

不利围岩条件下调压井应力变形的有限元仿真分析

王瑞骏¹, 焦丽芳², 苏桐鳞¹

(1 西安理工大学 水利水电学院, 陕西 西安 710048; 2 国家核电集团电力规划设计研究院, 北京 100094)

【摘要】 **【目的】**探讨不利围岩条件下调压井的应力变形特性。**【方法】**以摩洛哥某水电站调压井工程为例,运用大型有限元软件,建立了调压井应力变形分析的三维有限元模型,通过仿真计算获得了施工期与运行期调压井围岩及衬砌结构应力变形的分布与变化规律。**【结果】**在不利围岩条件下,施工开挖过程中围岩径向位移均指向井内,随着下层岩体的开挖,上层岩体的径向位移不断增大;沿高程方向,径向位移自上而下呈递减趋势,衬砌之前围岩变形基本稳定;运行期衬砌结构内、外侧环向正应力的分布规律沿高程方向基本一致,除调压井底部阻抗孔口处及调压井顶部外,内、外侧环向正应力均以拉应力为主,且自上而下大体呈递增趋势,内、外侧环向拉应力最大值均发生在调压井底部与阻抗孔口衔接处;施工期和运行期井周围岩的径向最大压应力及环向最大压应力均远小于围岩体的设计抗压强度,因此施工期井周围岩不会产生塑性破坏。**【结论】**在不利围岩条件下,调压井施工应采用自上而下分层开挖的方法,并及时喷锚和延迟一级衬砌;在调压井底部需采取加大衬砌混凝土标号、加设钢板内衬等增加强度的措施。

【关键词】 水工结构;复杂围岩条件;调压井;应力变形

【中图分类号】 TV732.5⁺1

【文献标识码】 A

【文章编号】 1671-9387(2010)11-0214-07

Finite element simulation analysis of surge tank's stress and deformation under the conditions of an adverse rock

WANG Rui-jun¹, JIAO Li-fang², SU Tong-lin¹

(1 Institute of Water Resources and Hydro-electric Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an, Shaanxi 710048, China;

2 Electric Power Planning and Design Institute of State Nuclear Power Group, Beijing 100094, China)

Abstract: **【Objective】** Morocco hydroelectric station's surge tank was taken as an example to investigate the behavior of surge tank's stress and deformation under the conditions of an adverse rock. **【Method】** The 3-D finite element model by the large-scale finite element software was built. Distribution and change law were gained after analyzing the strain deformation of surge tank's surrounding and lining structure in construction period and operation period. **【Result】** Calculation indicates that when the surge tank is under the conditions of an adverse rock, the radial of surrounding rock will generate inward deformation with the excavation of the lower rock, radial displacement of the upper rock becomes larger; along with the elevation direction, radial displacement has a decreasing trend from top to down; the deformation of surrounding rock is stable before lining; in operation period, the distribution of ring's normal stress of lining structure's inside and outside along the elevation direction is consistent, except for surge tank's orifices department and the top of surge tank, ring's normal stress of inside and outside are mainly tensile stress and generally show an increasing trend; the maximum of ring's normal stress of inside and outside occurs at the bottom of surge tank connection with the orifice; in construction and operation period, the radial maximum compressive stress and the maximum compressive stress of ring of rock nearby surge tank are both much less than the intensity of anti-compression designed. Thereby, in the construction period, the rock does not pro-

* [收稿日期] 2010-04-08

[基金项目] 陕西省教育厅科学研究计划项目(03JK098)

[作者简介] 王瑞骏(1963—),男,陕西宝鸡人,教授,博士,主要从事坝工应力研究。E-mail:gracie901@163.com

duce plastic damage.【Conclusion】 Under adverse geological condition surge tank,gushes an anchor in time and defers the one-level lining step;at the bottom of surge tank,it is necessary to increase the grade of concrete lining,steel plates' inner lining and so on.

