

丹巴水电站引水隧洞开挖洞型洞距优化 及围岩变形规律研究

刘杰^{1,2}, 张罗送¹, 李洪亚¹, 孙涛¹, 黎照¹

(1. 三峡大学土木与建筑学院, 湖北宜昌 443002; 2. 三峡大学三峡库区地质灾害教育部重点实验室, 湖北宜昌 443002)

摘要: 基于横观各向同性及理想弹塑性模型,应用FLAC3D软件,针对引水隧洞开展不同开挖洞型(圆型、城门洞型、四心圆马蹄型和平底马蹄型)的数值模拟分析,得出圆型开挖断面为最优断面;基于洞径为16 m的圆型开挖断面,分析得到,在保证隧洞不会因邻洞局部失稳而导致隧洞群整体失稳破坏情况下,相邻开挖隧洞允许的极限安全间距为45 m;最后,选定600、800、1 000和1 200 m埋深下模拟探洞实测情况,得到洞径为16 m的圆型断面,在掌子面上下半部分开挖,推进至1倍洞距时围岩变形破坏速率较大的演化规律,该段是开挖重点防护的开挖阶段,可为后期施工提供参考。

关键词: 引水隧洞; 开挖洞型; 围岩变形; 安全距离; 变形破坏速率; 丹巴水电站

中图分类号:TV672.1

文献标识码:A

文章编号:1672-643X(2019)01-0208-09

Optimization of tunnel cavity spacing and study on deformation law of surrounding rock in diversion tunnel of Danba Hydropower Station

LIU Jie^{1,2}, ZHANG Luosong¹, LI Hongya¹, SUN Tao¹, LI Zhao¹

(1. Civil Engineering and Architecture Faculty, China Three Gorges University, Yichang 443002, China; 2. Key Laboratory of Geological Hazards on Three Gorges Reservoir Area, Ministry of Education, China Three Gorges University, Yichang 443002, China)

Abstract: Based on transversely isotropic and ideal elastic-plastic models, numerical simulation and analysis of different excavation types (circular, gated, four-center and flat-bottomed horseshoe) for diversion tunnel are carried out using FLAC3D software. It is concluded that the circular excavation section is the optimal section, and based on the circular excavation section with the diameter of 16 m, it is obtained that the tunnel group will not lose stability in the case of local instability of adjacent tunnels. The allowable limit safe distance of adjacent tunnel excavation is 45 m, and finally, the measured results are obtained by selecting 600 m, 800 m, 1000 m, 1200 m depth to simulate the hole exploration. The circular section with a diameter of 16 m is excavated in the upper and lower half of the face, which is the evolution law of the large rate of deformation and failure of surrounding rock when the tunnel is pushed to one time the distance of the tunnel, which is the excavation stage of the key protection of excavation and can be used as a reference for the later construction.

Key words: diversion tunnel; excavation type; surrounding rock deformation; safe distance; deformation and failure rate; Danba Hydropower Station

1 研究背景

引水隧洞是引水式水电站引水建筑物的重要组成部分,引水隧洞的稳定与否直接关系到水电站的运行

安全。但是国内外针对断面大、埋置深度深的引水隧洞的施工研究成果并不多,可以借鉴的工程实例和相应的施工经验更少。王小静^[1]以赫章河口水库中的引水建筑物为例,在开展技术经济性分析的基础上,选定

收稿日期:2018-06-04; 修回日期:2018-09-26

基金项目:国家科技支撑计划项目(2015BAB07B08-01-01);国家自然科学基金项目(51579138);长江科学院开放研究基金项目(CKWV2016377/KY);地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室开放基金项目(SKLG2016K023);湖北省教育厅项目(D20161202);三峡大学硕士学位论文培优基金项目(2018SSPY037)

作者简介:刘杰(1979-),男,云南昭通人,博士,教授,博士生导师,从事岩土边坡工程及卸荷岩体力学研究。

通讯作者:张罗送(1993-),男,湖北黄梅人,硕士,主要从事岩土边坡支护。

引水隧洞洞径和优化断面设计,能有效控制工程造价,确保水库工程建设后可获得最佳的经济效益;赵琨等^[2]利用 ABAQUS 对隧洞埋深在 200 m 处的含水疏松砂岩地段的围岩开挖过程进行模拟研究;郑红等^[3]针对软岩隧洞马蹄型断面,采用有限元方法分析在不同开挖方式下该断面形式下隧洞的变形规律;陈锐等^[4]对不同断面形式引水隧洞进行比较分析,得出采用平底马蹄形断面较为合适;胡帅等^[5]探讨了技施阶段隧洞开挖遇到与洞轴线小夹角的破碎带时,在进一步查明隧洞区地质条件的基础上对洞轴线进行动态设计的可行性。谢艳艳等^[6]探讨了关于引水隧洞的开挖、支护等方面的施工技术改进,能极大减少引水隧洞的整体建设成本;许韬等^[7]在玉瓦水电站引进地质超前预报 TRT 技术,能准确预报实际开挖揭示的地质条件,为施工方案调整、施工物质的准备等提供依据和技术支撑;陈建里^[8]运用经济计算及工程类比法,针对引水隧洞提出 5 种不同洞径进行对比研究,最后选用各方面均相对合适的断面尺寸;黄华^[9]对引水隧洞衬砌结构进行内力与配筋等承载力、隧洞开裂等正常使用极限状态计算分析与优化设计,结果表明,引水隧洞衬砌圆形过水断面与洞挖马蹄形断面的结构型式最优;江权等^[10]说明引水隧洞群最小理论间距为 50 m,进而在类比与引水隧洞本身相邻的辅助洞和国内外几个典型深埋隧洞的洞径、埋深和间距的基础上,确定深埋引水隧洞群的最小允许中心线间距为 52 m。庾世华^[11]提出将隧洞断面优化为马蹄型断面形式,这样不仅增大施工操作空间,而且提高了施工整体效率,缩短工程的整体工期。李有华^[12]基于蒙自市杨柳河引水工程引水隧洞长、埋深大的特点,提出钢筋混凝土无压圆拱直墙式结构的引水隧洞设计方法。但是目前现有研究只是具体分析隧洞洞型选择与间距的合理性,而在大埋深、施工阶段对掌子面周围岩体变形破坏速率方面的研究成果较少。

