硬梁包水电站地下厂房洞室群围岩稳定性分析

张恩宝,邓 瞻

(中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司,四川成都 610072)

摘 要:本文采用非线性弹塑性有限元法,通过对二维和三维两种模型的对比计算,分析了硬梁包水电站地下厂房洞周围岩 变形特征、应力分布状态、塑性区分布范围及支护受力情况等,初步评价了洞室群围岩整体稳定状况,讨论了拟定支护措施 的有效性,为今后支护优化设计提供有益参考;同时进行了地震工况下围岩稳定性分析,结果表明地震作用下洞室围岩稳定 性和支护结构安全性是有保证的。

关键词:地下厂房;计算条件;开挖程序;研究内容;结果与分析 中图分类号:[TM622];TV731+.6;U453.2 文献标识码: A 文章编号:1001-2184(2019)02-0076-05

1 工程概况

硬梁包水电站系大渡河干流水电规划"三库 22级"的第13级电站,电站采用闸坝长引水式开 发,主要任务为发电。引水发电系统布置在左岸, 初拟装机容量1200 MW。厂房轴线方位为N70° W,厂房、主变室、尾闸室三大洞室平行布置,洞室 上部开挖跨度分别为28.1 m、18 m、15 m,其间岩 柱厚度分别为45 m、36 m。

地下厂房洞室群最小垂直埋深约400 m,最 小水平埋深约520 m。主要置于晋宁一澄江期闪 长岩、花岗岩中,岩体总体呈块状、次块状结构。 围岩类别以Ⅲ类为主,主要发育F1、F2、F3、F4等 相对较大的Ⅱ级结构面,其余多为Ⅲ、Ⅳ级结构面 和节理裂隙,且具一定区段性,对洞室围岩稳定影 响较大。另外,根据概率地震危险性分析及场地 计算结果:50年超越概率10%,厂址处基岩水平 向峰值加速度为283gal,地震基本烈度8度。

2 计算条件

2.1 计算范围

二维分析以地下厂房 2 # 机组横剖面为研究 对象,计算范围:X 方向为垂直厂房纵轴线方向, 总长度 310.80 m;铅直向 Z 底部取至 ▽ 1 030.00 m 高程,顶部延伸至地表。为了提高模拟精度, 对洞周约两倍洞径范围内进行了网格细化,整个 计算域共计离散节点数 15 994 和单元数 16 729。

三维分析计算范围:垂直厂房纵轴线方向 X, 总长度 350.00 m;Y 方向沿厂房纵轴线方向,总

收稿日期:2018-11-12

长度 450.00 m;铅直向自尾水管最低处以下 90 m 至主厂房最高处以上 200 m,总高度 360 m。整 体分析模型离散节点数 110 657 9,单元数 732 569。采用 2D,3D 分析开挖 部分模型见图 1。



图 1 2D、3D分析开挖部分模型图

2.2 岩体物理力学参数

各类岩体物理力学参数计算取值如表1所示。 2.3 洞室变形及稳定性分析方法

本次地下洞室开挖的稳定性非线性有限元分 析按低抗拉弹塑性模型来分析岩体材料开裂情况,岩体是否进入塑性状态,按 Druker-Prager 屈服准则进行判别。

围岩分类	天然密度	泊松比	变形模量	岩体抗剪断强度		
	$\gamma \ / g \cdot cm^{-3}$	μ	E /GPa	f'	$C'/{\rm MPa}$	
Π	2.70	0.23	13.0	1.2	1.3	
Ш 1	2.65	0.25	8.5	1.0	1.1	
III 2	2.60	0.27	5.5	0.8	0.8	
IV	2.50	0.30	3.0	0.6	0.45	
V	2.40	0.40	0.25	0.43	0.10	

表 1 岩体物理力学参数计算取值

在有限元计算过程中,施工期洞室的开挖过程 也就是地应力释放过程。通常用减小开挖部分岩 体单元的变形模量,转移开挖单元应力并生成等效 开挖节点力替代,即可模拟洞室开挖释放荷载。