Key words: hydro-structure;complex geological condition;surge tank project;stress and deformation

1 工程概况

摩洛哥某水电站压力引水隧洞长 10.487 km,洞径 3.3 m,设计引水流量为 24 m³/s。调压井布置在隧洞桩号 10+375 km 处,为阻抗式调压井,总高度为 81 m,其中地面以上高度为 17 m。按照内径及衬砌厚度的不同,调压井从下至上可分为 4 段:从底部高程 974 m 至高程 1 001 m,调压井内径为 3.3 m,衬砌厚度 0.5 m;从高程 1 001 m 至高程 1 003 m,调压井内径由 3.3 m 渐变至 5.5 m,衬砌厚度 0.5 m;从高程 1 003 m 至地面(1 038 m),调压井内径为 5.5 m,衬砌厚度 0.5 m;从地面至调压井顶部高程 1 055 m,调压井内径为 5.5 m,衬砌厚度 0.3 m。调压井衬砌均采用 C20 钢筋混凝土衬砌形式。运行期调压井最高涌浪水位为 1 053.19 m。

根据地质勘察结果^[1],该地区地震基本烈度为Ⅷ度,基岩地震峰值加速度为 0.17 g;引水隧洞穿过的地层主要为红色及黑色页岩,偶见石英岩和石灰岩,垂直破碎多于水平破碎;在调压井处,从地面向下算起,其围岩岩性依次为厚 2.50 m 的玄武岩及石灰岩的崩塌物、厚 9.5 m 的绿黑色风化且严重破碎的页岩层、厚 12.4 m 的灰色破碎页岩层、厚 56.60 m 且较为完整的灰色页岩层。实测天然地下水位低于调压井底部。整体而言,调压井围岩层理及节理十分发育,岩石破碎,参照国内围岩分类标准,基本属于Ⅲ—Ⅳ类围岩,地质条件相对较差,对于调压井的施工及运行较为不利,因此对支护及衬砌设计提出了更高的要求。针对上述不利的围岩地质条件,在调压井施工开挖过程中,采用 C25 钢纤维混凝土喷层与预应力锚杆组合支护措施,锚杆直径 25 mm,入岩深度 2.4 m,间距 1.0~1.5 m,共 428 根;C25 钢纤维混凝土喷层厚度 10 cm^[1]。

2 计算原理与有限元模型

2.1 支护衬砌结构及围岩的本构模型

根据调压井支护结构(钢纤维混凝土喷层及锚杆)及衬砌结构(钢筋混凝土)的变形特征,考虑到调压井围岩相对复杂的地质条件,本研究假定在施工期及运行期上述支护和衬砌结构均呈线弹性变形规

律,其本构模型均采用线弹性模型。为了更好地模拟不利围岩条件对支护和衬砌结构应力变形的影响,调压井及其上下游局部范围的隧洞的围岩体则采用弹塑性模型,材料屈服则采用 Mohr-Coulomb 屈服准则。弹塑性模型的基本原理参见文献[2-4]。

2.2 调压井施工开挖过程的模拟

设计拟定的调压井施工方案为^[1]:采用边开挖边支护、然后统一衬砌的方法,开挖从上到下共分 8 层进行,每层开挖高度为 8 m,在上一开挖段支护施工完成以后,进行下一开挖段的开挖;临时支护喷厚度为 10 cm 的 C25 钢纤维混凝土,井壁四周采用直径 25 mm、长度 2.4 m 的系统锚杆加固,锚杆在平面上周向间隔角度为 30°,呈梅花形布设,高度向间距为 1.5 m;井周在锚喷支护后,采用滑模浇筑厚为 50 cm 的钢筋混凝土衬砌。

调压井岩体的开挖效应一方面体现在开挖岩体的刚度消失,另一方面将解除开挖岩体对系统的变形约束,导致岩体开挖面及一定深度范围产生附加位移场和附加应力场^[5-8]。首先,根据初始地应力场确定第 1 级开挖边界上的初始应力 $\{\ddot{\sigma}_0\}$,开挖边界上的初始应力可以通过单元高斯积分点的应力按所选单元类型对应的插值函数计算获得。然后,去掉第 1 级开挖岩体,并将 $\{\ddot{\sigma}_0\}$ 中法向正应力及切向剪应力进行积分,求得开挖面节点荷载并反向施加于开挖边界,这种模拟方式为邓肯-张“反转施加载荷法”^[9-10]。第 1 级开挖释放荷载可由下式计算:

$$\{\ddot{q}_1\} = - \int_{ae} \ddot{\mathbf{B}}^T \ddot{\sigma}_0 dv. \quad (1)$$

式中: $\ddot{q}_1$ 为第 1 级开挖释放荷载, $\ddot{\mathbf{B}}$ 为单元应变矩阵, $\ddot{\sigma}_0$ 为第 1 级开挖边界上的初始应力。

