

DOI: 10. 20040/j. cnki. 1000-7709. 2023. 20230018

地下厂房岩锚梁支护不完备情况下 桥机试验数值仿真与监测分析

宋志宇^{1, 2}, 董莉莉^{1, 2}, 金俊超^{1, 2}, 白正雄^{1, 2}

(1. 黄河勘测规划设计研究院有限公司, 河南 郑州 450003;
2. 水利部黄河流域水治理与水安全重点实验室(筹), 河南 郑州 450003)

摘要: 受施工现场实际情况及施工进度等客观因素影响, 岩锚梁可能发生支护不完备情况下桥机试验的特殊工况, 严重威胁结构稳定性。为此, 以某大型水电站地下厂房岩锚吊车梁为例, 针对支护不完备情况, 采用三维非线性有限元模拟方法, 按照实际的开挖模拟顺序模拟主厂房的开挖及岩锚梁的填筑, 引入连续介质胶结单元模拟梁身混凝土与岩体壁座之间存在的软弱接触面。计算结果表明, 在现有的初期支护措施下, 进行桥机试验对围岩、备用机组初期支护结构、吊车梁及锚杆的应力应变状态均不会产生大的影响, 围岩和吊车梁之间的胶结面有张开的趋势, 但不会产生明显的张开量。现场监测结果显示, 在桥机试验前后, 岩锚梁预应力锚杆应力、岩锚梁与岩壁接缝变形等监测数据基本保持不变, 未发现异常变化情况, 说明岩锚梁工作状态正常。

关键词: 岩锚吊车梁; 支护不完备; 桥机试验; 数值仿真; 现场监测

中图分类号: TU45; TV731⁺. 6

文献标志码: A

文章编号: 1000-7709(2023)07-0158-04

1 概况

某大型水电站位于南美洲厄瓜多尔北部, 电站总装机容量 1 500 MW, 安装 8 台冲击式水轮机组。主厂房尺寸为 212.0 m × 27.5 m × 46.8 m (长 × 宽 × 高)。地下厂房岩壁吊车梁梁顶宽度为 1.75 m, 高度为 2.10 m, 单侧总长 219.10 m, 通过锚杆将岩壁吊车梁布置于主厂房两侧。地下厂房区的主要岩性为灰色、灰绿色和紫色 Misahualli 地层的火山凝灰岩, 最大主应力为 8~10 MPa, 方向角为 315°~340°, 构造应力作用并不强烈, 以自重应力为主。岩体以次块状结构为主, 围岩以 II、III 类为主, 局部少量 IV 类, 整体基本稳定^[1]。根据项目部技术部《关于桥机荷载试验前对厂房岩锚梁进行再次复核的函》, 机电安装计划于 7 月中旬吊装厂房[#]1 机组定子, 11 月中旬吊装[#]1 机组转子, 7 月中旬前必须完成桥机的静、动荷载试验 (包括 100% 动载、120% 动载、140% 静载) 工作, 但受施工现场实际情况及施工进度等综合影响, 岩锚梁可能发生支护不完备情况下桥机试验的特殊工况, 严重威胁结构稳定性。

因此有必要针对此特殊工况下桥机试验进行详细的模拟计算和现场监测, 以便指导桥机试验。为此, 本文以国外某大型水电站地下厂房岩锚梁为例, 采用数值模拟与现场监测结合的手段, 分析论证了备用机组开挖支护不完备情况下桥机荷载试验的可行性, 利用大型商业有限元软件 FLAC3D, 根据实际开挖模拟顺序, 采用胶结单元模拟混凝土与岩壁间软弱接触面, 分析了桥机试验前后围岩、锚杆及胶结面的变化特征; 同时, 根据现场实时监测的锚杆应力、胶结面接缝变形等数据, 综合评估结构稳定性, 获得了一些有益的结论, 可供借鉴。

