向地震作用下,随着输入加速度增加,主厂房、主变室边墙的相对位移值基本上保持不变,当输入加速度为0.34 g时相对位移值分别为0.6 cm和0.4 cm;由于层间错动带在尾调室边墙出露,尾调室边墙的相对位移随着输入加速度的增加而增加,在加速度为0.34 g时,相对位移值为4.9 cm,相比主厂房和主变室大了一个数量级。

在-X向地震作用下洞室边墙的相对位移与

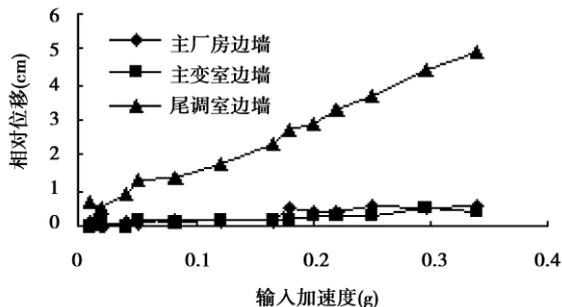


图 5 X 向地震作用下向各关键点相对位移

Fig. 5 Relative key point displacements under earthquake X
 X 向地震作用有明显差别,在输入加速度 0~0.30 g 时,各关键点相对位移相差不大,但当输入加速度由 0.30 g 增加到 0.34 g 时,主厂房、主变室边墙相对位移分别增加了 2.1 cm 和 12.2 cm,而尾调室边墙相对位移减小了 3.8 cm。这说明,主厂房和主变室边墙有相互拉开的趋势,而尾调室边墙有相互靠近的趋势,且主变室边墙相对位移值较大,可能引起围岩的拉裂破坏,应当引起重视。

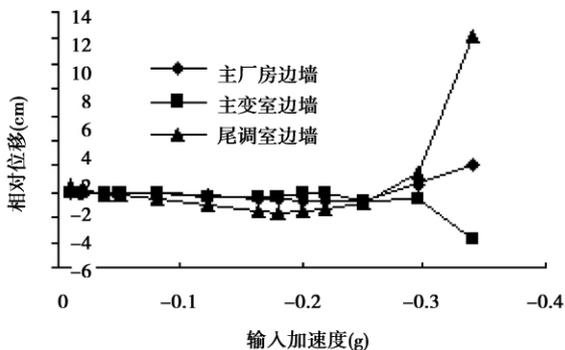


图 6 -X 向地震作用下向各关键点相对位移

Fig. 6 Relative key point displacements under earthquake -X
 4.2 应力分析

图 7~9 给出了洞周各关键点在 X 向地震输入条件下的最小主应力、中间主应力及最大主应力增量与输入加速度的关系曲线。由图 7 可以看出,主厂房、主变室和尾调室下游边墙最小主应力基本上保持不变,主厂房、主变室和尾调室上游边墙及主厂房、主变室顶拱最小主应力随着输入加速度的增大而减小,尾调室顶拱最小主应力随着输入加速度增大而增大。

由图 8 可以看出,主变室顶拱和主尾调室上下游边墙的中间主应力基本上保持不变,主厂房和主变室上游边墙中间主应力随着加速度值的增大而小幅降低,主厂房顶拱及下游边墙、主变室下游边墙和尾调室顶拱的中间主应力随着输入加速度值

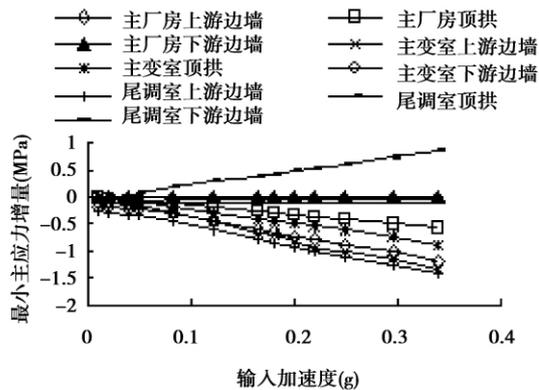


图 7 X 向地震作用下向各关键点最小主应力增量

Fig. 7 Min main stress increase of key points under earthquake X
 的增大而增大,其中尾调室顶拱部位增幅较大,在 0.34 g 的加速度输入条件下增大了 3.14 MPa。