第 1 级开挖释放荷载作用形成的第 1 级附加位移场与附加应力场分别为 $\{\Delta\ddot{u}_1\}$ 、 $\{\Delta\ddot{\sigma}_1\}$ 。第 1 级开挖完成时,岩体的应力场和位移场分别为:

$$\{\ddot{\sigma}_1\} = \{\ddot{\sigma}_0\} + \{\Delta\ddot{\sigma}_1\}; \quad (2)$$

$$\{\ddot{u}_1\} = \{\Delta\ddot{u}_1\}. \quad (3)$$

同理,可计算第 2, ..., n 级开挖释放荷载 $\ddot{q}_2, \dots, \ddot{q}_n$,以及相应分级开挖产生的附加位移场 $\Delta\ddot{u}_2, \dots, \Delta\ddot{u}_n$,与附加应力场 $\Delta\ddot{\sigma}_2, \dots, \Delta\ddot{\sigma}_n$,由此可导出第 2, ..., n 级开挖完成时各阶段的应力场:

$$\{\ddot{\sigma}_i\} = \{\ddot{\sigma}_{i-1}\} + \{\Delta\ddot{\sigma}_i\}, (i=1,2,\cdots,N). \quad (4)$$

每级开挖单独作用形成的位移场和第*i*级开挖边坡累计位移场分别为:

$$\{\ddot{u}_i\} = \{\Delta\ddot{u}_i\}, \quad (5)$$

$$\{\ddot{W}_i\} = \sum_{j=1}^{i-1} \{\Delta\ddot{u}_j\}. \quad (6)$$

工程岩体在上述开挖过程中,只要确定了岩体开挖单元范围和开挖面边界,则开挖边界上的等效释放荷载、附加位移场和应力场,在目前有限元计算中可以自动求得。

ADINA 软件的一个重要优点是可以按时间定义单元生死,针对分层开挖支护及衬砌的施工安排,通过时间函数、时间步、单元生死的联合设置,即可全面模拟整个施工过程^[11-13]。

2.3 预应力锚杆的模拟

本研究锚杆锚固作用是将锚杆简化为杆单元进行模拟,锚杆的锚固作用通过锚杆的“刚度”体现^[13-15]。通过设置锚杆单元生和锚杆初始预应变来体现预应力锚杆的锚固作用。

2.4 调压井应力变形分析的有限元模型

2.4.1 几何模型 本研究调压井有限元计算模型采用局部柱坐标系:沿调压井径向为*X*轴方向,指向围岩为正;环向为*Y*轴方向,逆时针为正;沿高度方向为*Z*轴方向,向上为正。坐标原点位于调压井阻抗口底部圆心处,高程为 974 m。计算选取调压井围岩和相应地基基础进行模拟,围岩基础范围自调压井底部(高程为 974 m 处)向下延伸 50 m,四周围岩自调压井中轴线向径向延伸至 50 m。显然,该模型呈现轴对称性。

2.4.2 力学模型及边界约束 将 2.4.1 中几何模型范围内的围岩及衬砌结构等所组成的变断面圆桶形结构视作一整体模型,按其整体受力、共同变形来进行模拟计算。针对工况的不同,施加不同的荷载。根据其荷载作用特点及几何模型的轴对称性,整体力学模型为轴对称力学模型。模型的边界约束为:在基础底部施加沿坐标轴方向的三向约束,周围边界面施加沿径向轴(*X*轴)的法向链杆约束,上部边界为自由边界^[15-16]。

2.4.3 单元剖分 计算模型单元形式主要采用空间六面体 8 节点等参单元,每个节点有 3 个自由度:节点坐标系的*x*、*y*、*z*方向的平动。当定义有重合的节点时,根据重合节点数不同分别形成退化的棱柱单元与四面体单元。本计算模型中的围岩模拟、混凝土衬砌模拟及钢纤维混凝土喷层支护模拟均采

