

陈曦, 吴英姿, 肖诗荣, 等. 某水电站地下厂房围岩稳定性及加固效果评价[J]. 水利水电技术(中英文), 2025, 56(S1): 351-358.
CHEN Xi, WU Yingzi, XIAO Shirong, et al. Evaluation of stability and reinforcement effect of surrounding rock of the underground powerhouse of a hydropower station[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2025, 56(S1): 351-358.

某水电站地下厂房围岩稳定性及加固效果评价

陈曦¹, 吴英姿¹, 肖诗荣^{2,3}, 柴子晗^{2,3}, 姜晓玲^{2,3}, 郭飞^{2,3}

(1. 国网湖北省电力有限公司经济技术研究院, 湖北 武汉 430000; 2. 三峡大学 土木与建筑学院, 湖北 宜昌 443002; 3. 三峡大学 三峡库区地质灾害教育部重点实验室, 湖北 宜昌 443002)

摘要: 地下洞室围岩稳定性关系到地下工程的施工安全和地下建筑物后期的安全运行。以施工地质工作中的围岩类别校核和块体稳定性分析为基础, 对西南某地下厂房围岩稳定性进行评价。并通过施工期围岩位移监测数据与 FLAC^{3D} 数值模拟成果的对比分析, 对厂房围岩加固效果进行评价。评价结果表明, 地下厂房围岩以 II 类、III 类围岩为主, 占比 96%, IV 类仅占 4%, 且由于加固及时, 施工过程中未发生 10 m³ 以上较大规模块体塌落现象, 围岩稳定性总体较好。地下厂房围岩顶拱位移为毫米量级, 顶拱围岩加固效果良好。边墙位移为厘米量级, 边墙围岩加固效果较好。比较而言, 顶拱加固效果比边墙加固效果好。研究成果对同类项目具有参考借鉴意义。

关键词: 地下厂房; 围岩分类; 块体稳定性; 加固效果

DOI: 10.13928/j.cnki.wrahe.2025.S1.054

中图分类号: TV732.5

文献标志码: A

文章编号: 1000-0860(2025)S1-0351-08

Evaluation of stability and reinforcement effect of surrounding rock of the underground powerhouse of a hydropower station

CHEN Xi¹, WU Yingzi¹, XIAO Shirong^{2,3}, CHAI Zihan^{2,3}, JIANG Xiaoling^{2,3}, GUO Fei^{2,3}

(1. Research Institute of Economics and Technology, State Grid Hubei Electric Power Co., Ltd., Wuhan 430000, Hubei, China; 2. College of Civil Engineering and Architecture, China Three Gorges University, Yichang 443002, Hubei, China; 3. Key Laboratory of Geological Hazards on Three Gorges Reservoir Area of Ministry of Education, China Three Gorges University, Yichang 443002, Hubei, China)

Abstract: The stability of surrounding rock of underground cavern is related to the construction safety of underground engineering and the safe operation of underground buildings in the later stage. The stability of surrounding rock of an underground powerhouse in southwest China is evaluated based on the type check of surrounding rock in construction geology and the analysis of block stability. And through the comparison and analysis of the displacement monitoring data of surrounding rock during construction period and the result of FLAC^{3D} numerical simulation, the reinforcement effect of surrounding rock is evaluated. The evaluation results show that the surrounding rock of the underground powerhouse mainly consists of class II and III surrounding rock, accounting for 96%, and class IV only accounts for 4%. Moreover, due to timely reinforcement, large-scale block collapse of more than 10 m³ did not occur during construction, and the surrounding rock stability is generally good. The displacement of the top arch of the surrounding rock of the underground powerhouse is millimeter, and the reinforcement effect of the top arch

收稿日期: 2024-07-19

基金项目: 国家电网公司总部科技项目(5200-202322135A-1-1-ZN); 国家自然科学基金(52079070, 52079002, U22A20660)

作者简介: 陈曦(1985—), 男, 高级工程师, 硕士, 主要从事水利水电工程分析研究。E-mail: 13476115812@qq.com

通信作者: 肖诗荣(1963—), 男, 教授, 硕士研究生导师, 博士, 主要从事边坡工程和地质灾害研究。E-mail: 416315671@qq.com

surrounding rock is good. The displacement of side wall is in the order of cm, and the reinforcement effect of side wall surrounding rock is preferable good. Comparatively speaking, the reinforcement effect of the top arch is better than that of the side wall. The research results can be used as reference for similar projects.

Keywords: underground power house; classification of surrounding rock; rock block stability; reinforcement effect

0 引言

随着双碳政策的提出,抽水蓄能电站已进入建设高峰期,多所电站正陆续建成。而抽水蓄能地下洞室围岩稳定性是工程建设过程中不可避免的难题之一,直接影响到地下洞室在施工和后续运行过程中的安全性和可靠性。人工开挖岩石过程中会破坏岩体原有的平衡应力状态,并重新分配周围岩体的应力。岩石应力重新分布后,围岩能否转变到新的平衡状态,以及周围岩石和地面的特性是否足以确保周围岩体的稳定性。国内外已经对地下洞室围岩的稳定性进行了大量研究。

