

DOI:10.13476/j.cnki.nsbdtq.2019.0068

冯世国,刘杰,王瑞红,等.丹巴水电站引水隧洞衬砌结构安全与围岩稳定性分析[J].南水北调与水利科技,2019,17(3):128-138. FENG S G, LIU J, WANG R H, et al. Safety of lining structure and stability its surrounding rocks for the diversion tunnel of Danba Hydropower Station[J]. South-to-North Water Transfers and Water Science & Technology, 2019, 17(3): 128-138. (in Chinese)

丹巴水电站引水隧洞衬砌结构安全与围岩稳定性分析

冯世国,刘杰,王瑞红,杨渝南

(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:依托丹巴水电站引水隧洞工程,研究锚杆和衬砌对围岩稳定性的影响,进行了不同埋深下隧洞衬砌厚度的比选和衬砌的安全性分析、配筋和裂缝宽度验算等,考虑了不同衬砌施加时机对隧洞受力及位移的影响。研究发现,锚杆支护可使围岩塑性区分布更加均匀,受力更加合理,可较好的控制围岩变形;衬砌内最大压应力值随着埋深增加而增大,随着衬砌厚度增加而降低;提出了有效减压区,应在有效减压区选择衬砌厚度,衬砌厚度选1.5 m为宜;在最危险工况下,给出了合理的配筋设计方案;经过不同位移量和不同模型下衬砌安全性的对比分析,衬砌加固选择85%的位移预留量,围岩的变形量和最大控制内力都可得到明显的控制。

关键词:围岩稳定性;锚杆;衬砌;有效减压区;位移量

中图分类号:TV672 文献标志码:A 开放科学(资源服务)标识码(OSID):



Safety of lining structure and stability its surrounding rocks for the diversion tunnel of Danba Hydropower Station

FENG Shiguo, LIU Jie, WANG Ruihong, YANG Yunan

(Key Laboratory of Geological Hazards on Three Gorges Reservoir Area, Ministry of Education, China, Three Gorges University, Yichang 443002, China)

Abstract: The influences of bolt and lining on the stability of its surrounding rock are investigated in this study for the diversion tunnel of Danba Hydropower Station. The thickness of tunnel lining under different buried depths are investigated, and the safety of lining under different working conditions is analyzed. The reinforcement and the crack width are checked, and the influences of different lining application time on the force and displacement of the tunnel are taken into consideration. It is found that the bolt supporter can make the distribution of the plastic zone of its surrounding rocks more uniform and the force is more reasonable, which could control the deformation of the surrounding rock better. The maximum compressive stress in the lining will increase with depth, and decrease with the lining thickness. An effective decompression zone is proposed, which should be selected within the effective decompression zone. The lining thickness is preferred at 1.5 m. In the most dangerous conditions, a reasonable design scheme of reinforcement is given. By comparing and analyzing the safety of lining under different displacement and different models, 85% displacement reserve is chosen for lining reinforcement, and the deformation and maximum internal force of surrounding rock can be obviously controlled.

收稿日期:2019-01-11 修回日期:2019-03-18 网络出版时间:2019-03-25

网络出版地址: <http://kns.cnki.net/kcms/detail/13.1334.TV.20190322.1616.004.html>

基金项目:国家自然科学基金(51439003;51579138;51479102);湖北省教育厅项目(D20161202);国家科技支撑计划项目(2015BAB07B08-01-01);地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室开放基金(SKLG2016K023);三峡大学学位论文培育基金(2018SSPY024)

作者简介:冯世国(1993—),男,山西阳泉人,主要从事岩石力学及工程应用研究。E-mail:nizee@foxmail.com

通信作者:刘杰(1979—),男,云南昭通人,教授,博士,主要从事边坡稳定及防护等研究。E-mail:liujiea@126.com

Key words: stability of surrounding rock; bolt; lining; effective decompression zone; displacement

随着我国西部大开发的进行,大型水利水电工程、高等级公路、铁路的建设都面临大直径、深埋、高内/外水压的隧洞问题。围岩的稳定性对隧洞施工运营阶段的安全起着至关重要的作用。研究岩体的应力—应变特性以及洞室开挖后位移场和塑性区范围,可为引水隧洞围岩的合理支护提供重要依据^[1]。

对于围岩开挖卸荷,张文举等^[2]研究表明围岩开挖卸荷是深埋隧洞围岩开裂的重要原因,高地应力下围岩以剪切破坏为主,随着侧压力增大,开裂深度和范围增大,呈V型。对于隧洞断面的研究,董书明等^[3]研究发现圆形和曲墙式断面隧洞开挖后位移场、应力场和塑性区分布比较均匀。庄宁等^[4]以孔边最大的切向应力最小和塑性区面积最小为准则对五种断面进行了优选,得出最佳断面形式为蛋壳形。围岩分类的研究成果丰富。王家兴^[5]通过实验揭示了石英云母片岩呈各项异性的微观机理,围岩石英矿物含量越高围岩力学性能越好,并且建立了SRCS围岩分类体系。周翠英等^[6]基于BP算法进行神经网络优化,建立了适用于围岩分类的BP神经网络模型,通过应用于实际工程发现与规范分类结果一致。在隧道埋深及衬砌厚度对围岩稳定性影响方面。原先凡等^[7]指出随着埋深的增大,卸荷作用对洞室围岩稳定性的影响越来越大,断面尺寸对浅埋隧洞围岩稳定性影响较小,但对深埋隧洞围岩稳定性有较大影响。吴剑等^[8]研究发现混凝土结构的衬砌厚度的统计规律符合正态分布,围岩并不随着衬砌厚度的增加而越来越稳定。锚杆和衬砌的合理施加可提高围岩稳定性。徐前卫等^[9]在围岩塌落破坏过程中,发现塌落区内岩体切向应力呈“跌落式”下降,而且对应地层变形也急剧增加,锚杆支护可提高拱腰岩体剪切起裂荷载值。罗卫华等^[10]提出了极限分析理论,可靠指标的确定需考虑围岩性质和支护压力,不同岩石相应的可靠性指标随着支护压力增加而增加。李晓红等^[11]分析得出软岩位移特征的黏弹性解析解可较好反映实际位移,初期支护可较好的控制开挖初期围岩的变形速率和位移。罗生虎等^[12-13]通过围岩-锚固体耦合作用的黏弹性模型,分析了支护时间、锚固体厚度、巷道半径及原岩应力等对围岩稳定性的影响。在考虑空间效应的基础上,根据黏弹性理论,建立了巷道

围岩与支护结构二次支护过程的耦合作用模型,并获取了解析解。王辉等^[14]研究了岩石流变对二衬稳定性的影响,引进了新型泡沫混凝土作预留变形层填充材料,可吸收周围岩体的蠕变变形确保二衬长期稳定性。谢锋等^[15]应用蠕变损伤理论,从应变角度得出二次衬砌合理的支护时间。

