

滇中红层软岩引水隧洞节理围岩稳定性研究

张松锋¹, 古兴伟¹, 刘皓²

(1. 昆明理工大学国土资源工程学院, 昆明 650093; 2. 中国电建集团昆明勘测设计研究院有限公司, 昆明 650033)

摘要: 为了研究滇中红层软岩地质条件下引水隧洞开挖后节理岩体的应力、变形以及塑性区特征, 以云南省禄丰市大地箐东侧引水隧洞工程区为例, 结合现场水压致裂法地应力测试数据, 分析了引水隧洞围岩发生岩爆的可能性, 并运用 MIDAS/GTS NX 有限元模拟软件, 以节理为主要影响因素, 研究了隧洞开挖后围岩的稳定性。结果表明: 最大水平主应力 σ_{h1} 测试值的范围为 3.74~15.52 MPa, 属于中等-低地应力范围, σ_{h1} 方向为 N15°~41°W, 研究区受到 NNW-NW 方向的地应力作用; 引水隧洞附近围岩强度应力比 R_b/σ_m 为 5.2, 属于 4~7 之间, 可能会出现轻微岩爆, 建议采取洒水的方式软化开挖面表层, 并加强支护; 数值模拟得出隧洞洞壁压应力和拉应力最大值分别为 19.5 MPa、4.34 MPa。顶拱下沉位移最大值为 1.00 cm, 底拱隆起位移最大值为 0.55 cm。塑性区分布在隧洞侧墙, 深度范围在 0~1 m 之间。节理裂隙的发育对隧洞围岩稳定性产生了不利的影响, 隧洞存在顶拱围岩在结构面组合影响下产生掉块的风险, 左右侧墙围岩也可能发生潜在的破坏。因此, 建议对顶拱和左右侧墙围岩进行加固。研究结果可为滇中红层软岩地质条件下的引水隧洞工程提供经验借鉴

关键词: 滇中红层软岩; 引水隧洞; 水压致裂法; 围岩稳定性

中图分类号: P642; TV67; TU457 **文献标识码:** A

IN-SITU STRESS TEST BASED ON HYDRAULIC FRACTURING METHOD AND STABILITY STUDY OF TUNNEL SURROUNDING ROCK

ZHANG Song-feng¹, GU Xing-wei¹, LIU Hao²

(1. Kunming University of Science and Technology, Kunming 650093, China;

2. PowerChina Kunming Survey, Design and Research Institute Co., Ltd. Kunming 650033, China)

Abstract: In order to study the characteristics of stress, deformation and plastic zone of jointed rock mass after excavation of diversion tunnel under soft rock geological conditions in middle red layer of Yunnan Province, the possibility of rock burst in surrounding rock of diversion tunnel was analyzed by taking the engineering area of east Earth leech diversion tunnel in Lufeng City, Yunnan Province as an example, combined with in-situ stress test data of hydraulic fracturing method, and MIDAS/GTS NX finite element simulation software was applied. With joint as the main influencing factor, the stability of surrounding rock after tunnel excavation is studied. The results show that the maximum horizontal principal stress σ_{h1} ranges from 3.74 to 15.52 MPa, which belongs to the range of moderate to low ground stress. The direction of σ_{h1} ranges from N15° to 41°W, and the study area is subjected to ground stress in the direction of NNW to NW. The strength stress ratio R_b/σ_m of surrounding rock near the diversion tunnel is 5.2, which is between 4 and 7, and there may be slight rock burst. It is recommended to soften the surface of the excavation surface

by sprinkling water and strengthen the support. The numerical simulation results show that the maximum compressive stress and tensile stress of tunnel wall are 19.5 MPa and 4.34 MPa respectively. The maximum subsidence displacement of the top arch is 1.00 cm, and the maximum uplift displacement of the bottom arch is 0.55 cm. The plastic zone is distributed on the side wall of the tunnel, and the depth ranges from 0 to 1m. The development of joint fissure has an adverse effect on the stability of surrounding rock of the tunnel. The top arch surrounding rock of the tunnel has the risk of falling block under the influence of structural plane combination, and the surrounding rock of the left and right side walls may also have potential damage. Therefore, it is recommended to strengthen the top arch and the surrounding rock of the left and right side walls. The research results can provide experience for diversion tunnel engineering under the geological conditions of soft rock in the middle red layer of Yunnan Province.

Key words: Middle red layer soft rock of Yunnan; diversion tunnel; hydraulic fracturing method; surrounding rock stability

随着我国能源需求日益增长,各地陆陆续续建设了一系列大型的水利水电工程。其中引水隧洞是水电站建设中的重要工程,因隧洞往往会穿越很多地质构造复杂的高山地带,其周边构造应力场的分布规律也较为复杂。高地应力可能会导致隧洞在开挖时产生岩爆,对施工人员的安全产生巨大的危害。因此近年来有大量的学者对高地应力隧洞的围岩稳定性进行了研究。

