

高水头抽水蓄能电站高压岔管稳定性分析

冯鲲鹏¹, 吕城腾¹, 谢海峰¹, 周朝², 刘元坤²

(1. 广东省水利电力勘测设计研究院有限公司, 广东 广州 510635;
2. 长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010)

摘要: 广东惠州中洞抽水蓄能电站高压岔管运行期最大水头约 800 m, 其高内水压下的围岩稳定性对电站安全运行至关重要。为此, 开展现场地应力与高压压水试验, 联合三维地应力场反演, 分析了高压岔管部位的地应力场分布规律、渗透特性及抗劈裂能力, 并优化岔管布置。结果表明, 高压岔管段最大主应力为 15.0~16.6 MPa, 最小主应力为 8.4~9.7 MPa; 岩体渗透率介于 0.01~0.19 Lu 之间, 呈极微—微透水; 初设岔管位置满足抗抬和抗渗透要求, 但岔管口 7 m 范围内 III 类岩体洞段受断层影响, 不满足工程抗水力劈裂要求; 通过围岩条件和抗抬、抗劈裂及抗渗透等因素综合分析, 将初设岔管位置向厂房方向平移 10 m, 平移后可满足抗抬、抗水力劈裂和抗渗透稳定要求。

关键词: 高压岔管; 地应力; 高压压水; 稳定性; 布置优化

中图分类号: TV732⁺.4 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-7709(2025)09-0166-05

1 概况

广东惠州中洞抽水蓄能电站平均水头约 700 m, 距高比约 6.6, 初拟装机容量 1 200 MW。工程区位于粤东莲花山主峰地段, 山脉受莲花山构造控制, 多呈北东向, “V”形谷地形切割强烈, 地表高程 300~1 000 m, 主峰高程 1 337.3 m。高压岔管隧洞洞径 4.6~9.1 m, 中心线高程 174.3 m, 安装高程 165 m, 埋深约 480~520 m, 围岩为 II~III 类微风化—新鲜花岗岩。地质探洞揭露出 NWW 走向的 4 条陡倾角小断层 f_{580} 、 f_{581} 、 f_{582} 、 f_{591} , 其中 f_{591} 断层距岔管口最近, 倾向朝厂房方向。高压岔管初拟方案安装高程 165 m 的工程地质平切图见图 1。高压岔管隧洞具有形态复杂、直径大、高水头、埋深大等特点, 是影响工程安全建设与运行的重点部位之一^[1-3]。因此, 其围岩稳定性是确保抽水蓄能电站安全建设与长期稳定运行的关键^[4]。岩体地质条件、应力状态、抗渗透特性、抗水力劈裂能力等是影响高压岔管围岩稳定性的主要因素。李永松等^[5-6]从地质条件、抗抬理论准则、最小主应力准则、渗透准则等方面综合

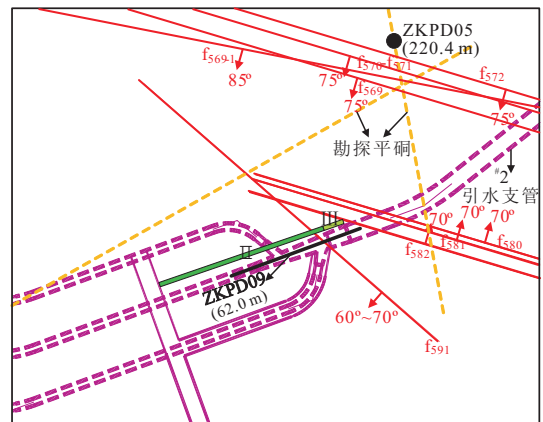


图 1 高压岔管部位高程 165 m 工程地质平切图

Fig. 1 Engineering geological plan of the high pressure bifurcated pipe of elevation 165 m

分析了阳江抽水蓄能电站和嘎堆水电站高压岔管隧洞的稳定性; 耿必君等^[7-9]通过现场地应力和高压压水试验研究了高压岔管抗劈裂稳定性; 韩晓玉等^[10]基于现场地应力测试和三维地应力场反演, 利用最小主应力准则分析了高水头抽水蓄能电站高压隧洞的抗劈裂能力。上述研究为高压岔管隧洞围岩稳定性分析提供了参考, 但主要针对水头小于 600 m 的情况。然而, 如今建设的抽水蓄能电站水头大多超过 800 m, 地形起伏大且地