对于大埋深的隧洞在高地应力、高地下水压等多种工况下的设计施工及稳定性方面的研究成果有待进一步丰富和完善。本研究以丹巴水电站引水隧洞工程为基础,进行了锚杆支护下的围岩稳定性分析,并对不同埋深下的隧洞衬砌进行了厚度优选,通过不同工况下的衬砌安全性分析,给出了较为合理的配筋设计方案,针对流变工况,进行了衬砌施加时机的选择。研究成果可为实际工程提供参考和依据。

1 工程概况

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,区内山高谷深,地势险峻,主要山脉展布方向与区域构造线走向基本相近,多呈近南北走向,总的地势是东部高,西部低。引水线路区除区域性大褶皱外,沿线岩层内部发育丰富的层内掩卧褶皱、不协调尖棱褶皱和石英脉形成的鞘褶皱等各类小型褶皱,引水沿线地表水资源较为丰富。

引水隧洞最大埋深达1 220 m,开挖直径16 m,围岩地应力水平较高,软岩洞段开挖可能出现塑性大变形、流变及局部失稳等现象。

围岩中二云片岩软岩累计长度约3 km,约占引水洞总长的20%。二云片岩岩石天然抗压强度20~38 MPa,饱和抗压强度10~25 MPa,软化系数0.5~0.56,变形模量2~5 GPa,岩石坚硬程度分类属软岩-较软岩,具有明显的横观各向同性,引水隧洞围岩力学参数见表1。

2 围岩分类及支护选择

本工程项目岩体强度应力比 $S=R_b/\sigma_m \geq 2$,参考《水工隧洞设计规范》(DLT 5195—2004)对围岩按照表2进行评价及初选加固方案,可知,围岩处于Ⅲ类和Ⅳ类,初次支护应采用喷混凝土、系统锚杆加钢筋网,必要时采取二次支护(或衬砌),见图1。顶拱系统锚杆 $\Phi 32$,间排距2 m,梅花形布置;边墙系统

锚杆 $\Phi 28$, 间排距 2 m, 梅花形布置, 为使得锚杆穿过 整个可能出现塑性区部位, 锚杆锚固长度取为 9 m。

表 1 引水隧洞岩石力学参数

Tab. 1 Rock mechanical parameters of diversion tunnel

岩性	与片理方向	湿密度/($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	抗压强度/MPa		变形模量/ GPa	泊松比
			干	湿		
石英云母片岩	斜交	26.5~28.5	10~27	7~18	1.85~3.93	0.19~0.35
	平行		8~20	6~15		0.22~0.38
	垂直		15~35	12~30		0.20~0.36

表 2 围岩工程地质分类

Tab. 2 Classifications of surrounding rocks

围岩类别	围岩稳定性	围岩总评分 T	围岩强度应力比 S	支护类型
I 类	稳定。围岩可长期稳定, 一般无不稳定块体	$T > 85$	> 4	不支护或局部锚杆喷薄
II 类	基本稳定。围岩整体稳定, 不会产生塑性变形, 局部可能产生掉块	$85 \geq T > 65$	> 4	层混凝土。大跨度时, 喷混凝土、系统锚杆加钢筋网
III 类	局部稳定性差。围岩强度不足局部会产生塑性变形, 不支护可能产生塌方或变形破坏。完整的较软岩, 可能暂时稳定	$65 \geq T > 45$	> 2	喷混凝土、系统锚杆加钢筋网。必要时采取二次支护(或衬砌)
IV 类	不稳定。围岩自稳时间很短, 规模较大的各种变形和破坏都可能发生	$45 \geq T > 25$	> 2	

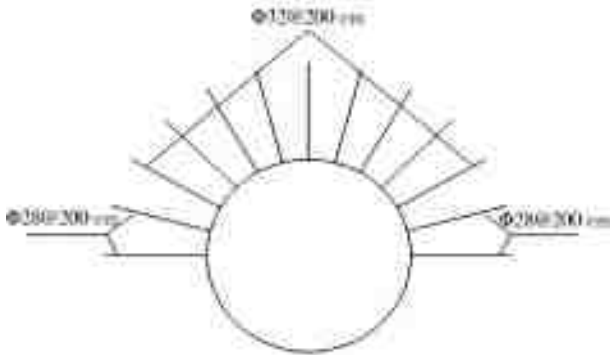


图 1 引水隧洞断面锚杆布置

Fig. 1 The layout of a bolt in the tunnel section of the diversion tunnel

三角形单元, 壳体单元的力学特性有: 壳体自身结构材料的响应和壳体之间的相互作用力。

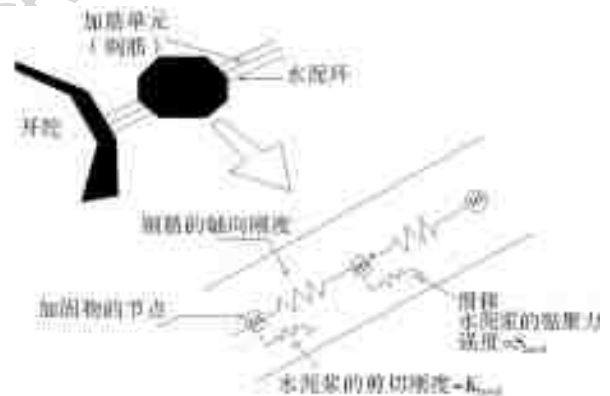


图 2 全长灌浆锚杆单元模型

Fig. 2 Element model of full-length grouting bolt

3 锚杆单元和壳体单元模拟

3.1 锚杆单元模拟

FLAC 中采用 cable 单元^[16]模拟锚索和锚杆, 当锚杆与围岩发生相对位移时, 接触面上的黏结力和摩擦力可提供阻止相对位移的剪切力, 以达到减小围岩位移的目的。

在研究加固体中轴向力时, 需计算 3 部分内容: (1) 计算沿锚固体轴向节点处位移。(2) 计算锚固体每个节点处的轴向非平衡力。(3) 计算沿水泥浆环面的剪切力(见图 2)。

3.2 壳体单元模拟

采用三维壳体结构壳体(shell)单元^[16]模拟衬砌, 见图 3。由 3 个位置节点定义, 是有一定厚度的

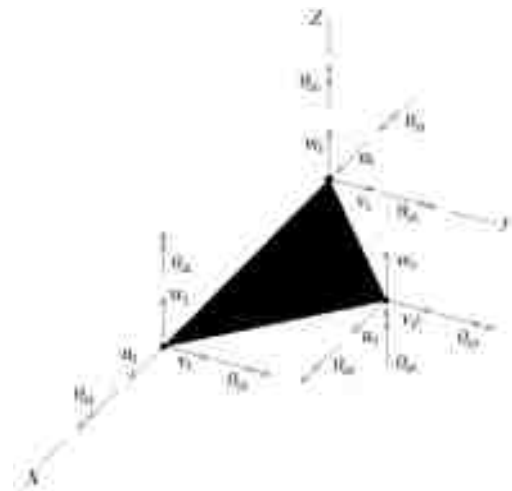


图 3 壳体单元局部坐标系

Fig. 3 Local coordinate system of shell element

本文分别采用壳单元(shell)和实体单元模拟隧洞开挖后衬砌的支护,混凝土材料为各向同性弹性材料。在此计算中模型地应力场按1 200 m埋深处实测地应力(ZK33)进行构造,衬砌采用C25混凝土衬砌,未配置钢筋。引水隧洞从施工到运行过程中,考虑了衬砌承受灌浆、外水、内水三种不同工况,通过衬砌内最大压力值与混凝土轴心抗压标准值进行比较来对衬砌的安全稳定性进行评价,计算结果数