李东林等^[1]利用 Ansys 软件模拟计算了引水工程不同深度和截面形态的隧洞围岩应力重分布情况,结果表明:对于不同埋深的隧洞,应分别优先考虑不同的隧洞形状。焦国良^[2]等采用 FLAC^{3D} 软件模拟研究了方斗山隧道的开挖,结果表明:地应力的影响导致深埋隧道开挖后的左右边墙围岩位移呈现非对称状态。都辉等^[3]使用 ABAQUS 软件研究了断层对隧洞围岩稳定性的影响,结果表明:断层对隧洞开挖后围岩稳定性有不利影响。蒋倩^[4]采用水压致裂法和 FLAC 数值模拟方法,研究了主应力对隧洞围岩破坏特征的影响,结果表明:主应力大小与方向对围岩破坏有很大影响。

由以上研究可知,现阶段很多学者主要是将隧洞截面形状、断层、主应力方向与大小等作为影响因素,对隧洞围岩稳定性进行了大量的研究。禄丰位于滇中红层软岩分布区,形成了粉砂质泥岩、泥质粉砂岩等软岩,以及砂岩夹泥岩、砂岩和泥岩互层等岩性分布特征。但当前关于滇中红层软岩地质条件下隧洞节理岩体稳定性方面的研究还较少。

为了研究滇中红层软岩地区引水隧洞节理岩体在开挖后的应力、变形和塑性区分布特征,并对引水隧洞发生岩爆的可能性进行预测。以云南省禄丰市

大地箐东侧引水隧洞工程为例,采用有限元模拟软件 MIDAS/GTS NX,建立了二维数值计算模型,以节理作为主要影响因素,研究了重分布应力状态下引水隧洞围岩的稳定性问题,可为类似工程提供经验借鉴。

1 工程地质概况

大地箐东侧引水隧洞位于云南省禄丰市境内,研究区地形地貌具有西南高、东北低的特点,地面高程在 2 090~2 490 m 之间。工程区范围内地层较为简单,下伏基岩为白垩系上统赵家店组下段 (K_2z^1) 地层^[5],第四系覆盖层广泛覆盖。

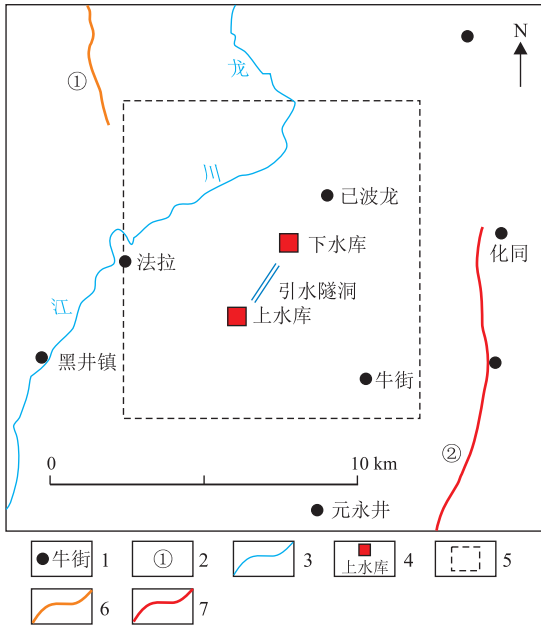
引水隧洞研究洞段沿线穿越地层为白垩系上统赵家店组第 3 层 (K_2z^{1-3}),隧洞沿线地层岩性主要是砂岩、粉砂岩夹泥质粉砂岩。岩层产状为 $N20^\circ \sim 50^\circ W, NE \angle 10^\circ \sim 20^\circ$,岩层缓倾洞内,与隧洞轴向中等角度相交。该段隧洞为微风化-新鲜岩体,隧洞均处于地下水位线以上。引水隧洞内有陡倾角节理裂隙发育。

研究区周边发育的主要断裂构造如图 1 所示^[6],元谋-绿汁江断裂东支是该区域的重要活动构造,其走向为近南北向。工程场址区周边 5 km 范围之内,构造简单,无区域性断层分布。

2 水压致裂法相关概念

2.1 水压致裂法的优点

水压致裂法被广泛应用于岩土工程领域,是一种科学可靠的研究工程区域地应力场分布特点的方法。与其他方法相比,它具有测量深度深、操作简单、测试周期短、岩壁受力范围较广等优点^[7],因此在该



1. 地名标注; 2. 断裂编号; 3. 河流; 4. 工程场地及编号; 5. 场址区; 6. 更更新世活动断裂; 7. 晚更新世活动断裂; ①白沙滩断裂; ②元谋-绿汁江断裂。

图1 研究区周边构造分布简图

工程中采用了二维及三维水压致裂法测试地应力。

2.2 水压致裂法测试原理

在测试过程中使用两个封隔器,在特定的测点位置将钻孔封隔出一定的距离,作为测试段,然后对该测试段进行增压,分析得到各参数特征值,用于进一步进行地应力的计算^[8]。

水压致裂法的使用需建立在以下3个假设成立的基础之上^[9]:

- (1) 岩石具有弹性和各向同性。
- (2) 在多孔介质围岩中注入流体时,流体的流动遵循达西定律。
- (3) 岩层中主应力的一个分量与孔轴方向平行^[10]。

以下为主要公式:

最大水平主应力 σ_{h1} 为:

$$\begin{aligned} \sigma_{h1} &= 3P_s + P_b + P_0 + T \\ \sigma_{h1} &= 3P_s - P_r - P_0 \end{aligned} \quad (1)$$