任文明等^[1]采用离散单元法考虑随机节理空间分布对地下洞室的围岩稳定性进行数值分析,分析结果显示不同的节理裂隙分区,块体失稳破坏的位置和深度明显不同,为实际施工提供依据。巨能攀等^[2]采用 FLAC^{3D} 数值模拟方法,研究了控制性结构面的展布和工程特性对地下洞室围岩稳定性的影响。高凯等^[3]采用 FLAC^{3D} 数值模拟对云南某水电站地下洞室围岩稳定性分析,为洞室设计提供了科学依据与技术指导。俞晓东等^[4]以宁波拟建的大型地下洞室为依托,基于随机结构面网络模拟原理,针对 3 条控制性断层和 3 组优势节理,用 3DEC 软件进行三维模拟,研究了围岩稳定性、断层和随机节理的关系。汤艳春等^[5]基于 Hoek-Brown 准则,针对该准则中与围岩稳定性相关联因素对水电站地下洞室围岩稳定性的影响展开分析,建立相关数值计算模型和方案,分析了不同因素条件下地下洞室围岩变形规律。

西南某水电站地下厂房属于高边墙大跨度地下厂房,由于开挖区工程地质条件复杂,围岩稳定性问题突出,在工程施工中难度较大。本文以施工地质工作中的围岩类别校核和块体稳定性分析为基础,对该地下厂房围岩稳定性进行评价,并通过施工期围岩位移监测数据与 FLAC^{3D} 数值模拟成果的对比分析,对厂房围岩加固效果进行评价。本文研究成果提供地下厂房建设的典型案例,对同类项目具有参考借鉴意义。

1 工程地质概况

某水电站地下主厂房洞室规模为:333.00 m(长)×30.50 m(宽)×89.80 m(高),为城门洞型,安装 6 台机组(7[#]—12[#])。地下主厂房于 2012 年 12 月开始开挖,2016 年 9 月开挖及衬砌完成(见图 1)。



图 1 某电站地下厂房开挖衬砌后影像

水电站位于四川-云南菱形地块,该地区的构造稳定区位于攀枝花地块的会东-禄劝子地块,属于弱稳定区。水电站地貌为半山峡谷地貌,海拔最高可达 3 000 m。两岸地形陡峭,河谷呈狭长的 V 形峡谷,两岸地形基本对称。地下厂房开挖区地层主要为一套浅变质碳酸盐岩(见图 2),岩层产状为 $260^{\circ} \angle 75^{\circ} \sim 280^{\circ} \angle 85^{\circ}$,倾向下游与河流基本正交。主要影响该水电站围岩稳定性的断层有 3 条,分别为 F14、F41、F42,其中 F42 直接贯穿主厂房。断层破碎带宽度为