引水隧洞的投入包括隧洞进水口、洞身、调压井等的造价以及工程建成后的工程管理运行费等,对整个水电站尤为重要,在电站的发电系统中占着重要的地位。

隧洞的水头损失占了电站总水头损失的大部分,隧洞的造价在工程总投资中也占着重要份额,而隧洞的水头损失和工程造价主要取决于隧洞的洞型、洞径和洞距的选择,在隧洞设计中,这些因素选择不当均会增大水电站建造的整体成本,因此在引水式水电站的设计工作中,对引水隧洞的优化断面设计、合理选择开挖洞距和开挖过程中围岩变形规律的研究分析都十分必要。

2 工程概况

丹巴水电站引水线路位于大渡河两岸、麦尔多山西麓,以剥蚀中-高山地貌为主(见图 1)。引水发电系统以水卡子坝址上坝线左、右岸两种布置方案进行比选,引水隧洞均布置 2 条。其中左岸方案从水卡子坝址上坝线上游经燕耳岩沟、德罗沟、根巴沟、日玻至厂址,引水系统全长约 17.26 ~ 17.29 km,采用尾部开发方式,厂址位于丹巴县城附近小金河河口,拟采用地面厂房;右岸方案从水卡子沟上游约 700 m 处进洞,折向经水卡子沟、呷拉沟、巴旺沟、干海子、甲居至厂房,引水系统全长约 16.29 km,也采用混合式尾部开发,厂房位于丹巴县城索断桥附近的革什扎河河口,为地面厂房。左、右岸引水发电系统工程地质条件各有优劣,经综合分析,推荐左岸长引水发电系统作为选定方案。

左岸谷肩台面高程在 2 300 ~ 3 200 m 之间。其中 2 800 ~ 3 000 m 谷肩分布于上纳顶(缓坡地貌);2 600 m 谷肩分布于瓦苏、德衣、二甲、力路沟、俄多;2 300 ~ 2 400 m 谷肩分布于德衣、二甲岸坡陡缓交界;2 300 ~ 2 400 m 为宽谷期谷底,低于 2 300 m 称之为峡谷。引水隧洞地面高程为 2 200 ~ 3 000 m,临河坡度为 35° ~ 60°,坡高 1 000 ~ 1 800 m,按照实际设计位置,洞室在垂直方向上的埋深基本在 500 ~ 900 m 之间,最深处约有 1 220 m^[13]。

丹巴引水隧洞围岩主要由变粒岩、角闪岩、二云英片岩、石英云母片岩等变质岩组成^[14],其中引水隧洞段岩性以石英云母片岩为主,其表现出明显的层状岩体特性,如图 2 所示。



图1 引水线路区(部分)地形地貌图

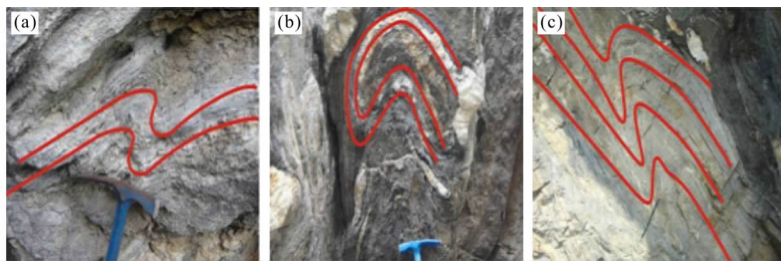


图2 广泛发育的石英云母片岩层内剪切褶皱

3 计算方案和计算方法

根据工程的实际情况,分别有圆型、城门洞型、四心圆马蹄型和平底马蹄型 4 种形式的引水隧洞开挖断面可供选择。基于横观各向同性及理想弹塑性模型,采用弹塑性有限差分大型岩土工程软件 FLAC3D,在考虑地应力的开挖工况下,对引水隧洞 1 200 m 埋深下的不同开挖洞型(圆型、城门洞型、四心圆马蹄形和平底马蹄形)进行计算,分析不同开挖断面下的位移、应力及塑性区状态,综合考虑各因素,对不同开挖断面进行优化比选,确定引水隧洞开挖断面形式;基于优选断面,通过数值分析,确定两隧洞间开挖的最小间距;最后,根据无支护情况下围岩稳定性分析结果,选定 600、800、1 000、1 200 m 埋深下模拟探洞实测情况,分析洞径为 16 m 的圆型断面围岩变形破坏发育和发展随开挖过程的演化规律。

计算模型网格密度按长度控制,模型尺寸为 240 m × 240 m × 240 m,共 13 958 个计算节点,81 356 个单元。模型如图 3 所示,计算参数如表 1 所示,计算工况均为开挖工况。