据,以受拉为正,受压为负。

4 模型建立及参数选取

4.1 模型建立

沿着引水隧洞方向建立隧洞软岩段地质体三维模型,通过数值模拟可分析出隧洞软岩段地质体的三维应力云图,见图4,模拟引水隧洞试验模型见图5,试验洞轴线方向与探洞相同。

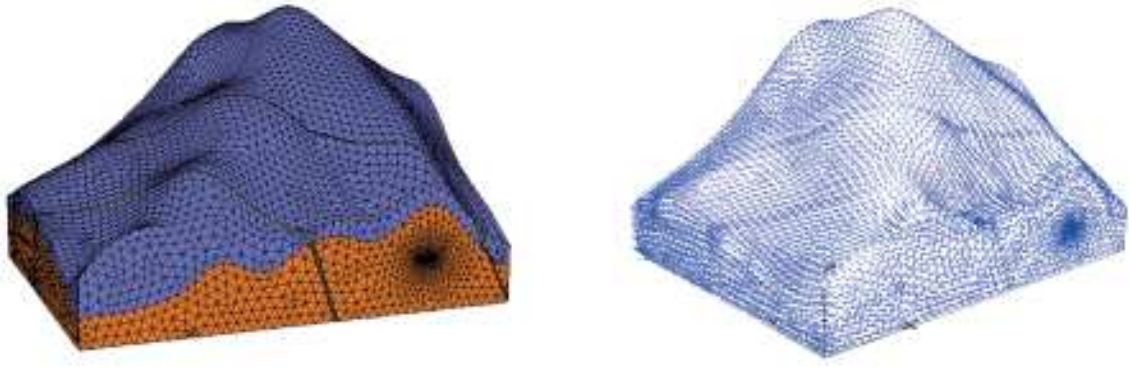


图4 引水隧洞软岩段三维模型及三维应力云图

Fig. 4 Three-dimensional model and stress nephogram of soft rock section of diversion tunnel

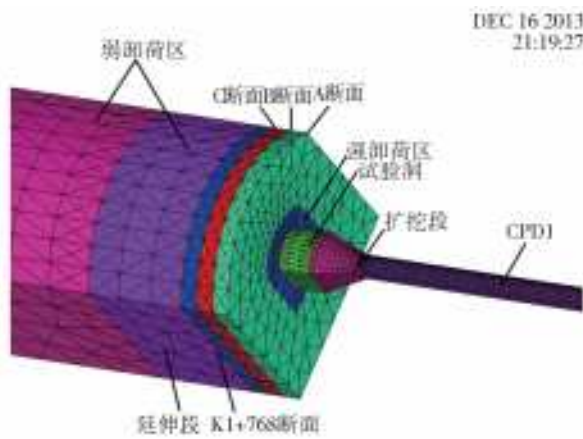


图5 模拟隧洞试验模型

Fig. 5 Model diagram of simulated tunnel test

4.2 地应力参数

为将地应力实测结果应用于数值模拟计算,需根据大地坐标系与任意空间坐标系之间的应力转换公式将实测地应力转换为计算模型坐标系中的应力分量形式,见表3。

4.3 地应力加载方案

通过方案比选确定地应力加载方案:Y向一侧与X向一侧施加三角形面力荷载,并进行不同组合。Z向考虑重力和剪力作用,采用重力加载法。

加力面组合:在X=0面上施加YZ向初始剪切应力-1.2 MPa,在Y=0面上施加XZ向初始剪切应力-2.3 MPa,在Z=0面上施加XY向初始剪切应力1.2 MPa。反演结果满足工程需要。

5 施工期围岩支护稳定性分析

5.1 锚杆支护模拟计算

5.1.1 围岩塑性区图

引水隧洞围岩在锚杆支护前后塑性区的对比见图6、图7,将塑性区划分为四个区域。

通过锚杆支护前后塑性区面积和平均深度计算可得,锚杆支护前塑性区的面积为581.30 m²,塑性区平均深度7.78 m,最大深度9.85 m,采取锚杆支

表3 典型剖面下洞室中心位置自重应力和应力分量大地坐标系下比较

Tab. 3 Comparisons of the self-weight stress and stress components in the geodetic coordinate system for the central location of the cavern under typical profiles

埋深/m	自重应力 γ_h /MPa	竖直应力 σ_z /MPa	水平 x 向应力 σ_x /MPa	水平 y 向应力 σ_y /MPa	σ_z/γ_h	$(\sigma_x + \sigma_y)/2\sigma_z$
600	16.90	23.3	11.9	14.40	1.38	0.56
800	22.40	26.0	14.7	13.15	1.15	0.54
1 000	28.20	34.8	14.0	13.70	1.23	0.40
1 200	33.89	41.9	14.2	13.90	1.24	0.34

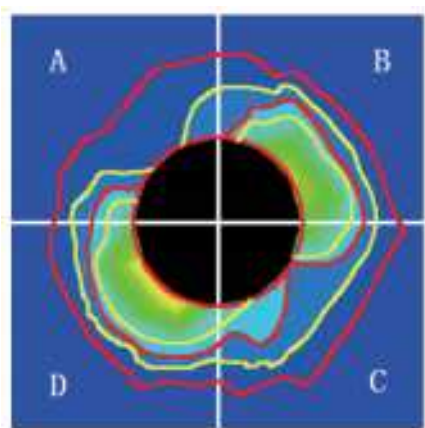


图 6 未采取锚杆支护
Fig. 6 No bolt supporter

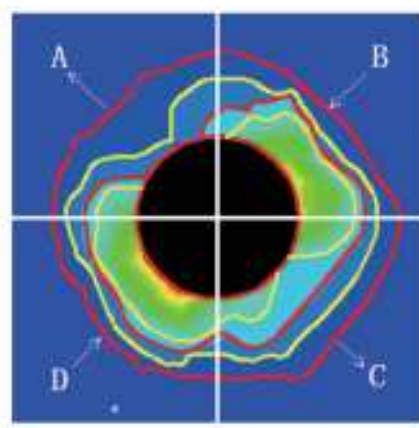


图 7 锚杆支护
Fig. 7 Bolt supporter

护后,塑性区面积 556.61 m^2 ,减小了约 4.25%,塑性区平均深度 7.53 m,减小了约 3.23%,最大深度 9.38 m,减小了约 4.77%。由此可知,锚杆支护可降低围岩塑性区面积、平均深度和最大深度,而且对比锚杆支护前后 A、B、C、D 塑性区域亦可知,A 和 C 塑性区深度增大,B 和 D 塑性区深度减小,这说明锚杆支护可使围岩塑性区分布更加均匀,受力更加合理。

