

陡倾角沉积岩地层中大型地下厂房开挖围岩 变形失稳特征和反馈分析

丁秀丽¹, 董志宏¹, 卢波¹, 张风², 邬爱清¹

(1. 长江科学院 水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010;

2. 长江水利委员会 长江勘测规划设计研究院, 湖北 武汉 430010)

摘要: 介绍彭水水电站地下主厂房洞室施工过程中高边墙围岩的变形破坏特征、相应的加固处理措施以及围岩监测成果等; 在此基础上, 开展主厂房围岩施工期的动态反馈分析。研究表明: 对于陡倾角层状岩体中开挖的大型地下洞室群, 围岩中分布的软弱结构面和岩层层面对上、下游边墙的变形与稳定起着控制性作用, 陡倾角、顺向岩层组合的高边墙其变形失稳模式以典型的滑移破坏为主; 而陡倾角、逆向岩层组合的高边墙则以沿层面的张裂、折断、倾倒变形后的坍塌破坏为主。通过开展施工期围岩监测反馈分析, 为彭水水电站地下厂房的动态设计和信息化施工提供了重要依据。

关键词: 岩石力学; 彭水水电站地下厂房; 大跨度高边墙; 陡倾角岩层; 围岩变形失稳; 反馈分析

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2008)10 - 2019 - 08

DEFORMATION CHARACTERISTICS AND FEEDBACK ANALYSIS OF SURROUNDING ROCK OF LARGE UNDERGROUND POWERHOUSES EXCAVATED IN STEEPLY DIPPED SEDIMENTARY ROCK STRATA

DING Xiuli¹, DONG Zhihong¹, LU Bo¹, ZHANG Feng², WU Aiqing¹

(1. *Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of Ministry of Water Resources, Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan, Hubei 430010, China*; 2. *Changjiang Institute of Survey, Planning, Design and Research, Changjiang Water Resources Commission, Wuhan, Hubei 430010, China*)

Abstract: The deformation and failure characteristics of the surrounding rock of the high side wall of underground powerhouses of Pengshui Hydropower Station, corresponding supporting and processing scheme and the monitoring results, are described. Then dynamic feedback analysis is performed and the result is given. The result shows that the stability of high side wall is very critical when excavating large underground caverns in steeply dipped sedimentary rock strata; the deformation and stability of the surrounding rock is primarily dominated by weak structure plane and bedding plane. For the high side wall with steep dip angle and consequent rock strata, the deformation and failure mode of surrounding rock are typical sliding along the bedding plane; and for the high side wall with steep dip angle and obsequent rock strata, the deformation and collapse are caused by tension crack, break off and toppling. The results of feedback analysis based on the deformation monitoring data can provide important references to dynamic support design and information construction of the underground powerhouses.

收稿日期: 2008 - 06 - 10; **修回日期:** 2008 - 07 - 23

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50539110, 50639090)

作者简介: 丁秀丽(1965 -), 女, 博士, 1987年毕业于合肥工业大学水利水电工程专业, 现任教授级高级工程师, 主要从事岩石力学数值分析方面的研究工作。E-mail: dingxl@cjw.com.cn

Key words: rock mechanics; underground powerhouse of Pengshui Hydropower Station; large-span and high side wall; rock stratum with steep dip angle; deformation and failure characteristics of surrounding rock; feedback analysis

1 引言

沉积岩是地壳表面分布最广的岩石, 大约占全世界陆地面积的 75.0%, 在我国约占 77.3%。沉积岩具有明显的层状构造, 结构面以层理面为主, 并伴有层间错动及泥化夹层等软弱结构面发育。这类层状岩体最显著的特征是分布有一组优势结构面, 呈现出强烈的各向异性, 岩体的工程特性主要受控于岩层产状及岩层组合。由于层状岩体在自然界中分布广泛, 水电工程大型地下电站的建设经常会遇到这类岩体的变形与稳定问题^[1~7]。国内已建的龙滩、构皮滩、索风营、水布垭、东风水电站以及琅琊山、西龙池抽水蓄能电站等地下厂房洞室群均修建于不同倾角的层状岩体中, 对层状岩体特别是陡倾角层状岩体中开挖大型洞室群其围岩的变形破坏特征、加固处理措施等进行研究及工程经验总结具有重要的现实意义。

