

某深厚覆盖层闸坝渗流变形耦合模拟方法与应用

吴梦喜^{1,2}, 宋世雄¹, 房 彬³, 张浩然³

(1. 中国科学院力学研究所, 北京 100190; 2. 中国科学院大学, 北京 100049;
3. 中国电建集团贵阳勘测设计研究院有限公司, 贵州 贵阳 550081)

摘要: 鉴于深厚覆盖层上闸坝的坝基开挖、闸浇筑和基坑内的水位变化对闸基和闸结构的位移均有显著影响, 提出了大坝施工与运行全过程中渗流与变形耦合的有限元仿真方法, 并将其应用于金沙江某闸坝的地基处理中。结果表明, 闸填筑过程中, 基坑地下水水位升高 3 m, 能抵消约 1 m 高混凝土浇筑自重引起的坝基沉降, 地下水水位变化对闸坝施工工期位移增量有显著影响, 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。

关键词: 有限元法; 水闸; 覆盖层; 渗流; 变形

中图分类号: TV698. 2⁺33; TU43

文献标志码: A

文章编号: 1000-7709(2023)07-0113-05

1 工程概况

金沙江某水电站首部枢纽由左岸非溢流坝段+泄洪闸+左岸河床式厂房+左岸鱼道构成。泄洪闸泄水坝段长 97 m, 共分为三个闸坝段, 其长度分别为 30、33、34 m。闸典型地质剖面见图 1。泄洪闸室顺水流长 60.00 m, 闸顶高程 2 390.00 m, 底板高程为 2 360.00 m, 底板厚 8.0 m, 最大闸高 38 m。消力池底板高程 2 355.00 m, 厚 5.0 m。闸址河床覆盖层深厚, 覆盖层埋深最大 80 m, 最小 50 m。河床覆盖层由上到下主要分为层①砂卵石层、层②粉砂层、层③粘土夹粉土层、层④碎石、角砾及块石混杂层、层⑤含砾砂层、层⑥粉质粘土层、层⑦角砾、碎石土层和层⑧卵石层 8 大层。深厚覆盖层的工程特性决定了在其上修建高闸坝将会遇到闸基接触面问题、

渗流及渗透稳定问题、地震液化及闸基抗滑稳定等问题。为此, 需采取水平铺盖、防渗墙、振冲碎石桩、旋喷桩、灌注桩等处理措施。考虑基坑开挖、地下水变动、结构填筑全过程渗流与变形耦合模拟因素, 本文采用渗流和变形耦合计算的有限元法, 以某闸坝工程的地基处理方案研究为例, 阐明了基坑施工与蓄水运行全过程仿真对闸坝变形研究的意义。

2 渗流变形耦合有限元方法

深厚覆盖层上闸坝的施工与运行全过程模拟主要包括以下 5 个阶段: ①初始地应力场; ②地基处理; ③基坑开挖; ④结构浇筑与基坑回填; ⑤蓄水运行过程。有些工程采用分期围堰, 不同的闸坝段的地基处理、基坑开挖、结构浇筑等过程是交错的。全过程三维模拟中应按施工顺序和地下水变动过程来模拟。

2.1 耦合渗流的材料非线性有限元法

对于本构关系非线性的材料, 采用牛顿-拉斐森方法(图 2)求解^[1]。对任意增量荷载步的有限元方程, 可通过各单元的刚度与单元体和边上的等效荷载集成求得:

$$\sum_e \int_{\Omega_e} \mathbf{D}_{ijkl} N_{I,l} N_{J,j} \Delta u_{kl} dv = r_{ij} \quad (1)$$

$$\text{其中} \quad \mathbf{D}_{ijkl} = \partial \sigma_{ij} / \partial \varepsilon_{kl} \quad (2)$$

