

向家坝水电站地下厂房缓倾角层状围岩稳定分析

樊启祥^{1, 2}, 王义锋²

(1. 清华大学 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 中国长江三峡集团公司, 湖北 宜昌 443002)

摘要: 向家坝水电站地下厂房跨度 33.4 m、高 85.2 m, 为国内最大跨度与高度的地下厂房。缓倾角岩层中大跨度地下洞室群的开挖致使顶拱围岩稳定问题突出, 为典型结构面控制型地下岩体工程。采取三维离散单元法与应力位移监测相结合的研究对策, 对围岩稳定进行综合分析, 实施对穿锚索和系统锚杆的加固对策, 并基于监测成果说明厂房顶拱围岩在开挖加固后的稳定性。研究表明, 浅至中等埋深结构面控制型围岩稳定问题必须加强工程地质分析, 重视岩体的非连续性和各向异性, 宜采用非连续介质力学分析方法进行分析, 以实施针对性加固措施。

关键词: 岩石力学; 层状围岩; 监测; 稳定性; 三维离散元法

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2010)07 - 1307 - 07

STABILITY ANALYSIS OF LAYERED SURROUNDING ROCK MASS OF LARGE UNDERGROUND POWERHOUSE OF XIANGJIABA HYDROPOWER STATION

FAN Qixiang^{1, 2}, WANG Yifeng²

(1. State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;
2. China Three Gorges Corporation, Yichang, Hubei 443002, China)

Abstract: The underground powerhouse of Xiangjiaba hydropower station(33.4 m×85.2 m) is the largest underground powerhouse in the world. Excavation of large-span underground caverns in gently inclined stratum leads to significant stability problems of surrounding rock mass. Both 3D distinct element method and stress and displacement monitoring are used to study the surrounding rock mass stability, and two-ended anchor and systematic bolts are used to reinforce the surrounding rock mass. Then, based on the monitoring results, the stability of surrounding rock is analyzed. The research reveals the structure-controlled surrounding rock stability problem of shallow or middle buried cavern, and great attention should be paid to geology analysis and the survey of rock mass geometric features and discontinuity. It is appropriate to use the discontinuous medium mechanics method, and then to implement the corresponding optimal reinforcement measures.

Key words: rock mechanics; layered rock mass; monitoring; stability; 3D distinct element method

1 引言

向家坝水电站地下洞室群规模宏大, 结构复杂, 主厂房跨度为 33.4 m, 高为 85.2 m, 为国内最大跨度与高度的地下厂房。主要洞室的上覆岩层厚度为 100~225 m, 由于其大跨度特征以及自重应力为主

的初始应力条件, 属浅至中等埋深岩体工程。缓倾角岩层中大跨度地下洞室开挖致使围岩稳定问题突出, 为典型结构面控制型岩体工程^[1, 2]。

岩体地下工程围岩稳定问题归结为岩体对开挖释放荷载的响应, 即开挖使岩体应力总体表现松弛, 由于受岩体特性和开挖结构形式的影响, 开挖变形特征可能存在非对称性等差异现象。在一些部位受

收稿日期: 2010 - 01 - 15; **修回日期:** 2010 - 05 - 24

作者简介: 樊启祥(1963 -), 男, 博士, 1984 年毕业于葛洲坝水电工程学院水利工程专业, 现任教授级高级工程师, 从事水电工程建设技术管理等方面的研究工作。E-mail: fan_qixiang@ctgpc.com.cn

其结构面影响,可能改变应力场的相对关系,从而表现出不同的稳定特征和潜在破坏方式^[3, 4]。

向家坝水电站浅埋岩体的结构面效应、自重应力场初始条件等地质因素的作用,在很大程度上决定了岩体的成洞条件和围岩稳定性。缓倾角岩层中大跨度地下洞室开挖对顶拱围岩稳定造成了很大影响,其中岩体所固有的不连续性和各向异性特征^[2]成为围岩稳定分析的关键。

相应地,设计方案的合理性除了体现工程的常规要求外,还应在最大程度上减弱这种缓倾层面的不良影响;将合理的、有针对性的支护措施作为一种改善手段;同时还应基于监测成果与计算分析成果的一致性来揭示围岩的真实稳定程度。

2 向家坝水电站地下厂房工程概况

2.1 工程概况

向家坝水电站地下厂房(见图 1)采用中部式布置,安装 4 台 750 MW 机组,主厂房总长 255.4 m,吊车梁以上宽度 33.4 m,以下宽度 31.0 m,高度 85.2 m。