彭水水电站是乌江流域开发的一个重要梯级电站, 电站位于乌江干流下游, 毗邻重庆彭水县, 以发电为主, 总装机容量 1 750 MW。彭水水电站布置在坝址右岸, 由引水渠、进水塔、5 条引水隧洞、地下厂房洞室、母线出线洞(井)、地面变电所、交通洞(井)、5 条变项高尾水隧洞、尾水检修闸门廊道(井)和厂外防渗排水系统等建筑物组成。主厂房洞室位于坝址区地质条件较好的奥陶系下统南津关组($O_n^1 \sim O_n^5$)岩层中, 总体稳定条件较好, 但围岩中各类软弱夹层及岩层面较为发育, 对围岩的变形与稳定十分不利。主厂房顶拱部位为 O_n^{3-2} , O_n^{3-3} , O_n^4 层灰岩、串珠体页岩等, 以厚层、中厚层状岩体为主, 岩性坚硬、新鲜、完整, 围岩分类均为 II 类岩体。上游侧边墙岩层倾向洞壁上游, 边墙岩体为 O_n^{3+4} 层灰岩与串珠体页岩, 为 II 类围岩; 岩层内分布有 305, 401, 404, 406 等 II 类夹层和 C_2 夹层, 一般厚度不大, 夹泥断续分布。下游侧边墙岩层倾向洞内, 边墙岩体为 O_n^{1+2+3} 层灰岩与页岩、串珠体页岩, O_n^2 为 III 类围岩, 其余为 II 类围岩; O_n^2 页岩的中、上部为串珠体页岩及灰岩, 位于边墙下部, 岩体强度与灰岩相比较低。

主厂房纵轴线平行于地层走向($NE22^\circ \sim 25^\circ$)布置, 岩层倾角 $60^\circ \sim 70^\circ$ 。上游侧高边墙为陡倾角、

逆向岩层组合; 下游侧高边墙为陡倾角、顺向岩层组合。主厂房上覆岩体厚度最大约 200 m, 最小约 130 m。厂房区地应力不高, 最大主应力均值约 10 MPa, 中主应力均值约 7 MPa, 最大主应力平均方位角 $NE20^\circ$ 。为避免主厂房洞室穿越规模较大的岩溶系统、顺层发育的溶蚀带以及软弱夹层等不利地质缺陷, 主厂房轴线布置与坝址区岩层走向一致。主厂房总长 252 m, 岩壁吊车梁以上最大开挖宽度 30.0 m, 岩壁吊车梁以下宽度 28.5 m; 主厂房开挖总高度约 78.5 m, 全断面开挖高度 59.0 m, 属超大型洞室, 大跨度高边墙围岩稳定问题突出^[8]。

在可研、招标及施工设计阶段, 针对彭水水电站地下主厂房洞室的围岩稳定、支护参数及施工开挖步序, 进行了设计、地质、科研的多种方法和手段的综合分析, 以及大量的数值模拟计算与试验研究。关于围岩稳定性评价的主要结论^[9~11]如下:

(1) 对于彭水水电站地下厂房这类地质条件下的大规模洞室开挖, 如果围岩不进行喷锚支护, 主厂房上、下游边墙将出现严重的卸荷松弛, 从而产生不同程度的开裂、倾倒或滑移破坏。

(2) 上、下游边墙围岩潜在的破坏机制不尽相同, 下游侧以典型的滑动破坏为主, 上游侧则以松动变形、倾倒变形后的坍塌为主。

(3) 厂房顶拱具有良好的自稳能力, 是稳定性最好的工程部位之一。

(4) 在上游边墙, 因为多个开挖面的存在及多面临空的条件, 松弛变形是不可避免的, 尽管这些松弛、变形及破坏最终都是通过结构面表现出来, 但不会像下游边墙那样突出地受某一优势性结构面的控制。