2 计算方法

2.1 有限元模型

岩锚吊车梁设计结构断面示意图见图 1(a), 在备用机组附近的吊车梁因受备用机组开挖的影响, 梁底部和洞顶的最小距离只有 1.2 m, 所以分析该部位的吊车梁在最大轮压荷载下的受力状态最为不利。备用机组开挖宽度为 10.1 m, 在其左右两侧各取 48 m, 所以模型纵向宽度取为 106.1

收稿日期: 2023-01-05, 修回日期: 2023-02-01

基金项目: 中国博士后科学基金(2022M721299); 河南省重点研发与推广专项(232102320339)

作者简介: 宋志宇(1979-), 男, 博士、正高级工程师, 研究方向为水工结构数值仿真模拟, E-mail: songzhy@yrec. cn

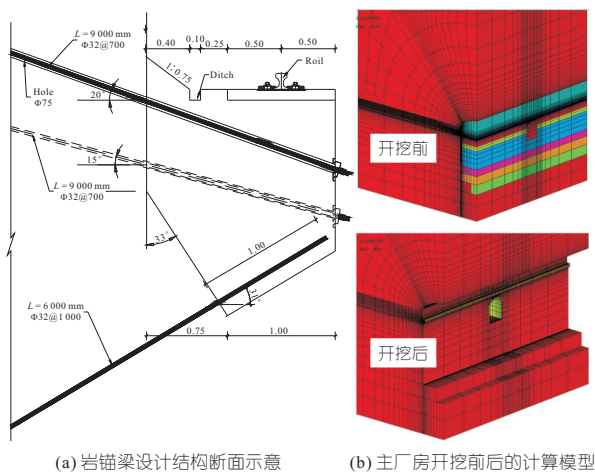


图 1 岩锚梁设计结构断面及计算模型

Fig. 1 Cross section of the crane beam anchored in rock and calculation model

m。同时,考虑计算工作量及参考前期地下厂房开挖稳定计算结果,在主厂房的对称面上取一半模型进行计算,计算网格见图 1(b)。

2.2 计算方法

围岩和吊车梁采用抗剪断的 Mohr-Coulomb 模型,即:

$$\begin{cases} f^s = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}} = 0 \\ \sigma_1 \leq \sigma_t \end{cases} \quad (1)$$

式中, f^s 为屈服函数; σ_1, σ_3 分别为最大、最小主应力; c 为粘滞力; φ 为摩擦角; σ_t 为单轴抗拉强度。

岩锚吊车梁浇筑成型后,其梁身混凝土与岩体壁座之间存在一软弱接触面。为准确模拟岩梁自身与岩台结合处的特殊力学行为,现以 10 mm 厚的连续介质胶结层模型模拟该薄弱接触面层,将混凝土与岩石结合部位按薄层力学弱化单元进行处理。对该胶结层材料参数,参考文献[2]中对围岩—吊车梁胶结层材料参数的设置。

对隧道初期支护喷射混凝土和钢拱架的模拟,采用等效为复合体进行计算,其等效弹性模量 \bar{E} 的计算公式[3]为:

$$\bar{E} = \frac{[E_{\text{shot}} S_{\text{shot}} + (E_{\text{steel}}/E_{\text{shot}} - 1) E_{\text{shot}} A_{\text{set}}/d]^3/2}{[E_{\text{shot}} S_{\text{shot}}^3 + 12(E_{\text{steel}}/E_{\text{shot}} - 1) E_{\text{shot}} J_{\text{set}}/d]^1/2} \quad (2)$$

式中, E_{shot} 为喷射混凝土的弹模; S_{shot} 为喷射混凝土层的厚度; E_{steel} 为型钢的弹模; A_{set} 为单个型钢的截面积; d 为型钢间距; J_{set} 为单个型钢的惯性矩。

围岩、岩锚梁及围岩—吊车梁胶结层计算参数见表 1,预应力锚杆及普通砂浆锚杆的参数见表 2。

表 1 各材料物理力学参数

Tab. 1 Physico-mechanical parameters of materials

类别	E/GPa		c /MPa	φ /($^{\circ}$)	σ_t /MPa
	体积	剪切			
围岩	11.90	8.2	2.0	48	1.00
锚梁	15.00	12.9	2.0	60	1.75
围岩—吊车梁胶结层	1.50	1.3	0.0	25	0.00