4 引水隧洞开挖洞型、洞间距的选取

4.1 开挖洞型选择

根据实际要求,开挖衬砌后断面基本尺寸为直

径 16m,通过各开挖工况的位移场、应力场分布和塑性区分布图综合对比分析可得到最优洞型,不同开挖工况的位移、应力和塑性区分布图如表 2 所示。

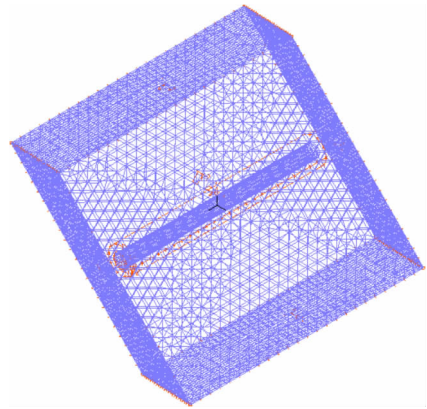


图3 计算整体模型图

表1 引水发电系统隧洞岩石(体)物理力学参数值

类 型	风化程度	变形模量 E/GPa	泊松比 μ	黏聚力 c/MPa	摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
Smx4	新鲜	8.05	0.254	1.72	39.61	2.80
石英云	强卸荷	4.02	0.273	1.41	37.08	2.80
母片岩	弱卸荷	7.00	0.261	1.66	38.76	2.80

根据表 2 的位移、应力、塑性区图得知,不同洞型对应的位移正向最大值、压应力最大值以及塑性区的面积,如图 4、5、6 所示:

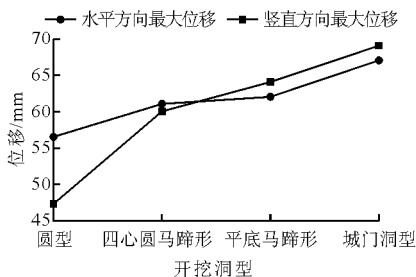


图4 各洞型的水平、竖直正向最大位移

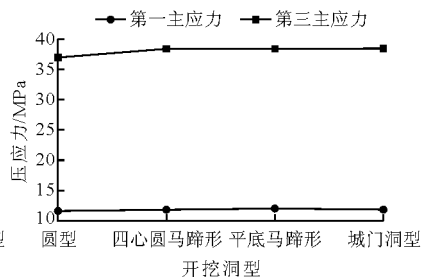


图5 各洞型的最大主应力

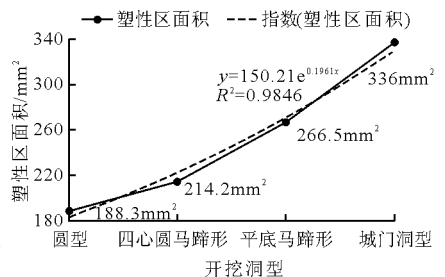


图6 各洞型的塑性区面积

最佳开挖断面型式的选择可以从以下角度进行分析:

(1)从不同开挖洞型对模型整体位移的影响角度分析:圆型开挖方式对应模型的水平正向整体位移最小(56.5 mm),四心圆马蹄型和平底马蹄型次之,城门洞型最大(67 mm),可知选择圆型开挖断面较好;同样,对于竖直向正向位移而言,圆型开挖方式对应断面的整体位移最小(47.2 mm),四心圆马蹄型和平底马蹄型次之,城门洞型最大(69 mm),可知选择圆型开挖断面较好。

(2)从应力的角度分析:4 种开挖断面均不存在

拉应力,且各断面之间的第一主应力相差较小,约为 11.8 MPa,第三主应力也相差不大,约为 38 MPa,说明断面开挖形式对岩体周围应力情况基本无影响。

(3)从塑性区面积的角度分析:4 种开挖洞型呈指数增长的变化规律(如图 6),且塑性区主要分布在开挖洞型的右上方和左下方位置(如表 2)。圆型的塑性区面积最小(188.3 m²),四心马蹄形和平底马蹄型次之,城门洞型最大(336.6 m²),可知选择圆型较好。

综合以上 3 点分析可得出,圆型洞型为最佳开挖洞型。

表 2 不同开挖工况下位移、应力、塑性区分布

洞型	水平向位移 等值线图	竖直向位移 等值线图	第一主应力图	第三主应力图	塑性区图	位移矢量图
圆型						
四心圆 马蹄型						
平底 马蹄型						
城门 洞型						

4.2 开挖洞距合理性分析

从应力、位移和塑性区方面分析引水隧洞圆型断面中心间距的合理性。

4.2.1 分析方案 采用数值计算方法,在隧洞中心线间距为 30 ~ 70 m 之间分析不同间距下围岩前期变形和最终变形量和塑性区、洞间塑性区连通与否以及隧洞中间应力分布变化 3 方面标准,综合判定最不利的条件下,隧洞群不发生整体失稳破坏的隧洞最小允许安全中心线间距,其总体分析流程如图 7 所示。

依据上述分析流程,取隧洞中心线间距 L 为 30 ~ 70 m 之间(间距可取为 30、40、45、50、60 和 70 m),建立数值计算模型(平面模型),记录 1#引水隧洞 4 个关键点的前期变形 d_p 和最终变形 d_L 。计算模型中变形测点位置示意如图 8 所示。所采用的实测情况下反演地应力分量。