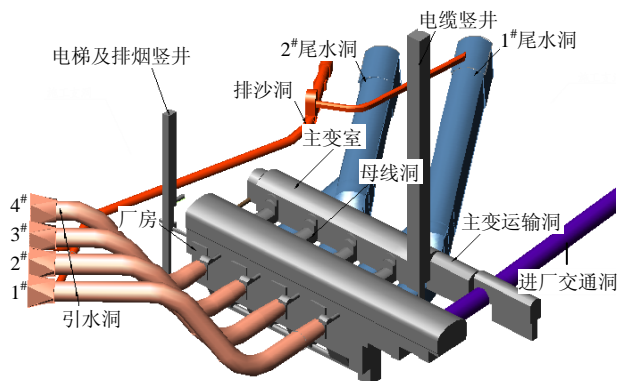


图 1 向家坝水电站地下洞室群

Fig.1 Schematic diagram of the underground powerhouse of Xiangjiaba Hydropower Station

2.2 地质条件

地下厂房区山体雄厚,地形整齐,围岩涉及的地层主要为 T_3^{2-6} 亚组,其中主厂房顶拱岩层一般呈厚~巨厚层状,各岩性段的顶部有薄~中厚层状岩石分布,岩体呈微风化至新鲜状。绝大多数为坚硬岩石,岩体完整,II, III 类围岩分别占 71.4%和 19.7%,个别地段受软弱夹层、层面影响,围岩类型较低,为 IV, V 类岩体。

厂区位于立煤湾膝状挠曲的 SW 翼,地层产状较平缓,岩层倾角为 $15^\circ \sim 20^\circ$,地下厂房的围岩产

状较平缓,岩体受地质构造破坏的程度较低,无较大断层发育,主要结构面为软弱夹层、层面和节理裂隙。在厂房洞出露的 2 级软弱夹层有 JC2-2, JC2-3 和 JC2-4,以视倾角 $8^\circ \sim 15^\circ$ 沿厂房轴向 NE 侧边墙逐渐抬高(见图 2)。此外,呈断续分布的 3 级透镜状泥岩夹层出露在洞室时也会影响围岩稳定。



图 2 大跨度地下厂房及围岩层面特征照片

Fig.2 Layered surrounding rockmass of large-span underground powerhouse

洞室区节理裂隙主要有 NEE, NWW 和 NW 向 3 组,其优势产状分别为 $76^\circ/\text{NW} \angle 58^\circ$, $286^\circ/\text{NE} \angle 64^\circ$ 和 $317^\circ/\text{NE} \angle 47^\circ$ 。微风化岩体中节理裂隙较为发育,而新鲜岩体中仅局部偶有分布。

地下厂房区实测地应力实测最大主应力值为 $8.2 \sim 12.2 \text{ MPa}$,属自重为主的中低量级水平。

2.3 开挖支护情况

右岸地下主厂房洞室开挖于 2006 年 8 月开工,主厂房设计分为 10 层(见图 3)开挖,2007 年 7 月初第 I 层开挖结束,并且在该月末完成了围岩的系统支护。

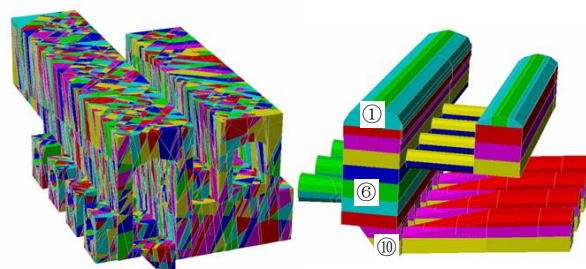


图 3 考虑节理的地下厂房岩体结构特征及开挖顺序示意图

Fig.3 Block distribution of surrounding rock mass after adding joint network and the underground excavation sequence

由于自重条件下的大跨度层状围岩势必在顶拱部位的形成“梁效应”,从而可能使得顶拱围岩产生较大的不对称型的大变形,因此,工程实际中实施了针对性的对穿锚索。此外,围岩支护以喷锚支护为主,局部加强支护为辅,并与随机支护相结合。支护过程中按照地质围岩分类不同,根据开挖揭露

情况进行动态调整, 采用了不同的支护参数。总体支护进程为随机支护紧跟开挖面, 滞后 10~15 m 实施系统锚杆, 然后施工预应力锚索。

2.4 安全监测

为了对顶拱围岩稳定性提供评价指标, 地下厂房内共布置了 5 个监测断面, 包括收敛监测和围岩变形监测, 四点式位移计取得了较好的监测成果。锚杆应力监测布置 7 个锚杆应力计监测断面。锚索测力计监测布设 4 个监测断面。