表 2 锚杆参数

Tab. 2 Bolt parameters

类别	E/GPa	横截面积/ m^2	σ_t /MPa
普通锚杆	200	0.80×10^{-3}	420
预应力锚杆	200	0.80×10^{-3}	835

锚杆采用实体 Cable 单元模拟,本构模型为理想弹塑性。对预应力锚杆,计算过程中采用降温法[3],使锚杆应力维持在 350 kN 设计预应力附近,消除岩体及吊车梁会发生相应的弹塑性变形所引起的预应力回弹损失量。

采用岩锚梁进行桥机试验时单轮最大轮压为 440 kN,荷载系数为 1.4,每侧 8 个轮子,即每个轮子承受的最大轮压为 616 kN。考虑到吊车梁运行到备用机组上部时对整个围岩及支护系统最为不利,所以此时对桥机试验荷载按每个轮子的精确位置以集中力的方式进行施加。

整个计算过程分为初始地应力场的模拟→主厂房分三步开挖至 629.9 m 高程→开挖备用机组进行钢拱架及喷锚初支→浇筑吊车梁→继续开挖主厂房至 610.0 m 高程→完成主厂房开挖→吊车梁承受最大运行轮压,即吊车梁试验荷载。

3 桥机荷载试验的数值模拟结果

3.1 围岩应力应变计算结果分析

图 2 为围岩位移增量云图。由图 2 可知,吊车梁荷载施加后,引起的最大位移增量为 0.13

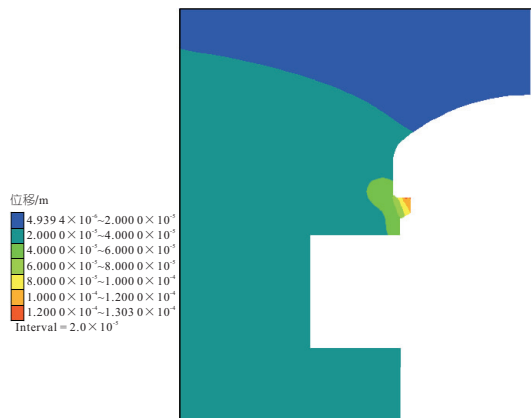


图 2 围岩位移增量云图

Fig. 2 Displacement increment distribution of surrounding rocks

mm,位于吊车梁上,吊车梁荷载引起的围岩位移变化量相对于梁体更小。从位移变化的角度看,在备用机组洞支护不完备情况下施加吊车梁荷载,对吊车梁及整个围岩系统的位移影响有限。

图3为围岩大主应力分布规律。由图3可知,施加轮压荷载前,岩锚梁附近岩体的大主应力的最大值为1.77 MPa,位于备用机组洞顶的支护等效复合体上;施加轮压荷载后,由于轮压荷载对备用机组洞顶的挤压效应,使得备用机组洞顶的支护等效复合体上大主应力的最大值减小了0.04 MPa,为1.73 MPa。因此,轮压荷载施加后对大主应力的分布几乎无影响。

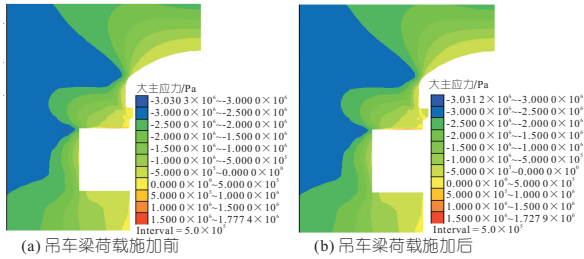


图3 围岩大主应力分布规律

Fig. 3 Maximum stress distribution of surrounding rocks

同样,施加轮压荷载前,小主应力最大值为-15.48 MPa,位于主厂房拱顶拐角处;施加轮压荷载后,小主应力最大值为-15.47 MPa,最大值数值减小了0.01 MPa。轮压荷载施加后对小主应力的分布几乎无影响,同时对小主应力的应力极值基本无影响。