最小水平主应力 σ_{h2} 为:

$$\sigma_{h2} = P_s \quad (2)$$

其中, P_s 表示瞬时关闭压力; P_b 表示破裂压力; P_r 表示重张压力^[11]; P_0 表示岩体的孔隙水压力; T 表示岩体的抗拉强度。

对于传感器在地面的情况,在孔隙水压力 P_w 的影响之下,有:

$$P_b = P'_b + P_w$$

$$\begin{aligned} P_r &= P'_r + P_w \\ P_s &= P'_s + P_w \\ P_w &= \gamma_w H \end{aligned} \quad (3)$$

在以上的公式里, P'_b 、 P'_r 、 P'_s 表示由地面设备测试到的相关参数; γ_w 表示水的重度; H 表示测试点所在的深度,因此:

$$\begin{aligned} \sigma_{h1} &= 3P'_s - P'_r + 2P_w - P_0 \\ \sigma_{h1} &= P'_s + P_w \end{aligned} \quad (4)$$

自重应力 σ_v 的计算公式为:

$$\sigma_v = \rho g d \quad (5)$$

式中, ρ 表示岩石密度,单位为 kg/m^3 ; g 表示重力加速度,单位为 N/kg ; d 表示加压段的深度,单位为 m 。

现场测试程序如图2所示。

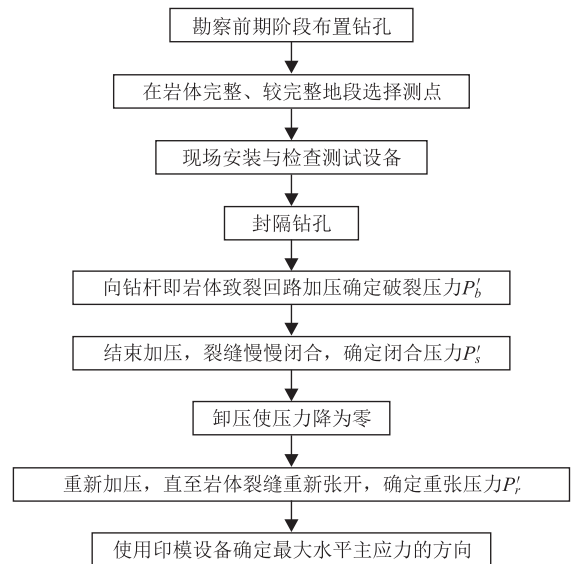


图2 地应力测试程序

2.3 重要参数选取

关于选取关闭压力 P'_s 的值,在本次试验中,采用了 dt/dp 法,其计算原理如图3所示。此方法计算的具体原理是,首先根据关闭曲线,求出压力下降速率,取其倒数;其次,将所求出的数据分为3段,分别与流体压力的关系数据进行拟合,得出每一段线性回归的残差,在总残差最小的情况下,选取前两个阶段回归直线交点对应的压力值为瞬时关闭压力。而 P_0 代表的是测段处的孔隙水压力,本次测试的孔隙水压力采用静水位压力。