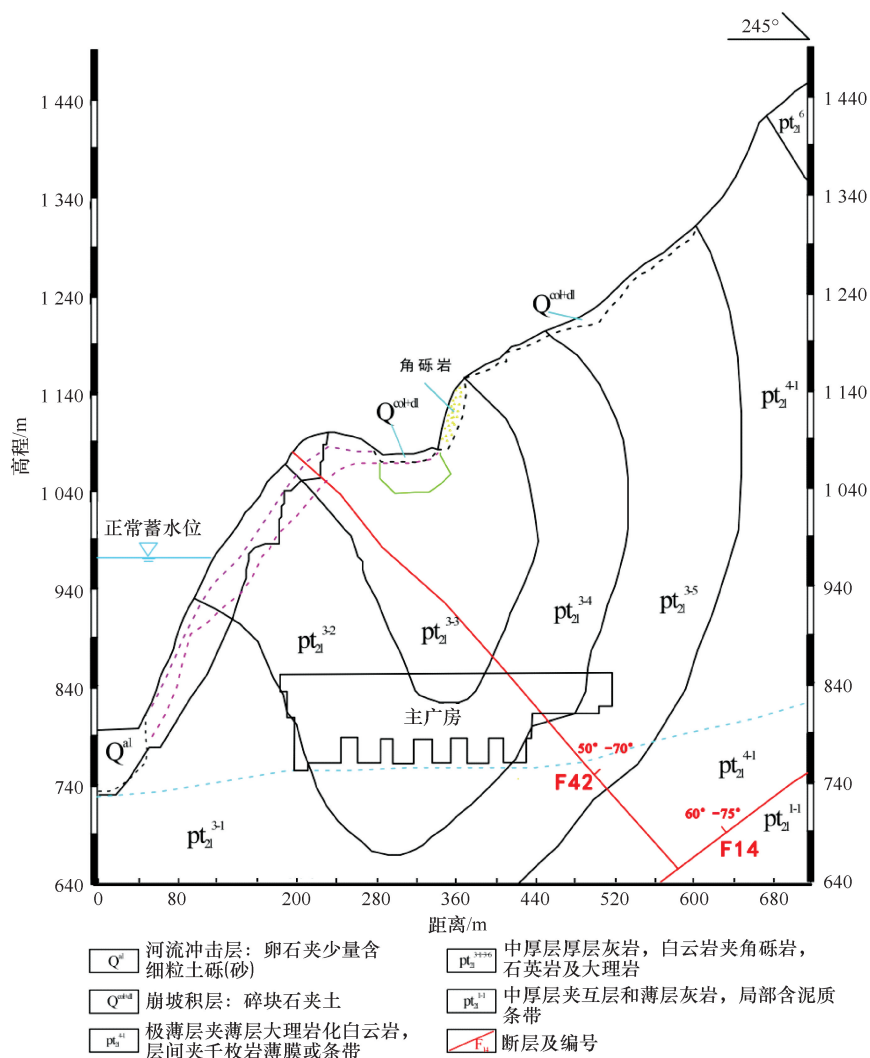


图2 某水电站地下厂房轴线工程地质剖面

0.3~1.0 m, 可见断层角砾岩和断层泥。裂隙不发育, 裂面平直粗糙, 无明显优势倾向, 一般无充填, 部分方解石充填。地下厂房洞室距岸坡最小平距离为66 m, 围岩均为非卸荷岩体。岩体地下水丰富, 主要为岩溶水和裂隙水。虽地下洞室中存在可被岩溶的碳酸盐岩, 但四周均被弱-微透水层隔断, 故地下水对地下厂房的影响较小。

2 围岩稳定性评价

2.1 围岩类别

围岩分类是基本的、综合的围岩稳定性评价方法, 是与围岩开挖加固标准化设计对应的围岩稳定性标准化评价。本节通过施工地质编录和调查对前期围岩分类进行修正和订正, 从而对围岩稳定性进行整体综合评价。

本文采用水利水电围岩工程地质分类方法确定地下厂房围岩类别。围岩分类综合考虑的主要影响因素为岩

石强度与完整程度、主控结构面、地下厂房轴线关系等。综合前期分类结果及厂房区开挖揭露的地质条件校核, 该主厂房围岩主要分为以下几类。

Ⅱ类: 占厂区面积41%, 占顶拱面积55%, 占上游边墙面积13%, 占下游边墙面积48%。

Ⅲ类: 占厂区面积58%, 占顶拱面积45%, 占上游边墙面积83%, 占下游边墙面积52%。

Ⅳ类: 占厂区面积1%, 占上游边墙面积4%。

围岩分类情况表明, 某电站地下厂房围岩以Ⅱ类、Ⅲ类围岩为主, 占比96%, Ⅳ类仅占4%, 围岩稳定性总体较好。其中, 顶拱为Ⅱ类、Ⅲ类围岩, 上游边墙主要为Ⅲ类围岩, Ⅳ类围岩分布在上游边墙。

2.2 围岩块体稳定性

不利的岩体结构条件, 往往会使地下洞室开挖过程中, 局部围岩产生块体变形与破坏。围岩分类是初步设计阶段的标准化总体评价, 而围岩中的不利块体及其稳定性, 则是地下厂房施工阶段围岩稳定性和优化加固支护的重要和重点研究内容。

该水电站主厂房的围岩块体主要由断层F42、平缓断裂面、与轴线小角度相交的结构面组合而成, 其中顶拱形成人字形塌顶失稳破坏(见图3)或抽滑型块体破坏形式(见图4); 侧壁形成楔形单滑块或双滑块, 上游的边墙双滑面滑移型块体(见图5), 下游的边墙单滑面滑移型块体(见图6)。