5.1.2 洞室关键点位移

监测洞室顶部、左右边墙以及底部各关键点在锚杆支护前后的位移,各关键点位移对比变化见图 8。

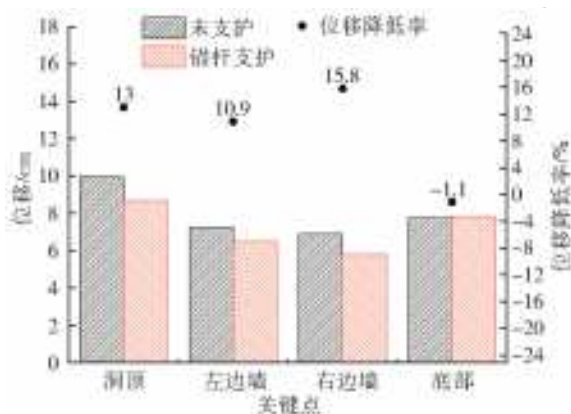


图 8 支护前后围岩各关键点位移对比
Fig. 8 Displacement comparisons of key points of surrounding rock before and after supporter

由图 8 可知,采取锚杆支护后洞室顶部位移减少了 13%,左边墙位移减少了 10.9%,右边墙位移减少量达到最大值 15.8%,由于采用锚杆支护,洞顶及边墙刚度和整体性增强,底部未进行锚杆支护,其相对刚度减弱,导致位移增加了 1.1%,这说明采用锚杆支护可显著降低塌落、剥落等失稳可能性较大部位的围岩位移。

5.2 不同埋深条件下隧洞衬砌厚度选择

由圆形开挖方式对应模型的整体位移最小,塑性

区面积最小,可得出圆形开挖洞形为最佳洞形。本设计是在采用锚杆支护为初期支护的基础上进行衬砌厚度的选择。下面基于圆形洞形对不同埋深下(600、800、1 000、1 200 m)和不同厚度(0.8、1.2、1.5、1.8、2.0 m)衬砌进行数值分析计算。计算中仅考虑围岩压力和衬砌自重的影响。根据衬砌内最大压力(此处为衬砌内第三主应力)与 C25 混凝土轴心抗压标准值 16.7 MPa 进行比较,分析在不同埋深下不同厚度衬砌的安全性,从而选择出最佳衬砌厚度。计算结果及安全评价见表 4,对不同埋深下不同厚度衬砌最大压应力值进行对比分析,见图 9。

由图 9 分析可知:

















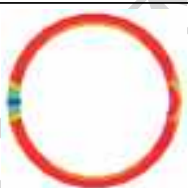


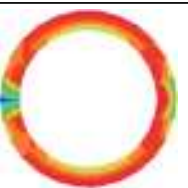
(1) 给出了不同埋深下压应力随衬砌厚度的变化规律。随着埋深增加,衬砌内最大压应力值增大;随着衬砌厚度增加,衬砌内最大压应力值逐渐降低并趋于平缓。

(2) 提出了减压区评判值 $\epsilon_t = \Delta\sigma/\Delta t$,将当衬砌厚度小于 1.2 m 时, $\epsilon_t = 16.30 \sim 27.08$ 为高减压区,此时衬砌厚度增加能大幅降低衬砌内压应力,当衬砌厚度大于 1.8 m 时, $\epsilon_t = -1.25 \sim 2.00$ 为无效减压区,此时衬砌厚度增加不能有效减小衬砌内压应力。而且埋深 1 000 m 和 1 200 m 处 2.0 m 厚度衬砌内最大压应力值要略大于 1.8 m 厚衬砌内最大压应力值,即出现 $\epsilon_t < 0$ 的情况,这是由于随着衬砌厚度增加衬砌自重对衬砌内力影响也较大,故盲目地选择大厚度衬砌既不经济也不一定能增加安全性。 $\epsilon_t = 1.68 \sim 3.37$ 为有效减压区,应在有效减压区选择衬砌厚度。

在考虑围岩压力和衬砌自重的影响下,由图 9 可知,衬砌厚度选取 1.2 m,可满足安全要求,且较经济。在围岩压力和衬砌自重的基础上考虑内水、外水、灌浆等不同工况,为了安全起见,衬砌安全性分析选取 1.5 m 厚度衬砌。

表 4 不同埋深不同衬砌厚度安全性评价

Tab. 4 Safety evaluations of different depths and different lining thicknesses

埋深	衬砌厚度					
	0.8 m	1.2 m	1.5 m	1.8 m	2.0 m	
600 m						
	最大应力	19.53 MPa	13.01 MPa	12.18 MPa	11.56 MPa	11.21 MPa
	评价	不安全		安全		
800 m						
	最大应力	20.87 MPa	13.88 MPa	12.18 MPa	12.20 MPa	11.80 MPa
	评价	不安全		安全		
1 000 m						
	最大应力	22.16 MPa	13.93 MPa	12.89 MPa	12.92 MPa	13.17 MPa
	评价	不安全		安全		
1 200 m						
	最大应力	26.44 MPa	15.61 MPa	14.35 MPa	13.59 MPa	13.75 MPa
	评价	不安全		安全		

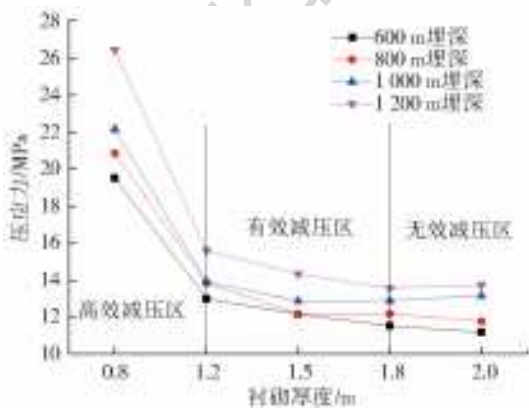


图 9 不同埋深下不同厚度衬砌最大压应力值对比
Fig. 9 Comparisons of the maximum compressive stress of different thickness linings under different buried depths

5.3 不同工况下的衬砌安全性分析

5.3.1 计算参数

本工程的正常蓄水位、设计洪水位和校核洪水

位均为1 997 m,因此不考虑偶然状况。为简化计算,内水压力取叠加静水压力和动水压力的统一数值0.98 MPa。除考虑地应力和自重作用外,不同阶段考虑了不同工况对衬砌的影响,不同工况的选择见表5。根据《水工建筑荷载设计规范》采用水头折减系数法,通过类比相关工程,本设计外水压力取值0.98 MPa。

表 5 不同阶段不同工况的选择

Tab. 5 Selection of different working conditions in different stages

阶段	设计状况	不同工况		
		内水压力/ MPa	外水压力/ MPa	灌浆压力/ MPa
正常运行期	持久状况	0.98	—	—
施工期	短暂状况	—	—	0.50
放空检修期	短暂状况	—	0.98	—