3 地下厂房围岩稳定分析对策

3.1 层状围岩的地质属性

向家坝地下厂房地区地应力最大主应力与岩石单轴抗压强度的比值范围为 0.07~0.20, 地应力仍属于中等偏低的范围, 因此, 岩体对开挖的应力响应仍以地质结构面控制型为主。

重视地质结构面对围岩稳定性的影响, 考虑结构面的作用是岩石力学分析的一个基本思想^[4], 尤其是对于浅至中等埋深的岩体工程, 大跨度的洞室开挖会造成很大的应力松弛, 因此通过现场地质勘察, 将工程岩体的结构面分布规律与力学特性间距直接反映于数值计算中, 是合理分析的前提。

层状岩体在经历了成岩建造、构造改造、表生演化以后, 层面几何特征存在统计意义上的优势性, 因此岩体的各向异性特征不可忽略, 常用的方法为间接的等效连续方法(ECA)^[5~8]和直接离散的分析方法^[8]。

3.2 等效连续分析

等效连续方法是本质上为非连续、各向异性岩体通过等效连续途径, 应用各向异性本构及等效宏观岩体力学参数来间接反映其属性:

$$\varepsilon_i = S_{ij} \sigma_j (i, j = 1, 2, \dots, 6) \quad (1)$$

$$[S] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{21}}{E_2} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{32}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{G_{23}} & 0 & 0 \\ & \text{对称} & & & \frac{1}{G_{31}} & 0 \\ & & & & & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \quad (2)$$

式中: E_1, E_2, E_3 为弹性模量; $\nu_{32}, \nu_{31}, \nu_{21}$ 为泊松比; G_{23}, G_{31}, G_{12} 为剪切模量。以上参数均为正轴复合工程常数。

对于含一组结构面的层状岩体可以应用简化的叠加原理来估算宏观岩体力学参数^[8], 如式(1), (2)列出的正交各向异性岩体的本构关系和弹性系数矩阵, 其中, 由于层状岩体的特殊性, 其显然具有横观各向同性的性质^[9]。

进一步需要对式(1), (2)所示的柔度张量进行估算, i 方向的岩体弹性模量 E_i ^[9]为

$$E_i = \left(\frac{1}{E_r} + \frac{1}{K_{ni} s_i} \right)^{-1} (i = 1, 2, 3) \quad (3)$$

式中: E_r 为岩石的弹性模量, s_i 为 i 方向节理的平均间距, K_{ni} 为结构面的法向刚度。

同时, 存在:

$$G_{ij} = \left(\frac{1}{G_r} + \frac{1}{K_{si} s_i} + \frac{1}{K_{sj} s_j} \right)^{-1} (i, j = 1, 2, 3) \quad (4)$$

式中: G_{ij} 为 i, j 方向的岩体切向模量; G_r 为岩石的切向模量; s_j 为 j 方向节理的平均间距; K_{si}, K_{sj} 分别为结构面 i, j 方向的切向刚度。

对于复杂结构岩体, 经验方法如现场量测岩体不同方向的块度, 或者基于解析方法的叠加原理都有很大的局限性, 若要真实地考虑节理的交叉效应或非线性特性, 数值分析方法特别是三维离散单元法数值估算成为了一种等效估算的有效途径。

3.3 三维离散单元法分析

三维离散单元法除了可以作为岩体力学等效性质估算的桥梁外, 实际上更可以进行直接的非连续力学模拟。此时, 岩体具有更接近于客观实际的复杂结构, 并且所采用的本构关系也异常简单。其中的关键只在于节理网络的生成。

图 3 为采用 3DEC 直接法生成的含层面与节理的离散元模型^[10, 11], 所模拟的节理严格服从现场地质调查获得的统计分布特征。由于软弱夹层性状变化不大, 连通率好, 成为了最主要的控制性结构面。

4 厂房顶拱围岩稳定的数值模拟

4.1 厂房顶拱开挖支护情况

向家坝右岸地下主厂房第 I 层顶拱开挖分 3 个序次分部进行, 即“中导洞开挖、中导洞两侧扩挖及两侧边墙扩挖”, 开挖设计轮廓线采用光面爆破。

如图 4 所示, 厂房第一层由 3 段圆弧组成, 高度 11.0 m, 开挖总面积约 301.17 m²。在 2007 年 7

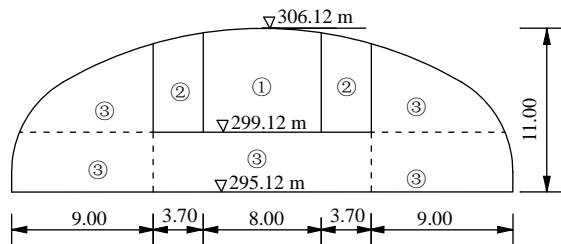


图 4 第 I 层开挖顺序(单位: m)
Fig.4 Excavation sequence at the first layer of powerhouse
(unit: m)

