

DOI:10.16198/j.cnki.1009-640X.2016.02.013

黄康鑫,袁平顺,徐富刚,等.大型地下硐室群施工期围岩应力变形及稳定分析[J].水利水运工程学报,2016(2):89-96.
(HUANG Kang-xin, YUAN Ping-shun, XU Fu-gang, et al. Stress deformation and stability analysis for surrounding rock mass during construction of large underground caverns[J]. Hydro-Science and Engineering, 2016(2): 89-96.)

大型地下硐室群施工期围岩应力变形及稳定分析

黄康鑫¹,袁平顺²,徐富刚¹,周家文¹

(1. 四川大学 水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 四川 成都 610065; 2. 中国电力建设集团水利水电第七工程局有限公司, 四川 成都 611730)

摘要:猴子岩水电站地下厂房硐室群工程地质条件复杂,岩体节理裂隙发育、受多条断层和挤压破碎带影响,加之布置于中-高地应力区域,施工过程中硐室围岩的变形和破坏较为明显,为确保工程施工安全,须对整个硐室群施工期的应力变形及稳定进行分析。结合相关设计参数和开挖支护实施方案,建立了猴子岩地下厂房硐室群的三维有限差分计算模型,并对其地应力场分布进行了反演,在此基础上对硐室群整个施工过程进行了全程模拟。计算结果表明:随着硐室开挖临空面的扩大,上下游边墙应力松弛现象较为明显,在断层出露带、机坑隔墙底部出现了不同程度的应力集中;开挖过程中围岩位移逐渐增大,在硐室连接处出现了大变形。设计支护方案实施后可以较好地限制围岩变形,减小塑性区面积,工程实践说明该方案较为合理。

关键词:水电站;地下硐室群;数值模拟;应力变形;围岩稳定

中图分类号: TU457;TV731 **文献标志码:** A **文章编号:** 1009-640X(2016)02-0089-08

随着经济的大力发展,铁路、公路、水电以及城市地铁都得到了极大的发展,因此,地下硐室、隧洞等地下工程的应用将会越来越广泛。在我国西部地区由于受到高山峡谷等地形条件限制,地下厂房常常作为大型水电枢纽工程的最佳设计方案,从而形成了大量结构复杂的地下硐室系统^[1]。这些大型地下硐室群的体型非常复杂,开挖支护规模巨大,同时受到断层破碎带及高地应力的影响,施工期的围岩稳定问题必然备受关注^[2]。

由于岩体材料具有非均质、各向异性等复杂特性,同时还可能受到节理、断层切割影响,使得在地下硐室应力和变形分析中难以采用解析方法。近年来,随着电子计算机的应用而发展起来的数值分析方法,在地下工程稳定分析过程中显示出了强大的生命力,得到了越来越广泛的应用。与现场试验相比,数值方法可以模拟施工过程中的开挖方案和支护措施等因素,具有高效、方便、费用低等优点^[3]。因此,建立恰当的力学模型来模拟高地应力条件下围岩的变形破坏,探究其规律,对加快施工速度,确保工程顺利进行具有十分重要的指导意义。

在地下硐室群施工过程中,充分研究硐室围岩的应力、变形分布规律以及塑性区演化过程,不仅可以作为判断围岩稳定的依据,同时也可以为硐室群支护方案的有效性进行评价^[4-9]。本文以猴子岩水电站地下硐室群三维有限差分数值模拟为研究实例,对施工期围岩稳定进行计算分析,以判定硐室群围岩稳定性以及支护方案的合理性。

收稿日期: 2015-05-25

基金项目: 中国电力建设集团公司资助重大项目(JJZX-3);四川大学优秀青年学者基金资助项目(2013SCU04A07)

作者简介: 黄康鑫(1990—),男,广西百色人,硕士研究生,主要从事岩石力学与工程方面的研究。

E-mail: kangxinmail@foxmail.com

1 地下洞室群工程地质条件

1.1 工程概况

猴子岩水电站位于大渡河干流河段上,采用堤坝式开发,枢纽建筑物主要由拦河坝、两岸泄洪及放空建筑物、右岸地下引水发电系统等组成,最大坝高 223.50 m,装机容量 1 700 MW。猴子岩水电站地下洞室群三维可视化图形如图 1 所示。

地下主厂房、主变室、尾水调压室三大洞室平行布置。厂房最小垂直埋深约 380 m,最小水平埋深约 250 m。主厂房 219.5 m×29.2 m×68.7 m(长×宽×高),主变室 139 m×18.8 m×25.2 m(长×宽×高),洞室群开挖支护规模及体型非常复杂。