(5) 设计拟定的加固措施可以有效地改善围岩应力状态, 限制洞室开挖变形及岩层面的张开和错动, 从总体上保证围岩开挖稳定。

本文重点介绍彭水水电站地下厂房施工开挖过程中围岩的变形特征、失稳模式、支护方案的调整、现场监测成果以及施工期的动态反馈分析工作。

2 主厂房施工过程中出现的主要问题

2.1 施工进度

主厂房洞室开挖于 2003 年 9 月开始, 至 2006

年 5 月主厂房开挖与支护施工全部完成, 机窝开始浇筑混凝土。厂房分层开挖的施工顺序与支护进程参见图 1 和表 1。

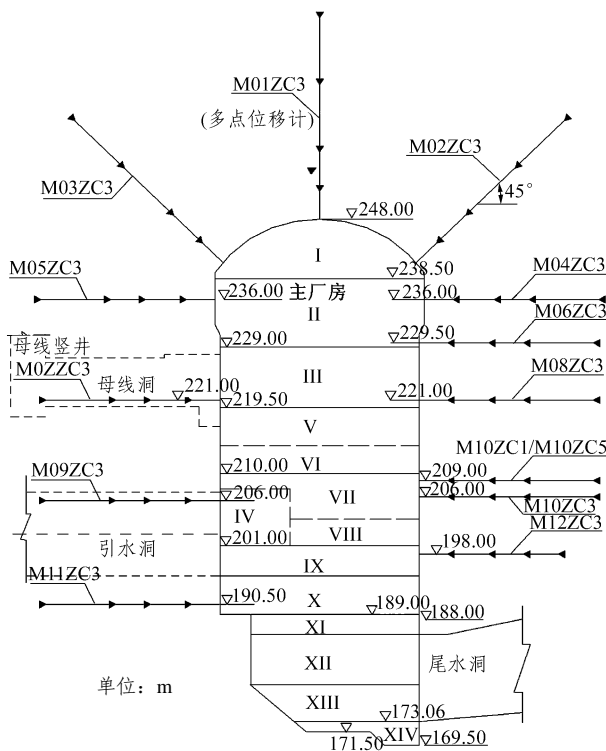


图 1 主厂房分层开挖与监测布置图

Fig.1 Step excavation scheme and monitoring layout of the main powerhouse

表 1 主厂房分层开挖及支护进程

Table 1 Step excavation and support process of the main powerhouse

年月日

层数	开挖		锚喷支护	
	开挖时间	结束时间	开始时间	结束时间
I 层	20030914	20040112	20031212	20040428
II 层	20040225	20040529	20040530	20040928
III 层	20040805	20041014	20040820	20050522
IV - 1 层	20050510	20050616	20050520	20050630
IV - 2 层	20050618	20050716	20050623	20050719
V 层	20041129	200508	20050823	20050827
VI 层	20050823	20050921	20050823	20051006
VII 层	20050921	20051018	200510	200511
VIII, IX 层	20051018	200605	200511	200605

2.2 系统支护

围岩支护以喷锚支护为主, 其中主厂房全断面采用喷混凝土喷护, 喷混凝土采用 C25 的喷钢纤维

混凝土、厚度 15 cm。

主厂房顶拱采用了系统的钢楔头涨壳式中空注浆张拉锚杆, 间排距 1.5 m×1.5 m, 按长短 10, 8 m 相间布置。锚杆直径 32 mm、锁定张拉力 150 kN。

上、下游边墙采用系统的普通砂浆锚杆及预应力锚索, 并对各交叉洞口处进行了锁口加强锚杆加固。普通砂浆锚杆间排距 1.5 m×1.5 m, 按长短 9, 6 m 相间布置; 预应力锚索采用无黏结预应力锚索, 间排距 4.5 m×4.5 m, 锚索长度 25 m。预应力锚索张拉锁定张拉力 1 500 kN。

2.3 主厂房开挖过程中出现的主要问题

主厂房施工过程中出现的主要问题是洞室上、下游边墙围岩受层面与节理裂隙切割的影响以及支护施工滞后等原因, 在开挖爆破过程中, 局部围岩产生松动张裂, 上游边墙表现为局部倾倒破坏(见图 2), 下游边墙则以顺层滑移为主。特别是当厂房开挖第 3 层(219~229 m 高程)时, 部分洞段下游边墙出现较明显的开裂、沿层面滑移及塌落等现象(见图 3), 沿岩层面的张裂错动缝宽 1~2 cm, 并随开



图 2 主厂房上游边墙的倾倒破坏

Fig.2 Toppling failure of upstream sidewall of main powerhouse



图 3 主厂房下游边墙沿层面裂隙张开塌落

Fig.3 Fracturing and collapsing along the bedding plane of downstream sidewall of the main powerhouse

挖变形持续发展,一般张开宽5~10 cm。主厂房提前开挖V层 O_2^m 页岩段时也出现部分垮塌。岩锚梁部位围岩有较明显的张裂和错动变形,岩锚梁施工过程中,发现下游边墙锚杆在注浆过程中有串浆现象。当施工开挖至主厂房下部时,受集中爆破以及下游边墙页岩部位层面出露等因素的影响,下游边墙页岩层面张裂明显,边墙中下部位移和锚索轴力出现跳跃性增长(开挖至机窝平台),其变化速率明显增大。

2.4 应对措施及加固处理方案

针对主厂房下部开挖过程中其下游边墙陡倾顺层围岩位移速率和锚索受力明显增大的现象,将普通砂浆锚杆改为张拉锚杆、提前对尾水洞顶拱进行支护、在190 m高程增加1排预应力锚索、对尾水洞洞脸部位增加锁口预应力锚索等一系列加固措施,同时采用预裂爆破预留岩埂保护边墙,严格限制开挖爆破强度等措施。

主厂房开挖至机窝平台时,对上、下游边墙受爆破开挖影响的浅部松弛岩体及软弱层面采取了固结灌浆处理,从2005年11月10日~12月10日,历时1个月;同时,进行了声波测试和裂隙透水率统计。卸荷岩体声波测试成果表明:灌浆后在边墙6 m深度范围内岩体的波速普遍由灌浆前的小于4 000 m/s提高到4 000 m/s以上,波速平均提高10%。裂隙透水率统计表明:大部分注浆孔的透水率为1~10 Lu,较灌浆前的透水率100~300 Lu有了明显的减小,厂房下游边墙的岩体渗透等级属“弱透水”。通过上述部位的观察和透水率对比,说明浅部围岩施工爆破产生的裂隙十分发育,这也是厂房下游边墙在2005年9~11月期间围岩变形速率增大,位移出现跳跃性增长的重要原因。

通过上述处理措施,围岩的位移变化率得到明显控制,从2005年12月~2006年5月后续机窝开挖过程中围岩整体上位移无明显的增长。

3 施工期围岩监测及反馈分析

根据现场监测信息,进行地下洞室围岩变形与稳定的反馈分析,对开挖过程中围岩性态作出合理评价和分析,并适时调整施工步序和支护参数对确保地下洞室施工期和今后长期运营过程中围岩的稳定与安全具有重要意义^[12~14]。