3 地应力测试数据分析

二维测试阶段,分别在引水隧洞调压室和地下厂房区各选取了一个钻孔,三维测试阶段分别在勘探平硐所在的尾水隧洞岔管、引水隧洞岔管及地下

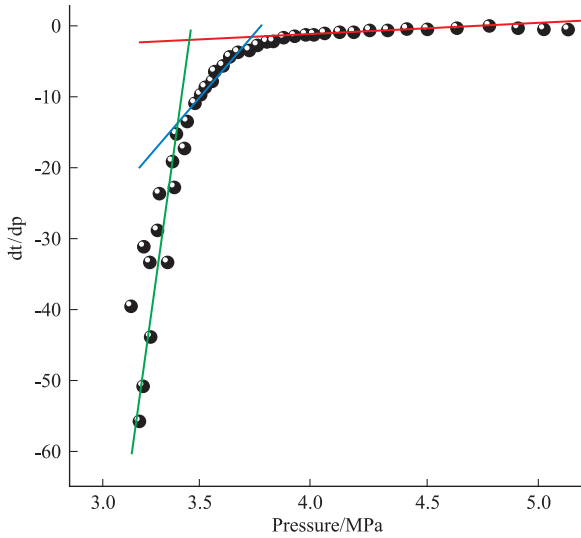


图 3 关闭压力 P_c' 计算

厂房部位各选了一个点进行空间地应力测试。

3.1 二维地应力测试成果

二维地应力测试阶段钻孔信息见表 1。

表 1 二维测试阶段钻孔信息

钻孔	钻孔类型	测点深度/m	孔深/m
ZK401	垂直孔	455.0~589.0	600.88
ZK404	垂直孔	166.0~405.0	416

二维地应力测试数据见表 2。

表 2 地应力测试结果

钻孔	孔深 /m	地应力/MPa			σ_{h1} 方向
		σ_{h1}	σ_{h2}	σ_v	
ZK401	455.0	11.75	6.47	11.60	N22°W
	485.0	12.33	7.12	12.37	N31°W
	525.0	15.52	9.14	13.39	N38°W
	535.0	14.20	8.63	13.64	—
	565.0	13.96	7.98	14.41	N41°W
	585.0	14.33	8.15	14.92	—
	589.0	14.78	9.81	15.02	N33°W
	最大值	15.52	9.81	15.02	—
	最小值	11.75	6.47	11.60	—
	平均值	13.84	8.19	13.62	—
ZK404	166.0	3.74	2.73	4.23	—
	203.0	4.75	3.85	5.18	N23°W
	272.5	6.23	4.49	6.95	—
	287.7	7.78	4.86	7.34	—
	319.9	10.36	6.05	8.16	N15°W
	329.0	10.11	6.74	8.39	—
	339.6	11.16	6.43	8.66	—
	357.9	11.98	6.84	9.13	N38°W
	376.6	12.59	7.24	9.60	N27°W
	397.6	11.98	6.84	9.13	N31°W
	405.0	12.59	7.24	9.60	—
	最大值	15.34	9.22	10.33	—
	最小值	3.74	2.73	4.23	—
平均值	9.76	6.01	8.01	—	

对测试区域的 ZK401 钻孔和 ZK404 钻孔所测地应力数据进行对比分析。ZK401 钻孔所测 σ_{h1} 范围为 11.75~15.52 MPa, 平均值为 13.84 MPa; σ_{h2} 范围为 6.47~9.81 MPa, 平均值为 8.19 MPa; ZK404 钻孔所测 σ_{h1} 范围为 3.74~15.34 MPa, 平均值为 9.76 MPa; σ_{h2} 范围为 2.73~9.22 MPa, 平均值为 6.01 MPa。

两个钻孔的最大水平主应力实测值都介于 0~20 MPa 之间, 依据《水力发电工程地质勘察规范 (GB 50287-2016)》, 最大水平主应力属于中等-低地应力范围。

ZK401 钻孔孔口高程约为 2 422.48 m, 孔深约为 600.88 m, 该钻孔所测试深度范围(455~589 m)内岩性主要为砂岩、粉砂岩、泥质粉砂岩和粉砂质泥岩。

ZK404 钻孔孔口高程约为 2 227.77 m, 孔深约为 416 m, 该钻孔测试深度范围(166~405 m)内的岩芯主要由砂岩、粉砂岩、泥质粉砂岩、粉砂质泥岩组成。

分析两个钻孔水平主应力产生差异的原因, 两个钻孔所揭露的地层岩性较为接近, 钻孔之间的水平直线距离约为 906.87 m。通过对钻孔高程及各测试点埋深进行校正后, 推测由于测试点的高程、埋深、地形地貌以及钻孔间距离导致两个钻孔的地应力实测值之间存在较大的差异。

以 ZK404 作为典型钻孔, 绘制出了钻孔中实测主应力值随钻孔深度变化关系的散点图如图 4 所示。得到钻孔 ZK404 的应力拟合公式如式(6)、(7)所示, 式中拟合的复相关系数 R^2 都很接近 1, 拟合效果较好。说明应力与测点深度之间的线性相关程度很密切。

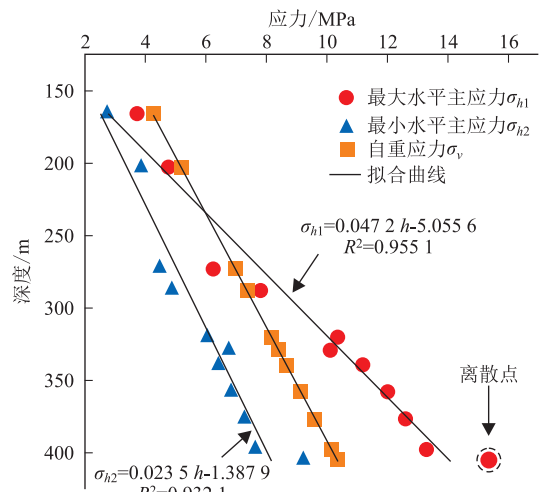


图 4 ZK404 应力-测点位置曲线

由图 4 和表 2 可知,ZK404 钻孔中,在 405 m 左右出现了轻微的离散性,应力值最高达到 15.34 MPa。

$$\begin{aligned} \sigma_{h1} &= 0.0472h - 5.0556 \\ R^2 &= 0.9551 \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{h2} &= 0.0235h - 1.3879 \\ R^2 &= 0.9321 \end{aligned} \quad (7)$$

在地应力测试中,侧压力系数可以用来研究测试区域存在的构造应力水平相对于岩体自重应力的大小,以此来反映区域构造应力场的大小与集中程度,侧压力系数的计算公式为 $k_{h1} = \sigma_{h1} / \sigma_v$ 、 $k_{h2} = \sigma_{h2} / \sigma_v$ 。

通过计算,可以得出钻孔的侧压力系数见表 3。ZK401 钻孔的侧压力系数平均值分别为 $k_{h1} = 1.02$ 、 $k_{h2} = 0.60$ 。ZK404 钻孔的侧压力系数平均值分别为 $k_{h1} = 1.15$ 、 $k_{h2} = 0.72$ 。ZK401 钻孔所测区域的侧压力系数总体上小于 ZK404 钻孔所测区域。