1.2 地质条件

地下厂房区出露基岩主要为泥盆系下统(D_{11}),局部夹薄层状白云质灰岩、变质灰岩,岩层产状 $N50^{\circ}\sim 70^{\circ}E/NW\angle 25^{\circ}\sim 50^{\circ}$ 。据勘探揭示,地表岩体风化卸荷较弱,强卸荷、弱风化上段水平深度 2 m,弱卸荷、弱风化下段水平深度 52~58 m,深度 2 m 以下为微风化~新鲜岩体。

猴子岩地下洞室结构复杂,断层节理发育。地质调查测绘及勘探表明,发育规模较大的断层有 f_{1-1-1} , f_{1-2-1} , f_{1-5} 断层及挤压破碎带 g_3 。三大洞室与几条断层位置关系如图 2 所示,其中三大洞室平行布置,主厂房纵轴线方向为 $N61^{\circ}W$; f_{1-1-1} 切割主厂房、主变室、尾调室,总体产状 $N60^{\circ}E/NW30^{\circ}$; f_{1-2-1} 断层穿过主变室、2#尾调室(出露于内侧端墙、上下游边墙、底板),总体产状 $SN/W30^{\circ}$; f_{1-5} 断层切割 2#尾调室,厚度约为 0.30 m,产状 $N65^{\circ}E/NW40^{\circ}$; g_3 为挤压破碎带,主要由绢云钙质石英片岩组成,总体产状 $EW/N\angle 32^{\circ}\sim 40^{\circ}$ 。

2 计算模型及参数

2.1 三维计算模型

区域地应力反演、洞室开挖支护采用有限差分软件 $FLAC^{3D}$ 进行模拟,岩体本构模型采用带抗拉强度的 Mohr-Coulomb 模型。猴子岩地下厂房洞室群计算模型包括主厂房、主变室、尾调室以及引水洞等主要洞室,同时考虑了对洞室稳定性有较大影响的 3 条主要的断层和 1 条挤压破碎带,自上而下分别为 f_{1-1-1} , f_{1-2-1} , f_{1-5} 断层及挤压破碎带 g_3 ,计算模型如图 3 所示。

三维数值模型的边界为: x 方向(顺河向),0 以下 1 500 m; y 方向(指向河谷方向),0~1 200 m; z 方向(竖直方向),地表以下 1 500 m。岩体采用实体单元模拟,整个计算域内共剖分了 408 575 个单元,78 204 个节点。

计算结果分析的剖面位置选取情况如图 4 所示:

(1)沿河向剖面:由于厂房系统和河流不平行,存在一定角度,采用三点确定一平面的方法,沿 x 方向选取 2 个剖面:剖面 1——引水洞($x_1 = 544.6$ m, $y_1 = 352.5$ m, $z_1 = 1\ 680.9$ m; $x_2 = 544.5$ m, $y_2 = 351.5$ m, $z_2 = 1\ 689.7$ m; $x_3 = 545.9$ m, $y_3 = 360.1$ m, $z_3 = 1\ 690.7$ m),剖面 2——主厂房($x_1 = 567$ m, $y_1 = 272.5$ m, $z_1 = 1\ 717$ m; $x_2 = 567$ m, $y_2 = 272.5$ m, $z_2 = 1\ 729.8$ m; $x_3 = 620.3$ m, $y_3 = 368.5$ m, $z_3 = 1\ 729.8$ m)。

(2)垂直河向剖面:由于厂房系统和河流不平行,存在一定角度,采用“1 个点”+“1 个向量”的方法,沿

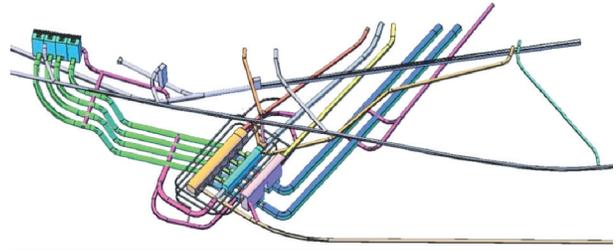


图 1 地下洞室群三维可视化图形

Fig. 1 3-D visualization of underground openings

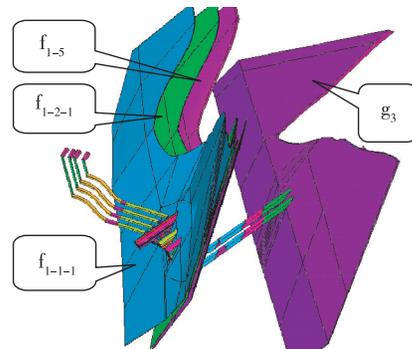


图 2 主要断层与地下洞室群之间的关系

Fig. 2 Relationships between main faults and underground openings

纵剖面方向选取2个剖面:剖面3($x_1=656.5\text{ m}, y_1=310.9\text{ m}, z_1=1\ 716.8\text{ m}$;向量5.6,10.2,0),剖面4($x_1=440\text{ m}, y_1=422\text{ m}, z_1=1\ 723.3\text{ m}$;向量5.6,10.2,0)。