收稿日期: 2024-10-17, 修回日期: 2024-12-06

作者简介: 冯鲲鹏(1983-), 男, 高级工程师, 研究方向为水利水电工程地质勘察, E-mail: feng.kp@gpdiwe.com

通讯作者: 周朝(1993-), 男, 博士研究生、工程师, 研究方向为地应力场、岩石动力学、岩爆等, E-mail: zc_chaozhou@163.com

质构造复杂,对高压岔管的围岩稳定性评价提出了更大挑战。为此,本文针对广东惠州中洞抽水蓄能电站高水头高压岔管隧洞的围岩稳定性问题,开展现场地应力、高压压水和水力劈裂试验,并联合三维地应力场反演,系统分析了高压岔管部位的地应力场分布规律、渗透特性及抗劈裂能力,并优化岔管布置,获得了一些有益的结论,可供借鉴。

2 现场试验结果与分析

2.1 地应力试验结果与分析

为探明高压岔管岩体应力情况,工程前期在勘探平洞 ZKPD05 铅直钻孔(钻孔地面高程 698 m,孔口高程 356.2 m,孔深 220.4 m)和施工期在#2 引水支管开挖约 30 m 后的掌子面沿高压岔管轴线方向的 ZKPD09 水平钻孔(孔深 62.0 m)进行了地应力测试,测孔位置见图 1。ZKPD05 采用了水压致裂法,ZKPD09 同时采用了水压致

裂法和孔壁应变法两种方法。ZKPD05、ZKPD09 钻孔水压致裂法应力值与孔深关系见图 2。图 2 中, σ_H 、 σ_h 分别为最大、最小水平主应力; σ_z 为自重应力; σ_A 、 σ_B 分别为水平钻孔截面最大、最小主应力。表 1 为 ZKPD09 钻孔孔壁应变法地应力实测结果。

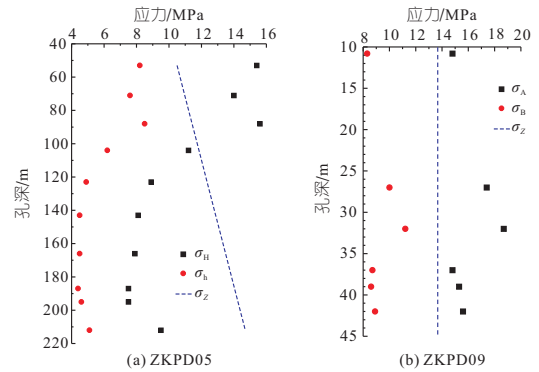


图 2 ZKPD05、ZKPD09 钻孔水压致裂法应力值与孔深关系

Fig. 2 The relationship between stress value and hole depth using hydraulic fracturing method in borehole ZKPD05 and ZKPD09

表 1 ZKPD09 钻孔孔壁应变法地应力测试结果

Tab. 1 In-situ stress test results using borehole wall strain method in borehole ZKPD09

孔深 /m	σ_x /MPa	σ_y /MPa	σ_z /MPa	τ_{xy} /MPa	τ_{yz} /MPa	τ_{zx} /MPa	σ_H /MPa	σ_h /MPa	α_H /($^\circ$)	σ_1			σ_2			σ_3		
										量值	倾角	方位角	量值	倾角	方位角	量值	倾角	方位角
										/MPa	/($^\circ$)	/($^\circ$)	/MPa	/($^\circ$)	/($^\circ$)	/MPa	/($^\circ$)	/($^\circ$)
10.8	11.2	15	9.4	-1.3	1.2	-0.7	15.5	10.8	252.5	15.8	12.4	251.7	10.8	9	159.7	9.1	74.6	34.7
14.8	10.9	20.6	14.5	-0.4	1.9	-1.8	20.6	10.9	267.5	21.2	14.4	264.4	14.6	59.9	141.8	10.1	23.8	2.4
17.8	8.6	20	8.7	-3.2	3.7	-1.4	20.9	7.7	255.2	22.0	16.5	254.7	8.1	36.6	151.9	7.2	48.6	4.3