用空间六面体 8 节点等参单元。ADINA 中的 TRUSS 单元是杆单元,已在多种工程中被应用,可以用来模拟锚杆、桁架、弹簧等^[17-18],能承受单轴拉力—压力,每个节点具有*x*、*y*、*z* 位移方向的自由度。计算模型中锚杆模拟即采用 TRUSS 单元。调压井模型共剖分了 4 844 个单元,5 342 个节点,其中混凝土衬砌剖分单元 156 个,C25 钢纤维砼喷层剖分单元 156 个,锚杆单元 428 个。调压井模型整体的有限元网格见图 1。由于锚杆的尺寸和间距较小,为了不影响模型整体网格图的表达效果,图 1 中未显示锚杆单元。

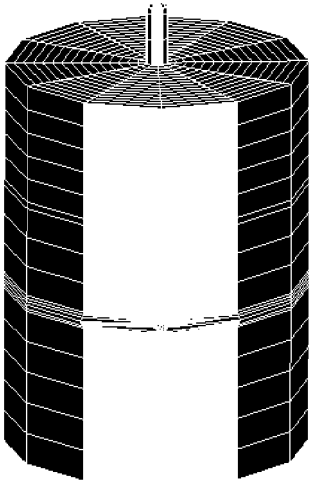


图 1 调压井模型整体的有限元网格图
Fig.1 Finite element mesh of surge tank's model

3 计算参数与计算工况

3.1 计算参数

根据工程地质勘察及设计成果^[1],选取围岩、衬砌混凝土及锚杆的材料参数见表 1。

3.2 计算工况

根据文献^[1],施工期调压井环境温度变幅较小,且设计将采取相应的工程措施来避免或减小温度应力和灌浆压力对衬砌结构的影响,因此本研究计算时不考虑温度荷载和灌浆压力荷载;实测天然地下水位低于调压井底部,因此施工期不计外水压力作用;运行期的主要荷载为内水压力,即使由于隧洞及调压井渗漏等原因导致地下水位升高,但考虑到折减效应,其值一般也小于内水压力,因此运行期可忽略外水压力的作用。为此,拟定计算工况如下。

1)施工期:模拟调压井的整个开挖及支护过程,并考虑围岩及衬砌支护结构自重等作用。

2)运行期:考虑最高涌浪水位之内水压力、围岩

压力及衬砌支护结构的自重作用。运行期调压井最高涌浪水位为 1 053.19 m。

表 1 材料的物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameter of material

材料 Material	弹性模量/GPa Elastic modulus	泊松比 Passion's ratio	容重/(kN·m ⁻³) Bulk density	设计抗压 强度/MPa Compressive strength of design	设计抗拉强度/ MPa Tensile of design	摩擦角/(°) Friction angle	内聚力/ kPa Cohesion
C20(衬砌) Lining	25.5	0.167	25.0	10.0	1.10		
钢纤维砼喷层 Steel fiber and concrete's shotcrete	22.0	0.20	25.0	32.5	5.0		
锚杆 Ancher	207.0	0.25	78.0	310	380		
924~974 m(岩体 Rock)	0.105	0.30	22.0	120	6.1	30	25
974~1 001 m(岩体 Rock)	0.125	0.25	22.5	100	4.5	35	30
1 001~1 038 m(岩体 Rock)	0.165	0.25	23.0	80	2.5	40	35

注:表中所示岩体部分高程表示调压井高度向高程,924 m 为所截取地基底部高程,974 m 为调压井模型阻抗口底部高程(模型原点高程),1 001 m 为调压井变直径处高程,1 038 m 为地面高程。

Note:The elevations of rock,which are shown in the table,express the elevation along surge tank's height,924 m is the elevation of at the bottom of ground intercepted,974 m is the elevation of at the bottom of surge tank's impedance port (elevation of model's orgin),1 001 m is the elevation of variable diameter of surge tank,1 038 m is the elevation of ground.

4 计算结果与分析

4.1 施工期井周围岩的应力变形

本研究在计算时,按照施工进度安排^[1],共设置了 17 个时间步,即 time 1—time 17,以模拟开挖支护及衬砌的施工全过程。其中,time 1 为开挖施工前,time 9 为全部支护完成时,time 17 为全部衬砌完成时。各向位移以沿相应坐标轴方向为正,正应力以沿相应坐标轴方向受拉为正。