月完成开挖支护, 目前已取得了 6 个月以上的监测成果, 具备了分析顶拱围岩稳定性的条件。为了实现动态反馈设计, 显然有必要结合数值计算与监测分析对围岩稳定性进行评价。

4.2 计算参数

针对非连续和各向异性的层状围岩稳定性分析的计算方法可以有 2 种, 即作均化处理的等效连续计算和直接离散计算。前者计算目标以整体把握变形特征为主, 而后者更集中于从机制上解释监测结果, 并且对局部围岩稳定特征进行评价。因此, 2 种计算类别都被本文所采用, 相应地, 涉及了以下的参数取值工作。

(1) 通常地, 提及岩体宏观力学参数的概念, 本质上就是将具有非连续特征的岩体视为等效连续体来加以考虑。由于层状岩体可近似为横观各向同性, 力学参数取值如表 1 所示。其中, 顺层面走向的面为各向同性面, 而任意垂直于层面的面为对称面。

表 1 层状岩体等效连续力学参数

Table 1 Equivalent continuum physico-mechanical parameters of transversely isotropic rock mass

E_1/GPa	E_2/GPa	E_3/GPa	ν_{12}	ν_{13}	ν_{23}	G_{12}/GPa	G_{13}/GPa	G_{23}/GPa
13.1	13.1	7.5	0.25	0.35	0.35	3.8	2.4	2.4

(2) 对于部分结构面直接模拟后的宏观岩体力学参数而言, 主要取决于岩体包含的结构面级别。即将 IV 级结构面作为单独地质单元模拟时, 岩体的参数为岩块与 V 级结构面组合的等效参数; 而仅将 III 级结构面单独模拟时, 岩体的参数是岩块与 IV 级、V 级结构面组合的等效参数。模型中层面与节理组均作为独立的地质单元单独模拟^[1], 此时 3DEC 中 Block 取岩块参数, 而结构面计算参数见表 2。

表 2 结构面参数取值表

Table 2 Parameters of discontinuities

节理	K_n /(MPa · m ⁻¹)	K_s /(MPa · m ⁻¹)	c /MPa	ϕ /(°)
层面	1 200	400	0.03	16.7
NEE, NWW 向节理组	20 000	12 000	0.15	35.0
NW 向节理组	30 000	20 000	0.16	38.0

4.3 等效连续与离散元分析的位移结果

(1) 采用等效连续横观各向同性分析的计算位移结果如图 5 所示, 由于层状岩体的等效连续体的主轴 3 方向与铅直法向有近 15° 的夹角, 因此, 厂房第 I 层开挖后顶拱的位移泡有向下游侧倾斜的趋势。上游拱肩、顶拱中心线、下游拱肩多点位移计浅部监测点处的计算位移分别达到 7, 14, 10 mm。上游拱肩、顶拱中心线、下游拱肩相对于排水廊道的计算相对位移值分别达到 2, 6, 6 mm。

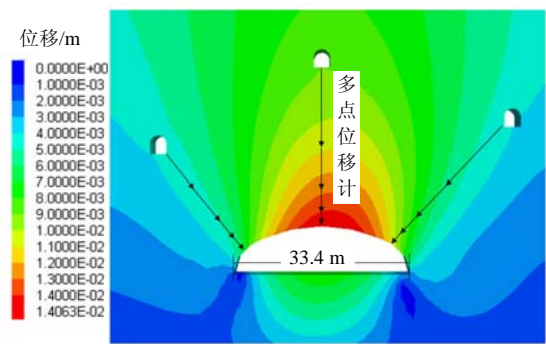


图 5 层状岩体等效连续各向异性计算位移
Fig.5 Isochromatic zone of displacements in the equivalent continuum transversely isotropic model after excavation