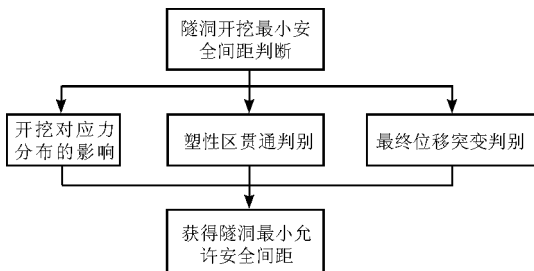


图 7 引水隧洞最小允许安全中心线间距分析流程

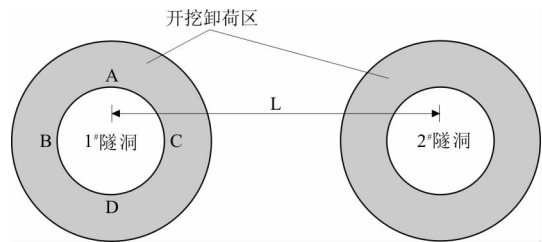


图 8 计算模型中变形测点位置示意图

计算结果分析从以下 3 方面进行:隧洞中间应力分布变化情况、塑性区特征、变形突变分析(通过洞壁围岩最终变形量 d_L 与隧洞中心线间距 L 关系曲线的突变点,具体研究隧洞最小允许间距^[10])。

隧洞间距 L 在 30 ~ 70 m 之间的开挖过程应力分布图和塑性区图如表 3 所示。

4.2.2 不同隧洞间距条件下应力分布分析 根据表 3 中的应力图得知,圆形隧洞不同开挖间距对应的应力最大,如图 9 所示。

由表 3 中应力等值分布图和图 9 分析可知:随着洞距的增大,对两个隧洞之间的应力干扰不强。但是根据计算云图得知,隧洞开挖间距在 45 m 的时候,相邻两洞之间的应力干扰相对较小。因此根据相邻两洞之间的应力状态可知 45 m 为相对稳定的安全距离。

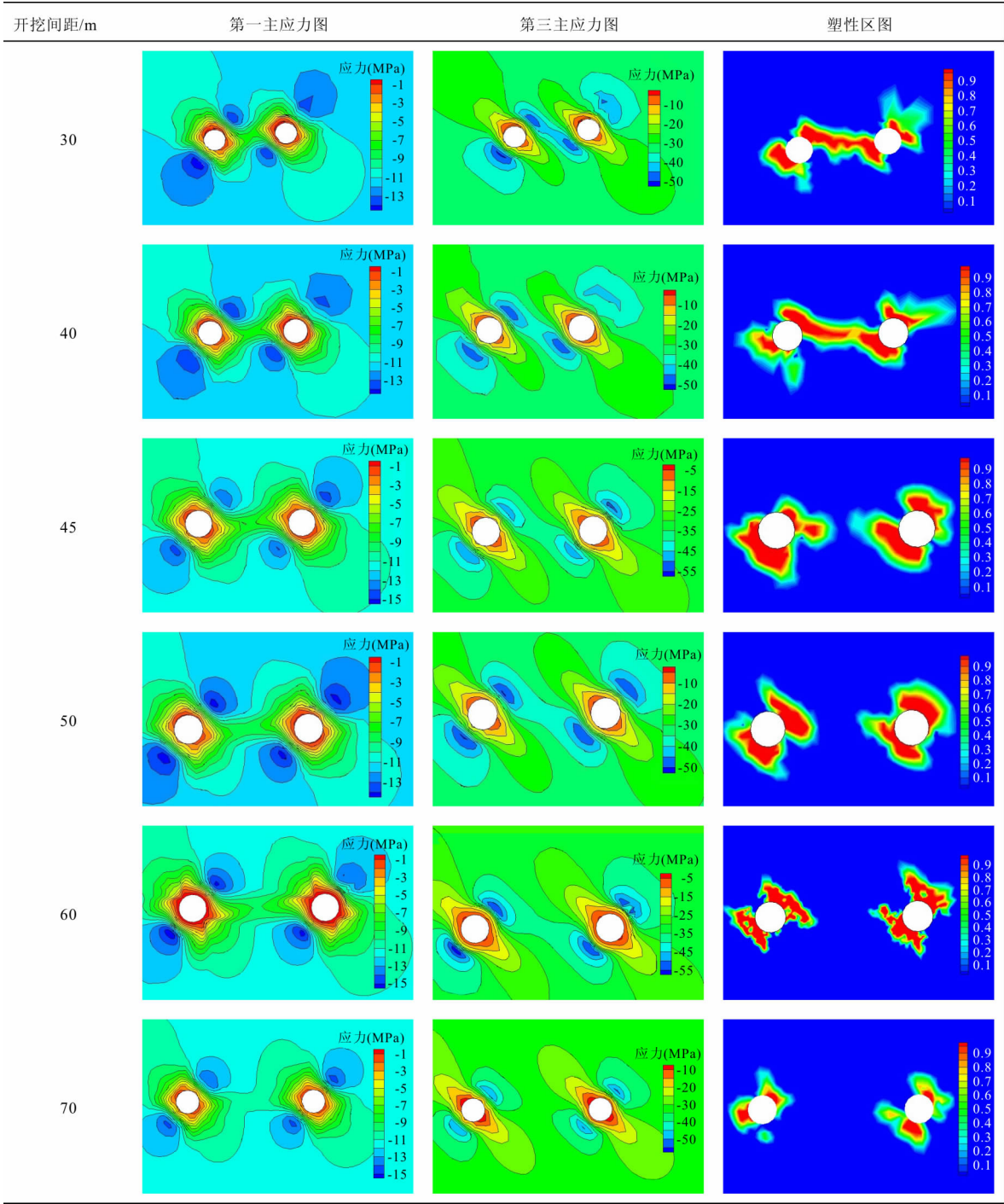
4.2.3 不同隧洞间距条件下塑性区特征分析 一般来说,当隧洞中心线之间的距离减小时,其隧洞周