4.1.1 围岩位移 对各时间步计算结果进行整理,可以得到不同断面对应不同时间步的应力变形。计

算结果表明,由于所建模型为空间轴对称模型,因此对于同一时间步、同一高程断面轴对称位置上各点的围岩各向位移均对应相同。其中,施工期几个主要时间步末、几个典型高程断面(974,1 001,1 003,1 038 m)处井周围岩的径向位移计算结果见表 2。从表 2 可以看出,在施工开挖过程中,围岩径向位移均指向井内,随着下层岩体的开挖,上层岩体的径向位移不断增大;沿高程方向,径向位移自上而下呈递减趋势,最大径向位移发生在地表岩层,最大值为 0.88 mm。衬砌之前围岩变形基本稳定,衬砌后的变形与衬砌前相差不大。

表 2 施工期井周围岩的径向位移计算结果

Table 2 Results of radial displacement of rock nearby surge tank in construction period

断面高程/m Section's selevation	时间步 Time step	径向位移/mm Radial displacement	断面高程/m Section's selevation	时间步 Time step	径向位移/mm Radial displacement
974	time 1	0	1 003	time 1	0
	time 9	−0.22		time 9	−0.70
	time 17	−0.24		time 17	−0.72
1 001	time 1	0	1 038	time 1	0
	time 9	−0.65		time 9	−0.84
	time 17	−0.68		time 17	−0.88

4.1.2 初始应力特征 调压井施工前的主应力受自重应力场影响,第 1 主应力 σ_1 和第 3 主应力 σ_3 为压应力,且主应力随着深度的增加呈递增趋势。地面表层 σ_1 产生拉应力,但拉应力量值不大,最大值约为 0.6 MPa。

4.1.3 围岩应力 计算结果表明,开挖前各点的环向正应力和径向正应力均为初始地应力产生的应力,为压应力,各断面上环向、径向正应力分布均匀,在高度方向上随着深度的增加呈递增趋势。随着开

挖衬砌施工的进行,2 种应力不断加大,最终趋于稳定。其中,施工期几个主要时间步末、几个典型高程断面(974,1 001,1 003,1 038 m)处井周围岩(衬砌外壁面)的径向和环向正应力计算结果见表 3。从表 3 可以看出:1)施工期井周围岩的径向正应力在地面表层处出现拉应力,拉应力最大值为 0.57 MPa,但小于围岩体的设计抗拉强度,因此围岩不会产生抗拉破坏;其余部位径向正应力均为压应力,最大压应力为 0.24 MPa,发生在衬砌完成时的调压井

底部。2)施工期井周围岩的环向正应力均为压应力,最大压应力为 0.57 MPa,发生在衬砌完成时的调压井底部。3)施工期井周围岩的径向最大压应力及环向最大压应力均远小于围岩体的设计抗压强度(表 1),因此施工期井周围岩不会产生塑性破坏。

表 3 施工期井周围岩的径向和环向正应力计算结果

Table 3 Results of radial and ring's normal stress of rock nearby surge tank in construction period

断面高程/m Section's selevation	时间步 Time step	径向正 应力/MPa Radial normal stress	环向正 应力/MPa Central to the normal stress
974	time 1	-0.12	-0.08
	time 9	-0.21	-0.56
	time 17	-0.24	-0.57
1 001	time 1	-0.07	-0.08
	time 9	-0.12	-0.56
	time 17	-0.13	-0.56
1 003	time 1	-0.07	-0.06
	time 9	-0.10	-0.55
	time 17	-0.12	-0.56
1 038	time 1	0.57	-0.02
	time 9	0.23	-0.11
	time 17	0.26	-0.14

4.2 运行期调压井衬砌结构的应力变形

在施工期应力变形计算的基础上,施加最高涌浪水位之内水压力荷载,进行运行期调压井应力变形的三维有限元仿真分析,获得了运行期调压井衬砌结构的应力变形结果。

4.2.1 衬砌结构径向位移 衬砌结构内、外侧径向位移沿高程的分布见图 2。

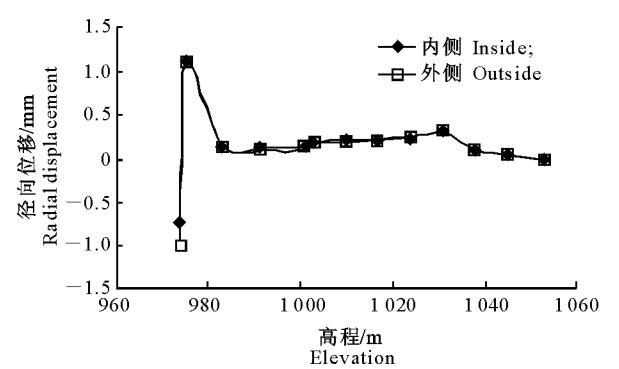


图 2 衬砌结构内、外侧径向位移沿高程的分布
Fig. 2 Distribution of radial displacement of lining's inside and outside along elevation