用二维有限元模拟开挖过程时,还会出现"不 完全开挖"的现象。例如压力管道、母线洞和尾水 管,这些区域由于岩柱的存在,计算时其开挖荷载 应按洞室跨度和岩柱跨度之比计算荷载释放系数 α,相应区域在开挖后仍应保留(1-α)的初始刚度。

目前,数值计算中一般将锚杆简化为锚杆单 元加以模拟,锚杆的作用通过锚杆的"刚度"体现, 由于系统锚杆的刚度相对于围岩的刚度非常小, 许多计算成果表明,这种模拟方法不能完全反映 锚杆的支护效应,实际上锚杆的作用主要体现为 在参与围岩的协调变形过程中,锚杆的弹性恢复 变形存在一种反向锁固力,对围岩形成锚固效应, 换言之,加锚岩体的变形与强度参数可以提高,这 一观点已得到部分室内和现场试验证实。加锚后 围岩的抗剪强度参数为:

$$C_{1} = C_{0} + \eta \frac{\tau_{s}S}{ab}$$

$$\varphi_{1} = \varphi_{0}$$
(1)

式中 C₀、φ₀为无锚杆条件下围岩的凝结力与内 磨擦角;τ_s为锚杆的抗剪强度,S为锚杆截面积, a、b为锚杆纵横布置间距,η为无量纲系数,与锚 杆直径等因素有关。

本次计算锚杆、锚索均用杆单元模拟。若锚 杆(索)上施加有预应力,还需在锚杆(索)的两个 端点施加对顶力。锚杆对围岩参数的影响按式 (1)计算。如取 η =3.5, τ_s =200 MPa,则对 φ 28, 长 6 m,间排距 1.5 m×1.5 m 的锚杆而言,计算 可得 $\triangle C$ =0.19 MPa。

地震作用采用拟静力法模拟,仅计入水平方 向地震力作用,采用体积力的方式进行施加。 符号约定:位移指向坐标正向时为正,指向坐 标负向时为负;应力以压为正,以拉为负。

3 开挖程序

地下厂房洞室群施工开挖顺序组合见图 2。 特点:先开挖主厂房及尾闸室上层,主变室滞后一 层开挖。

4 研究内容

为了充分考虑支护结构与岩体介质的相互作 用,合理模拟围岩与锚固系统的协调性,在初拟洞 室群布置和支护措施的基础上,分别采用二维、三 维非线性有限元法进行计算,对比分析地下厂房 洞室群围岩应力、变形、塑性区发展特征及支护受 力情况等,指出可能失稳部位及破坏形式,初步评 价了洞室群整体稳定状况。另外,基于三维静力 分析,进一步进行了地震工况下围岩稳定性分析, 以评价其作用对地下洞室群围岩整体稳定性和支 护结构的影响。

5 计算结果与分析

本次计算主要研究了开挖过程中围岩的应 力、变形、塑性区开展深度,进而对支护的有效性 作出合理评价。以下着重对开挖完成后2#机组 横剖面的变化情况进行比较与分析。

5.1 天然地应力场

未开挖时,主应力分布特征是:(1)以构造 应力为主,竖直向及水平向的应力均大于自重 作用产生的地应力,竖直向应力与压重的比值 系数,垂直于主厂房纵轴线方向侧压力系数 $k_x =$ 0.65~0.85,沿主厂房纵轴线方向侧压力系数 $k_y =$ 1.05~1.65。(2)三大洞室区域 σ_1 范围 12.0~ 22.8 MPa,方向 N65°W~S85°W,倾角 25~35°; σ_2 范围 7.63~14.5 MPa; σ_3 范围 3.59~6.79 MPa 之间,方向为 S25°W~S5°E,倾角 75~80°,三大 洞室区为中高应力区。(3)主洞室纵轴线方向与 σ_1 方向基本一致,当前布置方案有效避免了最大