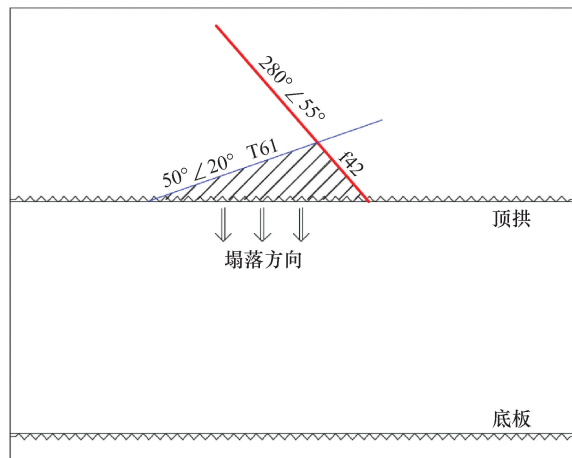


图3 顶拱“人”字形块体塌顶示意

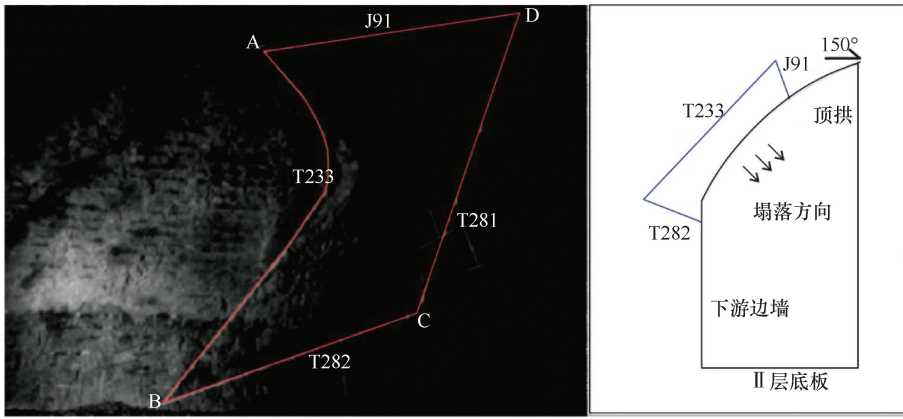


图4 顶拱抽滑型块体破坏示意

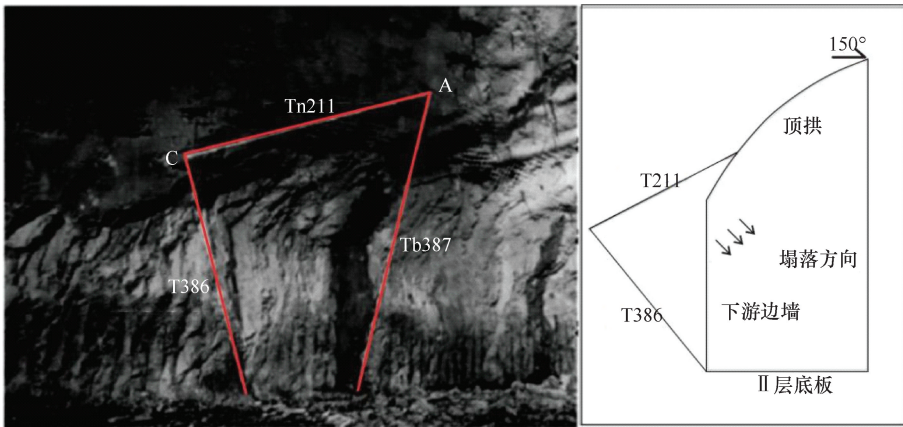


图5 上游边墙双滑面滑移型块体示意

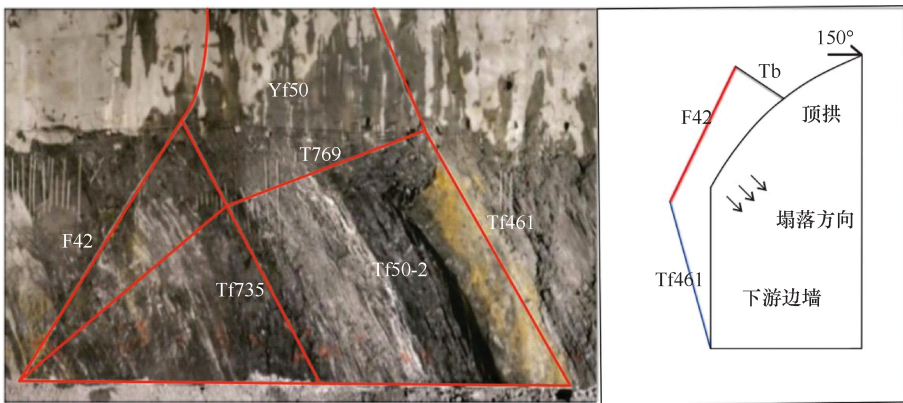


图6 下游边墙单滑面滑移型块体示意

开挖施工发现,主厂房围岩中的块体近30个,规模为方丈至数百方,但大部分块体方量小于100 m³,

(12#机);上游拱座最大位移7.68 mm(10#机),下游拱座最大位移43.38 mm(9#机);上游边墙最大位移

方量大于250 m³的块体仅见4个。施工过程中,由于加固支护及时,未发生10 m³以上较大规模块体塌落现象。对于开挖揭露的围岩不利块体,施工时在系统支护的基础上,及时加强锚固,增加锚杆或锚索,提高了围岩稳定性,总体上块体加固效果较好,没有出现块体坍塌的现象,但个别部位块体位移偏大,最大位移达64.86 mm(9#机下游拱座)。

3 基于位移分析的围岩加固效果评价

围岩位移是影响地下厂房施工及运行安全的关键因素,是围岩稳定性评价的重要及核心内容。本节通过围岩位移监测成果与数值分析结果及其对比分析来阐述围岩位移特征,并据此对围岩加固效果进行评价。

3.1 施工期围岩位移监测

3.1.1 多点位移计围岩位移监测概况

地下厂房围岩位移监测主要采用多点位移计监测方法。自2012年12月开始到2017年11月底截止,该水电站使用96套多点位移计对地下厂房实时监测,开挖完成一年后,已收敛89套,基本收敛7套,厂房围岩变形停止,围岩已稳定。

地下厂房围岩累计位移量(见表1),其中顶拱平均累计位移量≤6.0 mm,最大位移13.50 mm

表1 主厂房多点位移计孔口累计变形统计^[6]

孔口累计变形量	顶拱	上游	下游	上游	下游	地质缺陷(不利块体)	
		拱座	拱座	边墙	边墙		
合计/个	9	6	5	20	19	37	
最大变形	量值/mm	13.5	7.68	43.38	66.73	32.94	64.86
	编号	M01Y12	M05Y10	M06Y09	M16Y07	M08Y08	M10YCLX
	部位	12#机顶拱 EL855	10#机上游拱座 EL846.66	9#机下游拱座 EL846.66	7#机上游边墙 EL812.35	8#机下游边墙 EL838.34	9#机下游拱座 EL846.6