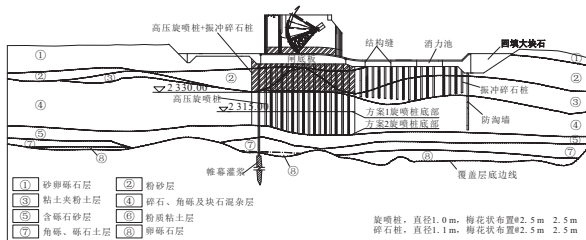


图 1 闸典型地质剖面与结构设计方案
Fig. 1 Typical geological section and structural design scheme of the sluice

收稿日期: 2022-08-04, 修回日期: 2022-09-19

作者简介: 吴梦喜(1967-), 男, 博士、高级工程师, 研究方向为岩土工程渗流与变形, E-mail: wumx@imech. ac. cn

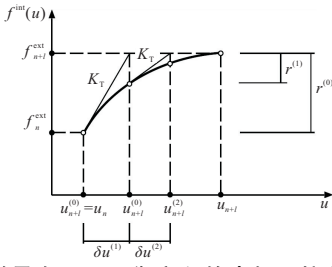


图 2 增量有限元平衡方程的牛顿-拉斐森解法

Fig. 2 The Newton-Raphson algorithm for the incremental finite element equilibrium equation

式中, e 为单元, Ω_e 为单元的区域; \mathbf{D}_{ijkl} 为切线模量矩阵, 随应力状态的变化取值; 下标 i, j, k, l 为坐标轴编号, 三维取值为 1、2、3, 下标中的“,”表示求偏导数; N 为单元的形函数, I, J 为有限元模型中节点的顺序编号; Δu_{kl} 为节点 I 在 k 方向上的位移增量, 是方程的未知量; r_{ij} 为节点 J 在 i 方向上的未平衡力。

图 2 中的 K_T 即式(1)中位移变量的系数项, 第 m ($m=0, 1, 2, \dots$) 次迭代计算中式(1)中的 r_{ij} 即图 2 中的 $r^{(m)}$ 。将第 m 次迭代所得的应变增量 $\Delta \epsilon_{kl}^{(m)}$ 分为若干等分, 如 10 等分, 按非线性的应力-应变关系, 可近似计算出对应的应力增量:

$$\Delta \sigma_{ij}^{(m)} = \frac{1}{10} \sum_{n=1}^{10} \mathbf{D}_{ijkl}(\sigma^{(m, n-1)}) \Delta \epsilon_{kl}^{(m)} \quad (3)$$

式中, $\sigma^{(m, n-1)}$ 为第 $n-1$ 次增量应力累计后的当前应力。

第 m 次有限元迭代计算中, 按非线性应力应变关系, 实际的不平衡力 r 计算公式为:

$$r_{ij}^{(m+1)} = r_{ij}^{(m)} - \sum_e \int_{\Omega_e} \delta \sigma_{ij}^{(m)} N_{J,j} dv \quad (4)$$

式中, $\sigma_{ij}^{(m)}$ 为第 m 次迭代修正后的初始地应力。

第 0 迭代步的不平衡力, 即为该级的增量外荷载:

$$r_{ij}^{(0)} = \Delta f_{ij}^{ext} \quad (5)$$

式中, $r_{ij}^{(0)}$ 为初始迭代时的不平衡力; Δf_{ij}^{ext} 为外力的节点荷载。

达到平衡条件的判别标准可为不平衡力产生的位移小于设定值(如 10^{-10} m), 或按未平衡力与外力的二范数之比小于一个小值为收敛标准, 即:

$$\| r_{ij}^{(m)} \| / \| f_{ij}^{ext} \| \leq \delta_{tol} \quad (6)$$

式中, f_{ij}^{ext} 为单元面上的节点力; δ_{tol} 为不平衡力的相对误差容许值, 如 0.01。

由于岩土体服从有效应力原理, 因此增量有限元方程应耦合渗流计算。耦合渗流的变形有限元方程, 要将边界水压力的变化、土体饱和度变化等引起的外部荷载变化计入式(6)的右端项。同时, 在式(1)的等号左侧, 要增加下式所列的耦合项:

$$\sum_e \int_{\Omega^e} N_I \delta_{ij} N_{J,j} dv P_I \quad (7)$$

式中, δ_{ij} 为克罗内克尔符号; P_I 为节点 I 的孔隙水压力。

再补充节点孔隙水压力计算的渗流有限元方程^[2], 即可得到耦合渗流的变形计算有限元方程组。

2.2 初始地应力场模拟

初始地应力场在很大程度上影响有限元应力变形计算结果^[3], 覆盖层土的本构关系为非线性, 其变形模量是应力状态和应力历史的函数, 可通过测量或估算土的静止侧压力系数获得接近实际的覆盖层初始地应力场的特点。土的静止侧压力系数(k_0)对粘性土一般可通过室内试验确定, 无粘性土静止侧压力系数可按经验公式计算:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi \quad (8)$$

式中, φ 为内摩擦角。

初始地应力场的计算通过有限元计算获得一个静力平衡的应力场后, 依据各点所得的垂直正应力与 k_0 的乘积来修改水平正应力。对有限元计算的应力进行修改后的初始地应力场, 其未平衡的节点荷载 $r_{ij}^{(m)}$ 为:

$$r_{ij}^{(m)} = f_{ij}^{ext} - \sum_e \int_{\Omega^e} \sigma_{ij}^{(m)} N_{J,j} dv \quad (9)$$

初始地应力迭代的收敛标准同式(6)。因初始地应力计算中的位移并非实际位移, 模量矩阵 \mathbf{D} 可取初始切线模量且迭代计算中保持不变, 且无需进行本构关系的非线性迭代。

2.3 地基处理与开挖过程的模拟

坝基中的防渗墙、碎石桩、旋喷与灌注桩等地基处理措施可通过在发生地基处理的计算级进行材料替换和施加与原材料的自重应力差的荷载来实现桩基、防渗墙等的施工仿真。而其初始应力和孔隙水压力可取原单元的状态值。

基础开挖则通过移除开挖单元并在开挖面施加开挖前一级在该面上的应力等效的节点荷载的相反值来达到开挖后面上的法向和切向应力为 0 的条件。单元面上的节点力 f_{ij}^{ext} 为:

$$f_{ij}^{ext} = - \sum_e \int_L \sigma_{ij} n_j N_J dL \quad (10)$$

式中, n_j 为边界的外法线方向; L 为单元开挖面边界。

若开挖面上的孔隙水压力发生变化, 则边界面上还需将孔隙水压力变化对面力的影响作为增量荷载叠加到单元面上。

2.4 桩和闸室结构的二维概化

碎石桩和旋喷桩与覆盖层土在二维模型中一般桩土共同作用处理成复合地基, 但该方法难以

考虑桩土之间的差异压缩应变。本文为考虑桩与土的差异变形,将桩按变形和承载力等效概化成桩墙^[9],旋喷桩两侧和底部土体设接触面单元,其参数按强度参数等效折算。

闸室和闸墩二维模型中首先要实现混凝土自重和闸室水重量的荷载等效,可将混凝土视为充满整个闸坝段空间,而扩大其孔隙率使其能恰好容纳闸室水体。设闸墩在水平截面上的面积与闸室的总面积之比为 α ,则二维模型中闸墩混凝土的干重度取实际值的 α 倍;计算孔隙率 n^* 是闸室与闸墩作为一个整体的等效孔隙率,按下公计算:

$$n^* = 1 - \alpha + \alpha n \quad (11)$$

式中, α 为闸段与闸室的水平截面积比; n 为混凝土的孔隙率。

耦合计算中程序通过饱和度和孔隙水压力的变化,自动实现水位升降过程中荷载的等效。

二维模型中要实现闸室的应变和刚度等效,弹性模量取实际值的 α 倍进行有限元计算。获得材料高斯点的应力后,实际应力因作用面积仅为计算面积的 α 倍而应除以 α 。

3 某闸坝施工蓄水全过程的变形分析

3.1 设计方案

闸室基础采用碎石桩、旋喷桩处理。闸基碎石桩桩径 1.1 m,桩间、排距 2.5 m,梅花型布置,自闸底板(2 352 m 高程)向下延伸到 2 330 m 高程,深度 22 m;旋喷桩桩径 1.0 m,桩间、排距 2.5 m,梅花型布置,方案 1 自闸底板向下延伸到 2 315 m 高程,深度 37 m,后因闸底板沉降量不满足要求修改为方案 2 旋喷桩加深到 52 m,到达层④底部(桩底高程约 2 300 m)。消力池基础采用振冲碎石桩处理,自消力池底板向下布置到层③粘土夹粉砂层,桩径 1.1 m,桩间、排距 2.5 m,梅花型布置。结构设计方案见图 1。

3.2 二维计算条件与计算网格

单向耦合不考虑变形对渗流的影响,每个增量步先进行稳定渗流计算,然后依据本步和上一步的孔隙水压力,按有效应力方法进行应力变形计算。土层、碎石桩和桩下沉渣的本构关系采用邓肯 E-B 模型。基岩、旋喷桩、防渗墙和闸现浇混凝土采用线弹性模型。土与结构接触面采用邓肯-克拉夫模型。

土层的基本物理力学和邓肯 E-B 模型参数见表 1、2。旋喷桩、防渗墙和闸现浇砼的弹性模量分别取 1.2、1.5、31.5 GPa,泊松比均取 0.2。

表 1 土层基本物理参数

Tab. 1 Basic physical parameters of soils

土层	干重度 /(kN·m ⁻³)	孔隙率 n^*	侧压力 系数 k_0	渗透系数 /(cm·s ⁻¹)
层①	18.54	0.31	0.33	3.00×10^{-2}
层②	13.73	0.48	0.43	4.50×10^{-2}
层③	15.30	0.44	0.43	1.00×10^{-4}
层④	17.16	0.33	0.43	2.00×10^{-3}
层⑤	15.21	0.42	0.43	3.00×10^{-3}
层⑦	18.52	0.26	0.33	4.00×10^{-3}
层⑧	18.54	0.31	0.33	3.00×10^{-2}
碎石桩	21.58	0.31		3.00×10^{-2}
沉渣	21.58	0.31		1.00×10^{-5}
防渗墙	20	0.20		1.00×10^{-7}
旋喷桩	22.5	0.15		同所在土层
现浇砼	23.5	0.05		1.00×10^{-7}

表 2 土层强度与邓肯 E-B 模型参数

Tab. 2 Parameters of strength and Duncan E-B model of soils

材料	c /kPa	φ /(°)	$\Delta\varphi$ /(°)	K	n	R_f	K_b	m	K_{ur}
层①	0	48	7	1 000	0.45	0.91	630	0.04	1 200
层②	0	40	4.4	250	0.44	0.70	72	0.26	300
层③	50	27	5	160	0.43	0.67	87	0.25	200
层④	0	48	7	1 000	0.45	0.91	630	0.04	1 200
层⑤	0	45	5.5	350	0.44	0.71	150	0.075	450
层⑦	0	48	7	1 000	0.45	0.91	630	0.04	1 200
层⑧	0	48	7	1 000	0.45	0.91	630	0.04	1 200
碎石桩	0	48	7	1 000	0.45	0.91	630	0.04	1 200
沉渣	0	48	7	1 000	0.45	0.91	630	0.04	1 200