5.3.2 计算结果

在 1 200 m 埋深实测地应力和自重作用的基础上,不同工况下衬砌内力的计算结果和承载力分析见表 6。衬砌内力主要包括衬砌径向应力(衬砌内第三主应力)和环向应力。对衬砌安全稳定性进行分析,计算结果数据,以受拉为正,受压为负,详见表 7。

C25 混凝土轴心抗拉强度标准值 1.78 MPa;轴

心抗压强度标准值 16.7 MPa。由表 6、7 可知,在外水压力和灌浆压力下,衬砌环向压力均小于混凝土轴心抗压标准值,衬砌都处于完全受压状态,均满足承载力要求。而在内水压力作用下,衬砌环向出现拉应力,且达到了 3.39 MPa,超过了 C25 混凝土轴心抗拉强度标准值,不满足承载力要求,故衬砌还必须配置适量钢筋以承受部分拉应力。

表 6 不同工况下衬砌内力计算及承载力分析

Tab. 6 Internal forces and bearing capacity of lining under different working conditions

工况	外水压力 0.98 MPa		内水压力 0.98 MPa		灌浆压力 0.50 MPa	
应力云图						
	衬砌径向应力	衬砌环向应力	衬砌径向应力	衬砌环向应力	衬砌径向应力	衬砌环向应力
衬砌状态	完全受压		既有压应力也有较大拉应力		完全受压	
最大压应力及衬砌位置	9.72 MPa 左下侧外表面	7.89 MPa 左下侧和左侧外表面	7.30 MPa 左下侧和底右上侧外表面	4.56 MPa 左下偏底部部位外表面	8.98 MPa 左下侧外表面	6.95 MPa 左侧和左侧底部外表面
最小压应力及位置	3.47 MPa 衬砌右下侧和右上侧内表面	0.35 MPa 衬砌右侧和右下侧内表面	拉应力 0.72 MPa 左上侧和右上侧内表面	拉压力 3.39 MPa 衬砌顶部左侧内表面	1.77 MPa 右下侧和右上侧内表面	1.76 MPa 右侧和右侧底部内表面
承载力	满足承载力要求		不满足承载力要求		满足承载力要求	

表 7 1 200 m 埋深衬砌应力计算结果汇总

Tab. 7 Summary of stress calculations for 1 200m buried lining

地应力场	工况	环向应力/MPa		径向最大应力/MPa
		MAX	MIN	
1 200 m 实测地应力	外水	-7.89	-0.35	-9.72
	内水	-4.56	3.39	-7.3
	灌浆	-6.95	-1.76	-8.98

注:数据以负为压应力,正为拉应力。

5.3.3 基于有限元的衬砌配筋验算

按照设计要求,衬砌采用 C25W8,衬砌双层配筋:环向钢筋 $\Phi 28@20$ cm,纵向钢筋 $\Phi 22@20$ cm。C25 混凝土轴心抗压强度标准值为 $f = 16.7$ N/mm²,钢筋抗拉强度标准值 $f_y = 400$ N/mm²。

本文采用数值模拟的方法对配筋设计安全性进行验算,通过在衬砌实体单元中添加 rebar 单元来模拟衬砌配筋。衬砌断面钢筋等效布置见图 10,钢筋内力计算见图 11。

通过对环向钢筋的模拟计算可知,在外水压力工况下,最大轴向应力 135.1 N/mm² < 400 N/mm²;在内水压力工况下,最大轴向拉应力值 6.4 MPa 和最大轴向压应力值 16.0 MPa,均小于其强度标

准值;在灌浆压力工况下,最大轴向压应力值 130.4 N/mm² < 400 N/mm²,综合分析,各工况下配筋均满足承载力要求,配筋设计合理。

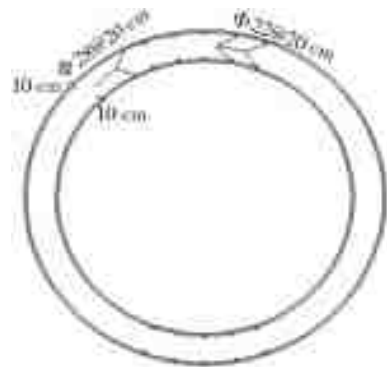


图 10 衬砌断面配筋图

Fig. 10 Reinforcement diagram of lining section

5.3.4 衬砌裂缝宽度验算

衬砌结构以受弯构件的形式进行计算,对受压区合力点取矩,可得

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87h_0A_s} \quad (1)$$

式中: σ_{sk} 为裂缝截面钢筋应力; A_s 为受拉区纵向钢筋截面面积; M_k 为按荷载效应的标准组合计算的

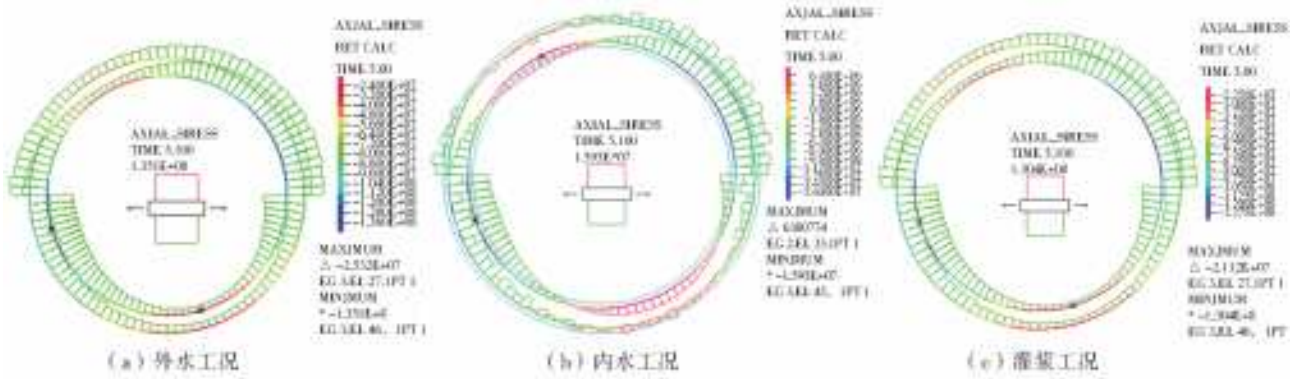


图 11 环向钢筋轴力图

Fig. 11 Axial force diagram of annular reinforcing steel bar

弯矩值。

最大裂缝宽度计算公式

$$w_{\max} = \tau_s \tau_l \alpha_c \Psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \beta (1.9c + \frac{d_{eq}}{\rho_{te}}) \quad (2)$$

对于受弯和偏心受压的构件: $\tau_s = 1.66$ $\tau_l = 0.9 \times 1.66 \approx 1.5$

代入相关数据后得出如下结果。

最大环向裂缝宽度: $w_{r,\max} = 0.12 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$

最大纵向裂缝宽度: $w_{y,\max} = 0.17 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$

综上所述,衬砌采用 C25W8,厚度 1.5 m,衬砌双层配筋,环向钢筋 $\Phi 28@20 \text{ cm}$,纵向钢筋 $\Phi 22@20 \text{ cm}$,可满足正常使用极限状态要求。