3.2 锚杆应力计算结果分析

图4为桥机试验前后锚杆应力随开挖及加载过程的变化规律。由图4可知,在桥机试验荷载施加后,锚杆应力有一定程度的增加,预应力锚杆的应力最大值由435.6 MPa增大至437.1 MPa,相应锚杆轴力由350 kN增大到约352 kN,增幅较小,而预应力锚杆的抗拉强度值为835 MPa,不会发生锚杆拉断破坏。

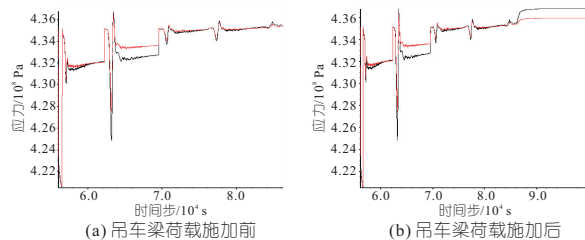


图4 锚杆应力变化过程

Fig. 4 Stress change of bolt

3.3 胶结面接缝变形计算结果分析

图5为围岩—吊车梁胶结层顶部两侧水平位移变化。由图5可知,桥机试验荷载施加前,围岩和吊车梁之间胶结面的相对水平位移为0.003

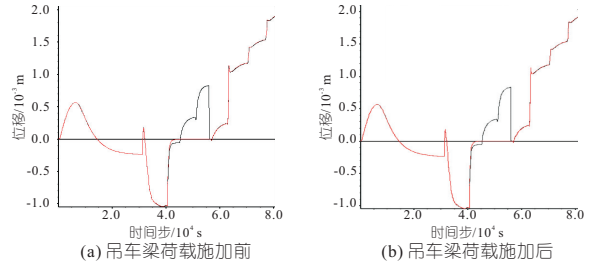


图5 围岩—吊车梁胶结层顶部两侧水平位移变化

Fig. 5 Horizontal displacement variation on top of cementation layer of surrounding rock-crane beam

mm,桥机试验荷载施加后,围岩和吊车梁之间的胶结面有张开的趋势,稳定后的相对水平位移为0.006 mm。由此可得出,桥机试验荷载施加后,虽然围岩和吊车梁之间的胶结面有张开的趋势,但不会产生明显的张开量。

综上所述,桥机进行荷载试验对备用机组附近的围岩应力应变状态、锚杆应力及围岩—吊车梁交界面的开合影响均较小,虽然备用机组的开挖支护还未达到相应的设计条件,此时进行岩锚梁的荷载试验并不会引起厂房围岩系统、岩锚梁及其支护系统应力和变形的大改变,可进行荷载试验。

4 桥机荷载试验的现场监测结果

近期,该水电站地下厂房岩锚梁进行了桥机荷载试验,包括单桥机100%动载、单桥机120%动载、双桥机75%动载、双桥机100%动载、单桥机140%静载的试验。如图6所示,主厂房上、下游共设置3个监测断面,分别在ST0+0.5、ST0+86、ST0+148,在每个监测断面上(或)下游岩锚梁布置3组串联预应力锚杆应力计,每根锚杆布置3支锚杆应力计,在上(或)下游岩锚梁