注: c 、 φ 为土的摩尔-库伦强度参数;其他为邓肯模型的变形参数。

选取中间闸室建立二维模型,所在闸段的闸墩水平截面积在整个闸室的占比为 0.39。计算网格见图 3。计算网格在开挖和填筑级的计算域网格发生减增,以模拟施工过程。

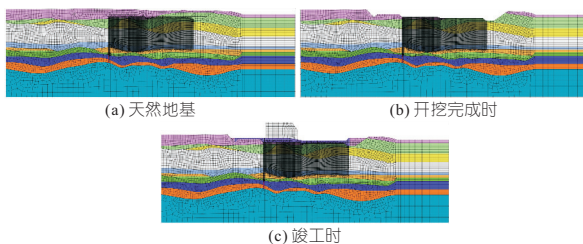


图 3 坝横剖面二维有限元网格

Fig. 3 Two-dimensional finite element mesh of the dam cross section

图 4 为各计算级对应的边界水位、开挖面底

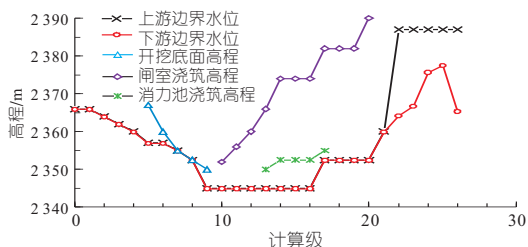


图 4 计算级与计算条件

Fig. 4 Steps and conditions of calculation

高程和结构浇筑高程。计算网格中未包含基坑上下游侧的围堰,因此闸坝竣工蓄水期模型上下游两侧的水位取相同值(基坑降水范围内近此)。基坑水位根据厂房和闸室部位施工降水要求拟定。

整个计算共分 26 个级。第 22、24 级的增量计算步分别为 3、2 个,其他计算级 1 个计算步。第 1 级为天然应力场计算;第 2~5 级基坑抽水,同时在第 5 级,碎石桩和旋喷桩施工,替换单元的材料(对应本构关系及物理力学参数发生变化)、将旋喷桩两侧单元设置为接触面单元,并依据材料自重的差异施加重力荷载等;第 6~9 级基坑开挖(开挖时前一级的底面高程是本级的初始高程,浇筑同此),地下水位下降;第 10 级防渗墙施工;第 11~20 级闸室和消力池混凝土浇筑;21 级后为上下游水位变动。

3.3 计算结果与分析

第 21 级(含)前模型上下游侧的水位相同,地基中的孔隙水压力为静水压力分布;第 22 级有上下游水位差,其水头等值线见图 5。由于采用封闭式防渗墙,水头降落集中于防渗墙或基岩上。防渗墙上游侧覆盖层自河床表面到防渗墙底的水头降落仅为 2.4%。防渗墙下游侧墙底到河床表面覆盖层中的水头降落仅为 9.2%;防渗墙顶部下游侧到河床表面覆盖层中水头降落仅为 7.9%。由于采用稳定渗流计算模式,覆盖层中的水头降落比例结果不随上下游水位变动而变化。

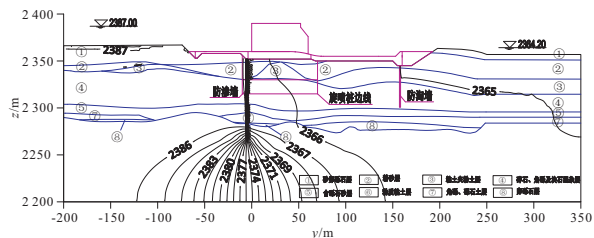


图 5 第 22 级坝基的水头等值线

Fig. 5 Water head contour in dam foundation at steps No. 22

图 6 为闸底板底部上游侧、中点和下游侧 A、B、C 3 点的垂直位移与计算级的关系,反映闸底板的位移变化过程,其中位移 0 点为第 10 级(闸

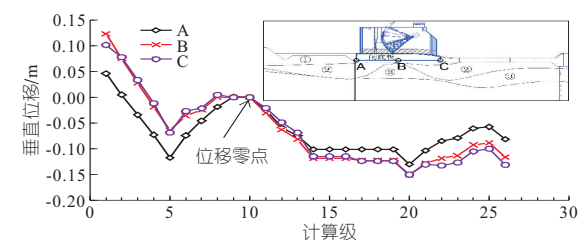


图 6 闸底板下 3 点的垂直位移与计算级关系

Fig. 6 Calculation steps vs. vertical displacement of points below the gate bottom