6 围岩及结构长期稳定性分析

6.1 石英云母片岩流变力学模型的选取

石英云母片岩的蠕变特征同时考虑 burger 流变模型和 Mohr-Coulomb 屈服准则,即采用黏-弹-塑流变力学模型 (cvisc) 来描述开挖隧洞段岩体的蠕变特征。

6.2 室内试验所反映出的流变特征

为研究丹巴水电站软岩段引水隧洞石英云母片岩的流变特性,在现场取样后开展了加轴压和卸围压

两种路径下的破坏试验,并进行了 Burgers 流变本构的模型识别及相应流变参数反演,反演结果见表 8。

表 8 石英云母片岩三轴 Burgers 流变参数反演结果

Tab. 8 Inversion statistics of triaxial Burgers rheological parameters of quartz mica schist

参数类型	轴向蠕变模型参数				
	EM/ MPa	ηM / (MPa · h)	EK/ MPa	ηK / (MPa · h)	
加载 流变	最大值	2.18×10^4	4.50×10^8	7.78×10^5	2.38×10^8
	最小值	7.08×10^3	1.54×10^7	7.37×10^3	5.93×10^6
	平均值	1.69×10^4	1.59×10^7	2.54×10^5	7.57×10^7
卸荷 流变	最大值	1.62×10^4	8.75×10^7	2.97×10^6	8.90×10^7
	最小值	1.84×10^3	2.08×10^6	1.84×10^3	6.53×10^4
	平均值	1.01×10^4	2.52×10^6	2.17×10^4	2.19×10^7

对试验洞部分进行三维建模,与试验洞围岩附近断面监测点的位移时间曲线进行对比,检验流变参数在模拟隧洞开挖过程的契合性,计算周期为 1 a (图 12)。

6.3 基于实测地应力的岩体位移预测

以实测地应力值为依据并将其转化为边界约束条件,对建立的模型各区域赋予上述反演的流变参数,得到了实测地应力下引水隧洞 1 200 m 埋深的流变曲线,见图 13。

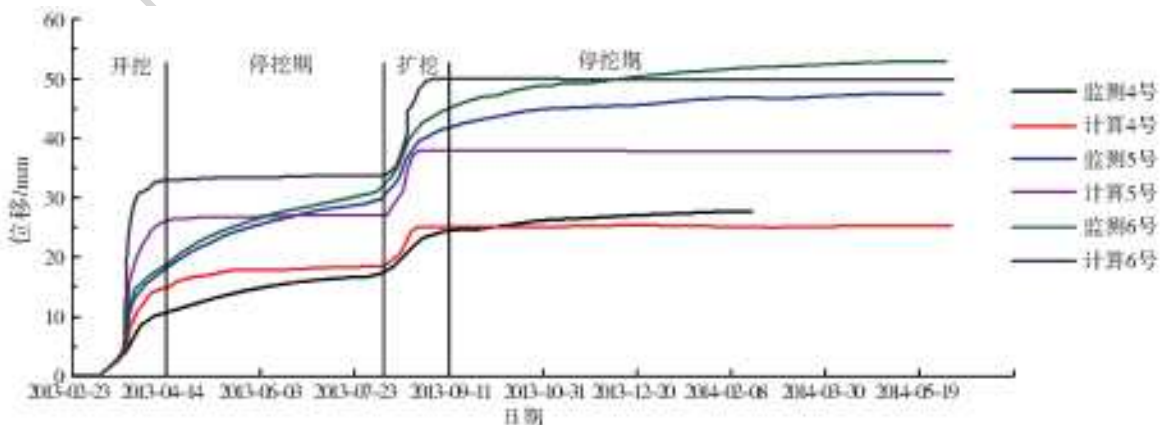


图 12 B 断面计算与实测位移变化趋势对比

Fig. 12 Comparisons of displacement trends between calculation and field measurement of B-section

6.4 引水隧洞的衬砌加固

在对隧洞未加衬砌工况的流变计算中,发现 1 200 m 埋深下隧洞受地应力的影响最大,其位移量也较大,在开挖后 3.8 年左右时达到了总体位移量的 80%,4.4 年左右时达到了总体位移量的 85%,因此模拟计算中衬砌的施加是在隧洞完成了大部分变形的情况下施加。当隧洞在实测地应力下完成了 80%和 85%的位移量时,进行衬砌的施加并分析隧洞受力及位移变化情况。而在实际工程中,

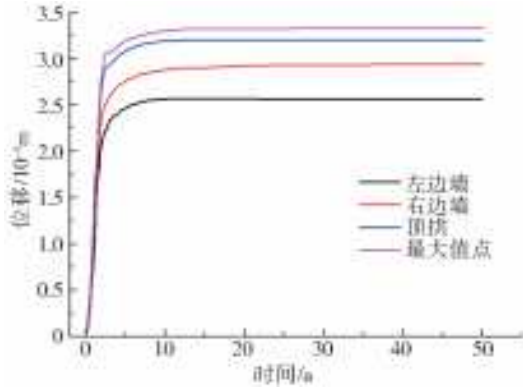


图 13 实测地应力引水洞 1 200 m 埋深洞周关键点 50 年位移变化趋势线

Fig. 13 50-year displacement trend line of key points around 1 200 m buried water diversion tunnel measured in practically ground stresses

开挖后 4.4 年对隧洞施加衬砌,当衬砌施加后蠕变位移得到限制,位移不再增加。在埋深 1 200 m

由于工期的限制,衬砌需要在一定时间内施加,为了保证围岩的稳定和衬砌结构的安全,通常预留一定量的位移。在模拟计算中衬砌的滞后施加是为了得到合理的位移预留量,以便为实际工程提供参考。

6.4.1 位移量达到总位移 85%时的加固情况

考虑未加衬砌工况,当位移量达到总位移的 85%时,对该最危险埋深进行分析,此时最大位移量为 28.32 cm,其位移变化趋势见图 14。

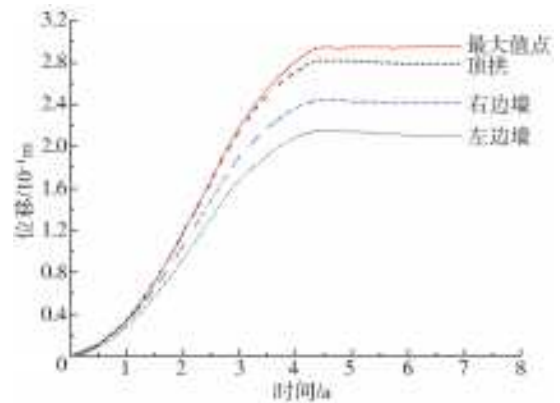


图 14 位移量达到总位移 85%时的加固前后位移趋势

Fig. 14 Displacement trend diagrams before and after reinforcement when the displacement reaches 85% of the total displacement