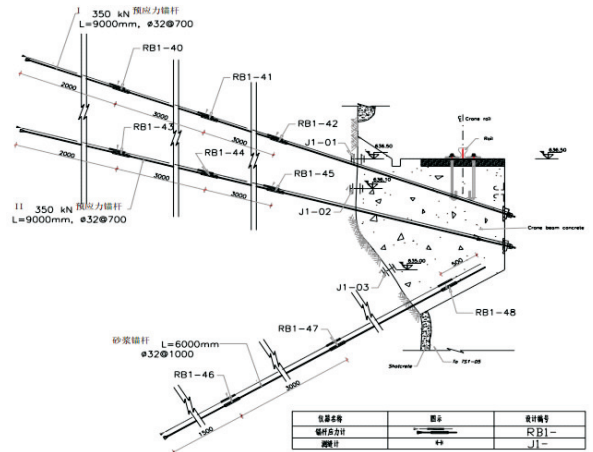


图6 岩锚梁监测仪器布置

Fig. 6 Monitoring devices in the cross-section of rock-bolted crane girder

与岩壁接触缝布置有 3 支测缝计。

4.1 预应力锚杆监测成果

主厂房岩锚梁共安装 36 支预应力锚杆应力计,设计编号 RB1-40~RB1-45、RB1-49~RB1-54、RB1-58~RB1-63、RB1-67~RB1-72、RB1-76~RB1-81、RB1-85~RB1-90。表 3 为部分预应力锚杆监测结果。由表 3 可看出,主厂房上游不同部位无联接段预应力锚杆轴力在 280.9~360.0 kN 之间变化,表 3 计算结果在监测结果范围内;同时监测的桥机试验前后轴力变化约为 0.7 kN 左右,而模拟的锚杆轴力变化了约 2 kN,二者差异不大。

表 3 部分预应力锚杆监测成果

Tab.3 Monitoring results of partial prestressed anchor

仪器 编号	安装部位	桩号	桥机荷载试验期间数据/kN				
			试验前	单桥机	单桥机	双桥机	双桥机
				100% 动载	120% 动载	75% 动载	100% 动载
RB1-40	主厂房上游, 有联接段	0+0.15	24.1	24.1	24.4	24.3	24.5
RB1-41	角度上倾 20°, 有联接段		526.6	526.5	526.5	527.2	526.2
RB1-42	无联接段		359.5	359.4	359.9	359.8	360.0
RB1-43	主厂房上游, 有联接段	0+0.15	60.3	60.3	60.4	60.4	60.4
RB1-44	角度上倾 15°, 有联接段		156.2	156.2	156.3	156.3	156.3
RB1-45	无联接段		351.6	351.6	351.6	351.7	351.7
RB1-58	主厂房上游, 有联接段	0+86.42	16.7	16.7	16.9	16.8	16.8
RB1-59	角度上倾 20°, 有联接段		56.3	56.2	56.2	56.8	57.0
RB1-60	无联接段		310.6	310.5	310.5	310.8	311.1
RB1-61	主厂房上游, 有联接段	0+86.42	5.6	5.6	5.7	5.7	5.7
RB1-62	角度上倾 15°, 有联接段		22.7	22.7	22.8	22.9	22.9
RB1-63	无联接段		329.0	329.0	329.3	328.9	328.9
RB1-76	主厂房上游, 有联接段	0+148.3	26.0	26.1	26.1	26.1	26.2
RB1-77	角度上倾 20°, 有联接段		44.7	44.7	44.8	44.9	45.0
RB1-78	无联接段		311.1	311.1	311.2	311.7	311.8
RB1-79	主厂房上游, 有联接段	0+148.3	54.2	54.2	54.3	54.4	54.4
RB1-80	角度上倾 20°, 有联接段		107.2	107.2	107.3	107.4	107.3
RB1-81	无联接段		331.4	331.4	331.4	331.6	331.6
RB1-85	主厂房上游, 有联接段	0+148.6	218.1	218.2	218.3	218.3	218.2
RB1-86	角度上倾 20°, 有联接段		402.5	402.3	399.9	400.9	400.1
RB1-87	无联接段		280.9	281.0	281.0	281.7	281.0

注:表中“+”值为拉应力,“-”值为压应力。

综上可知,一方面可佐证数值仿真结果的正确性,另一方面也说明了桥机试验前后,预应力锚杆应力无异常值,监测结果可信,岩锚梁工作状态正常。

4.2 胶结面接缝变形监测成果

主厂房岩锚梁与围岩接缝处共安装 18 支测缝计,设计编号为 J1-01~J1-18,见表 4。由表 4 可看出,岩锚梁桥机荷载试验前、后,岩锚梁与岩壁之间的接缝张开变化量不超过 0.1 mm,模拟的稳定后相对水平位移为 0.006 mm,位于监测范围内,既证明了数值仿真结果的正确性,也说明了岩锚梁工作状态正常。