图 2 施工开挖顺序组合图

主应力对洞室稳定的不利影响,轴线选择合理。 5.2 开挖完成后围岩的主应力场



图 3 2 # 机组横剖面开挖完成洞周最大 主应力等值线图



图 4 2 # 机组横剖面开挖完成洞周最小 主应力等值线图

两种模型下围岩应力状态分布与天然未开挖 时相比,开挖对开挖区域周边应力场有显著影响, 而在距离洞壁一定距离之后,应力分布特征则基 本不变。

开挖区大主应力 σ₁ 和小主应力 σ₃ 的分布特 征:(1)三大洞室拱座、边墙中部,交叉口部位等均 发生了不同程度的应力集中现象,最大主应力可 达约 50 MPa,但仍在围岩强度承受范围内,围岩 总体上是稳定的。(2)由于开挖卸荷作用,小主应 力 σ₃ 在洞壁附近迅速减小。(3)尾水洞上部局部 岩体出现应力集中现象。

5.3 开挖完成后围岩的变形特征

洞周围岩变形有如下特征:(1)三大洞室整体 呈现内收的变形特点,变形总体规律基本一致,量 值表现为主厂房最大,尾闸室次之,主变室最小; 边墙大于顶拱的分布规律。(2)2D、3D 模型下顶 拱分别下沉主厂房为-27.94 mm、-45.30 mm, 主变室为-25.91 mm、-48.60 mm,尾闸室为-38.64 mm、-36.90 mm。(3)2D、3D 模型下边墙 中部分别内收主厂房为 60 mm、75 mm,主变室 为 29 mm、38 mm,尾闸室为 45 mm、55 mm。

由此可见,2D模型计算变位值较 3D 小,主要可能由于 2D模型加固区材料参数相对取值稍 高和洞室体型局部差别所致,但变形规律基本一致,量值总体不大。

5.4 开挖完成后洞周围岩破坏区分布

由图 5、图 6 可见,开挖引起的岩体破坏点主 要集中发生在高边墙中部、洞室交叉口及体型拐 角处,其分布和规模有以下特征:(1)两模型下洞 周塑性区集中分布位置基本类似。2D 模型下三 大洞室顶拱呈零星破坏点分布;3D 模型下顶拱塑





图 5 2D 模型下 2 # 机组横剖面开挖完成 洞周破坏模式图



图 6 3D 模型下典型横剖面开挖完成洞周 破坏模式图

性区出现在浅表处,深度约2m,不构成大规模滑

块或掉块。(2)各主洞室边墙中部塑性区相对较 深,2D、3D模型下塑性区深度主厂房分别约为13 m、11 m,主变室分别约为6.1 m、7.5 m,尾闸室分 别约为9.2 m、8 m。可见,应重视高边墙中部支 护措施的针对性和有效性。(3)洞室交叉口部位 因应力集中产生了较深的压剪和松弛破坏,若存 在不利节理、裂隙组合,极可能产生局部塌落。因 此,在开挖时应采取短进尺、弱爆破、及支护等措 施,尽可能减小对围岩的扰动影响,以保证洞室围 岩的稳定性。(4)尾水管洞室规模小,两模型下均 未出现贯通现象,主变室、尾闸室边墙塑性破坏 区处于锚杆长度控制范围内,围岩整体稳定性可 控。表2给出了地下厂房典型断面可能存在的滑 块,为今后有针对性的预案提供参考。

5.5 开挖完成后系统支护受力状况

系统支护受力变化有如下特征:(1)普通锚杆 应力呈现从顶拱到拱角逐渐减小的趋势,边墙大 于顶拱。(2)三大洞室顶拱普通锚杆 φ28 应力变 化范围为46~110 MPa,主厂房顶拱量值最大;边