由图 2 可以看出,除调压井底部阻抗孔口处外,沿高程方向衬砌结构内、外侧均呈现方向向外的径向变位,且径向位移自上而下大体呈递增趋势;由于断面的突变,在上下 2 个井筒之间的变直径处,衬砌结构的内、外侧径向位移出现一个陡增区,其最大值为

1.10 mm。调压井底部阻抗孔口处,衬砌结构内、外侧的径向位移呈现向内位移特征,其最大值为 1.0 mm。

4.2.2 衬砌结构应力 衬砌结构内、外侧径向和环向正应力沿高程的分布见图 3。由图 3 可以看出: 1)衬砌结构内侧径向正应力除调压井下部局部位置出现拉应力(最大 0.85 MPa)外,其余部分均为压应力;压应力值普遍很小,但在调压井底部与阻抗孔口衔接处压应力明显增大,最大值为 0.40 MPa。衬砌结构外侧径向正应力均为压应力,自上而下呈现递增趋势,最大值为 5.20 MPa,发生在调压井底部与阻抗孔口衔接处。2)衬砌结构内、外侧环向正应力的分布规律沿高程方向基本一致;除调压井底部阻抗孔口处及调压井顶部外,衬砌结构内、外侧环向正应力均以拉应力为主,且自上而下大体呈递增趋势;在高程 1 001~1 003 m 的断面突变处,内、外侧环向正应力均有所增大,但变幅较小;衬砌结构内、外侧环向拉应力最大值均发生在调压井底部与阻抗孔口衔接处,最大值分别为 5.36 和 2.81 MPa,超过了原设计衬砌混凝土(C20)的设计抗拉强度(表 1),因此需采取在调压井底部加大衬砌混凝土标号、加设钢板内衬等增加强度的措施。

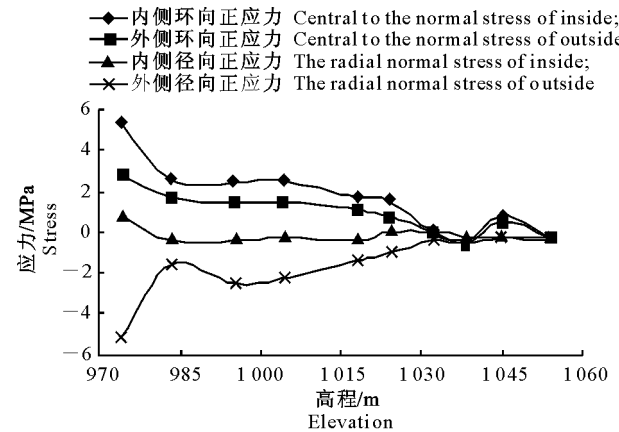


图 3 衬砌结构内、外侧径向及环向正应力沿高程的分布
Fig. 3 Distribution of the radial and ring's normal stress of lining's inside and outside along elevation

根据计算结果,运行期调压井周围岩的径向正应力均为压应力,最大压应力为 8.7 MPa,远小于围岩体的设计抗压强度,因此运行期调压井周围岩不会产生塑性破坏;环向正应力的分布规律与衬砌结构外侧类似,在较小的径向厚度(约 5 m)范围内存在较小的拉应力,但小于围岩体的设计抗拉强度,因此围岩不会产生抗拉破坏。

5 结 语

本研究结合摩洛哥某水电站存在不利围岩地质条件的调压井工程,对其施工期及运行期的应力变形进行了三维有限元仿真分析,结果表明:

1)在不利围岩条件下,施工开挖过程中围岩径向位移均指向井内,随着下层岩体的开挖,上层岩体的径向位移不断增大;沿高程方向,径向位移自上而下呈递减趋势;衬砌之前围岩变形基本稳定,衬砌后的变形与衬砌前相差不大。施工期井周围岩的径向正应力除在地面表层处出现较小的拉应力外,其余部位径向正应力均为压应力;井周围岩的环向正应力均为压应力;径向和环向压应力的最大值均发生在衬砌完成时的调压井底部。因此,在不利围岩条件下,参照类似工程经验,调压井施工应采用自上而下分层开挖的方法,并及时喷锚和延迟一级衬砌。