66.73 mm(7#机), 下游边墙最大位移 32.94 mm(8#机)。即地下厂房顶拱位移为毫米量级, 边墙位移为厘米量级。

3.1.2 典型断面监测: 7#机位移监测情况

以7#机为例, 位移监测断面布置(见图7), 各部位累计位移值(见表2), 典型位移曲线(见图8)。监测成果表明, 由于加固及时有效, 拱座以上累计位移较小, 最大为 3.5 mm; 岩锚梁至拱座位移也只有 1.5~5.5 mm, 最大位移为 5.5 mm; 由于边墙高, 岩层陡倾且倾向下游, 所以上游边墙存在顺层位移变形, 位移量最大达 66.73, 下游边墙受与边墙小角度交角陡倾结构面影响, 变形亦较大, 达 25.5 mm。监测成果还说明了围岩的位移深度范围, 顶拱约 3~4 m, 边墙约 6~7 m。

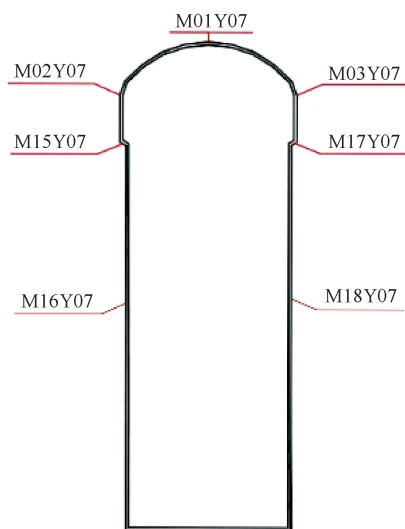


图7 地下厂房7#机断面监测点布置

表2 地下厂房7#机断面监测累计位移统计

mm

位移计 孔深度/m	顶 拱		拱 座		岩 锚 梁		边 墙	
	中 心	上 游	下 游	上 游	下 游	上 游	下 游	
	M01Y07	M02Y07	M03Y07	M15Y07	M17Y07	M16Y07	M18Y07	
0	3.5	2.0	1.8	5.5	1.0	66.7	25.5	
6.5~8.0	1.5	1.6	1.5	5.1	0.3	35.2	11.3	
13.5~16.0	0.5	1.2	1.3	1.0	0.15	3.6	1.3	

3.2 无支护条件的围岩位移数值模拟

为了评价围岩支护加固效果, 本节采用数值模拟方法模拟分析无支护情况下围岩位移量, 并与围岩施工期位移量及位移特征进行对比。本文使用 FLAC^{3D} 软件进行模拟计算。

3.2.1 数值模型建立

(1)本次计算的模型考虑边界效应, 实际计算模型尺寸为 716.9 m×213.5 m×825 m(x 方向, 方位 S65W, y 方向, 方位 N25°W, z 方向)。

(2)选取某电站主厂房轴线工程地质剖面图, 将山体地层分为 4 层。

(3)在 FLAC 本构模型中选用 Mohr-Coulomb 弹塑性模型。

(4)数值模拟计算参数如表 3 所列, 在参数值可

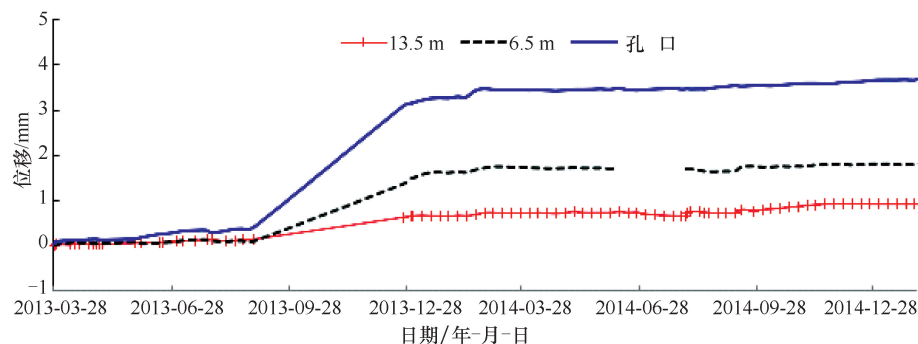


图8 典型位移曲线-顶拱 M01Y07 累计位移曲线

取区间多次选取进行数值计算, 选取最为贴合实际开挖模型(见图9)。

(5)由于地下厂房初始最大水平主应力, 平均值为 5.9 MPa, 方向较分散, 相对较多集中在 70°~90°。因此本次计算仅考虑自重应力作为地应力场的初始应力状态。

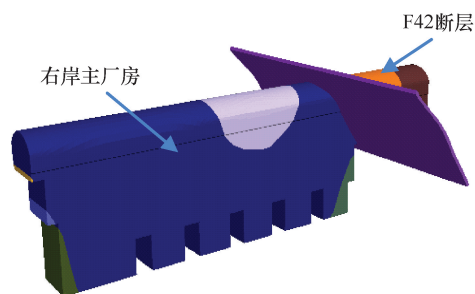


图9 某电站地下厂房三维模型示意

3.2.2 地下洞室围岩稳定性数值分析结果

(1)位移变化特征。主厂房洞室开挖完成后地下厂房数值模拟计算结果表明: 第一, 由于主厂房跨度大, 轴线长, 拱顶变形最为明显, 可见明显的竖向沉降, 变形位移约为 66.0 mm; 第二, 上下游边墙位移自上而下, 位移