表 3 侧压力系数值

钻孔	孔深/m	k_{h1}	k_{h2}
ZK401	455.0	1.01	0.56
	485.0	1.00	0.58
	525.0	1.16	0.68
	535.0	1.04	0.63
	565.0	0.97	0.55
	585.0	0.96	0.55
	589.0	0.98	0.65
	最大值	1.16	0.68
	最小值	0.96	0.55
	平均值	1.02	0.60
ZK404	166.0	0.88	0.64
	203.0	0.92	0.74
	272.5	0.90	0.65
	287.7	1.06	0.66
	319.9	1.27	0.74
	329.0	1.21	0.80
	339.6	1.29	0.74
	357.9	1.31	0.75
	376.6	1.31	0.75
	397.6	1.31	0.75
405.0	1.49	0.89	
最大值	1.49	0.89	
最小值	0.88	0.65	
平均值	1.15	0.72	

限于篇幅,仅以 ZK404 钻孔侧压力系数数据作为代表进行研究,绘制出了钻孔中侧压力系数随钻孔深度变化关系的散点图如图 5 所示。得到 ZK404 钻孔的侧压力系数拟合公式如式(8)、(9)所示,式中最大水平主应力侧压力系数拟合的复相关系数 R^2 较为接近 1,拟合效果较好。最大水平主应力侧压力系数与测点深度之间的线性相关程度较为密切,

而最小水平主应力侧压力系数拟合的复相关系数 R^2 小于 0.5,表明侧压力系数与测点深度之间的线性相关程度不是很密切。

$$\begin{aligned} \sigma_{h1} &= 0.0025h + 0.4024 \\ R^2 &= 0.8540 \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{h2} &= 0.0006h + 0.5387 \\ R^2 &= 0.4615 \end{aligned} \quad (9)$$

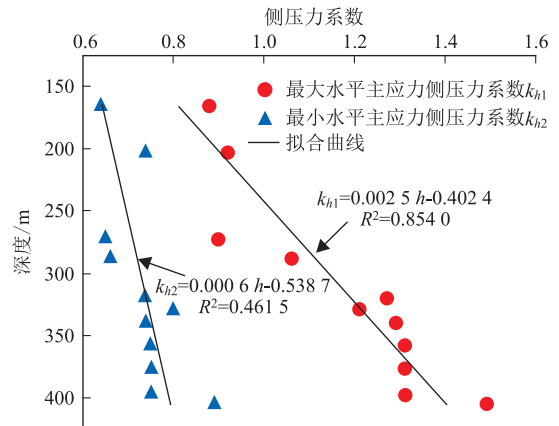


图 5 ZK404 侧压力系数-测点位置曲线

3.2 三维地应力测试成果

三维地应力测试钻孔信息见表 4。

表 4 三维测试阶段钻孔信息

钻孔	钻孔类型	测点深度/m	孔深/m
KZK2401	垂直孔	29.6~139.5	142
KZK2401-S1	水平孔	19.0~38.0	40
KZK2401-S2	水平孔	25.5~39.0	40
KZK2403	垂直孔	40.2~139.2	145
KZK2403-S1	水平孔	17.0~33.0	40
KZK2403-S2	水平孔	11.0~34.0	40
KZK2404	垂直孔	30.1~137.0	145
KZK2404-S1	水平孔	11.3~35.5	40
KZK2404-S2	水平孔	19.0~38.8	40

在勘探平硐的尾水隧洞岔管、引水隧洞岔管及地下厂房端墙部位分别对钻孔 KZK2401、KZK2403、KZK2404 进行了三轴交汇水压致裂地应力测试。

即布置一个竖直钻孔,并在竖直钻孔处分别布置两个存在一定夹角的近水平钻孔,通过 3 个不同方向钻孔的地应力测试结果,计算得到该测点区域的三维地应力场特征,钻孔位置关系如图 6 所示。

三维测试成果见表 5,分析表格内容可以得出以下结论:

(1) 三维应力的最大主应力 σ_{h1} 量值范围为 7.16~9.23 MPa,倾角范围为 4.80°~9.31°,与水平面小角度相交,方位角为 NW23.01°~NW27.79°。

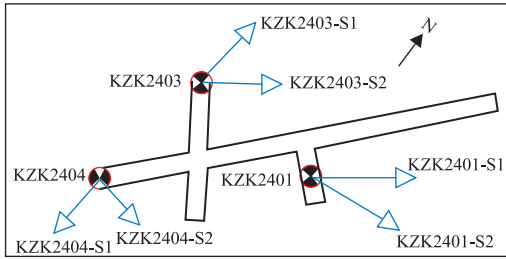


图 6 三维地应力测试钻孔位置

(2) 中间主应力 σ_v 量值范围为 6.27~7.81 MPa, 倾角范围为 78.35°~83.00°, 与竖直向小角度相交, 方位角为 SW23.86°~SE 66.73°。

(3) 最小主应力 σ_{h2} 量值范围为 4.69~5.86 MPa, 倾角范围为 -4.86°~6.94°, 与水平面小角度相交, 方位角为 NE61.66°~NE67.42°。

表 5 三维地应力测试结果

钻孔	主应力	量值/MPa	倾角	方位角
KZK2401	σ_{h1}	7.16	6.09°	NW27.7°
	σ_v	6.27	82.19°	SE66.73°
	σ_{h2}	4.69	-4.86°	NE61.66°
KZK2403	σ_{h1}	9.23	9.31°	NW25.5°
	σ_v	7.81	78.35°	SW11.8°
	σ_{h2}	5.86	6.94°	NE65.60°
KZK2404	σ_{h1}	8.32	4.80°	NW23.0°
	σ_v	7.55	83.00°	SW23.8°
	σ_{h2}	5.18	5.08°	NE67.42°