下计算得出的隧洞衬砌弯矩与同一埋深下左右洞衬砌轴力见图 15。

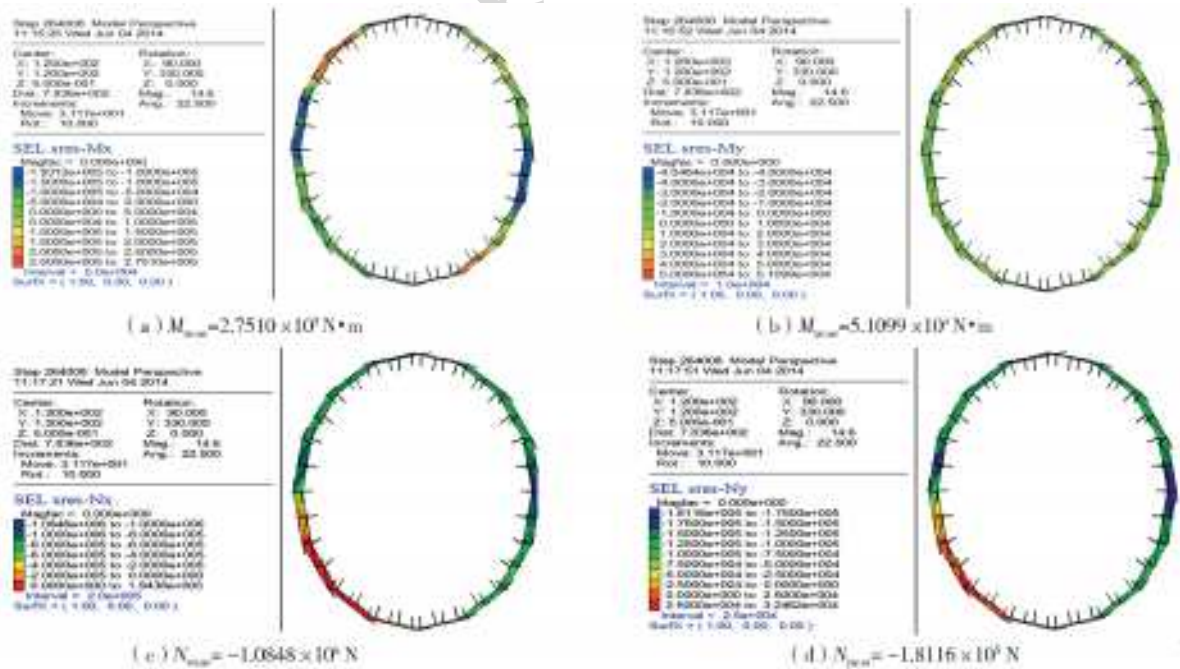


图 15 位移量达到总位移 85%时的加固衬砌受力

Fig. 15 Stress diagrams of reinforced lining when displacement reaches 85% of total displacement

由于在模拟地应力的过程中对模型进行了旋转处理,故按照 $M \leq \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$ 进行转换后考虑最大弯矩,对轴向力 N 按照 $N \leq \sqrt{N_x^2 + N_y^2}$ 进行转换后

考虑最大轴力。

隧洞在 1 200 m 实测地应力下完成 80%与 85%最大位移时,施加衬砌后隧洞受力情况汇总表 9。

表9 实测地应力 1 200 m 埋深下洞周关键点蠕变受力汇总
Tab.9 Summary of creep forces at key points around the tunnel at 1 200 m depth of field stress

受力	位移量	
	80%位移量	85%位移量
$M_x/(N \cdot m)$	$-6.324 3 \times 10^5$	$2.751 0 \times 10^5$
$M_y/(N \cdot m)$	$6.677 1 \times 10^4$	$5.109 9 \times 10^4$
N_x/N	$1.331 1 \times 10^6$	$1.084 8 \times 10^6$
N_y/N	$2.223 0 \times 10^5$	$1.811 6 \times 10^5$
最大控制弯矩/(N·m)	$6.359 5 \times 10^5$	$2.798 1 \times 10^5$
最大控制轴力/N	$1.349 5 \times 10^6$	$1.099 8 \times 10^6$

注:上表中的轴力为正,即衬砌受压。

由图 15 和表 9 可知,二者最大控制轴力相近,但 80%位移量时最大控制弯矩是 85%时的 2.3 倍,其中 80%时 M_x 为负,综合分析,85%位移量时进行加固的方案更为合理。

6.4.2 各向同性和横观各向同性模型下衬砌安全对比分析

在衬砌厚度选择的计算过程中考虑了内水、外

水、灌浆三种计算工况,其中隧洞在实测地应力和内水工况下为最危险工况,由于本次的流变计算并未考虑上述三种工况,而为了验证长期流变后衬砌施加后是否能满足强度要求,故将 5.2 节考虑围岩压力和衬砌自重的影响下衬砌最大压应力值 σ_{sg} 分别与表 9 中 80%和 85%位移量时的隧洞衬砌最大控制轴力 σ_d 相加,与 C25 混凝土轴心抗压标准值 16.7 MPa 进行比较评价。由于篇幅有限,前面章节只列出基于横观各向同性模型的计算和分析,各向同性模型的计算和分析方法与横观各向同性模型相似。基于横观各向同性和各向同性模型 1 200 m 埋深下不同衬砌厚度最大轴力与混凝土强度对比见表 10、11。

对比横观各向同性和各向同性模型下不同衬砌厚度及不同位移预留量时衬砌在长期流变作用下的受力情况可知,在洞周位移达到 80%和 85%预留量时,1.5 m 衬砌厚度均能满足 C25 混凝土衬砌的轴心抗压强度,结合前小节最大控制弯矩因素的影响,选择 85%位移预留量进行衬砌加固可满足围岩强度要求。

表 10 不同衬砌厚度最大轴力与混凝土强度对比表(横观各向同性)

Tab.10 Comparison of maximum axial force and concrete strength of different linings thickness(transversely isotropic) 单位:MPa

应力衬砌厚度	0.8 m 衬砌		1.2 m 衬砌		1.5 m 衬砌		1.8 m 衬砌		2.0 m 衬砌	
σ_{sg}	26.44		15.61		14.35		13.59		13.75	
σ_d	1.35	1.1	1.35	1.1	1.35	1.1	1.35	1.1	1.35	1.1
总应力	27.79	27.54	16.96	16.71	15.7	15.45	14.94	14.69	15.1	14.85
评价	不安全					安全				

表 11 不同衬砌厚度最大轴力与混凝土强度对比表(各向同性)

Tab.11 Comparison of maximum axial force and concrete strength of different linings thickness(isotropic) 单位:MPa

应力衬砌厚度	0.8 m 衬砌		1.2 m 衬砌		1.5 m 衬砌		1.8 m 衬砌		2.0 m 衬砌	
σ_{sg}	19.77		15.44		9.82		9.34		8.99	
σ_d	1.35	1.1	1.35	1.1	1.35	1.1	1.35	1.1	1.35	1.1
总应力	21.12	20.87	16.79	16.54	11.17	10.92	10.69	10.44	10.34	10.09
评价	不安全					安全				

7 结论

(1) 锚杆支护可小幅减小围岩塑性区面积和深度,其中面积减小约 4.25%,平均和最大深度分别减小约 3.23%和 4.77%,而且可使围岩塑性区分布更加均匀,受力更加合理。另外也可较好的控制围岩变形,最大可降低 15.8%的位移,尤其在隧洞中出现塌落、剥裂等失稳可能性较大的部位,采用锚杆支护可以起到非常重要的作用。