表 3 数值模拟岩土参数^[6]

地 层 代 号	体积模量 /GPa	剪切模量 /GPa	黏聚力 /MPa	内摩擦角 度/(°)	抗拉强度 /MPa	弹性模量 /GPa	泊松比	重度 /kN·m ⁻³
Pt2l3-1	8.33	6.78	0.85	45	0.3	16	0.18	27
Pt2l3-2	20.11	14.46	1.6	58	1	35	0.21	26.9
Pt2l3-3	20.83	16.95	1.9	58	1	40	0.18	26.9
Pt2l3-4	20.11	14.46	1.6	54.5	0.8	32	0.21	26.9
Pt2l3-5	23.81	16.39	1.3	54.5	0.8	35	0.22	26.9
Pt2l4-1	6.06	3.13	0.3	38.7	0.3	8	0.28	26.6
F42 断层	4.90	1.88	0.01	14	0.05	2	0.33	26.6

递减,由最大的 60.0 mm 递减到 40.0 mm;第三,由于卸荷回弹作用,洞底发生回弹,但该主厂房为中低应力区,卸荷回弹作用削弱,底板最大回弹位移约为 40.0 mm,其他部位回弹约为 15.0 mm~20.0 mm (见图 10)。

(2)应力场变化特征。洞室开挖之后,应力重新分布,应力场特征表现为:最大主应力表现为压应力,方向与边墙临空面平行,主要集中在主厂房两侧拱座和上下游边墙底角,两侧拱座应力值为 $-1.1\text{ MPa} \sim -1.2\text{ MPa}$,应力最为明显在底角,应力值为 -1.57 MPa 。边墙区域最大主应力值在 $-1.0\text{ MPa} \sim -1.2\text{ MPa}$ 之间(见图 11)。最小主应力两侧边缘为拉应力,其余部位皆为压应力,方向与边墙临空面垂直。围岩卸荷作用后,其应力值具有从洞室向山体内部数值逐渐增大的规律。此外,边墙在卸荷作用下,应力场变化明显,应力值为 -1.0 MPa ,影响范围广,最大影响深度可达 30.0 m。边墙上方顶拱处为拉应力,应力值为 $0 \sim 1\text{ MPa}$,底角应力值最大,为 $-0.4 \sim -0.5\text{ MPa}$;底板的应力主要为压应力,表现明显的为底板中部,应力值为 -0.1 MPa ,部分为拉应力,应力值为 $0 \sim 0.12\text{ MPa}$,同样底板的应力最大值位于底角,数值为 -0.5 MPa 左右(见图 12)。

(3)塑性区变化特征:洞室开挖之后,顶拱、边墙、底板均出现一定范围的塑性区,且分布范围广,跨度大,尤其是高边墙洞室表现明显。塑性区主要出现在边墙两侧,延伸深度为 5.0 m;

顶拱因其独特的拱形状态,在卸荷作用下,会将洞室顶部围岩压力转化成水平分力,所以顶拱塑性破坏区最小,延伸深度为 3.5 m;底板在卸荷作用下,塑性破坏区也较小,延伸深度为 3 m 左右(见图 13)。

3.3 围岩加固效果评价

根据加固实际和未加固模拟的围岩位移值对比分析,对地下厂房围岩加固效果做一个大致评价。围岩位移与塑性区数值模拟成果与实际监测结果对比(见表 4)。

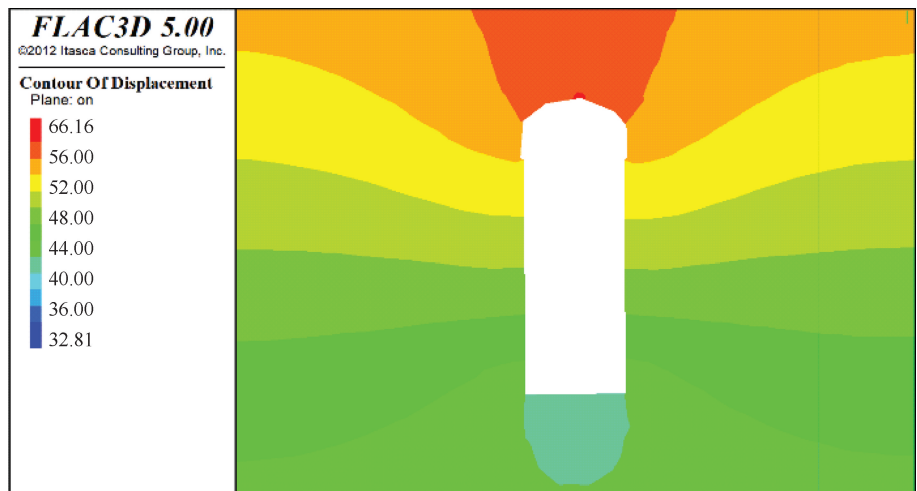


图 10 位移分布云图(单位: mm)



图 11 最大主应力分布云图(单位: MPa)