围应力状态会随之劣化,塑性区的面积也会相应增大;当隧洞间距减小至一定程度时,隧洞围岩的塑性区呈现贯通状态,此时说明隧洞群整体出现失稳破坏。因此,可通过随着隧洞中心线间距减小,其围岩塑性区面积随之变化的过程以及塑性区面积的发展

趋势和贯通与否,进而判定隧洞最小允许间距^[10,15]。

根据表 3 的塑性区图可知,圆形隧洞不同开挖间距下的塑性区的面积及特点,变化过程图如图 10 所示。

表 3 圆形洞型不同开挖间距下应力、塑性区的变化



由图 10 可知:

(1) 当引水隧洞中心线间距从 30 m 变化到 40

m 时,围岩塑性区面积较大且开挖隧洞之间的塑性区贯通,说明隧洞开挖间距在 30 ~ 40 m 时,围岩体

易发生破坏。

(2)当隧洞中心线间距从45 m增加到70 m时,围岩塑性区减小趋势很明显且开挖隧洞之间的塑性区没有贯通。表明当间距较大时,洞间岩墙足够厚而隧洞间相互影响作用几乎消失,从而隧洞塑性区分布表现为单洞特点。

因此,从隧洞围岩塑性区面积大小及是否贯通标准来看,认为引水隧洞允许的最小安全间距为45 m。

4.2.4 不同间距条件下变形突变分析 一般意义上讲,地下结构工程出现整体失稳破坏呈现为与隧

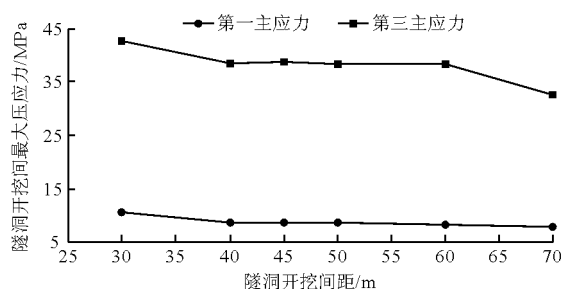
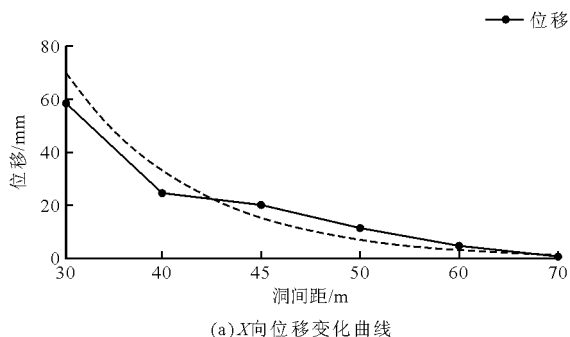


图9 不同开挖间距下主应力变化图



(a) X向位移变化曲线

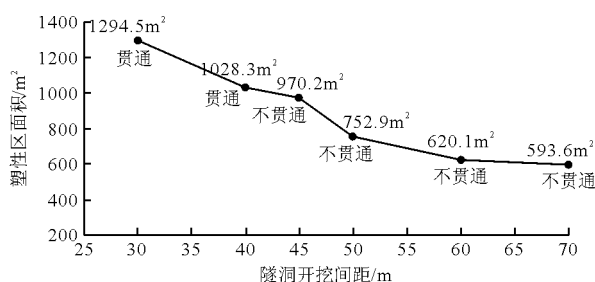
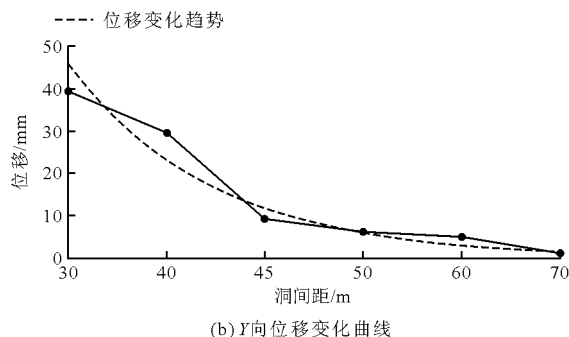


图10 不同开挖间距下塑性区面积及特点变化图



(b) Y向位移变化曲线

图11 圆形断面1#隧洞洞壁D点变形随隧洞中心线间距变化曲线(理想弹塑性模型)

由图11可知:

(1)当隧洞中心线间距从70 m逐渐减小到40 m时,洞壁各点X向位移稳步小幅增加;当中心线间距进一步从40 m减小到30 m时,围岩洞壁各观测点都发生了较大的变形突变,变形增幅很大,见图11(a)。

(2)根据Y向位移图11(b)统计可知,隧洞中心线间距从70 m逐渐减小到45 m时,洞壁各点Y向位移稳步小幅增加;当中心线间距进一步从45 m减小到30 m时,围岩洞壁各观测点都发生了较大的变形突变,变形幅度大增。