综合试验期间的监测成果,主厂房岩锚梁及交通洞、备用机组洞在上述荷载试验前、后,岩锚梁锚杆应力、岩锚梁与岩壁接缝变形基本保持不变,未发现异常变化情况,说明桥机荷载试验前、后,主厂房岩锚梁工作状态正常。

表 4 接缝变形监测成果

Tab.4 Monitoring results of joint deformation

仪器 编号	安装部位	高程 /m	桩号	桥机荷载试验期间数据/mm				
				试验前	单桥机	单桥机	双桥机	双桥机
					100% 动载	120% 动载	75% 动载	100% 动载
J1-01	上游岩锚梁	636.5	0+0.15	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
J1-02	与岩壁接缝	636.1		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
J1-03		635.0		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
J1-04	下游岩锚梁	636.5	0+0.23	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
J1-05	与岩壁接缝	636.1		-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
J1-06		635.0		-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
J1-07	上游岩锚梁	636.5	0+86.42	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
J1-08	与岩壁接缝	636.1		0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
J1-09		635.0		0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
J1-10	下游岩锚梁	636.5	0+86.35	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
J1-11	与岩壁接缝	636.1		-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
J1-12		635.0		-0.2	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
J1-13	上游岩锚梁	636.5	0+148.3	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
J1-14	与岩壁接缝	636.1		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
J1-15		635.0		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
J1-16	下游岩锚梁	636.5	0+148.6	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
J1-17	与岩壁接缝	636.1		0.3	0.3	0.4	0.4	0.3
J1-18		635.0		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

注:表中“+”值为缝面张开,“-”值为缝面闭合。

5 结论

a. 在支护不完备情况下,该地下厂房岩锚梁桥机试验会引起围岩应力和变形略有增大;预应力锚杆应力最大值由 435.6 MPa 增大至 437.1 MPa,增幅仅 1.5 MPa,不会发生锚杆拉断破坏;围岩和吊车梁之间的胶结面受影响微小,有张开的趋势,但相对位移不超过 0.006 mm。

b. 桥机试验前后岩锚梁预应力锚杆、岩锚梁与岩壁接缝变形基本保持不变,未发现异常值,说明在备用机组支护不完备情况下进行桥机试验对整个围岩开挖支护系统及吊车梁锚杆系统的影响不大。

c. 本文研究成果可为同类工程提供重要的借鉴价值,但受围岩质量、锚杆和岩锚梁施工质量等因素影响,建议在桥机试验时,首先应加强监测,同时尽量避开在备用机组不完全支护段对桥机的测试。

参考文献:

[1] 邹红英,梁成彦,吴昊. CCS 水电站地下洞室群围岩稳定关键技术研究[J]. 人民黄河, 2019, 41(7): 116-120,125.

[2] 金丰年,翁杰,苏新军. 地下工程中岩锚吊车梁若干问题的探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2003(增刊 1): 2187-2191.

[3] 江权,冯夏庭,向天兵,等. 大型洞室群稳定性分析与智能动态优化设计的数值仿真研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(3): 524-539.

最大沉降量 0.132 m,位于闸底板底面下游端土中。

各特征级闸底板底面水平坐标与垂直位移关系见图 7。由图 7 可知,闸填筑完成时闸底板沉降量最大,随地下水位或上下游水位的上升,其沉降减小。上下游水位抬升均减小总的沉降量。

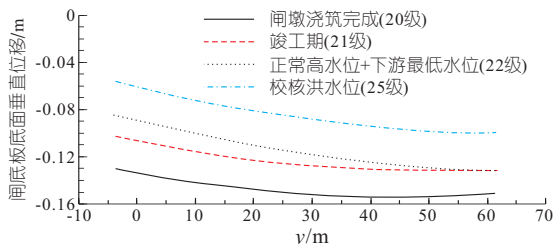


图 7 闸底板底面水平坐标—垂直位移关系
Fig.7 Horizontal coordinate at the gate bottom surface vs. vertical displacement