(2) 采用三维离散单元法 3DEC 的计算位移结果如图 6 所示, 尽管岩块为各向同性, 但是受结构面的影响, 位移泡同样有向下游侧倾斜的趋势, 这是更为接近现实情况的岩体结构控制作用。特别地, 由于受控制性层面的影响, 在顶拱位置可能出现位移较大的块体松弛区域, 如图 6 所示在顶拱中心线上游侧有最大位移为 17.18 mm 的块体。总体上, 除个别块体位移较大外, 上游拱肩、顶拱中心线、下游拱肩多点位移计浅部监测点处的计算位移分别达到 7, 15, 10 mm。上游拱肩、顶拱中心线、下游拱肩相对于排水廊道的计算相对位移值分别达到 2, 6, 6 mm。

综上所述, 采用离散元的计算结果与等效连续的计算结果在整体上吻合较好, 印证了岩体等效连续的本构及所采用参数的合理性。与等效连续只能

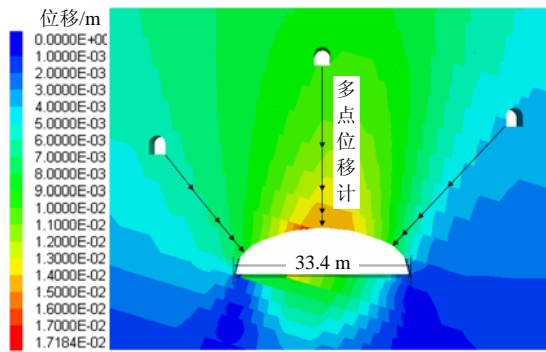


图 6 三维离散单元 3DEC 计算位移

Fig.6 Isochromatic zone of displacement in the 3D distinct element model after excavation

均化反映位移总体特征所不同地, 离散元的计算结果进一步说明了软弱夹层和层面的作用, 即节理切割可以形成组合滑面倾向洞内的块体分布, 并可能表现出松弛等不连续位移特征(如顶拱中心线上游侧的块体松弛), 进而可能造成局部的锚杆监测应力超限等现象, 因此, 有必要实施随机支护, 保障个别松弛块体在自重作用下具备较大的稳定系数。

4.4 等效连续与离散元分析的应力结果

计算应力结果表明, 洞周二次应力场中、顶拱最大主应力近水平, 与 NWW, NNW 组和 NEE 组陡倾结构面的交角大, 因而陡倾结构面上具有较大正应力, 块体一般有较好的稳定性。

由于厂房顶拱区内除层状结构面外无贯穿性结构面发育, 大块体由于岩桥的作用综合强度参数较高, 稳定性一般较好。然而, 由于岩层平缓, 层状结构面对洞顶的稳定影响仍然较大, 所以不稳定块体主要分布在洞顶, 表现为洞顶小规模掉块以及块体松弛, 要增加随机锚杆进行补强支护。

在等效连续模型中, 锚杆的应力没有显著变化, 多在 10 MPa 以下。离散元模型得出的锚杆应力同样较小, 多在 11.2 MPa 以下, 但其能够较好地反映优势节理组切割形成块体的部位, 以及可能出现的锚杆高应力部位。如图 7 所示, 在顶拱受层面影响的块体松弛区域, 锚杆应力可能剧增至 110~150 MPa, 说明了锚杆监测可能会出现应力超限的现象, 指示局部补强支护区域。

4.5 基于计算分析成果的支护方案选择

由离散元计算结果表明向家坝右岸地下厂房区地层产状较平缓, 无较大断层发育, 针对层面的对穿锚索支护和针对浅层块体的系统支护成为了有效的组合方案。

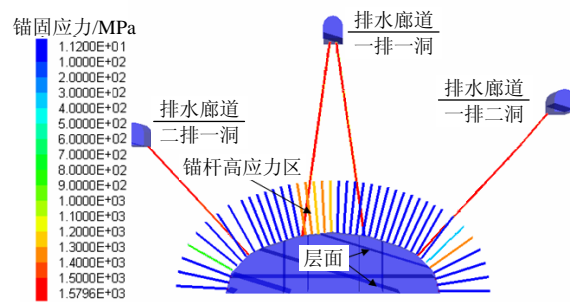


图 7 三维离散单元 3DEC 计算锚固应力

Fig.7 Distribution of axial bolt forces in 3DEC model

实际中遵循锚喷支护为主、钢筋混凝土衬砌为辅, 以系统支护为主、局部加强支护为辅, 并与随机支护相结合的设计原则^[12, 13]。经多方案比较选择的支护方案为:

- (1) 顶拱: 锚索, 吨位: $T = 1\,750\text{ kN}$, $L = 30\text{ m}$ @ $4.5\text{ m} \times 4.5\text{ m}$; 锚杆, $\phi 32\text{ mm}$ @ $1.5\text{ m} \times 1.5\text{ m}$, $L = 5, 8\text{ m}$ 相间布置; 喷钢纤维混凝土, 厚度 $\delta = 150\text{ mm}$ 。
- (2) 边墙: 锚索, 上游边墙高程 241.00 m 以上, $T = 1\,750\text{ kN}$, $L = 30\text{ m}$ @ $4.5\text{ m} \times 4.5\text{ m}$, 下游边墙高程 268.74 m 以上, 对穿锚索 $T = 2\,000\text{ kN}$, $L = 40\text{ m}$ @ $4.5\text{ m} \times 4.5\text{ m}$; 锚杆, $\phi 32\text{ mm}$ @ $1.5\text{ m} \times 1.5\text{ m}$, $L = 5, 8\text{ m}$ 相间布置; 喷钢纤维混凝土, 厚度 $\delta = 150\text{ mm}$ 。

模拟了结构单元的计算结果表明, 如图 4 所示的 3 个序次开挖过程中, ③序次开挖对顶拱中心线部位围岩变形影响明显, ②序次次之, ①序次最小; 两侧拱肩部位围岩变形仅受③序次开挖影响。

此外, 无支护与系统支护的计算结果说明在主厂房顶拱布置适量的预应力锚索, 可以显著地增加层面的摩阻力, 从而使得单层岩体的“梁效应”应力状态在锚索的作用下形成“组合梁”的效果, 最终改善顶拱岩体应力条件并提高顶拱围岩的稳定性。实践表明, 第一期开挖后主厂房顶拱完好, 顶拱围岩的整体稳定性是有保证的。

5 顶拱开挖模拟结果与监测结果比较

5.1 位移监测成果

监测结果为围岩稳定性提供了最为直接的评价指标, 现阶段的位移监测数据说明在开挖及支护过后位移迅速趋缓, 变形逐渐收敛, 顶拱围岩已趋于稳定状态, 加固措施已发挥明显作用。

多点位移计监测得到的围岩位移特征如图 8 所示, 可见上游拱肩、顶拱中心线、下游拱肩相对于排水廊道的实测位移值分别达到 2.05, 5.82, 6.50 mm。尽管实际监测只能反映出顶拱浅部的相对位

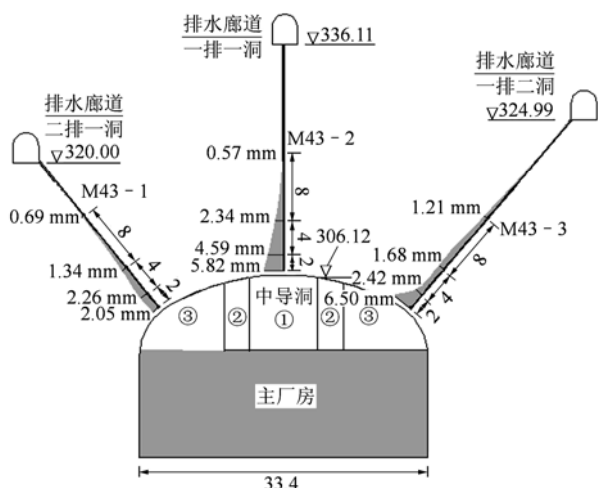


图8 多点位移计监测得到的围岩位移特征(单位: m)

Fig.8 Displacement distributions of underground powerhouse surrounding rockmass by multi-point displacement meter monitoring(unit: m)

移,但是得出的结果与图5,6的数值计算结果(2, 6, 6 mm)总体吻合较好。仅下游拱肩监测位移较计算所得的6 mm稍大,也是因为浅层结构面的影响所致。

总之,数值分析与实际监测体现出了良好的一致性规律,共同说明顶拱围岩变形在表层最大,且随深度增加而逐渐减弱,同时,下游拱肩处的位移大于上游拱肩处。这些都是层状围岩的非连续性和各向异性造成的变形差异结果。

5.2 应力监测成果

除了位移监测结果外,锚杆应力监测成果同样说明了围岩的稳定特征。如图9所示,厂房中部典型监测断面顶拱中心线部位的锚杆应力相对较大,且锚杆应力最大点位于锚杆尾端距围岩表面1.5 m处,最大为145.63 MPa,已接近锚杆应力设计警界值(150 MPa);其他部位锚杆应力较小,多在10 MPa以下。