彭水水电站地下厂房施工期围岩的反馈分析,

跟踪了主厂房从第3层开挖完至洞室全部开挖完成的整个过程(2005年3月~2006年5月)。在对监测资料进行系统分析的基础上,基于围岩监测数据采用考虑多因素、多变量的智能反演方法对围岩力学参数和地应力实施动态反演识别,以反演的参数作为输入,对主厂房后续开挖围岩的变形与稳定性状态进行判别,及时调整洞室施工与支护方案,实现地下洞室群稳定状态的实时估计、预测和评价。

3.1 围岩监测成果

主厂房共布置了7个监测断面。其中,3个主要监测断面:断面B(桩号0+176.2 m,1[#]机组中心线)、断面D(桩号0+106.2 m,3[#]机组中心线)、断面F(桩号0+36.2 m,5[#]机组中心线)布设有多点位移计,自2004年1月21日起各观测点逐步取得初值;4个一般监测断面:断面A(桩号0+205.0 m)、断面C(桩号0+141.2 m)、断面E(桩号0+71.2 m)、断面G(桩号0+13.9 m)。厂房开挖过程中的监测资料^[15]表明:

(1) 厂房顶拱以向洞内的收敛变形为主,位移量值相对较小,随施工开挖位移呈缓慢增长。截至2006年5月,拱顶中心线上垂90°的多点位移计M01ZC的累积位移为6.55 mm,3月份月变形量0.31 mm,5月份月变形量为0.22 mm,变化速率不大,其变形趋势基本收敛。

(2) 上、下游边墙以水平向位移为主,最大位移出现在下游边墙页岩 O_2^m 出露部位(页岩在下游边墙190~210 m高程范围内出露)以及页岩与下部灰岩交界的软弱夹层部位,到2005年11月最大累计位移达到42 mm,出现在0+106.2 m断面的下游边墙206 m高程。经加固处理后,从2005年11月~2006年2月间该部位位移值有微量增加,增加了约0.6 mm;从2006年3~5月其位移值有缓慢减少的趋势,累计位移值从42.51 mm减少为42.39 mm。由于监测仪器大多是在洞室爆破开挖后的一段时间内埋设的,故有一部分围岩的变形尚未监测到。图4,5给出了围岩位移历时曲线。

(3) 上游边墙围岩变形明显小于下游边墙。截至2005年11月,上游边墙围岩水平向位移一般为5~15 mm;至2006年3月,上游边墙有部分多点位移计测点的位移呈缓慢增大的趋势(月变形量为0.64 mm),至2006年5月位移逐渐收敛(月变形量为0.39 mm)。

(4) 锚索和锚杆轴力的快速增长主要伴随着厂

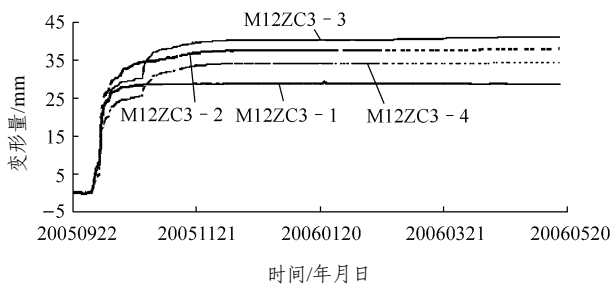


图 4 厂房 0 + 106.2 m 断面下游边墙 198 m 高程围岩变形量历时曲线

Fig.4 Variation of deformation with time for section 0 + 106.2 m(downstream sidewall, elevation 198 m)

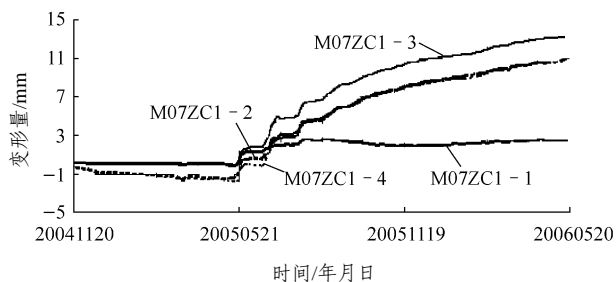


图 5 0 + 176.2 m 断面上游边墙 221 m 高程围岩变形量历时曲线

Fig.5 Variation of deformation with time for section 0 + 176.2 m(upstream sidewall, elevation 221 m)

房新的施工开挖与爆破。2005 年 7 月以后随着施工开挖与爆破, 锚索和锚杆轴力出现跳跃性增长。到 2005 年 11 月, 锚索最大轴力达到 2418.4 kN, 相对于张拉锁定值增加了 502 kN(出现在 0 + 36.2 m 断面下游边墙 210 m 高程处的锚索测力计, 如图 6 所示, 锚索荷载已达到测力计的上限)。