在测试场区岩体内的地应力场, 与水平面小角度相交的主应力 σ_{h1} 、 σ_{h2} 分别为最大、最小水平主应力, 属于构造应力; 近竖直向的第二主应力 σ_v 为自重应力。根据各测试位置的三维地应力测试结果, 计算侧压力系数, 结果见表 6, 初始应力场满足 $\sigma_{h1} > \sigma_v > \sigma_{h2}$, 以水平构造应力为主。

三维地应力测试阶段 3 个钻孔的 σ_{h1} 值都 < 10 MPa, 依据《水力发电工程地质勘察规范(GB 50287-2016)》, 最大水平主应力属于低地应力范围。

表 6 各测点处的主应力比值计算结果

钻孔	σ_{h1}	σ_v	σ_{h2}	k_{h1}	k_{h2}
KZK2401	7.16	6.27	4.69	1.14	0.75
KZK2403	9.23	7.81	5.86	1.18	0.75
KZK2404	8.32	7.55	5.18	1.10	0.69
平均值	—	—	—	1.14	0.73

4 岩爆预测

在深埋隧洞的开挖过程中, 由于地应力的影响, 往往可能会发生岩爆, 本文运用《水力发电工程地质勘察规范(GB 50287-2016)》对岩爆进行预测^[12]。分级方法见表 7。

表 7 岩爆烈度分级

岩爆分级	临界埋深/m	R_b/σ_m
轻微岩爆	$H > H_{cr}$	4~7
中等岩爆		2~4
强烈岩爆	$H \leq H_{cr}$	1~2
极强岩爆		<1

注: 表中 H 为地下洞室埋深; H_{cr} 为临界埋深; σ_m 为地下洞室附近最大水平主应力的值。

临界埋深的计算公式如式(10)所示:

$$H_{cr} = 318R_b(1 - \mu)/(3 - 4\mu)\gamma \quad (10)$$

式中, R_b 为岩石饱和单轴抗压强度; μ 为岩石泊松比; γ 为岩石重度。

引水隧洞研究段深度(216~340 m)范围附近实测的水平主应力最大值 σ_m 为 11.16 MPa, 引水隧洞顶拱部位岩体主要为砂岩, 根据所取砂岩岩样试验成果, 其单轴饱和抗压强度 $R_b = 58$ MPa。

围岩强度应力比 $R_b/\sigma_m = 58/11.16$ 约为 5.2, 属于 4~7 范围内, 根据式(8)得出 H_{cr} 约为 176 m。满足 $H > H_{cr}$, 因此该引水隧洞洞段在开挖过程中有出现轻微岩爆的风险, 对于轻微岩爆洞段, 可以采用在开挖面上洒水的措施来达到软化表层的目的, 并且需要加强支护。

5 节理围岩稳定性数值分析

为了更具体地掌握该工程区的应力状态, 并且分析地下洞室的围岩稳定性, 从引水隧洞中选取了一个隧洞断面作为研究对象, 采用有限元数值模拟软件 MIDAS/GTS NX, 模拟分析了该隧洞断面围岩在开挖后重分布应力作用下的应力、变形及塑性区分布特征。

5.1 建立计算模型

引水隧洞研究段埋深在 215~338 m 之间, 设计为圆形隧洞, 隧洞截面的设计尺寸为: 直径 7.2 m。选取隧洞直径的 5 倍作为边界范围, 将模型尺寸定为 36 m × 36 m。将 X 轴方向作为水平方向, Y 轴方向作为竖直方向。对模型的左右边界和下边界施加位移约束, 并对模型添加自重荷载。

所选取的研究断面埋深为 248.8 m, 根据前文 2.2 节中提到的公式(5)算出上覆岩层自重应力为 5.84 MPa, 施加在模型的上边界。根据地质勘察报告, 引水隧洞围岩稳定主要受陡倾角节理发育的控制, 节理的优势方位倾角为 83°, 节理参数见表 8。数值计算模型如图 7 所示。整体模型共划分为 6 924 个单元, 6 987 个节点。

表 8 地层和节理计算参数

材料	弹性模量 /GPa	泊松比	容重 /kN·m ⁻³	内聚力 /kN·m ⁻²	摩擦角 /°
K ₂ z ¹⁻³	6	0.25	24	1 000	46.4
节理	7	0.2	24	90	41

根据地勘报告,隧洞沿线穿越地层为白垩系上统赵家店组下段第 3 层(K₂z¹⁻³)地层,收集了地勘报告中提供的室内岩石力学试验成果,并且类比其他工程,确定了引水隧洞围岩和节理岩体的计算参数见表 8。