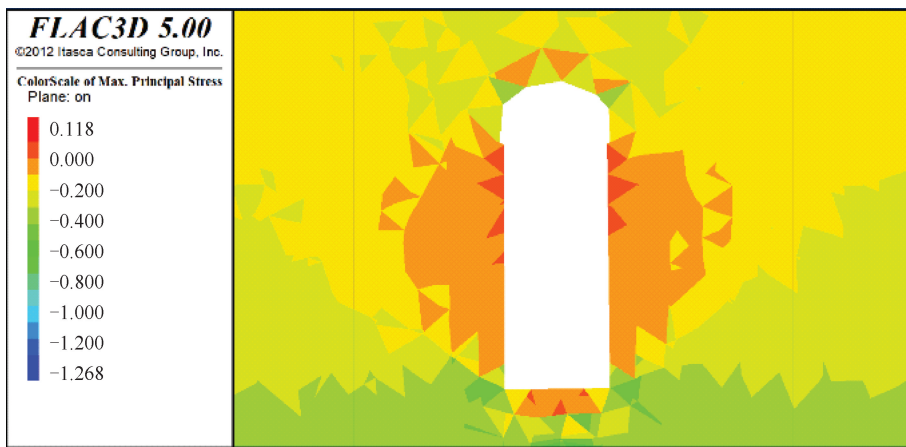


图 12 最小主应力分布云图 (单位: MPa)

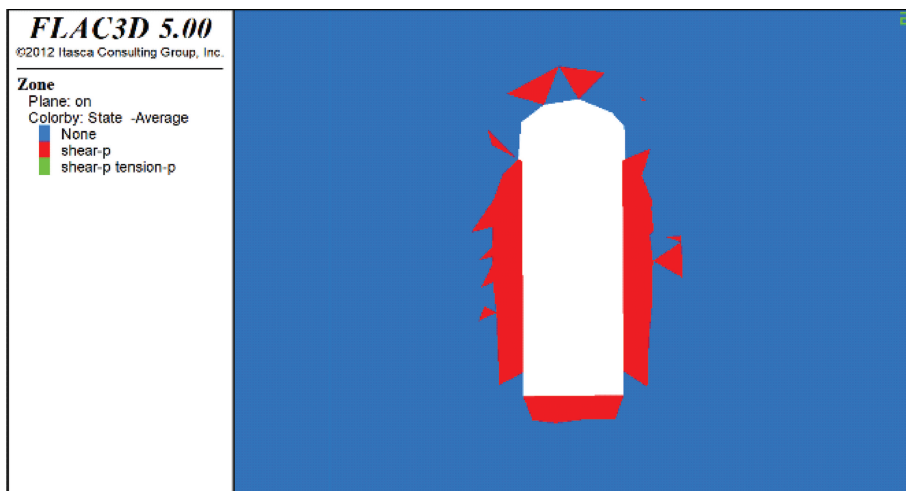


图 13 塑性区分布云图

顶拱围岩良好的加固效应。

(2) 边墙位移对比。实际模型与数值模型的差别: 边墙围岩实际模型与数值模型的差别较大, 实际模型围岩受岩层层面陡倾下游及与边墙小角度交角陡倾节理面影响, 边墙围岩稳定性差, 上游边墙表现为围岩顺层面滑移, 下游边墙表现为楔形体失稳; 数值模型建模未考虑层面及节理面。

实际位移与数值模拟位移对比: 上游边墙收敛的实际监测值最大为 66.7 mm, 在厘米级量级, 数值位移值为 20.0 mm; 下游边墙实际监测值最大为 25.5 mm, 数值位移值为 20 mm, 主要表现为卸荷回弹。与数值模拟值比较, 受到不利地质结构和高边墙叠加变形效应影响, 上游边墙实际位移值增加达 200%, 下游边墙实际位移最大增加 27%。比较说明, 及时的系统锚杆锚固和局部锚索加强锚固, 对上游边墙围岩位移起到了较好的遏制作用。如果不加支护, 边墙围岩位移不会收敛, 不会将位移控制在厘米量

3.3.1 位移量比较

(1) 顶拱位移对比。实际模型与数值模型的差别: F42 离模型较远, 对顶拱位移基本无影响, 因此实际模型与数值模型都未考虑断层 F42 的影响。实际模型存在陡倾层面, 但数值模型未考虑, 但顶拱支撑效应对陡倾层面影响有所抵消。因此, 可以认为, 实际地质模型与数值地质模型基本一致, 只存在加固与未加固的差别。

实际位移与数值模拟位移对比: 和数值模拟相比, 顶拱实际位移值大大减少, 减少幅度达 1 785%。这是由于实际监测是及时加固且运行一年后的位移值, 数值模拟值是一次开挖成形未加支护的结果, 主要表现为回弹卸荷与松弛变形。数值对比充分说明了

级, 边墙围岩将会破坏失稳。

3.3.2 塑性区比较

实际塑性区深度与数值塑性区深度比较: 顶拱实际塑性区深度为 4.0 m, 数值塑性区深度为 3.5 m; 上游边墙实际塑性区深度 7.0 m, 数值塑性区深度 5.0 m; 下游边墙实际塑性区深度 6.5 m, 数值塑性区深度 5.0 m; 塑性区顶拱、上游边墙和下游边墙实际深度比数值模拟分别大 14%、40% 和 30%。这是因为理论上塑性区范围只与围岩应力和强度有关, 而对围岩的及时加固支护只能有效阻止位移的发生和发展。由于数值建模的概化未考虑层面及节理, 实际监测的塑性区深度比数值模拟值