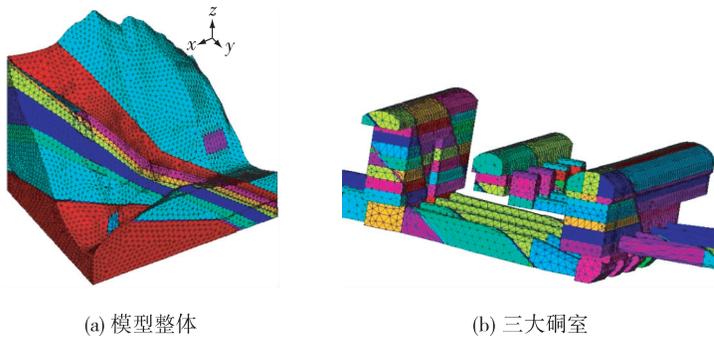


图3 大型地下洞室群三维数值模型

Fig. 3 3-D numerical model for large underground openings

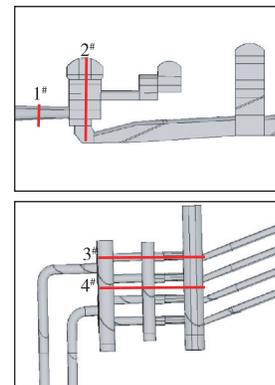


图4 典型剖面的选取

Fig. 4 Selection of monitoring sections

2.2 岩体力学参数

地下厂房岩体以微风化~新鲜中厚层~厚层~巨厚层状结构为主,局部薄层状结构,围岩初步分为Ⅲ₁~Ⅱ类,因地应力高达21~36 MPa,围岩强度应力比小于4,根据《水利水电工程地质勘察规范》^[10]要求,Ⅱ类围岩应降为Ⅲ₁类,因此整体以Ⅲ₁类为主。地下洞室区围岩根据其特点总共划分为5个大类,计算中采用的岩体物理力学参数取值见表1。

2.3 地应力条件

猴子岩水电站工程区域实测地应力数据表明:在SPD1和SPD9平洞水平埋深250 m处,最大主应力约为21.5 MPa,最大主应力方向N44.3°-73.8°W;SPD1主洞和SPD1-2支洞水平埋深400 m处,最大主应力约为29.0 MPa,最大主应力方向N54.5°-69.9°W;各测点最大主应力方向均表现出指向河谷并朝下游倾斜。同时当水平埋深超过250 m以后,洞壁有片帮、葱皮、松胀等现象,高地应力特征表现明显。

针对猴子岩水电站地形地质条件,利用建立的三维数值计算模型,结合区域内实测地应力数据,采用多元回归方法对工程区域初始地应力场进行反演分析,从而获取到地下洞室群施工过程中围岩稳定分析数值模拟所需合理的地应力场条件。

地应力反分析结果如图5所示,该地应力场条件将用于后续洞室群围岩稳定的数值模拟分析。地应力反分析结果表明:地下厂房洞室群区域最大主地应力 σ_1 为-22.5~-37.5 MPa,方向与厂房轴线在水平面上小角度相交,在垂直面上中缓角度相交。其中地下厂区最大主应力值超过-30 MPa,属于高地应力区,并随水平深度的增大主应力值逐渐提高;中间主应力 σ_2 量值也有-11.2~-24.5 MPa,应力方向与厂房轴线有一定夹角,使得下游拱腰部位更易向厂房内变形;最小主应力 σ_3 量值一般为-8.5~-21.2 MPa。从地应力反演数据可以看出,在河谷部位的地应力集中现象比较明显,最大主应力方向指向河谷并朝下游倾斜,与实测最大主应力方向基本一致,同时反演地应力值与实测地应力数据也比较接近,基本反映了该区域地应力场分布的实际情况。

表1 岩体力学参数取值

Tab. 1 Mechanical parameters for rock mass

围岩类别	重度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	变形模量/ GPa	泊松比	摩擦角/ $^\circ$	黏聚力/ MPa
Ⅱ	28.3	//14.0, \perp 12.5	0.23	47.5	1.20
Ⅲ ₁	28.0	//10.0, \perp 9.5	0.25	40.3	0.90
Ⅲ ₂	27.5	//6.5, \perp 4.0	0.30	36.5	0.75
Ⅳ	27.0	//3.5, \perp 3.0	0.35	30.6	0.36
Ⅴ	25.0	1.5	0.39	22.3	0.12