底板准备浇筑)计算完成时的位移计算结果。对照图 4 的计算工况,分为施工期和蓄水期两部分。

施工期为第 1~21 级。仅有基坑水位下降的 2~5 级(含碎石桩和旋喷桩施工),A、B、C 点有 0.15 m 左右的沉降。水位升降产生的荷载等于水位变动范围内土体湿重度与浮重度之差(约为土饱和重度的 1/3)产生的体积力。基坑地下水位的下降会造成深厚覆盖层坝基的较大沉降。反之,可推知基坑水位的抬升则会引起地基的回弹。土中同一个高程位置的回弹量因地表面和覆盖层内部土层分界面的起伏而有所差异。第 6~9 级因基坑开挖(回弹)和地下水位的下降(沉降)的联合作用,产生增量的回弹位移。第 10 级因仅有防渗墙施工,其他条件不变而垂直位移变化甚微。11~14 级 8 m 厚闸底板+14 m 高的闸墩(概化后干重度按 0.39 系数折减)浇筑且地下水位不变,A、B、C 点有 0.10~0.12 m 的增量沉降。第 15~16 级无荷载,17 级仅有 8 m 高的闸墩浇筑且地下水位回升 7.5 m,此 3 级地下水位上升引起的回弹与闸墩自重的压缩基本抵消,考虑到闸墩对于整个闸室的面积系数为 0.39,水位上升 1 m 抵消了 0.32 m(比值略小于 1/3)高混凝土填筑荷载对基础沉降的影响;第 20 级有 8 m 的闸墩浇筑且地下水位基本不变,引起约 0.02 m 的沉降。第 21 级地下水位回升 7.5 m,沉降减小约 0.02~0.03 m。

蓄水期为第 1~26 级。第 21~25 级上、下游水位升高,闸底板回弹,幅度达 0.05~0.08 m。第 26 级下游水位下降,闸底板沉降量增加约 0.03 m。

分析闸墩浇筑完成时(20 级)坝基的位移量(第 10 级为位移 0 点),铺盖、闸底板、消力池下面的水平位移小于 0.02 m;在消力池下游块石回填区下游侧存在较大的水平位移,最大值达到 0.022 m,方向指向上游。浇筑的结构下土层中位移表现为沉降,最大沉降位于闸底板底面,达到 0.153 m;铺盖下最大沉降 0.078 m;消力池下最大沉降 0.140 m。闸室结构上游侧和下游侧土层上浮,是地下水位上升导致的土层有效重度降低所致。

坝基的变形计算结果表明,地下水位变动对坝基变形有重要影响。由此可见,坝基施工和地下水位变动的全过程模拟,对合理计算闸坝的位移十分必要。

分析第 22 级(正常蓄水位+最低尾水位)坝基的位移量,大坝结构下方水平位移较大,方向指向下游,最大值为 0.178 m。闸室下的土层下沉,

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。

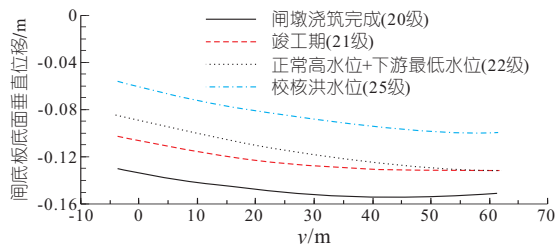


图 7 闸底板底面水平坐标—垂直位移关系

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