表 4 实际监测与数值模拟的围岩位移与塑性区对比

项 目	最大位移/mm			塑性区深度/m			备 注
	顶 拱	上游边墙	下游边墙	顶 拱	上游边墙	下游边墙	
数值模拟	66.0	20.0	20.0	3.5	5.0	5.0	
实际监测	3.5	66.7	25.5	4.0	7.0	6.5	加 固
降低或增加/%	-1 785	200	27	14	40	30	

略大。

3.3.3 加固效果评价

对比分析表明,顶拱开挖成形后及时加固,极大阻止了顶拱围岩的位移变形,顶拱围岩加固效果良好。及时的系统锚杆锚固和局部锚索加强锚固,对边墙围岩位移起到了较好的遏制作用。如果不加支护,边墙围岩位移不会收敛,不会将位移控制在厘米量级,围岩将会破坏失稳。比较而言,顶拱加固效果比边墙加固效果好。

4 结 论

本文对西南某地下厂房围岩稳定性及加固效果进行评价得到以下结论:

(1)施工地质复核表明,某电站地下厂房围岩以Ⅱ类、Ⅲ类围岩为主,占比96%,Ⅳ类仅占4%,围岩稳定性总体较好。其中,下游边墙基本为Ⅱ类,Ⅳ类与Ⅲ类分布在上游边墙。

(2)厂房开挖施工发现,某电站主厂房围岩中的块体近30个,规模为数方至数百方,方量百方级的块体仅见4个。由于加固及时,未发生 10 m^3 以上较大规模块体塌落现象。

(3)实际监测表明,地下厂房围岩顶拱位移量普遍较小,一般为毫米量级;边墙、底板的位移量都较大,为厘米量级;监测表明及时加固对顶拱效果最好。

(4)实际监测成果与数值模拟结果比较说明,顶拱开挖成形后及时加固,极大阻止了顶拱围岩的塑性变形,顶拱围岩加固效果良好;边墙围岩的及时系统锚杆锚固和局部锚索加强锚固,对围岩位移起到了较好的遏制作用。比较而言,顶拱加固效果比边墙加固效果好。

参考文献:

[1] 任文明,崔炜,张安,等.离散单元法在地下洞室围岩稳定性分析中的应用研究[J].地下空间与工程学报,2013,9(S2):

1916-1921.

- [2] 巨能攀,赵建军,黄润秋,等.控制性结构面对地下洞室围岩稳定性的影响[J].成都理工大学学报(自然科学版),2010,37(2):188-194.
- [3] 高凯,王林维,郭建宏.云南某水电站地下洞室围岩稳定性分析[J].西北水电,2015(5):25-29.
- [4] 俞晓东,贾琳,刘继平,等.基于离散元的大型地下洞室围岩稳定性分析[J].地下空间与工程学报,2022,18(S2):752-759.
- [5] 汤艳春,郑玉照,朱泽民.基于Hoek-Brown准则的地下洞室围岩稳定性分析[J].人民长江,2023,54(3):154-160.
- [6] 王梓帆.乌东德水电站右岸地下主厂房围岩稳定性评价[D].宜昌:三峡大学,2019.
- [7] 李鹏,王启鸿.缓倾岩层地下厂房洞室围岩稳定性评价:以某抽水蓄能电站地下厂房为例[J].西北水电,2023(2):40-46.
- [8] 杨克克.深埋超大跨度地下洞室围岩稳定性研究[J].四川建材,2020,46(3):71-73.
- [9] 李睿,张蕊,徐云海,等.深埋大型地下洞室群围岩稳定性三维数值模拟[J].水力发电,2016,42(5):16-19.
- [10] 陈勇,田东方,徐连民.大型地下洞室围岩稳定性数值分析[J].人民长江,2007,38(11):38-40+50.
- [11] 童伟,任旭华,骆超.构皮滩水电站地下洞室围岩稳定数值模拟分析[J].水利水电技术,2006,37(5):25-28.
- [12] 王克忠,蔡美峰.西龙池地下洞室围岩的现场监测及其稳定性分析[J].岩石力学与工程学报,2005,24(S2):5956-5960.
- [13] 胡夏嵩,赵法锁.块体理论在低地应力区地下洞室围岩稳定性评价中的应用[J].工程勘察,2005(1):4-6,69.
- [14] 潘永坚,陈光.某浅埋地下洞室围岩稳定及渐进破坏过程分析[J].水文地质工程地质,2004(3):69-71.
- [15] 张练,丁秀丽,付敬.惠州抽水蓄能电站地下厂房洞室围岩稳定性分析[J].岩石力学与工程学报,2003,22(S1):2206-2209.
- [16] 刘权逸.徐州利国镇铁矿采空区塌陷评价及综合治理研究[D].北京:中国矿业大学,2018.
- [17] 白琦.考虑围岩卸荷劣化的地下隧洞施工过程模拟及稳定性分析[D].武汉:武汉大学,2018.
- [18] 方丹,陈建林,张帅.杨房沟水电站地下厂房围岩稳定分析[J].岩石力学与工程学报,2013,32(10):2094-2099.

(责任编辑 王海锋)