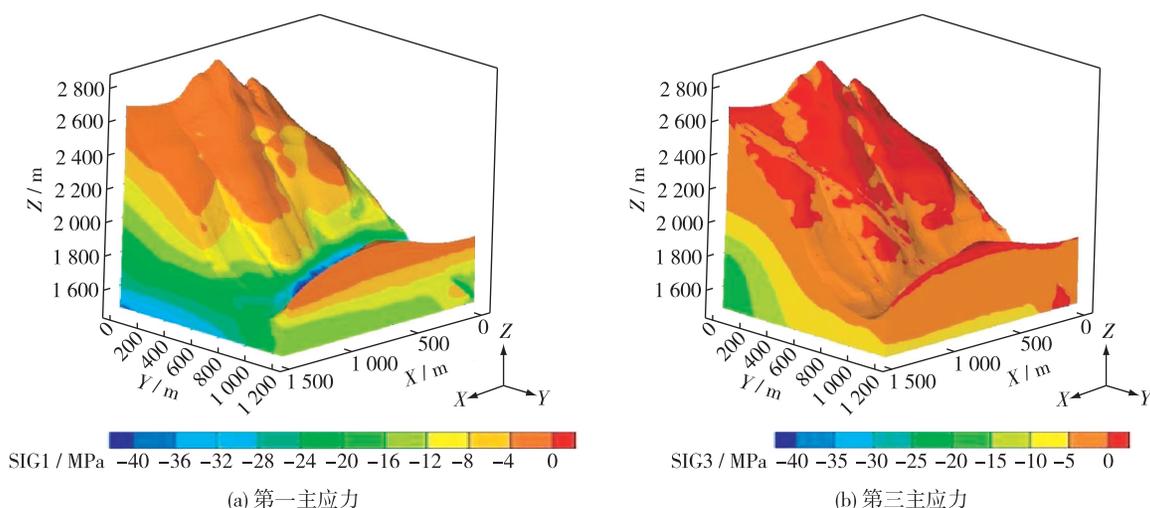


图 5 地下洞室群区域的地应力场反演结果

Fig. 5 Back-analysis results of in-situ stresses in underground openings region

2.4 开挖支护措施

支护结构的基本作用就是和围岩一起组成一个有足够安全度的地下结构体系,能承受可能出现的各种荷载,保持地下工程断面的使用净空^[11]。锚杆的锚固作用既有力学作用,也有物理作用;从力学作用角度而言,锚杆的锚固力可以作用于围岩,从而改善了围岩的应力状态;而物理作用就是锚杆加固后可以充分提高围岩的黏聚力和内摩擦角等力学参数^[12]。

猴子岩水电站地下洞室群采用的主要支护措施为砂浆锚杆、挂钢筋网、预应力锚杆等。对于施工中采用的各种加固措施的模拟,混凝土衬砌和较厚的喷混凝土层可以采用壳单元进行模拟;锚索及砂浆锚杆可以采用锚杆单元模拟,该单元能较好反映锚杆和周围岩体的相互作用。

地下洞室群施工开挖分层见图 6,其中主厂房的基本分层为 9 层,每层开挖高度为 4.0~13.5 m;主变室基本分层为 3 层,每层开挖高度为 7.0~10.7 m;尾调室基本分层为 8 层,每层开挖高度为 6.5~10.3 m。

数值模拟对整个洞室群系统的开挖共分 12 期进行,各计算分期开挖方案如表 2 所示。

表 2 地下厂房洞室群分期开挖方案

Tab. 2 Excavation schemes of underground powerhouse openings

分期	主厂房	主变室	尾调室	其他	分期	主厂房	主变室	尾调室	其他
第 1 期				①	第 7 期	6		V	a
第 2 期	1				第 8 期	7		VI	b
第 3 期	2		I		第 9 期	8		VII	c
第 4 期	3	A	II		第 10 期	9			a1, b1, d
第 5 期	4	B	III		第 11 期			VIII	②
第 6 期	5	C	IV		第 12 期				③, ④, ⑤

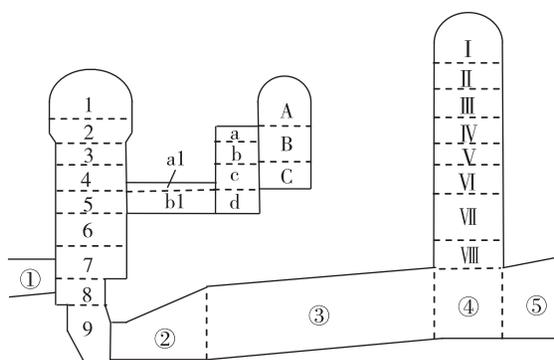


图 6 地下厂房洞室群分期开挖分层示意

Fig. 6 Sketch of layer excavation of underground powerhouse openings

3 施工期围岩稳定分析

3.1 围岩应力分析

在高地应力条件下开挖地下洞室过程中,由于围岩约束的解除,围岩内部应力发生重分布,尤其是洞周围岩应力集中比较明显,很有可能引起围岩的破坏或者大变形。不同开挖时期下4#剖面的围岩应力分布情况如图7所示(这里仅给出了主厂房、主变室及尾调室三大洞室围岩的应力分布情况)。