(3)依据位移曲线,曲线的拐点分布在隧洞中心线间距约45 m,表明当隧洞中心线间距小于45 m时,隧洞围岩的整体稳定性将发生质的转变。

因此,从隧洞围岩变形与隧洞中心线间距的关系曲线分析来看,可认为控制隧洞整体稳定性的最小允

许安全中心线间距为45 m。洞围岩内部某种相应性质改变或消失所对应的力学状态,其表现形式是洞壁围岩某一特征曲线由线性等速变化阶段向非线性的加速变化阶段发展^[9,15-16]。当隧洞中心线之间的距离减小时,隧洞间岩墙的厚度会随之减小,相应的其内部力学组成趋于不利状态;当隧洞间距减小到一定程度时,作为支撑系统的洞间岩墙将整体失稳,则洞壁变形将由等速变形向加速变形过度而发生变形突变。因而,可利用 d_L-L 关系曲线的突变点,具体研究隧洞最小允许间距。

许安全中心线间距为45 m。

4.2.5 间距合理性分析 在所给定的计算参数与实际地应力条件下,对应力等值分布图、塑性区贯通与否及围岩变形等方面进行综合分析可知:

(1)从应力等值线分布图和应力计算云图可知,隧洞开挖间距为45 m时,相邻两洞之间的应力干扰相对较小。

(2)以隧洞围岩塑性区面积大小及是否贯通为判别标准,可认为引水隧洞最小允许安全间距为45 m,洞间距在45~70 m之间持续增大时,可进一步减少塑性区面积。

(3)以隧洞围岩变形是否突变为判别标准,认为控制隧洞整体稳定性的最小允许安全中心线间距为45 m。

基于上述研究结果综合确定:隧洞开挖间距45 m是极限的允许安全间距。因此在后期进行洞间距

选取时,尽可能在条件允许的情况下选择大的间距,可基本保证隧洞不会因邻洞局部失稳而导致隧洞群整体失稳破坏。

5 模拟探洞实测情况下围岩变形破坏随开挖过程的演化规律

5.1 计算条件

隧洞施工过程中,最受关注的是上台阶开挖过程中围岩宏观失稳现象,故针对本工程实际情况,可选定 600、800、1 000 和 1 200 m 埋深下模拟探洞实测情况,分析洞径为 16 m 圆型断面围岩变形破坏发育和发展随开挖过程的演化规律。计算采用横观各向同性应变软化模型(如图 3),模型参数计算值如表 1。

考虑到隧洞开挖面在三维空间约束状态下的方向性效应,故采用隧洞拱顶的中点(A)和侧边墙中点(B、C)3个典型位置(如图 8 所示)的洞壁径向位移释放系数来反映^[17],即:

$$\begin{cases} \lambda_l^A(z) = u_l^A(z)/u_l^A(\infty) \\ \lambda_l^B(z) = u_l^B(z)/u_l^B(\infty) \\ \lambda_l^C(z) = u_l^C(z)/u_l^C(\infty) \end{cases}$$

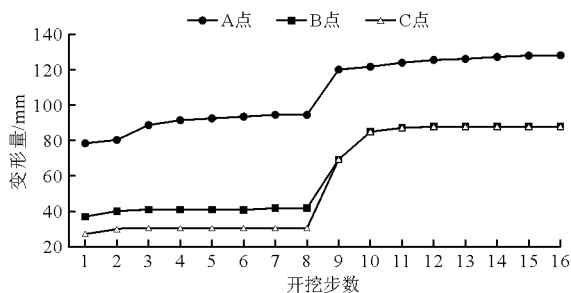


图 12 监测断面各关键点的位移变化规律

从图 12、13 可以得出:

(1)在实测情况下,当掌子面位于监测断面向里面推进开挖时,监测断面上顶部关键点变形值为 78.81 mm 左右,两侧的关键点变形在 27 ~ 36 mm,顶部关键点的位移释放率达到了 61.4%,两侧关键点位移释放率分别为 41% 和 31%,因此可认为距离监测断面 0.5 倍洞径远(向内开挖 8 m)的位置时,围岩开挖对监测断面的围岩位移变形为主要变形开挖阶段,为后期开挖防护主要针对的开挖范围。

(2)当开挖掌子面开挖到第 4 步(即开挖深度为 32 m)时,围岩顶部位移的变形已经基本完成,其关键点的位移释放率约为 70%,但是,围岩两侧的位移变形释放率仅仅达到 34.86% 和 47.34%,可认

式中: u_l^A 、 u_l^B 和 U_l^C 分别为图 8 中 A、B、C 3 个典型位置洞壁径向的绝对位移; $u_l^A(\infty)$ 、 $u_l^B(\infty)$ 、 $u_l^C(\infty)$ 分别为距 A、B、C 3 个典型位置开挖面有足够距离(不受开挖面空间约束效应影响)的同一位置、同一方向上的洞壁收敛变形; λ_l^A 、 λ_l^B 、 λ_l^C 分别为其对应的位移释放系数,它表征开挖面空间约束程度,其值越大,代表其空间效应影响越弱^[18]。

开挖布距为 8 m,开挖过程分为上半部分掌子面推进至 8 倍布距(即掌子面距离监测断面 64 m),再转为隧洞下半部分开挖,直至与上半部分掌子面平齐为止,以此来分析围岩变形破坏演化规律。篇幅所限,仅给出最大埋深 1 200 m 下围岩变形破坏随开挖过程的演化规律。

5.2 1 200 m 埋深下隧洞围岩变形随开挖过程的演化规律

1 200 m 埋深下监测断面各关键点(图 8 中的 A、B、C 点)的位移随掌子面推进的变化规律如图 12 所示,相应的各关键点的位移释放率随掌子面推进的变化规律如图 13 所示,位移释放率是指在隧洞开挖过程中所产生的位移与隧洞形成后最终收敛位移的比值。