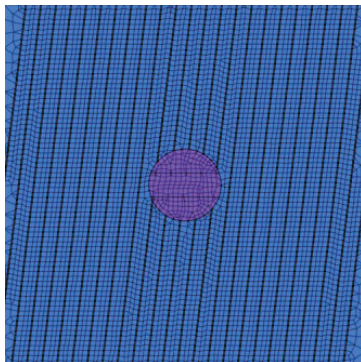


图 7 引水隧洞节理岩体网格划分模型

5.2 数值模拟方案

采用施工阶段助手,创建施工阶段组,模拟引水隧洞开挖施工的整个过程,模拟分为以下 4 个步骤。步骤 1:初始应力场分析阶段,设置位移清零,仅显示激活的数据,激活相应的网格组、边界条件和静力荷载;步骤 2:模拟隧洞上台阶开挖;步骤 3:模拟隧洞中台阶开挖;步骤 4:模拟隧洞下台阶开挖。

5.3 数值模拟结果分析

5.3.1 应力分析

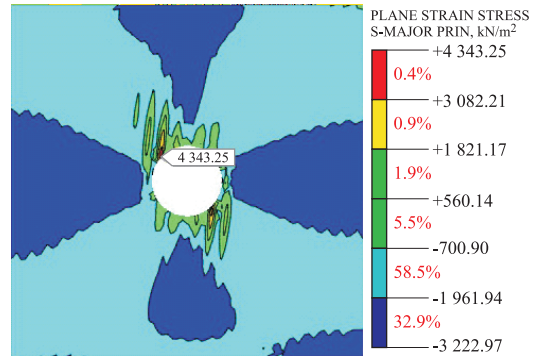
引水隧洞开挖后,隧洞围岩的应力发生了改变,在重分布应力、节理岩体的影响下,隧洞洞壁围岩的应力分布特征如图 8 所示,压应力由负值表示。

由图 8(a)可以看出,洞壁围岩最大拉应力分布在左侧顶拱附近,约为 4.3 MPa。在节理的影响之下,在距离洞壁约 6.5 m 范围的围岩内,从隧洞中心往四周,围岩的应力值逐渐减小。根据图 8(b)得知,最大压应力分布在右侧洞壁附近,约为 19.5 MPa。

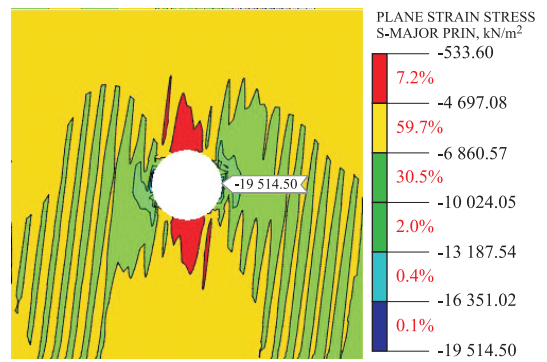
5.3.2 位移分析

隧洞的开挖导致围岩应力得到释放,围岩产生位移变化,地应力和节理的影响,增大了围岩的位移量。图 9 为隧洞开挖后洞壁围岩位移分布云图,水平向右和竖直向上为正。

通过观察图 9 可以发现,隧洞围岩在水平方向

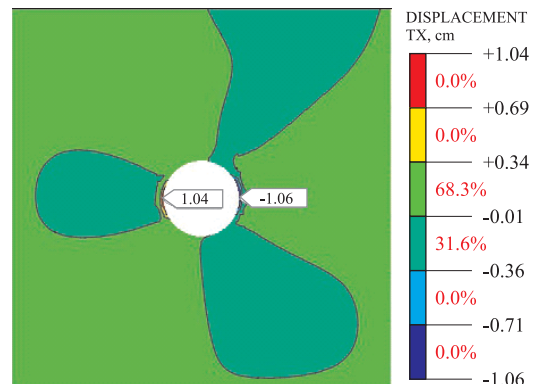


(a) 洞壁围岩最大主应力云图

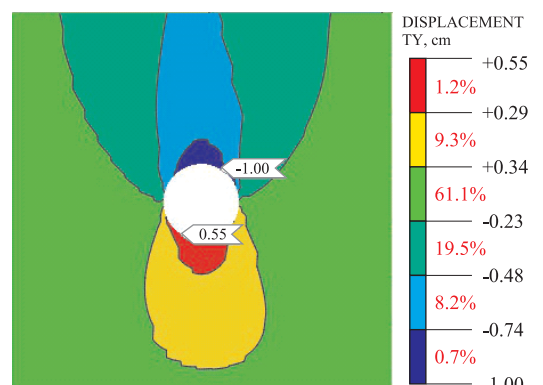


(b) 洞壁围岩最小主应力云图

图 8 洞壁围岩应力分布云图



(a) 洞壁围岩水平位移云图



(b) 洞壁围岩竖向位移云图

图 9 洞壁围岩位移分布云图

上的位移量变化区间为-1.06~1.04 cm。在竖直

方向上的位移量变化区间为 $-1.00\sim 0.55$ cm,竖向位移主要发生在顶拱和底拱,顶拱的下沉最大位移量为1 cm,大于底拱的隆起最大位移量0.55 cm。由于节理裂隙后期还可能继续发育,可能会导致位移继续增加,因此,在后期的施工设计中需对该部位进行加强支护。