计算结果表明:洞室周围岩的应力以压应力为主,局部出现较小的拉应力。在洞室群开挖过程中,三大洞室的围岩应力场都随开挖的进行而不断调整和转移,相邻洞室之间的开挖应力场会造成相互影响。在开挖初期,三大洞室的拱肩拐点、底板于下游边墙与底板交接处均出现了压应力集中,第一主应力最大直达 -30.2 MPa;主厂房岩锚梁处受开挖卸荷影响较严重,所以岩锚梁开挖完毕后,需要及时支护,避免岩体大变形。在开挖中期,由于主厂房和尾调室上下游边墙较高,随着开挖临空面的扩大洞室围岩应力松弛现象较为明显(如图7(b)所示),同时顶拱和底板的高应力区逐渐向深部转移。

在开挖过程中 f_{1-1-1} 、 f_{1-2-1} 及 f_{1-5} 断层对尾调室、尾水管的应力分布有重大影响,出现了应力突变现象。开挖完成后,1#,2#剖面围岩应力分布情况如图8所示。引水隧洞围岩发生了明显的应力偏转现象,在洞室右上角和左下角围岩的应力集中比较明显,并且1#,4#引水隧洞应力集中程度较2#,3#突出,其中应力集中最大值出现在1#引水隧洞的左下角,达 -35.2 MPa。隧洞右上角和左下角由于受到高应力集中作用可能会导致围岩开裂破坏,因此需要加强对引水隧洞 45° 方位区域的支护强度,以防止应力集中引起岩爆破坏。主副厂房开挖完成后,在副厂房底板以及机坑之间的隔墙顶部开挖卸荷较为明显,同时主厂房厂横 $0-006.00$ 及 $0+084.00$ 断面顶拱附近出现比较明显的应力集中,最大值约为 -30 MPa;此外在 f_{1-5} 断层切割带、机坑之间的隔墙底部也出现了不同程度的应力集中。

开挖过程主厂房顶拱中部监测点应力变化规律如图9所示,当开挖至关键监测点所在高程时,围岩应力突然释放,大小主应力的释放幅度均较大。随着后续施工开挖的进行,洞室围岩最大主应力增大趋势较为明显,而小主应力随着施工开挖变化趋势较小。在支护结构的作用下,围岩各监测点的应力状态总体上以压应力为主,没有出现较大范围的拉应力,说明支护措施对改善围岩应力状态的效果比较好。

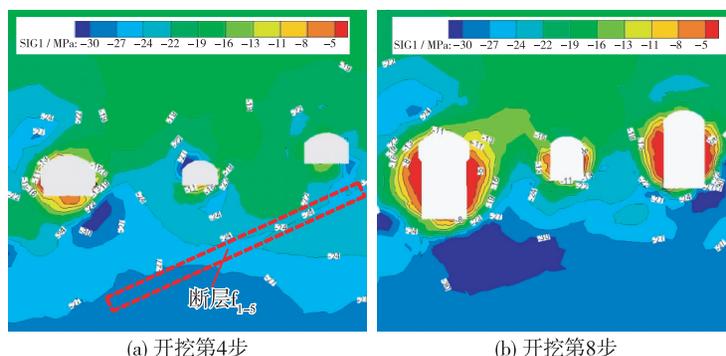


图7 4#剖面开挖过程第一主应力分布

Fig.7 Major principal stress distribution characteristics of 4# profile during excavation