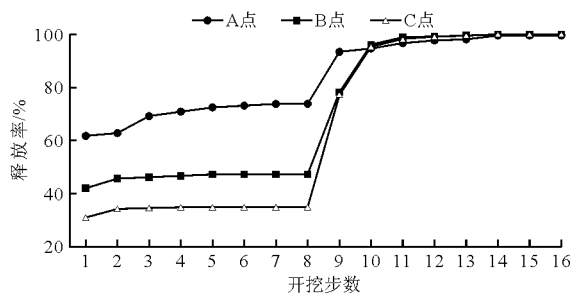


图 13 监测断面各关键点的位移释放率变化规律

为掌子面采用以半洞开挖方式向内推进时,两侧变形相对较小。

(3)当开挖第 9 步(即开始对隧洞的下半部分进行开挖并推进 8 m 时),围岩开挖对监测断面位移的变形影响都有突变,并且主要发生在两侧。此次开挖使得两侧的关键点位移变形量释放率增加了 45% 左右。

(4)监测断面各关键点随着掌子面推进位移释放率的变化有如下特点:

上部掌子面通过监测断面向内 1.5 倍洞径前(即掌子面位于 24 ~ 32 m),位移释放率的变化较明显,围岩顶部位移释放率为 61.4%,两侧位移释放率分别为 31% 和 41%,围岩的位移释放比较剧烈;

上部掌子面位于 32 ~ 64 m 时,位移释放率变化较缓。监测断面围岩顶部位移变形已经释放了 70% ~ 80% 的位移,两侧位移释放了 40% 左右位移;下部掌子面开始开挖时,围岩关键点位移都发生突变,变形位移释放率增大幅度显著。当掌子面距离监测断面 2 倍洞径的距离后,围岩位移释放率达到 98% 左右,可认为围岩非长期流变位移基本完成。

5.3 1 200 m 埋深下隧洞围岩塑性区随开挖过程的演化规律

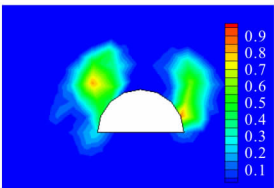
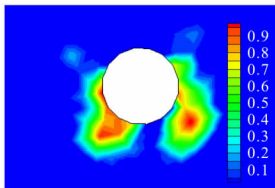
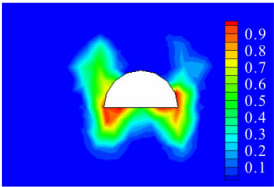
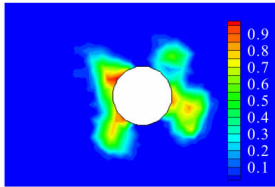
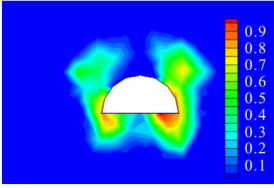
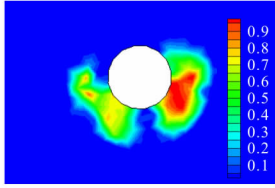
选择监测断面围岩塑性区深度随开挖过程的变化规律进行分析,实测 1 200 m 埋深条件下,开挖过程中监测断面塑性区变化图如表 4 所示,监测断面

塑性区面积(可标记为 S ,隧洞开挖范围内不计入)随掌子面推进的变化规律如图 14、15 所示(图中 S/S_{16} 为监测断面处塑性区范围的截面面积 S 与开挖完成时监测断面处塑性区范围的截面面积 S_{16} 的比值)。

从图 14、15 可以得出:随着掌子面的推进,监测断面处塑性区范围不断变化,可分为以下 3 个阶段:

(1)当上部掌子面位于监测断面向内推进 8 m 时,监测断面塑性区的面积在 225 m² 左右, S/S_{16} 达到了 63%,因此可认为距离监测断面 1 倍洞径远(向内开挖 16 m)的位置时,围岩开挖对监测断面塑性区的影响较为明显。

表 4 开挖过程中监测断面塑性区变化图

开挖洞径	塑性区图	开挖洞径	塑性区图
上部开挖0.5倍洞径		下部开挖0.5倍洞径	
上部开挖2.5倍洞径		下部开挖2.5倍洞径	
上部开挖4倍洞径		下部开挖4倍洞径	

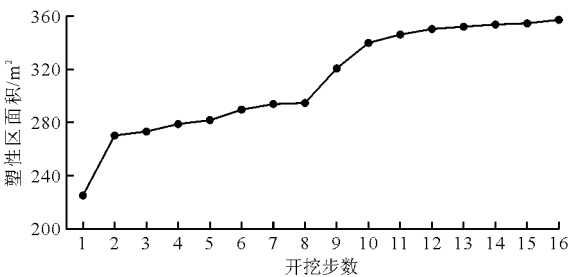


图 14 开挖过程中监测断面塑性区面积变化图

(2)上部掌子面继续向前推进的过程中,围岩开挖后,监测断面处塑性区面积变化较小, S/S_{16} 变化范围为 75.75% ~ 82.48%,可认为掌子面经过监测断面 1 倍洞径后,围岩开挖对监测断面处塑性区范围的影响很小。