(2) 给出了不同埋深下压应力随衬砌厚度的变化规律,随着埋深增加,衬砌内最大压应力值增大;随着衬砌厚度增加,衬砌内最大压应力值逐渐降低

并趋于平缓。

(3) 提出了减压区评判值 $\epsilon_t = \Delta\delta/\Delta t$,将应力随衬砌厚度的变化分为高效减压区、有效减压区和无效减压区。虽然高效减压区应力可大幅降低,但此时围岩不稳定,在无效减压区存在 $\epsilon_t < 0$ 的情况,这是由于随着衬砌厚度增加衬砌自重对衬砌内力影响也较大,故盲目地选择大厚度衬砌既不经济也不安全。应在有效减压区选择衬砌厚度。

(4) 仅考虑围岩压力和衬砌自重的影响,衬砌厚度选取 1.2 m,既安全又经济。在此基础上,考虑内水、外水及灌浆压力等不同工况,衬砌厚度选 1.5 m 可满足安全、经济要求。

(5) 通过不同工况下衬砌承载力分析,选取最危险的内水工况,进行配筋设计和计算,提出了该危险工况下的合理配筋方案,对实际工程的指导施工有着重要作用。

(6) 针对流变工况,进行衬砌施加时机的选择。通过计算不同位移量和不同模型下衬砌的内力可知,衬砌施加选择 85% 的位移预留量时,隧洞围岩的变形量和最大控制内力都可得到明显的控制。

参考文献(References):

- [1] 吴世勇,任旭华,陈祥荣,等.锦屏二级水电站引水隧洞围岩稳定分析及支护设计[J].岩石力学与工程学报,2005(20):179-184.(WU S Y,REN X H,CHEN X R, et al. Stability analysis and supporting design of surrounding rocks of diversion tunnel for Jinping Hydro-power Station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005(20): 179-184. (in Chinese)) DOI:10.3321/j.issn:1000-6915.2005.20.028.
- [2] 张文举,卢文波,杨建华,等.深埋隧洞开挖卸荷引起的围岩开裂特征及影响因素[J].岩土力学,2013,34(9):2690-2698.(ZHANG W J,LU W B,YANG J H, et al. Cracking characteristics and influential factors of surrounding rocks induced by excavation unloading in deep tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(9): 2690-2698. (in Chinese))
- [3] 董书明,辛全才,卢树盛.断面形状对隧洞围岩稳定性的影响分析[J].中国农村水利水电,2011(1):102-104,107.(DONG S M,XIN Q C,LU S S. The Influence of the tunnel cross-section shape on stability of surrounding rocks[J]. China Rural Water and Hydro-power, 2011(1): 102-104, 107. (in Chinese))
- [4] 庄宁,朱合华,杨向东,等.高水压下隧洞合理断面形状研究[J].地下空间与工程学报,2005(5):713-716.(ZHUANG N,ZHU H H,YANG X D, et al. Research on proper cross section shape of high water pressure tunnel[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005(5): 713-716. (in Chinese))
- [5] 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.(WANG J X. Effect on the stability of the surrounding rock[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2014. (in Chinese))
- [6] 周翠英,张亮,黄显艺.基于改进 BP 网络算法的隧洞围岩分类[J].地球科学,2005(4):480-486.(ZHOU C Y,ZHANG L,HUANG X Y. Classification of rocks surrounding tunnel based on improved BP network algorithm [J]. Earth Science, 2005(4): 480-486. (in Chinese))
- [7] 原先凡,邓华锋,宛良朋,等.埋深及断面尺寸对隧洞围岩稳定性的影响[J].人民黄河,2013,35(3):100-102.(YUAN X F, DENG H F, WAN L P, et al. Research on the effect of the stability of tunnel's surrounding rock linking to buried depth and section size[J]. Yellow River, 2013, 35(3): 100-102. (in Chinese)) DOI: doi: 10.3969/j.issn.1000-1379.2013.03.033.
- [8] 吴剑,仇文革.隧道衬砌厚度分布规律及结构可靠性分析[J].现代隧道技术,2004(1):22-25.(WU J, QIU W G. Regularity of the distribution of the thickness of tunnel linings and structure reliability analysis[J]. Modern Tunneling Technology, 2004(1): 22-25. (in Chinese))
- [9] 徐前卫,程盼盼,朱合华,等.深埋隧道软弱围岩渐进性破坏及其锚固效应试验与模拟[J].岩土工程学报,2017,39(4):617-625.(XU Q W, CHENG P P, ZHU H H, et al. Experimental and numerical studies on progressive failure characteristics of weak surrounding rock mass of tunnel and its anchoring effect[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(4): 617-625. (in Chinese)) DOI: 10.11779/CJGE201704005.
- [10] LUO W H, LI W T. Reliability analysis of supporting pressure in tunnels based on three-dimensional failure mechanism[J]. Journal of Central South University, 2016(5): 1243-1252. (in Chinese) DOI: 10.1007/s11771-016-0374-7.
- [11] 李晓红,李登新,靳晓光,等.初期支护对软岩隧洞围岩稳定性和位移影响分析[J].岩土力学,2005(8):1207-1210.(LI X H, LI D X, JIN X G, et al. Discussion on influence of initial support to stability and deformation of surrounding rock mass in soft rock tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005(8): 1207-1210. (in Chinese)) DOI: 10.3969/j.issn.1000-7598.2005.08.006.
- [12] 罗生虎,伍永平,张嘉凡.围岩-锚固体流变控制机制及支护最优化设计[J].岩土力学,2017,38(1):124-132.(LUO S H, WU Y P, ZHANG J F. Rheology control mechanism of surrounding rock mass and anchorage body and its support design optimization[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(1): 124-132. (in Chinese)). DOI: 10.16285/j.rsm.2017.01.016.
- [13] 罗生虎,伍永平,解盘石.二次支护围岩-支护结构耦合作用黏弹性解析[J].中国矿业大学学报,2017,46(3):528-536.(LUO S H, WU Y P, XIE P S. Visco-elastical analysis on interaction between surrounding rock mass and liners of two support processes[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2017, 46(3): 528-536. (in Chinese))
- [14] WANG H, CHEN W Z, WANG Q B, et al. Rheological properties of surrounding rock in deep hard rock tunnels and its reasonable support form[J]. Journal of Central South University, 2016, 23(4): 898-905. (in Chinese) DOI: 10.1007/s11771-016-3137-6.
- [15] 谢锋,蒋树屏,李建军.蠕变围岩隧洞二次衬砌支护时间的研究[J].地下空间与工程学报,2006(5):805-808.(XIE F, JIANG S P, LI J J. Research on quadratic lining time for creeping rock tunnel[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2006(5): 805-808. (in Chinese))
- [16] Itasca Consulting Group Inc. FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimension) User's Manuals Version 2.1[Z]. Minneapolis, Minnesota, 2002.