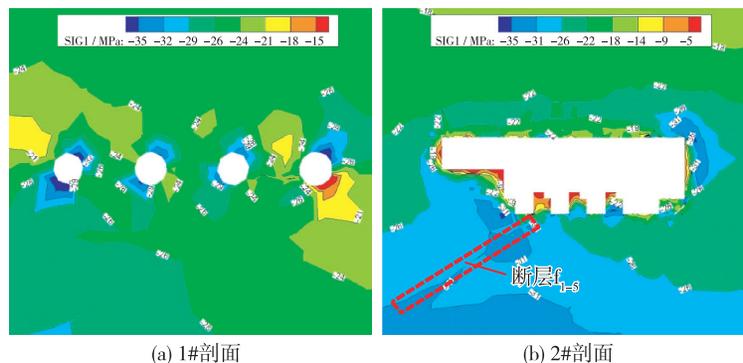


图8 开挖完成后围岩第一主应力分布

Fig.8 Stress distribution characteristics of surrounding rock after excavation

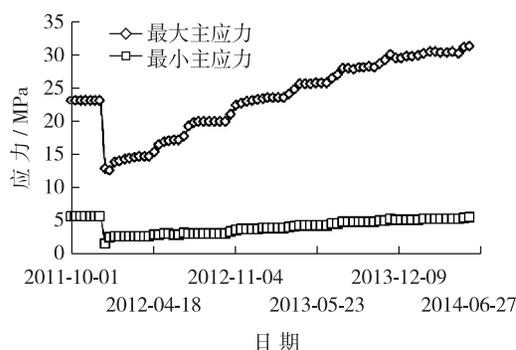


图9 开挖过程围岩应力典型演化规律

Fig.9 Typical evolution tendency of surrounding rock stress during excavation

3.2 围岩位移分析

由于猴子岩地下硐室群围岩结构面发育、岩体强度偏低,因此在高地应力条件下,开挖围岩变形较大,局部出现了比较明显的开裂等破坏现象,但由于施工过程中采取边开挖边支护的措施,且在变形较大的区域采取了加强支护措施,围岩变形得到了较好的控制。开挖完成后,3#剖面围岩位移分布特征如图 10 所示,主厂房下游边墙与母线洞交叉口处临空面较大,这也导致了该部位开挖变形量较大。

从计算结果可见,围岩的位移矢量均指向硐内,其中顶拱与底板以竖直变形为主,上下游边墙以水平变形为主。根据实际施工开挖揭露情况,主厂房上游厂横 0-002.00~0-017.00 桩号岩台保护层开挖后,受岩爆影响,岩台部位岩体在开挖前滑移,保护层开挖后仍存在滑移及脱落体,数值计算中围岩各点的变形与工程实际开挖变形运动趋势基本一致。对比支护前后两种工况可知,围岩变形形态在支护前后基本相似,但量值均有明显减小。经锚固后围岩变形有了显著改善,但在断层及挤压破碎带的影响范围内位移变形仍较大,说明该部位岩体在开挖过程中存在局部失稳的可能。

主厂房上游侧边墙中部监测点的位移变化见图 11,随着开挖期岩体的开挖扰动范围不断增大,硐室位移量也逐渐增加。最终围岩的水平位移(x, y 方向)增长幅度较竖直位移(z 方向)大。在支护措施的作用下,每次开挖扰动造成的围岩变形较为平缓,没有出现较大的位移突变,说明开挖方案较为合理,并且支护结构对限制围岩变形、维持围岩稳定具有很明显的作用。

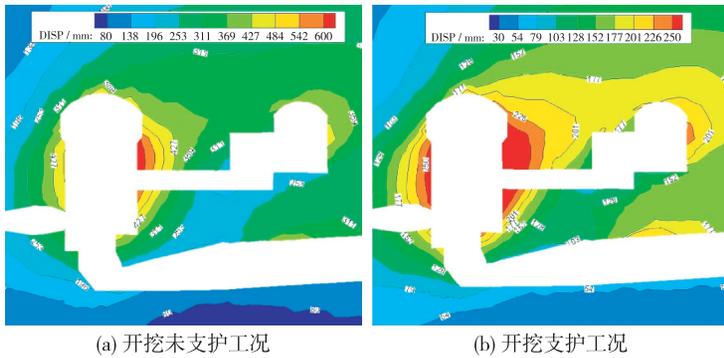


图 10 3#机组剖面水平位移场分布

Fig. 10 Displacement distribution characteristics of turbine 3# profile

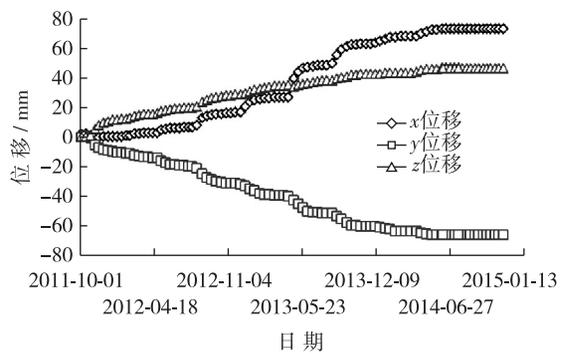


图 11 开挖过程围岩变形典型变化趋势

Fig. 11 Displacement evolution of surrounding rock during excavation

3.3 围岩塑性区分析

岩体开挖后,将会产生应力重分布,岩体在二次应力场的作用下会产生塑形变形,塑形变形区域的大小可以作为评价硐室稳定性的指标,支护前后 1#机组剖面围岩塑性区演化情况如图 12 所示。