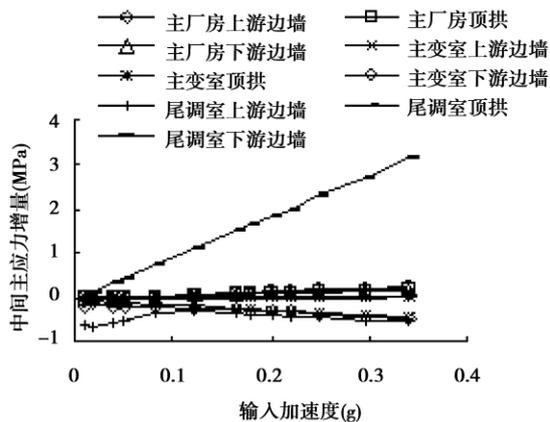


图 8 X 向地震作用下向各关键点中间主应力增量

Fig. 8 Intermediate main stress increase of key points under earthquake X

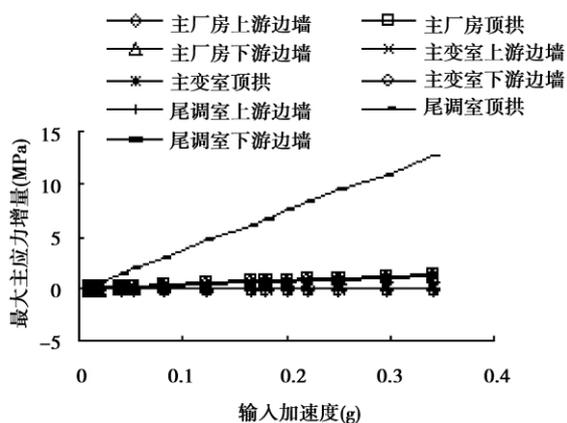


图 9 X 向地震作用下向各关键点最大主应力增量

Fig. 9 Max main stress increase of key points under earthquake X

由图 9 可以看出,主厂房和主变室上游边墙、尾调室上游和下游边墙的最大主应力基本上没有

发生变化,主厂房拱和下游边墙、主变室顶拱和上游边墙随着输入加速度的增大而小幅增大,尾调室顶拱在 0.34 g 的加速度输入条件下,最大主应力增加了 12.8 MPa,出现了较大的应力集中。

5 结 语

以白鹤滩水电站地下厂房洞室群为研究背景,通过有限元程序 Phase² 建立了数值分析模型,采用拟静力法研究了在输入不同地震加速度条件下洞室群的变形及应力变化特征:

(1) 在 X 向地震作用下,随着输入加速度的增大,洞周各关键点的位移及尾调室上下游边墙的相对位移基本上呈线性增加,主厂房、主变室上下游边墙的相对位移没有明显变化;在 -X 向地震作用下,当加速度由 -0.30 g 增加到 -0.34 g 时,洞周各关键点的位移值增幅明显变大,且三大洞室边墙的相对位移也发生明显变化。

(2) 在 X 向地震作用下,随着输入加速度的增大,洞周各关键点的最小主应力、中间主应力及最大主应力都有不同程度的变化,尾调室顶拱部位的三大主应力都随着输入加速度的增大而增大,其中最大主应力在输入加速度为 0.34 g 时达到了 12.8 MPa,出现了较大程度的应力集中。

本例分析表明,地震对地下洞室群的相对位移和主应力的影响较大。峰值加速度越大,则影响就越大。在西部地区对地下洞室群进行抗震稳定性分析时,尤其要注意两侧边墙的相对位移和地下洞室顶拱的应力情况,这对做出安全经济的支护方案具有一定的工程参考意义。

参考文献(References)

- [1] W. L. Wang, T. T. Wang, J. J. Su. Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chii-Chi earthquake [J]. *Tunnelling and underground space technology*, 2001, 16(1): 133-150.
- [2] 李天斌. 汶川特大地震中山岭隧道变形破坏特征及影响因素分析[J]. *工程地质学报*, 2009, 16(6): 742-750. (Li Tianbin. Failure characteristics and influence factor analysis of mountain tunnels at epicenter zones of great Wenchuan earthquake [J]. *Journal of Engineering Geology*, 2009, 16(6): 742-750. (in Chinese))
- [3] 左双英, 肖明. 映秀湾水电站大型地下洞室群三维非

线性损伤地震响应数值分析[J]. *水力发电学报*, 2009, 28(5): 127-133. (Zuo Shuangyin, Xiao Ming. 3D numerical analysis on nonlinear damage seismic response of large underground caverns of Yingxiuwan hydropower station [J]. *Journal of Hydroelectric Engineering*, 2009, 28(5): 127-133. (in Chinese))

- [4] 中华人民共和国水利部. 水工建筑物抗震设计规范(SL203-97) [S]. 北京: 水利水电出版社, 1998. (Ministry of Water Resource of the People's Republic of China. Specifications for seismic design of hydraulic structures [S]. Beijing: China Water Power Press, 1998. (in Chinese))
- [5] 张楚汉. 水利水电工程科学前沿[M]. 北京: 清华大学出版社, 2002. (Zhang Chuhan. Scientific advance in hydraulic and hydroelectric engineering [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2002. (in Chinese))
- [6] 贺少辉. 地下工程[M]. 北京: 清华大学出版社, 2006. (He Shaohui. Underground engineering [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2006. (in Chinese))
- [7] 中国水电顾问集团华东勘测设计研究院. 金沙江白鹤滩水电站可行性研究选坝阶段柱状节理玄武岩专题研究工程地质报告[R]. 杭州: 华东勘测设计研究院, 2006. (HydroChina Huadong Engineering Corporation. Geological report on columnar jointed basalt of Baihetan hydroelectric station under feasibility study [R]. Hangzhou: HydroChina Huadong Engineering Corporation, 2006. (in Chinese))
- [8] 殷有泉. 非线性有限元基础[M]. 北京: 北京大学出版社, 2007. (Yin Youquan. Fundamental of non-linear finite element [M]. Beijing: Peking University Press, 2007. (in Chinese))
- [9] 梅松华, 盛谦, 邓建辉. 龙滩水电站地下厂房洞室群围岩变形与稳定性的二维弹塑性分析[J]. *河北大学学报(自然科学版)*, 2004, 24(4): 357-361. (Mei Songhua, Sheng Qian, Deng Jianhui. 2-D elasto-plastic analysis on deformation and stability of rock mass in powerhouse area of Longtan hydropower station [J]. *Journal of Hebei University (Natural Science Edition)*, 2004, 24(4): 357-361. (in Chinese))
- [10] 李小军, 卢滔. 水电站地下厂房洞室群地震反应显式有限元分析[J]. *水力发电学报*, 2009, 28(5): 41-46. (Li Xiaojun, Lu Tao. Explicit finite element analysis of earthquake response for underground caverns of hydropower stations [J]. *Journal of Hydroelectric Engineering*, 2009, 28(5): 41-46. (in Chinese))