表 2 地下厂房典型断面可能滑块汇总表

编号	位置	破坏形式	滑出高程 /m	尺度特征
1	主厂房上游边墙下部拐角	滑动	1 105.00	三角形块体,高5.0m,宽4.6m
2	主厂房下游边墙与母线洞交叉口	塌落	1 144.00	三角形楔体,高5.0m,宽4.5m
3	主厂房下游边墙下部	滑动	1 111.00	三角形块体,高8.5m,宽6.8m
4	主变室上游边墙与母线洞交叉口	塌落	1 150.90	三角形楔体,高1.5 m,宽6.0 m
5	尾闸室下游边墙与尾水洞交叉口	塌落	1 147.00	三角形楔体,高5.0m,宽9.0m

墙普通锚杆 φ 28/ φ 32(L=6 m/9 m)应力变化范 围为 43~142 MPa,但绝大多数应力处于 100 MPa 以下,总体量值不大。(3)主厂房顶拱支护 的预应力锚杆 φ 32(++T=120 kN,L=9 m)内 力大致在 126~150 kN;2D、3D 模型下主厂房边 墙预应力锚索(T=2 000 kN)均值分别为 2 185 kN、2 031 kN,尾闸室分别为 2 115 kN、2 055 kN。(4)由于两侧岩柱的限制作用,尾水管顶拱 锚杆应力普遍较小。由上可知,锚杆(索)受力总 体上不大,满足系统支护安全性要求。但为了充 分发挥锚杆(索)作用,结合工程地质条件,应在局 部部位适当优化支护措施。

5.6 断层贯穿洞室部位稳定性分析

除洞室交叉口及拐角部位外,断层贯穿洞室 部位(如 F4 断层贯穿安装间、主变室及尾闸室西 端洞段)对洞室的局部稳定和局部支护结构安全 产生一定的影响。以安装间为例,F4 断层贯穿 处,顶拱下沉 66 mm,较一般顶拱部位增加约 90%,边墙最大位移 54 mm,较一般边墙部位位 移增加约 60%;F4 断层穿过部位的锚杆最大拉 拔力大多超过了 350 kN。可见,F4 断层贯穿部 位处的围岩位移、支护结构受力均较正常部位有 明显的增加,施工中,应对该类似部位制定有针对 性的加强支护措施,以保证洞室局部稳定性。

5.7 地震作用下围岩稳定性分析

根据工程实际,取工况一(逆水流向,地震加 速度一0.28 g)和工况二(顺水流向,地震加速度 0.28 g)进行了计算对比分析。分析结果表明: (1)地震作用下顶拱位移均变化小,最大变化不超 过 0.5 mm,水流方向变形变化较顶拱大,最大水 平位移出现在厂房上游边墙,两工况下最大位移 分别为 89.95 mm、97.13 mm。总体上,地震工况 下洞室围岩产生了一定的增量位移,但不超过8 mm,小于10%。(2)地震工况下主厂房上游边墙 围岩出现一定的小值拉应力,量值不超过-0.7 MPa;两工况下最大压应力主厂房顶拱分别为 35.63 MPa、33.72 MPa,尾闸室顶拱分别为 35.64 MPa、36.47 MPa。围岩应力较未考虑地震作用 时变化较小,不超过5%。(3)地震荷载对锚杆应 力影响很小。两工况下顶拱部位较正常工况锚杆 应力变化小于3%。可见,地震作用对洞室稳定 状况影响较小,洞室稳定性和支护结构安全性是 有保证的。

6 **结 论**

综合上述计算分析成果,可得如下结论:

(1)硬梁包水电站厂区初始应力以构造应力 为主,三大洞室区为中高应力区。当前主洞室轴 线选择合理,有效规避了最大主应力对洞室稳定 的不利影响,同时兼顾了中间应力的影响。

(2) 三大洞室顶拱拱角、高边墙中部,交叉口 部位等均发生了不同程度的应力集中现象,最大 主应力可达约 50 MPa,但仍在围岩强度承受范围 内;2D、3D 模型下围岩变形规律基本一致,量值 总体不大。