注:大地坐标系,X 轴为正北向,Y 轴为正西向,Z 轴铅直向上,符合右手准则; α_H 为最大水平主应力方位角; σ_2 为第二主应力。

由图 2(a)可知,ZKPD05 钻孔在 51~212 m 范围内,最大水平主应力为 7.5~15.6 MPa,最小水平主应力为 4.4~8.5 MPa,自重应力为 10.5~14.7 MPa。孔深 104 m 处主应力关系发生变化,孔深 104 m 以上为 $\sigma_H > \sigma_z > \sigma_h$,孔深 104 m 以下为 $\sigma_z > \sigma_H > \sigma_h$ 。分析表明,此现象由深部岩体处于断层带或裂隙密集带导致原岩应力偏低。最大水平主应力方位角为 $305^\circ \sim 318^\circ$,呈 NW 向,与区域应力场方向基本吻合。

由图 2(b)、表 1 可知,ZKPD09 钻孔水压致裂法和孔壁应变法结果相近。最大水平(截面)主应力为 14.8~20.9 MPa,最小(截面)水平主应力为 7.7~11.2 MPa 最大水平主应力方向为 NEE。最大主应力 15.8~22.0 MPa 倾向近水平,方位呈 NEE 向;中间主应力 8.1~10.8 MPa 倾向缓倾,方位呈 NWW 向;最小主应力 7.2~10.1 MPa 倾向陡倾,方位呈 NNE 向。孔壁应变法的最大水平主应力方向与 ZPKPD05 不同,分析其原因在于:①孔壁应变法测试受岩体参数影响较

大;②解除位置靠近 NW 向 f_{591} 断层裂隙带,导致主应力方向偏转。

2.2 高压压水与水力劈裂试验结果与分析

为研究高压岔管隧洞围岩在长期高水头作用下的透水性、稳定性及抗劈裂能力,分别在 ZKPD05、ZKPD09 钻孔中开展高压压水和水力劈裂试验,试验压力计算遵循《水电工程钻孔压水试验规程》(NB/T 35113-2018)^[11]。高压岔管底板运行期最大水头约为 800 m,试验压力需不小于设计水头的 1.2 倍,即底板试验压力不小于 9.6 MPa,孔口压力不小于 8 MPa。试验段长度 5 m,采用逐级加卸压循环法,压力级差 1 MPa,每级压力稳定后保持 3~5 min。最终,ZKPD05、ZKPD09 分别获得 10、5 段压水试验结果见表 2。

由表 2 可看出,ZKPD05 钻孔 77~211 m 孔深范围内岩体劈裂前最大渗透率介于 0.07~0.50 Lu 之间,呈微一极微透水;其中,121~211 m 范围试段未达试验压力即发生劈裂,渗透性明显增大。77~82、103~108 m 试段最大试验压力

表 2 高压压水、水力劈裂测试结果

Tab. 2 Results of high-pressure water injection and hydraulic fracturing tests

钻孔	试验段深度/m	抗劈裂要求试验压力/MPa	最大试验压力/MPa	最大压力下流量 Q	劈裂前最大透水性率 q/Lu	劈裂压力 P _j /MPa	渗透性分级	P~Q 曲线类型
ZKPD05	77~82	8.7	10.8	6.4	0.12	未劈裂	微透水	C
	103~108	9.0	11.1	27.8	0.50	未劈裂	微透水	C
	121~126	9.2	11.2	36.5	0.10	9.2	微透水	D
	135~140	9.3	6.2	48.6	0.20	4.4	微透水	D
	150~155	9.4	6.4	48.2	0.11	4.5	微透水	D
	168~173	9.6	5.9	48.2	0.14	4.7	微透水	D
	174~179	9.7	7.0	48.3	0.25	5.8	微透水	D
	188~193	9.8	6.2	47.9	0.20	4.9	微透水	D
	196~201	9.9	6.7	46.8	0.07	5.0	极微透水	D
	206~211	10.0	7.4	47.8	0.05	5.1	微透水	D
ZKPD09	19.5~24.5	7.0	7.3	7.0	0.19	10.2	微透水	D
	24.5~29.5	9.8	9.7	0.5	0.01	12.2	极微透水	A
	29.5~34.5	12.8	10.0	0.2	0.00	15.0	极微透水	E
	35.5~40.5	8.0	9.7	29.1	0.03	9.9	极微透水	D
	41.5~46.5	7.5	10.6	36.2	0.11	11.4	微透水	D