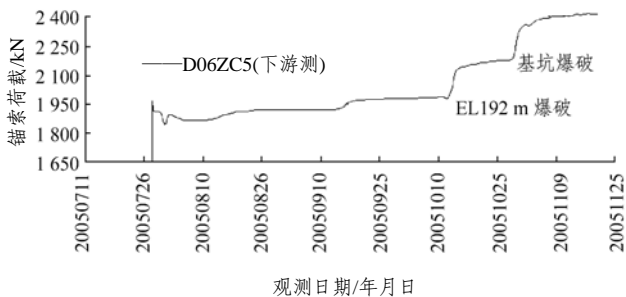


图 6 0+36.2 m 断面下游边墙 210 m 高程锚索测力计变化曲线
Fig.6 Variation of anchorage cable dynamometer with time for section 0 + 36.2 m(downstream sidewall, elevation 210 m)

(5) 厂房上、下游边墙经固结灌浆处理后, 自 2005 年 11 月~2006 年 5 月, 各断面的锚索测力计和锚杆应力计增加不明显, 表明厂房洞周围岩已基

本趋于稳定。

(6) 岩锚吊车梁部位的锚杆轴力值较大, 普遍为 150~240 kN, 在 2006 年 2~5 月间锚杆轴力变化不大。埋设在岩锚梁的测缝计累积张开度小于 0.9 mm。

3.2 位移反分析方法

彭水水电站地下厂房穿越的不同岩层达十余种(包括各类岩层层面和软弱夹层等), 所涉及到的岩体力学参数有数十个, 且施工过程复杂, 开挖边界及洞周围岩的力学参数在不断变化, 对于这类多变量高度非线性系统的参数反演问题, 采用传统的反分析方法通常很难获得令人满意的结果。

本文采用了基于神经网络和遗传算法的位移反分析方法, 其基本思路为, 先采用数值方法建立工程岩体的计算模型, 通过大量的数值分析获得神经网络的训练样本; 再利用神经网络的学习和记忆功能对样本进行逆辨识学习, 即训练网络; 利用遗传算法的全局优化性能对神经网络初始权值进行优化; 由人工神经网络的非线性映射功能建立围岩位移与待反演参数(包括初始地应力、岩体力学参数)之间的特征关系; 最后, 将实测位移代入训练好的神经网络进行反分析。

围岩位移反分析过程主要分为正向计算和反演分析 2 部分。反演分析的主要步骤为: (1) 通过地质分析和实际监测资料, 分析对围岩变形影响显著的因素。(2) 根据室内外试验结果、现场监测资料、工程经验等确定待反演参数的取值范围。(3) 应用均匀设计理论进行多参数、多种水平的试验组合设计, 得到多组正分析样本。(4) 以这些样本为基础, 应用遗传算法优化后的神经网络并进行网络训练, 得到待反演参数与监测部位响应量(如位移等)的计算值的非线性映射关系。(5) 将实际监测值输入训练好的网络, 即得到要反演的力学参数和地应力等。(6) 用所得到的力学参数进行正分析, 预测监测部位的力学响应量, 应用统计检验的方法对反分析结果进行检验和评价。

3.3 考虑围岩松动圈的反分析数值模型

采用 FLAC^{3D} 对彭水水电站地下厂房围岩开挖变形与稳定性进行数值分析。选取 3[#] 机组单机组段建立三维数值模型。计算域内模拟了主厂房开挖揭露的全部岩层、岩层层面以及 404, 406, 401 夹层、下游边墙页岩与下部灰岩间的软弱夹层、C4, C5 夹层与 KW₅₁ 溶蚀带等如图 7 所示。

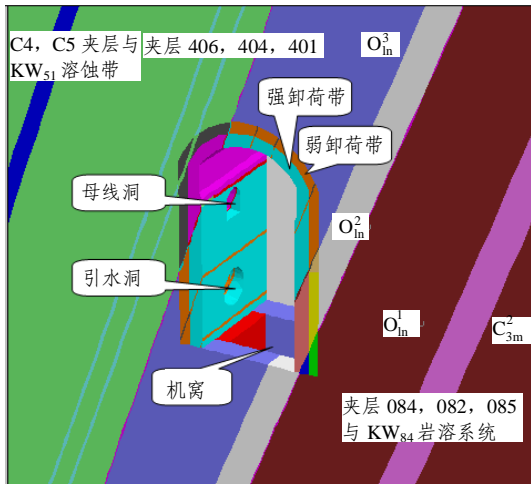


图 7 3# 机组单机组段计算模型
Fig.7 Calculation model of single generator set #3

为了反映层状岩体变形与强度的各向异性特征，对围岩中性状较差、厚度较薄的岩层层面及软弱夹层采用节理单元模拟。节理的力学行为由法向刚度 k_n 、切向刚度 k_s 、黏聚力 c 、摩擦角 φ 等 6 个参数确定，单元屈服前应力应变满足弹性本构关系，屈服准则采用 Mohr-Coulomb 剪切屈服与拉破坏准则相结合的复合准则，可以模拟沿结构面的剪切变形以及受拉、剪切破坏。岩体采用实体单元模拟，本构关系和屈服准则同上。