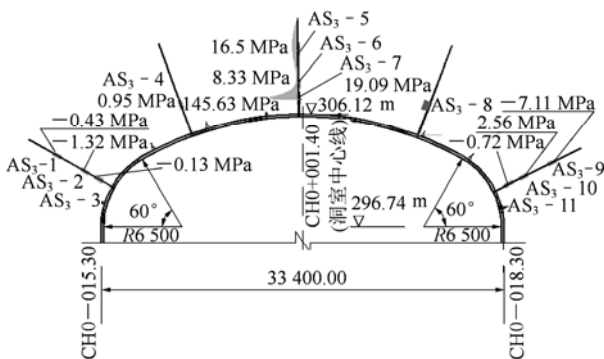


图9 锚杆应力计监测得到的围岩应力特征(单位: mm)

Fig.9 Stress distributions of underground powerhouse surrounding rockmass by bolt stress meters(unit: mm)

在三维离散单元模型中,洞顶块体松弛部位的锚杆应力是可能发生剧增现象的,如图7所示顶拱围岩浅层出现了最大的锚杆应力。可见,基于非连续介质力学的分析方法较等效连续方法更能得出与实际相符的规律性认识,是岩石工程问题分析的重要手段。

5.3 层状围岩稳定评价

事实上,基于数值计算与监测成果的综合分析为围岩稳定评价奠定了坚实基础,其中数值计算对围岩变形、破坏特性提供了认识基础,而监测成果则给出了实际的评价标准。

分析工作表明,采用针对层状围岩的顶拱对穿锚索之后,能够有效地限制顶拱围岩的松弛、破坏区发展,可以减少围岩应力扰动,提高洞室围岩稳定特性。基于无支护和支护2种不同方案的数值分析成果可以说明目前采用的锚固支护方案比较合理,支护效果也十分明显。

另一方面,监测成果还进一步说明在实施了对穿锚索和系统锚杆支护的前提下,还应针对顶拱部位的松弛块体,根据锚杆应力或者多点位移计监测的异常现象,适时进行补强加固。

在针对松弛块体进行了随机锚杆的加固后,不同监测点的锚杆应力计应力-时间曲线如图10所示,在应力剧增之后,锚杆应力变化逐渐趋缓,呈现日趋稳定态势。

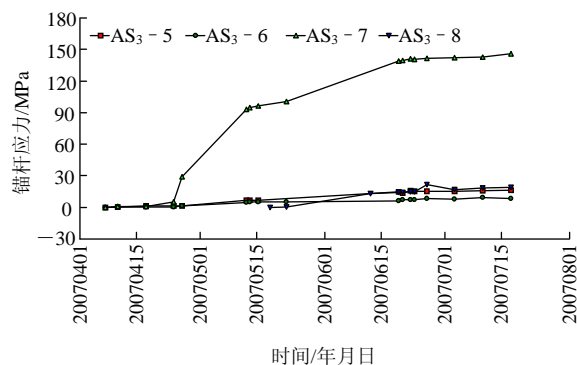


图10 锚杆应力-时间曲线

Fig.10 Time-history curves of monitoring axial bolt forces

除了锚杆应力监测指示局部块体产生较大的松弛变形外,锚索荷载变化不大,锚索受力工作状态正常,说明了顶拱围岩整体稳定性良好。不同监测点的锚索预应力损失特征如图11所示,锚索荷载均呈缓慢减小变化趋势,平均荷载为1603.6 kN,与锁定荷载相比总体荷载损失率平均为2.03%。当前锚索正处于应力调整时期,张拉后初期荷载呈缓慢减小变化趋势属正常现象。

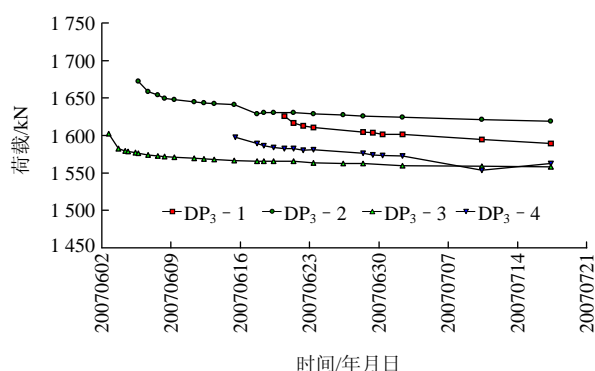


图11 锚索预应力损失特征

Fig.11 Prestress losing characteristic of prestressed cable

综合位移应力监测成果可见, 围压变形趋于收敛, 锚杆应力总体变化较小, 锚索受力状态完全正常, 因此, 共同判定顶拱围岩稳定。

6 结 论

(1) 岩体是经历过变形, 遭受过破坏, 并赋存于一定地质环境中的地质体, 通常表现出固有的非连续性、各向异性。层状岩体作为特殊结构岩体, 各向异性尤为突出, 实际工程中应查明结构面的空间特征, 重视岩体的非连续性和各向异性。