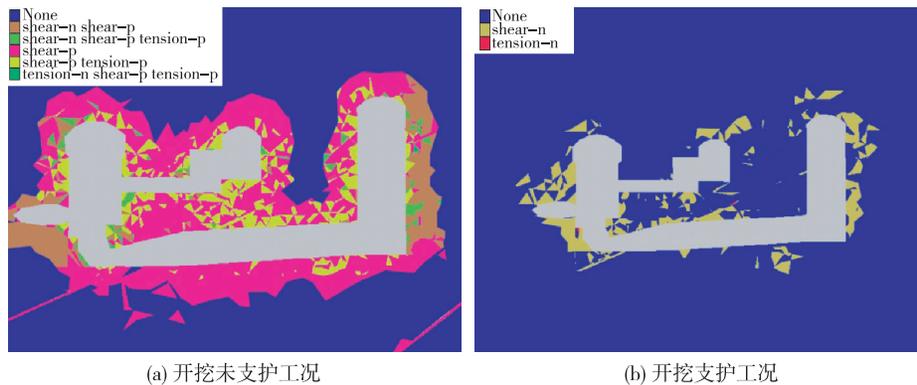


图 12 5#机组剖面塑性区分布

Fig. 12 Plastic zone distribution characteristics of turbine 5# profile

从计算结果可以看出:岩体塑性破坏单元总体以剪切屈服为主,断层出露部位以及靠近剪切带附近的岩体产生局部拉裂破坏。随着开挖步的进行,塑性区范围逐渐增大,但没有出现明显的突变,说明设计开挖分区比较合理。未考虑支护作用工况下,顶拱处塑性区的最大延伸范围为6~8 m,两个侧墙为5~7 m。主厂房与主变室间出现了较大面积的贯穿,这对主厂房及主变室连接段的围岩稳定性极为不利。按照设计支护措施对围岩进行加固后,锚固措施有效减小了围岩的塑性变形区,各开挖步骤均能保证洞室的围岩总体稳定和施工安全,除断层影响区的局部范围内需要进行加强支护外,其他部位的塑性变形基本控制在锚杆长度控制范围以内,说明设计支护方案对限制围岩塑性区的发展起到了较好作用。

4 结 语

(1)随着开挖期的推进,洞室变形量逐渐增大,并且洞室上下游边墙开挖卸荷现象较为明显。相邻洞室之间的施工开挖会对围岩应力、位移场造成相互影响,所以若施工条件允许,应尽量减小洞室间施工开挖的相互影响。塑性变形区的面积随着开挖期数的增大变化幅度较为平缓,没有出现较大突变,说明施工开挖方案比较合理。

(2)洞室群区域发育的 f_{1-1-1} , f_{1-2-1} , f_{1-5} 断层及挤压破碎带 g_3 ,对洞室围岩稳定性的影响尤为突出。在断层与厂房切割处出现了围岩大变形,同时围岩的应力集中程度也较高。施工过程中应该加强不良地质洞室段的施工监测,并根据开挖揭露的地质状况调整支护措施。

(3)在各分期开挖过程中,采用设计支护方案对围岩进行全断面加固后,塑性变形面积明显减小,表明设计支护方案较为合理,能够从整体上保证洞室群的整体稳定性。但在主厂房与引水管连接处、以及断层穿越带等局部塑性区延展深度仍然较大,说明该部位还可能存在局部失稳,为保证这些部位的围岩稳定,需要采取加强支护措施。

参 考 文 献:

- [1] 李志鹏,徐光黎,董家兴,等. 猴子岩水电站地下厂房洞室群施工期围岩变形与破坏特征[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(11): 2291-2300. (LI Zhi-peng, XU Guang-li, DONG Jia-xing, et al. Deformation and fracture of surrounding rock mass of underground caverns at Houziyan hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(11): 2291-2300. (in Chinese))
- [2] 黄润秋,黄达. 高地应力条件下卸荷速率对锦屏大理岩力学特性影响规律试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(1): 21-33. (HUANG Run-qiu, HUANG Da. Experimental research on affection laws of unloading rates on mechanical properties of Jinping marble under high geostress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(1): 21-33. (in Chinese))
- [3] 谷兆祺. 地下洞室工程[M]. 北京:清华大学出版社, 1994. (GU Zhao-qi. Underground cavern engineering[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1994. (in Chinese))
- [4] 孙红月,尚岳全,张春生. 大型地下洞室围岩稳定性数值模拟分析[J]. 浙江大学学报, 2004, 38(1): 71-73. (SUN Hong-yue, SHANG Yue-quan, ZHANG Chun-sheng. Numerical modeling analysis for surrounding rockmass stability of large underground cavities[J]. Journal of Zhejiang University, 2004, 38(1): 71-73. (in Chinese))
- [5] 胡炜,段汝健,杨兴国,等. 高地应力条件下大型地下洞室群施工期围岩稳定特征[J]. 四川大学学报, 2013, 45(增1): 24-30. (HU Wei, DUAN Ru-jian, YANG Xing-guo, et al. Surrounding rock mass stability characteristics of large underground caverns during the construction period under high in-situ stresses condition[J]. Journal of Sichuan University, 2013, 45(Suppl1): 24-30. (in Chinese))
- [6] 王建敏,任青文,杨印. 基于数值模拟的地下洞室施工安全预警指标[J]. 水利水运工程学报, 2013(2): 20-25. (WANG Jian-min, REN Qing-wen, YANG Yin. Early safety warning indexes of an underground grotto based on numerical simulation[J]. Hydro-Science and Engineering, 2013(2): 20-25. (in Chinese))
- [7] 刘乃飞,李宁,郭晓刚. 及时支护隧洞变形规律研究及稳定性评价[J]. 水利水运工程学报, 2014(5): 53-60. (LIU Nai-fei, LI Ning, GUO Xiao-gang. Analysis of defxormation and failure characteristics for surrounding rock of soft-rock tunnel and

- stability evaluation[J]. *Hydro-Science and Engineering*, 2014(5): 53-60. (in Chinese))
- [8] 谢冰冰, 肖明, 邓建. 某地下硐室全长粘结式锚杆受力特性分析[J]. *水电能源科学*, 2015, 33(6): 126-130. (XIE Bing-bing, XIAO Ming, DENG Jian. Stress characteristics analysis of fully grouted rock bolt of underground caverns [J]. *Water Resources and Power*, 2015, 33(6): 126-130. (in Chinese))
- [9] 田泽润, 李守巨, 于申. 白山抽水蓄能泵站地下厂房的岩体力学参数反演[J]. *岩土力学*, 2014, 35(增2): 508-513. (TIAN Ze-run, LI Shou-ju, YU Shen. Inversion of rock mass mechanical parameter in underground powerhouse of Baishan pumped storage station[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, 35(Suppl2): 508-513. (in Chinese))
- [10] GB 50487—2008 水利水电工程地质勘察规范[S]. (GB 50487—2008 Code for engineering geological investigation of water resources and hydropower[S]. (in Chinese))
- [11] 贺少辉. 地下工程[M]. 北京: 清华大学出版社, 北京交通大学出版社, 2006. (HE Shao-hui. *Underground engineering* [M]. Beijing: Tsinghua University Press, Beijing Jiaotong University Press, 2006. (in Chinese))
- [12] 陈景涛, 朱进明, 苏国韶. 高地应力下地下硐室群开挖过程的数值模拟[J]. *华中科技大学学报(城市科学版)*, 2009, 26(4): 5-9. (CHEN Jin-tao, ZHU Jin-ming, SU Guo-shao. Numerical simulation for excavation of underground caverns under high geostress conditions[J]. *Journal of Huazhong University of Science and Technology (Urban Science Edition)*, 2009, 26(4): 5-9. (in Chinese))

Stress deformation and stability analysis for surrounding rock mass during construction of large underground caverns

HUANG Kang-xin¹, YUAN Ping-shun², XU Fu-gang¹, ZHOU Jia-wen¹

(1. *State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan University, Chengdu 610065, China*; 2. *7th Bureau Co., Ltd., Power Construction Corporation of China, Chengdu 611730, China*)

Abstract: Geological conditions of the underground openings of Houziyan hydropower station are complex, i. e. developing of jointed fractured rock mass, being influenced by multiple faults and compressive fracture zones, and being located in the area with middle-high initial stresses. The deformation and damage of the surrounding rock mass are obvious during construction. In order to ensure the safety of construction of works, it is necessary to analyze the stress deformation and stability of the whole opening group during the construction period. Based on the relevant design parameters and support schemes for excavation, a three-dimensional finite difference model is established for the underground openings of the Houziyan hydropower station, and the inverting stress field distribution and the entire construction process of openings are simulated. The analysis results show that with the expansion of free surface excavation, the stress relaxation of the upper and lower reaches of the side wall is more remarkable, and that the stress concentration of different degrees appears in the fault-exposed belt and at the bottom of the machine pit wall. The displacement of the surrounding rock during excavation is gradually increasing; and large deformation occurs at the connecting place of the openings. The supporting scheme can limit the deformation of the surrounding rock mass and reduce the area of the plastic zone, which means that the support scheme is reasonable for the construction of the openings.

Key words: hydropower station; underground openings; numerical simulation; stress deformation; stability of surrounding rock mass