计算模型中考虑了开挖爆破引起的围岩卸荷松弛及力学特性的劣化。根据围岩松动圈的测试结果，围岩划分为强卸荷带、中等卸荷带及未扰动区三带。其中，强卸荷带厚度 3.5~4.0 m，中等卸荷带厚度 3.0 m。强和中等卸荷带内岩体的 E , c , R_t (抗拉强度)分别按原岩参数的 50% 和 80% 进行弱化, f 分别按原岩参数的 80% 和 90% 进行弱化。

洞室支护措施模拟了钢纤维混凝土喷层、锚杆和预应力锚索。在进行反演分析之前，首先通过敏感性分析比选出对围岩变形及稳定影响较大的参数，最终确定了 9 个参数作为待反演的参数：(1) 一般岩层层面的剪切刚度 k_{s1} ，黏聚力 c_1 ，摩擦因数 f_1 ；(2) 软弱夹层的剪切刚度 k_{s2} ，黏聚力 c_2 ，摩擦因数 f_2 (夹层 401, 404, 406, 以及下游侧页岩 O_{in}^2 岩层与下部灰岩 O_{in}^1 岩层间层面)；(3) 下游侧页岩 O_{in}^2 的变形模量 E_1 ；(4) 岩体 O_{in}^4 , O_{in}^3 及 O_{in}^5 的变形模量 E_2 ；(5) 地应力场水平向侧压系数 k_x (垂直于厂房洞轴线方向)。

由于大部分多点位移计均为主厂房开挖到相应高程后安装的，因此，除预埋多点位移计外，其余

的只能测量到该多点位移计安装之后围岩发生的位移，在这之前围岩发生的位移损失掉了。在进行位移反分析时，这些测点的位移监测值采用后续开挖步的增量位移，且计算模拟的开挖步及支护时机与实际洞室的施工过程相同。对于预埋多点位移计的测点，监测值则采用全量位移。

3.4 参数反演结果

表 2 给出了根据第 1~10 步开挖位移监测得到的参数反演结果。

表 2 参数反演结果
Table 2 Parameters back analysis results

一般岩层层面			软弱夹层			页岩	灰岩	侧压
k_{s1}	c_1	φ_1	k_{s2}	c_2	φ_2	E_1	E_2	系数
$/(MPa \cdot m^{-1})$	/MPa	/($^\circ$)	$/(MPa \cdot m^{-1})$	/MPa	/($^\circ$)	/GPa	/GPa	k_x
1769	0.40	32.6	857	0.12	23.5	8.4	29.0	1.81

3.5 围岩变形及稳定的数值分析

采用反演得到的各岩层及层面和软弱夹层的力学参数、地应力场对主厂房开挖进行弹塑性数值分析。

计算结果显示，主厂房围岩呈现以下变形特征：

(1) 受岩层产状分布及层间弱面的影响，下游边墙围岩变形明显大于上游边墙和顶拱部位。边墙岩体的变形随着开挖的下延其增长速率大致可以分为 2 个阶段：189 m 高程(第 10 步)开挖之前，围岩变形增长较快；189 m 高程以下的厂房机窝开挖由于受机组隔墩的支撑作用，围岩变形速率明显趋缓。通常，靠近临空面部位的围岩随开挖下延的变形速率要大于深部岩体。

(2) 洞室围岩位移沿深度方向递减，厂房边墙特别是下游边墙沿深部的变形明显受软弱夹层的影响，呈不连续分布特征，在边墙临空面与软弱夹层之间的围岩变形沿深度方向的衰减速率大于深部围岩。

(3) 厂房顶拱围岩的变形随开挖下延基本呈匀速增长，增幅较上、下游边墙小，受机窝和尾水洞开挖的影响，位移值有跳跃式增长，之后变形趋于稳定。

(4) 主厂房开挖完成后，下游边墙最大位移值为 54.4 mm，出现在 202 m 高程处，页岩岩层变形普遍较大，在 198~210 m 高程范围内的围岩位移达到 50.0~55.0 mm，其他部位的位移值通常为 32.0~50.0 mm。上游边墙最大位移约为 42.0 mm，

出现在母线洞底板与上游边墙交汇部位, 其他部位位移量一般为 20.0~35.0 mm。围岩顶拱变形除夹层 401 出露部位的位移值达到 23.7 mm 以外, 其余部位位移普遍在 20.0 mm 以下。

图 8 给出了各测点的计算相对位移增量与实测相对位移增量(0+106.2 断面)对比, 从图中可以看出, 各测点的计算相对位移增量与实测相对位移增量对比结果较为接近。