4 结论

- a. 针对深厚覆盖层闸坝,提出了施工与蓄水全过程渗流与应力变形耦合的有限元仿真方法研究了金沙江某闸坝的地基处理方案。
- b. 基于土层的侧压力系数修正,实现了初始

地应力的修正和地应力平衡迭代,获得了修正后静力平衡的初始地应力场。

- c. 提出了耦合计算中闸坝结构的二维概化方法,实现了模拟过程中闸结构荷载和应变的等效。
- d. 实现了施工与运行全过程中闸坝的渗流与变形的耦合仿真,支撑了坝基处理工程设计。
- e. 基坑中的地下水变化对闸地基和闸结构的变形有显著的影响,水位上升 3 m 可抵消约 1 m 高混凝土填筑荷载对闸底板垂直位移的影响,闸坝应力变形的模拟应与地下水位变化耦合计算。

参考文献:

[1] NETO E D S, PERIC D, OWEN D R J. Computational methods for plasticity theory and applications [M]. John Wiley & Sons Ltd., 2008:96-101.

[2] 吴梦喜,宋世雄,吴文洪. 拉哇水电站上游围堰渗流与应力变形动态耦合仿真分析[J]. 岩土工程学报, 2021, 43 (4):613-623.

[3] 徐磊. 一种实现复杂初始地应力场精确平衡的通用方法[J]. 三峡大学学报(自然科学版), 2012, 34(3): 30-33.

Coupling Simulation Method and Application for Seepage Deformation of Gate Dam on Deep Overburden

WU Meng-xi^{1,2}, SONG Shi-xiong¹, FANG Bin³, ZHANG Hao-ran³

(1. Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100190, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China; 3. PowerChina Guiyang Engineering Corporation Limited, Guiyang 550081, China)

Abstract: The excavation of the foundation, the process of dam construction and the water level variation in foundation have significant effects on the displacement of the foundation and structure of a sluice dam on deep overburden. A finite element simulation method for the coupling of seepage and deformation during the whole process of the dam construction and operation was proposed to treat the foundation of a dam in Jinsha River. The results show that the foundation settlement caused by the dead weight of the filled concrete body of about 1 m height can be offset by 3 m height groundwater level rising in the foundation during the sluice construction. The change of groundwater level has a significant impact on the displacement increment of sluice dam during the construction period. The coupling simulation of seepage and deformation of the sluice dam in the whole construction and operation process was realized, which has supported the engineering design of the dam foundation treatment.

Key words: finite element method; sluice; overburden; seepage; deformation

(上接第 161 页)

Numerical Simulation and Monitoring Analysis of Rock Anchor Beam With Incomplete Support in Underground Powerhouse

SONG Zhi-yu^{1,2}, DONG Li-li^{1,2}, JIN Jun-chao^{1,2}, BAI Zheng-xiong^{1,2}

(1. Yellow River Engineering Consulting Co. Ltd., Zhengzhou 450003, China; 2. Key Laboratory of Water Management and Water Security for Yellow River Basin, Ministry of Water Resources(Under Construction), Zhengzhou 450003, China)

Abstract: Affected by the construction progress and other objective factors, the rock anchor beam may undergo loading with incomplete support, which seriously threatens the structural stability. In this paper, the rock anchored beam of a large hydropower station was taken as the research object. The three-dimensional nonlinear finite element simulation method was used to simulate the excavation of the main powerhouse and the filling of the rock anchored beam according to the actual excavation sequence. The continuous medium cementation element was introduced to simulate the weak contact between the beam concrete and the rock mass wall seat. The simulation results show that the load condition has a little impact on the stress and deformation of surrounding rocks, the initial support structure, and the rock anchor beam. The cementation surface between the surrounding rock and the rock anchor beam has a tendency to open, but it does not behavior obvious opening. The monitoring data such as the stress of the rock anchor beam and the deformation of the joint between the anchor beam and the rock wall remain basically unchanged, and no abnormal data are found, proving that the working state of the anchor beam is normal.

Key words: crane beam anchored in rock; incomplete support; in-situ load test; numerical simulation; monitoring analysis