2)在运行期,衬砌结构内、外侧除调压井底部阻抗孔口处呈现向内的径向位移特征外,其余部位沿高程方向均呈现方向向外的径向位移特征,最大向外的径向位移发生在上下 2 个井筒之间的变直径处。运行期衬砌结构内侧径向正应力以压应力为主,但压应力值普遍很小,外侧径向正应力均为压应力,自上而下呈现递增趋势,其值也相对较小;衬砌结构内、外侧环向正应力的分布规律沿高程方向基本一致,除调压井底部阻抗孔口处及调压井顶部外,内、外侧环向正应力均以拉应力为主,且自上而下大体呈递增趋势,内、外侧环向拉应力最大值均发生在调压井底部与阻抗孔口衔接处,最大拉应力超过了原设计衬砌混凝土(C20)的抗拉强度。因此,需采取在调压井底部加大衬砌混凝土标号、加设钢板内衬等增加强度的措施。

3)在施工期和运行期,井周围岩的径向最大压应力及环向最大压应力均远小于围岩体的设计抗压强度,因此施工期井周围岩不会产生塑性破坏。

[参考文献]

- [1] 摩洛哥水工隧道项目部. 摩洛哥埃尔波日水电工程设计说明书:调压井部分 [R]. 西安:陕西省水利水电勘测设计研究院, 2006.
Morocco's Ministry of Hydraulic Tunnel Project. Design manual of Morocco's el day hydropower project: the part of the surge tank [R]. Xi'an: Hydropower Survey Design Institute of Shaanxi Province, 2006. (in Chinese)
- [2] Ni F S, Hu P C, Wang Q H. Numerical simulation of sydraulic transients in hydropower plant using safety membranes [J]. J

- Hydr Engrg, 1996, 122(6): 298-300.
- [3] Rajendra P, Tiwari, Rao K S. Response of an anisotropic rock mass under polyaxial stress state [J]. J Mat in Civ Engrg, 2007, 19(5): 393-403.
- [4] 张学言. 岩土塑性力学 [M]. 北京: 人民交通出版社, 1993: 122-145.
Zhang X Y. Mechanics of geotechnical plastic [M]. Beijing: People's Communications Press, 1993: 122-145. (in Chinese)
- [5] 朱占非, 韩一赤, 姜 峰. 天生桥水电站调压井群应力分析 [J]. 大连理工大学学报, 1993(4): 477-481.
Zhu Z F, Han Y C, Jiang F. The stress analysis of surge tank group of Tianshengqiao hydroelectric power station [J]. Journal of Dalian University of Technology, 1993(4): 477-481. (in Chinese)
- [6] 潘家铮. 水工隧洞和调压室 [M]. 北京: 水力电力出版社, 1992.
Pan J Z. Hydraulic tunnel and surge tank [M]. Beijing: Hydraulic Power Press, 1992. (in Chinese)
- [7] Alan A. Effect of rock trenching vibrations on nearby structures [J]. J Constr Engrg and Mgmt, 2008, 134(4): 234-241.
- [8] Li K F, Ju Y W, Han J G, et al. Experimental and numerical analysis of early-age stress in concrete diaphragm wall of underground structures [C]// Jin W L, Ueda T, Basheer P A M. Advances in concrete structural durability, proceedings of iccds2008, Vol 1 and 2. Hangzhou: Zhejiang Univ Press, 2008: 1173-1179. (in Chinese)
- [9] 程丽红, 侯龙清, 刘国林. 邓肯-张模型改进方法综述 [J]. 山西建筑, 2010, 36(4): 121-122.
Cheng L H, Hou L Q, Liu G L. Comprehensive illustration on improvement methods for Duncan-Chang model [J]. Shanxi's Construction, 2010, 36(4): 121-122. (in Chinese)
- [10] 姜亭亭, 高志军, 王运霞. 邓肯-张模型研究现状和在工程中的应用讨论 [J]. 西部探矿工程, 2009(6): 9-11.
Jiang T T, Gao Z J, Wang Y X. The research and engineering application of Duncan-Chang model [J]. Western Exploration Project, 2009(6): 9-11. (in Chinese)
- [11] Chen J S, Mo H H. Mechanical behavior of segment rebar of shield tunnel in construction stage [J]. Journal of Zhejiang University Science A, 2008, 9(7): 888-899. (in Chinese)
- [12] 张 彬, 韩圣钱, 韩 汀, 等. ADINA 在基坑开挖与支护数值模拟中的应用 [J]. 辽宁工程技术大学学报, 2006(2): 45-49.
Zhang B, Han S Q, Han T, et al. ADINA is used in excavation of foundation and the numerical simulation of support [J]. Journal of Liaoning Technical University, 2006(2): 45-49. (in Chinese)
- [13] 李 旭. ADINA 在模拟隧道锚杆支护系统中的应用 [J]. 北方交通, 2009(10): 59-62.
Li X. ADINA is used in imitating the tunnel bolting system [J]. Northern Traffic, 2009(10): 59-62. (in Chinese)
- [14] 朱伯芳. 有限单元法原理与应用 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1998: 311-357.
Zhu B F. Principles and applications of FEM [M]. Beijing:

Press of Water Resources and Hydropower of China, 1998: 311-357. (in Chinese)

[15] 葛文杰,李夕兵. 数值模拟在锚杆支护技术中的应用 [J]. 凿岩机械气动工具, 2008(1): 20-23.

Ge W J, Li X B. The numerical simulation is used in bolting technology [J]. Manipulators Pneumatic tools, 2008(1): 20-23. (in Chinese)

[16] 孟晓凤,张贵金,刘 凤. 岗曲河一级水电站调压井支护措施评价 [J]. 人民长江, 2010, 41(1): 54-57.

Meng X F, Zhang G J, Liu F. The evaluation for the measures of surge tank's support of the first hydroelectric power station in Gangqu river [J]. People Changjiang, 2010, 41(1): 54-57. (in Chinese)

[17] 谢心恒,吴冬梅. 某水电站调压井衬砌应力稳定分析 [J]. 水利水电工程设计, 2009, 28(3): 11-13.

Xie X H, Wu D M. The stable analysis of lining's stress of one hydroelectric power station [J]. The Design of Water Resources and Hydropower Engineering, 2009, 28(3): 11-13. (in Chinese)

[18] 周太全,华 渊,连俊英,等. 软弱围岩隧道施工全过程非线性有限元分析 [J]. 岩土力学, 2004, 25(增刊): 338-342.

Zhou T Q, Hua Y, Lian J Y, et al. Non-linear finite element analysis of the whole process of weak rock tunnel construction [J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(Suppl.): 338-342. (in Chinese)

(上接第 213 页)

[8] Yao R H, Meng F P, Zhang L J, et al. Defluoridation of water using neodymium-modified chitosan [J]. Journal of Hazardous Materials, 2009, 165: 454-460.

[9] 唐宗薰. 中级无机化学 [M]. 北京: 高等教育出版社, 2003: 532.

Tang Z X. Medium inorganic chemistry [M]. Beijing: Higher Education Press, 2003: 532. (in Chinese)

[10] 王科军,温和瑞,刘 芳,等. 低聚壳聚糖稀土铈(Ⅲ)配合物的合成与光谱表征 [J]. 光谱学与光谱分析, 2006, 26(7): 1277-1280.

Wang K J, Wen H R, Liu F, et al. Synthesis and spectral characterization of low-molecular-weight chitosan-Ce(Ⅲ) complexes [J]. Spectroscopy and Spectral Analysis, 2006, 26(7): 1277-1280. (in Chinese)

[11] Zhou D, Zhang L, Guo S. Mechanisms of lead biosorption on cellulose/chitin beads [J]. Water Research, 2005, 39: 3755-3762.

[12] 任群翔,翟玉春,白玉红,等. 壳寡糖与氯化稀土(Pr^{3+} 、 Dy^{3+})配合物的合成、配位机理和抗羟自由基活性 [J]. 稀土, 2009, 30(3): 57-61.

Ren Q X, Zhai Y C, Bai Y H, et al. Synthesis, coordination mechanism and anti-hydroxyl free radical activity of coordination compounds of chitooligosaccharide with PrCl_3 and DyCl_3 [J]. Chinese Rare Earth, 2009, 30(3): 57-61. (in Chinese)