(3)各洞室间岩柱塑性破坏区未出现贯通现 象,洞室围岩整体稳定性可控。但洞室高边墙中 下部、交叉口等部位塑性区分布相对较深,且破坏 点连通性强,可能形成楔型不利组合,出现局部稳 定问题。另外,断层贯穿部位处的围岩位移、支护 受力均较正常部位有明显的增加,应引起重点关 注,并作好关键部位的弱面查勘,制定好针对性的 加强支护预案。

(4)目前采用的支护处理深度和加固强度基本合适,锚杆(索)受力总体不大,满足系统支护安

(上接第75页)

土浇筑方案。

参考文献:

- [1] 袁建华,谢红忠. 江口水电站坝体混凝土施工缆机布置设计 [J]. 人民长江,2001(3):59-61.
- [2] 王翔,梁任强,翁永红.乌东德大坝施工缆机布置方案研究 [J].水利水电技术,2014(1):107-110.
- [3] 翁永红,汪安华,范五一,简兴昌.向家坝水电站大坝混凝土 浇筑方案研究[J].中国三峡建设,2004(5):47-50.

作者简介:

李 鹏(1990-),男,四川内江人,硕士,工程师,现供职于中国电

全性要求。但为了充分发挥锚杆(索)作用,结合 工程地质条件,洞室局部支护参数仍有一定的优 化空间,以降低工程造价。

(5)考虑地震作用的计算分析结果表明,地震 荷载对地下洞室群围岩应力分布、洞周位移、锚杆 (索)受力等均影响较小,洞室稳定性及支护结构 安全性是有保证的。

参考文献:

- [1] 孙开畅,孙志禹.向家坝水电站地下厂房洞室群围岩稳定分 析[J].长江科学院院报,2006,23(5):29-32.
- [2] 唐旭海,张建海,张恩宝.溪洛渡电站左岸地下厂房洞室群围 岩整体稳定性研究[J].云南水力发电,2007,23 (1):33-37.
- [3] 陈秀铜,李 璐.大型地下厂房洞室群围岩稳定分析[J].岩石 力学与工程学报,2008,27 (s1):2866-2872.
- [4] 张恩宝,樊熠玮,赵晓峰.溪洛渡水电站地下厂房洞室群施 工期围岩稳定性分析[J].水电站设计,2016,32(4):1-7.
- [5] 王震洲,侯东奇,曾海燕等.两河口地下厂房轴线方位选择 与围岩稳定分析[J].地下空间与工程学报,2016,12 (1): 227-235.
- [6] 周述达,裴启涛,张存慧.大型地下洞室群主洞室规模优化 及支护设计研究[J].人民长江,2016,47 (18):65-70.
- [7] 樊启祥,王义锋.溪洛渡水电站地下厂房岩体工程实践[J]. 岩石力学与工程学报,2011,30(增1):2986 - 2993.
- [8] 麦锦锋,李端有,黄祥,刘宝乐.乌东德水电站右岸地下厂房 施工期围岩稳定分析[J].长江科学院院报,2016,33(05): 42-47.
- [9] 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.
- [10] 蒋峰,张建海等.某大型地下厂房洞室群支护设计和围岩 稳定[J].四川水力发电,2004,23(4):31-33.

作者简介:

- 张恩宝(1979-),男,河南灵宝人,高级工程师,主要从事水工建筑 物设计工作;
- 邓 瞻(1979-),男,湖北襄阳人,高级工程师,主要从事水工建筑 物设计工作.

(责任编辑:卓政昌)

- 建集团成都勘测设计研究院有限公司,主要从事水利水电 工程施工组织;
- 杜长劼(1991-),男,甘肃陇南人,硕士,助理工程师,现供职于中 国电建集团成都勘测设计研究院有限公司,主要从事水利 水电工程施工组织;
- 李心睿(1991-),男,四川绵阳人,硕士,助理工程师,现供职于中 国电建集团成都勘测设计研究院有限公司,主要从事水利 水电工程施工组织;
- 蒋林魁(1975-),男,湖南宁乡人,学士,教高,现供职于中国电建 集团成都勘测设计研究院有限公司,主要从事水利水电工 程施工组织. (责任编辑:卓政昌)