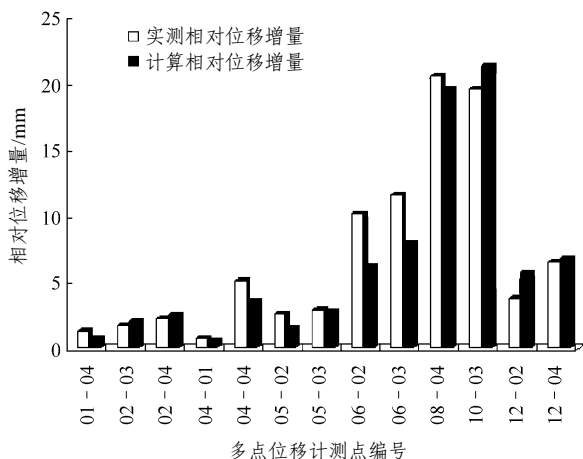


图 8 各测点的计算相对位移增量与实测相对位移增量对比(0+106.2 m 断面)

Fig.8 Comparison of computed and observed relatively incremental displacements(section 0+106.2 m)

主厂房开挖完成后, 洞周围岩产生较大的应力松弛区, 其中以边墙中部、下游拱座、洞室交叉部位的围岩应力松弛最为显著。围岩基本处于双向受压应力状态, 局部存在一定范围的拉应力区, 主要分布在下游边墙页岩上方的灰岩内以及上游洞室交叉部位, 最大拉应力值为 0.80 MPa; 洞周最大主压应力值为 20.44 MPa, 出现在底板下部。围岩塑性区分布形态明显受围岩层面及软弱夹层影响, 在下游边墙拱座附近的塑性区沿岩体层面分布(见图 9),

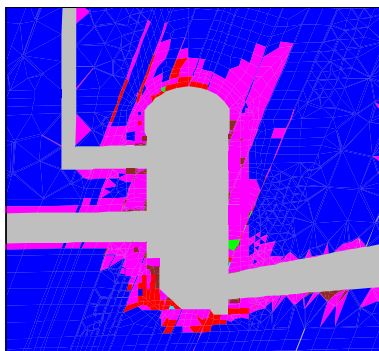


图 9 主厂房开挖完成后的塑性区分布图

Fig.9 Plastic zone distribution with the main powerhouse excavation completed

延伸范围较大; 下游边墙中下部围岩塑性区延伸深度为 7~9 m; 上游边墙塑性区分布除受岩层层面的影响外, 还受母线洞和引水洞开挖的影响。围岩破坏以压剪屈服为主, 小部分区域产生拉剪破坏; 塑性区深度一般为 7~15 m, 基本处于锚固系统的控制范围内。

4 结 论

(1) 在地应力水平相对不高的陡倾角层状岩体中开挖大跨度高边墙地下洞室, 围岩的变形与稳定性主要受岩层层间、层间错动带等贯通性优势结构面所控制, 高边墙的稳定问题将显得十分突出。彭水水电站地下厂房主厂房轴线与岩层走向平行, 上游侧边墙岩层倾向洞壁上游, 下游侧边墙岩层倾向洞内。围岩中各类软弱夹层及岩层层面的存在, 对地下厂房围岩的变形失稳模式起着控制性作用, 其影响程度与洞室开挖过程中结构面临空条件、应力状态的改变息息相关。

(2) 彭水水电站地下厂房施工开挖表明, 边墙围岩的变形形式主要是浅部顺层松弛张裂, 厂房上游边墙表现为局部倾倒, 下游边墙则以顺层滑移、沿层面张裂和局部垮塌为主。钻孔检测显示, 边墙壁面附近岩体的波速普遍降低, 张裂缝较多且张开宽度明显, 反映了边墙围岩浅部岩体松动; 随着孔深的增加岩体波速随之增大, 裂缝减少或无裂缝, 缝宽随着孔深的增加变窄。边墙强卸荷松弛的深度为 3.5~4.5 m, 弱卸荷松弛深度为 6.8~7.1 m。

(3) 根据现场监测信息、施工过程中不断揭示的围岩地质条件和变形破坏特征, 及时开展地下洞室围岩的反馈分析, 动态调整施工步序、支护措施及参数、对围岩进行及时的跟进支护是确保围岩稳定安全的关键。

(4) 大型地下洞室群施工期围岩的动态反馈分析, 应根据施工地质信息、围岩监测资料以及钻孔检测成果等, 在数值模型中及时反映围岩实际揭示的地质条件、开挖爆破引起的围岩卸荷松弛等影响, 对监测数据的有效性及其合理性进行充分分析。在此基础上, 通过开展围岩力学参数和地应力的反演分析, 对后续开挖围岩的变形与稳定性作出预测, 为地下洞室的动态设计和信息化施工的提供重要依据。

参考文献(References):