5.3.3 塑性区分析

对隧洞围岩塑性区的分布特征和最大深度进行分析,以此来判断隧洞围岩的稳定性。隧洞开挖后洞壁围岩塑性区分布情况如图10所示。

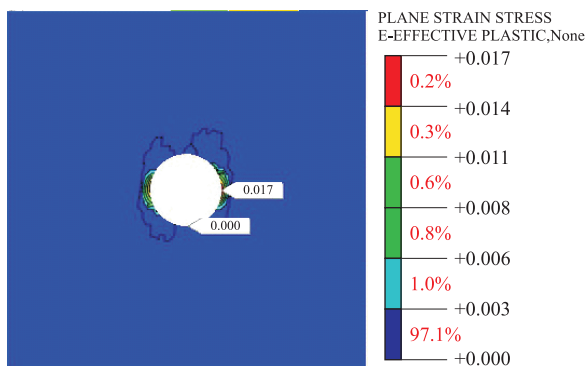


图10 洞壁围岩塑性区分布云图

根据相关的研究经验可知,当塑性区的深度达到了大跨度隧洞洞跨的0.75倍时,隧洞有可能产生破坏。由图10可以看出,塑性区主要分布在隧洞的左边墙和右边墙。塑性区最大深度为1 m,小于隧洞洞跨的0.75倍,因此,该隧洞处于稳定状态^[2]。

通过以上对引水隧洞节理围岩应力、变形及塑性区分布特征的研究,得知引水隧洞开挖后的围岩稳定性受到了地应力和节理岩体的影响。由于岩层缓倾洞内,陡倾角节理裂隙发育,该段隧洞存在顶拱围岩在结构面组合下产生掉块的风险,存在一定围岩稳定问题。在地应力和节理裂隙的影响下,左右侧墙产生了一定面积的塑性区,伴随着后期节理裂隙的发育,该位置的围岩也可能发生潜在的破坏。因此,建议对该隧洞的顶拱和左右侧墙的围岩进行加固。

6 结论

本文以云南省禄丰市大地箐东侧引水隧洞作为工程实例,在获知研究区天然地应力的基础上采用有限元模拟软件MIDAS/GTS NX,以节理和地应力作为主要影响因素,对滇中红层软岩地质条件下

隧洞的围岩稳定性进行了研究,得出的主要结论如下:

(1) 最大水平主应力 σ_{h1} 测试值的范围为3.74~15.52 MPa,属于0~20 MPa之间,依据相关规范,最大主应力量级属于中等-低地应力范围; σ_{h1} 方向为 $N15^\circ\sim 41^\circ W$,说明该工程区主要在NNW-NW向受到地应力作用。

(2) 根据《水力发电工程地质勘察规范(GB 50287-2016)》评估了岩爆发生的可能性,计算出围岩强度应力比 R_b/σ_m 约为5.2,属于4~7范围内。又因为隧洞深度满足 $H>H_\sigma$,因此该引水隧洞洞段可能会出现轻微岩爆,需要做好加固措施。

(3) 通过数值模拟发现,隧洞洞壁压应力最大值为19.5 MPa,拉应力最大值为4.34 MPa,拱顶发生沉降,最大值为1.00 cm,底拱发生隆起,最大值为0.55 cm。塑性区最大深度为1 m。由于陡倾角节理裂隙发育,顶拱围岩存在掉块的风险,左右侧墙围岩也可能产生破坏。因此,建议加固顶拱和侧墙围岩。

参考文献

- [1] 李东林,吴树仁,韩金良,等.三峡引水工程秦巴段输水隧洞稳定性分析[J].地质通报,2007,26(3):321-326.
- [2] 焦国良,王卫.高地应力隧道开挖过程中围岩稳定性分析[J].山西建筑,2010,36(26):287-288.
- [3] 都辉,任旭华,张继勋,等.基于ABAQUS的地下隧洞开挖及围岩稳定性分析[J].三峡大学学报(自然科学版),2014,36(2):28-32.
- [4] 蒋倩.某软岩水工隧洞围岩地应力分布规律及对围岩稳定性的影响[J].水电与新能源,2023,37(9):9-12.
- [5] 周金岩,谷霄鹏.枞阳县藕山水厂取水口迁建工程防洪影响评价分析[J].内蒙古水利,2020,41(2):77-78.
- [6] 张少琴.粤北石人嶂钨矿及伴生银控矿因素和成矿规律研究[D].桂林:桂林理工大学,2010.
- [7] 师永翔.大万山特长深埋隧道地应力研究与岩爆分析[J].山西交通科技,2022,50(3):82-85.
- [8] 赵国平,陈文华,马鹏,等.水压致裂法地应力测试在水电工程中的应用[J].长江科学院院报,2013,30(11):77-82.
- [9] 马凤良,何绍勇,尹向阳.水压致裂法测量地应力[J].西部探矿工程,2009,21(1):86-88.
- [10] 王忠福.西线南水北调工程地应力场反演分析研究[D].郑州:华北水利水电学院,2006.
- [11] 马雪鹏.山西某矿巷道围岩地应力测试研究[J].凿岩机械气动工具,2019,45(4):33-38.
- [12] 林金洪,曾庆浪,陈冬冬.周宁抽水蓄能电站地下厂房岩爆的预测及处理[J].上海国土资源,2018,39(4):144-147.

作者简介: 张松锋(1997—)男,硕士研究生,从事工程地质、岩土工程等方面的研究。E-mail:1412695570@qq.com

通讯作者: 古兴伟(1979—)男,硕士,高级工程师,研究方向:岩土工程、地质灾害。E-mail:11028782@qq.com