(3)下部掌子面开始开挖到 2 倍洞径时,监测

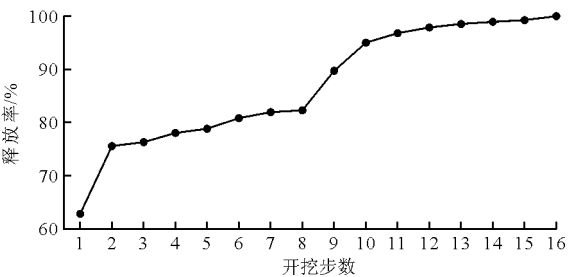


图 15 计算所得监测断面 S/S_{16} 随掌子面推进的变化规律

断面塑形区面积发生明显变化, S/S_{16} 的变化范围为 82.48% ~ 95.23%;当下部掌子面开挖至 2 倍洞径后,监测断面塑性区的面积为 350.19 m², S/S_{16} 达到了 98.02%;可以认为掌子面经过监测断面的 2 倍洞径后,围岩开挖对监测断面处塑性区的影响很小。

6 结 论

(1)在引水隧洞开挖断面的洞型选择中,通过对圆型开挖断面、城门洞型、四心圆马蹄形和平底马蹄形开挖断面的开挖工况下的位移场、应力场分布和塑性区分布图进行综合对比分析,并从稳定性角度考虑,确定圆型开挖断面为最优开挖断面。

(2)隧洞不同开挖间距对比分析可知:45 m 是极限的允许安全间距,同时,洞距在 45 ~ 70 m 持续增大时,可有效减少塑性区面积,因此在隧洞洞距设计时,应尽可能在条件允许的情况下选择大的间距,以保证隧洞不会因邻洞局部失稳而导致隧洞群整体失稳破坏。

(3)在模拟探洞实测地应力情况下,一般随着埋深增加,围岩开挖的最终变形量也呈增加趋势,而且开挖初期,隧洞围岩变形速率大,收敛速率缓慢,变形持续时间长。

(4)基于洞径为 16 m 的圆型开挖断面,上部掌子面开挖初期(1 倍洞距),隧洞顶端的位移释放率达到 60% 以上,侧部的位移释放率基本在 35% 左右,即掌子面穿过监测断面前后距离在 0.5 倍的洞径范围内,其变形量达到总体变形位移的 50% 左右。后期随着开挖的进行,位移变形持续增加,最终收敛缓慢。

(5)下半部分开挖开始时,顶端位移与侧部位移都发生较大突变。侧部位移变形在没有下部分围岩支撑的情况下得到释放,位移释放率达到 75% 左右。因此在上、下半部分开挖掌子面推进至 1 倍洞距时变形速率较大,是开挖重点防护的开挖阶段,可供后期施工及其他相应工程参考。

参考文献:

- [1] 王小静. 基于造价控制的水库引水建筑物设计[J]. 陕西水利, 2018(1): 147 - 148.
- [2] 赵琨, 许健, 任伯锋, 等. 流固耦合作用下引洮 7[#]隧洞

开挖过程中的数值模拟分析[J]. 甘肃农业大学学报, 2015, 50(3): 165 - 170 + 177.

- [3] 郑红, 易俊新, 刘志鹏, 等. 滇中红层软岩隧洞开挖方式研究[J]. 民营科技, 2018(9): 130 - 132 + 192.
- [4] 陈锐, 李娇娜, 孙海清, 等. 高地应力条件下德罗电站软岩引水隧洞洞型与支护设计[J]. 中国水利, 2016(20): 44 - 47.
- [5] 胡帅, 原先凡. 长引水电站技施阶段引水隧洞洞轴线动态设计——以玉瓦水电站为例[J]. 四川水力发电, 2017, 36(S1): 30 - 32.
- [6] 谢艳艳, 陈曦明. 水电站引水隧洞开挖及支护的施工技术[J]. 黑龙江科技信息, 2017(8): 176.
- [7] 许韬, 刘一. 玉瓦水电站引水隧洞设计经验总结[J]. 四川水力发电, 2017, 36(S1): 27 - 29 + 51.
- [8] 陈建里. 波波娜水电站发电引水隧洞洞径选择及投资比选[J]. 水利科技与经济, 2013, 19(6): 104 - 105.
- [9] 黄华. 古学水电站引水隧洞结构设计研究[J]. 水电与新能源, 2017(6): 21 - 25 + 58.
- [10] 江权, 冯夏庭, 周辉. 锦屏二级水电站深埋引水隧洞群允许最小间距研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(3): 656 - 662.
- [11] 虞世华. 九条岭水电站引水隧洞优化设计[J]. 水利规划与设计, 2013(4): 62 - 65.
- [12] 李有华. 浅谈深埋长隧洞的勘测、设计和施工[J]. 价值工程, 2018, 37(17): 139 - 140.
- [13] 王家兴. 石英云母片岩各向异性特征及其对围岩稳定性影响的研究[D]. 成都: 成都理工大学, 2014.
- [14] 蔡健, 刘杰. 丹巴水电站引水隧洞高地应力软岩段三维开挖方案优化研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(S2): 356 - 362.
- [15] 王锋. 隧道竖井及空间叉附属结构施工力学行为研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2010.
- [16] 付迎春. 胡麻岭隧道大变形力学行为及控制技术研究[J]. 铁道建筑, 2011(5): 56 - 59.
- [17] 李俊鹏. 开挖过程中隧洞围岩应力释放规律及软岩支护时机研究[D]. 西安: 西安理工大学, 2007.
- [18] 姜谟男. 基于三维快速拉格朗日数值模拟的地下峒室开挖空间及其效应[J]. 中国矿业, 2005(10): 52 - 55.