- [1] 陈卫忠, 李术才, 朱维申, 等. 急倾斜层状岩体中巨型地下洞室群开挖施工理论与优化研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(19): 3 281 - 3 287.(CHEN Weizhong, LI Shucui, ZHU Weishen, et al. Excavation and optimization theory for giant underground caverns constructed in high dipping laminar strata[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(19): 3 281 - 3 287.(in Chinese))
- [2] 付敬, 丁秀丽, 张练. 岩溶回灌改善地下洞室群围岩稳定性的数值分析[J]. 长江科学院院报, 2006, 23(4): 47 - 50.(FU Jing, DING Xiuli, ZHANG Lian. Numerical analysis of improvement of stability of the underground powerhouse surrounding rock with filling in karst regions[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2006, 23(4): 47 - 50.(in Chinese))
- [3] 宁华晚, 宋静. 索风营水电站地下厂房设计优化及技术特点[J]. 水利水电技术, 2005, 36(9): 21 - 23.(NING Huawan, SONG Jing. Design optimization and technical features of underground powerhouse for Suofengying Hydropower Station[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2005, 36(9): 21 - 23.(in Chinese))
- [4] 丁秀丽, 盛谦, 邬爱清, 等. 水布垭地下厂房施工开挖与加固的数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(增): 2 162 - 2 167.(DING Xiuli, SHENG Qian, WU Aiqing, et al. Numerical modeling on the excavation and reinforcement for the underground powerhouse in the Shuibuya Project[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(Supp.): 2 162 - 2 167.(in Chinese))
- [5] 肖明, 王阳雪. 陡倾角层状岩体中地下厂房洞室围岩稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(增): 2 057 - 2 060.(XIAO Ming, WANG Yangxue. Stability analysis of underground houses in the rock masses with steep obliquity[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(Supp.): 2 057 - 2 060.(in Chinese))
- [6] 李术才, 王刚, 王书刚, 等. 加锚断续节理岩体断裂损伤模型在洞室开挖与支护中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(8): 1 582 - 1 590.(LI Shucui, WANG Gang, WANG Shugang, et al. Application of fracture-damage model to anchorage of discontinuous jointed rock mass of excavation and supporting[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(8): 1 582 - 1 590.(in Chinese))
- [7] 王克忠, 张文雷, 蔡美峰, 等. 地下电站厂房层状围岩位移的动态效应研究[J]. 水力发电学报, 2005, 24(4): 99 - 103.(WANG Kezhong, ZHANG Wenlei, CAI Meifeng, et al. Research on dynamic displacement of layer composite rock mass[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2005, 24(4): 99 - 103.(in Chinese))
- [8] 张风, 周述达, 郭伟. 彭水地下电站厂房洞室布置及支护设计[J]. 人民长江, 2006, 37(1): 35 - 37.(ZHANG Feng, ZHOU Shuda, GUO Wei. Chamber arrangement and support design of the underground powerhouse in Pengshui Hydropower Station[J]. Yangtze River, 2006, 37(1): 35 - 37.(in Chinese))
- [9] 付敬, 丁秀丽. 彭水水电站地下厂房围岩稳定性研究[R]. 武汉: 长江科学院, 2003.(FU Jing, DING Xiuli. Study on stability of the surrounding rock of the underground powerhouse in Pengshui Hydropower Station[R]. Wuhan: Yangtze River Scientific Research Institute, 2003.(in Chinese))
- [10] 朱焕春. 彭水水电站地下厂房洞室群围岩稳定性数值模拟与岩石力学分析[R]. 武汉: Itasca(武汉)咨询有限公司, 2003.(ZHU Huanchun. Analysis of rock mechanics and numerical simulation on stability of the surrounding rock of the underground powerhouse in Pengshui Hydropower Station[R]. Wuhan: Itasca Consulting Wuhan Inc., 2003.(in Chinese))
- [11] 丁秀丽, 张练, 张风. 彭水水电站地下厂房围岩稳定性及支护措施[J]. 人民长江, 2006, 37(1): 77 - 80.(DING Xiuli, ZHANG Lian, ZHANG Feng. Study on stability and support measures of the surrounding rock of the underground powerhouse in Pengshui Hydropower Station[J]. Yangtze River, 2006, 37(1): 77 - 80.(in Chinese))
- [12] 王芝银, 李云鹏. 地下工程位移反分析法及程序[M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 1993.(WANG Zhiyin, LI Yunpeng. Program and back analysis method in underground engineering[M]. Xi'an: Shaanxi Science and Technology Press, 1993.(in Chinese))
- [13] 杨志法, 王思敬, 冯紫良, 等. 岩土工程反分析原理及应用[M]. 北京: 地震出版社, 2002.(YANG Zhifa, WANG Sijing, FENG Ziliang, et al. Principles of back analysis of geotechnical engineering and its application[M]. Beijing: Earthquake Press, 2002.(in Chinese))
- [14] 杨林德, 冯紫良, 朱合华, 等. 岩土工程问题的反演理论与工程实践[M]. 北京: 科学出版社, 1996.(YANG Linde, FENG Ziliang, ZHU Hehua, et al. Back analysis theory and practice in geotechnical engineering[M]. Beijing: Science Press, 1996.(in Chinese))
- [15] 董志宏, 丁秀丽, 张风, 等. 大型地下厂房施工期围岩变形监测成果分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(增 2): 637 - 642.(DONG Zhihong, DING Xiuli, ZHANG Feng, et al. Analysis of deformation monitoring of large-scale underground powerhouse during construction period[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(Supp.2): 637 - 642.(in Chinese))