(2) 在浅至中等埋深的岩体工程中, 岩体赋存于应力水平不高的地质环境中, 结构面对岩体的潜在破坏方式起决定性作用, 以充分尊重研究对象的基本属性出发, 非连续介质力学数值分析方法就相应地成为了解决此类结构控制型问题的正确途径。

(3) 通用的等效连续方法必须基于统计均质区寻找代表体积单元(RVE)^[14], 经过等效连续后的各向异性模型可能反映出岩体的整体变形规律, 但是难以反映可能的块体松弛区域及重点锚固区域。比较而言, 非连续介质力学的分析方法更具适宜性, 尤其是离散单元法(3DEC)能够较好地模拟岩体结构面“优势性”, 毋庸置疑地成为了解决复杂岩体工程问题最适合的手段。

(4) 中低地应力占主导地位区域的大跨度地下洞室的缓倾角层状围岩稳定问题, 应采用适宜的非连续介质力学分析方法进行分析, 真实判别潜在的不稳定块体和区域, 提出明确布置调整方案及加固处理方式, 并结合监测成果进行稳定性评价。

参考文献(References):

[1] 王义锋. 西南高坝典型岩体工程问题与对策研究[博士学位论文][D]. 南京: 河海大学, 2008.(WANG Yifeng. Study of typical rockmass engineering problems and its countermeasures research of high dam in Southwest China[Ph. D. Thesis][D]. Nanjing: Hohai

University, 2008.(in Chinese))

- [2] 张强勇, 朱维申, 金亚兵. 弹塑性损伤模型在某地下厂房工程中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(6): 654 - 657.(ZHANG Qiangyong, ZHU Weishen, JIN Yabing. Application of elastoplastic damage model in a large sized underground powerhouse[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, 18(6): 654 - 657.(in Chinese))
- [3] JING L. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, 40(3): 283 - 353.
- [4] 朱焕春, BRUMMER R, ANDRIEUX P. 节理岩体数值计算方法及其应用(一): 方法与讨论[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(20): 3 444 - 3 449.(ZHU Huanchun, BRUMMER R, ANDRIEUX P. Joint rock mass numerical computation and application(1): method and discussion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(20): 3 444 - 3 449.(in Chinese))
- [5] SITHARAMA T G, SRIDEVIB J, SHIMIZU N. Practical equivalent continuum characterization of jointed rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, 38(3): 437 - 448.
- [6] SITHARAMA T G, LATHA G M. Simulation of excavations in jointed rock masses using a practical equivalent continuum approach[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, 39(4): 517 - 525.
- [7] MIN KI-BOK, JING L R. Numerical determination of the equivalent elastic compliance tensor for fractured rock masses using the distinct element method[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, 40(6): 795 - 816.
- [8] GOODMAN R E, TAYLOR R L, BREKKE T L. A model for the mechanics of jointed rock[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations, 1968, 194(3): 637 - 659.
- [9] ITASCA. Three dimensional distinct element code: user's guide[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc., 1999.
- [10] SINGH B. Continuum characterization of jointed rock masses. Part I—The constitutive equations[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1972, 10(4): 337 - 349.
- [11] MAULDON M. Estimating mean fracture trace length and density from observations in convex windows[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1998, 31(4): 201 - 216.
- [12] 韩荣荣, 张建海, 张肖, 等. 溪洛渡地下厂房开挖反馈计算及预测研究[J]. 山东大学学报(工学版), 2009, 39(4): 140 - 144.(HAN Rongrong, ZHANG Jianhai, ZHANG Xiao, et al. Study of prediction on feedback calculation of excavated monitor to the underground powerhouse of Xiluodu[J]. Journal of Shandong University(Engineering Science), 2009, 39(4): 140 - 144.(in Chinese))
- [13] 李友华, 黄应军, 李景元, 等. 溪洛渡水电站左岸地下厂房大跨度高边坡开挖施工技术[J]. 水力发电, 2008, 34(9): 9 - 13.(LI Youhua, HUANG Yingjun, LI Jingyuan, et al. Excavation techniques of large-span and high sidewall of left-bank underground powerhouse of Xiluodu hydropower station[J]. Journal of Hydro Electricpower, 2008, 34(9): 9 - 13.(in Chinese))
- [14] ODA M. Method for evaluating the representative elementary volume based on joint survey of rockmass[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1988, 25(3): 281 - 287.