注:最大压力下流量 Q 单位为 L/min。

满足抗劈裂要求, P-Q 曲线为扩张型(C 型); 而 121~211 m 的 8 个试段均发生劈裂, 劈裂压力为 4.4~9.2 MPa, P-Q 曲线多为冲蚀型(D 型)。ZKPD09 钻孔各试验段岩体劈裂前最大渗透率介于 0.00~0.19 Lu 之间, 呈极微—微透水。5 个测段最小劈裂压力均大于 9.6 MPa, 满足抗劈裂要求。P-Q 曲线类以冲蚀型(D 型)为主, 部分为层流型(A 型)和充填型(E 型)。

3 初始地应力场反演

原位地应力测试是了解工程区应力场的直接方法, 但因成本、场地限制和地质条件复杂等因素, 不可能大量测试, 各测点的测量成果往往仅能反映局部应力场。因此, 采用多元线性回归方法^[12]对中洞抽蓄地下厂房洞室群和高压岔管深埋段进行地应力场反演, 以揭示其分布规律。

3.1 计算模型与参数

建立地下厂房洞室群和高压岔管深埋段三维数值模型, 见图 3, 模型 X×Y 范围为 700 m×500 m, 底部高程 0 m。模型中考虑了 10 条断层和

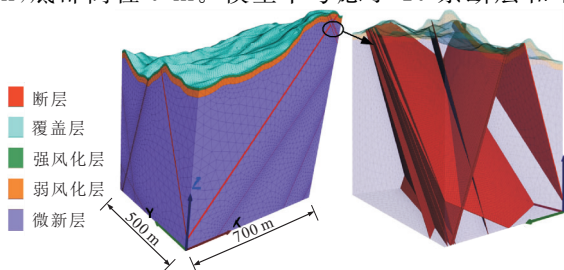


图 3 计算模型图

Fig. 3 Computational model diagram

同风化类型的岩层, 岩土体力学参数基于隧洞勘察试验建议值进行取值, 见表 3。采用弹性本构进行反演计算。

表 3 岩体力学参数

Tab. 3 Rock mass mechanical parameters

岩体类别	密度/(kg·m ⁻³)	变形模量/GPa	泊松比
覆盖层	1 890	1.5	0.38
强风化层	2 540	5.0	0.30
弱风化层	2 620	12.0	0.26
微新层	2 630	23.0	0.21
断层	2 530	3.0	0.33

3.2 应力场反演结果

因孔壁应变法受岩体参数影响较大, 深埋段地应力反演主要依据水压致裂法测试结果(剔除受断层影响较大的实测点)。图 4 为模型的最大主应力、最小主应力分布。

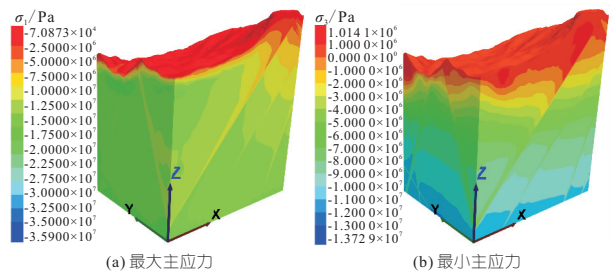


图 4 模型主应力分布云图

Fig. 4 Contour map of principal stress distribution in the model

表 4 对比了地应力场反演测点的实测值与计算值。由表 4 可看出, 实测值与回归计算值整体拟合较好, 部分测点应力值接近一致, 且最大水平主应力方向与实测方向近于一致, 验证了应力场反演结果的合理性。

表 4 地应力实测值与计算值对比

Tab. 4 Comparison of measured and calculated in-situ stress values

测孔	测深 /m	对比项	σ_H /MPa	σ_h /MPa	α_H /($^\circ$)	测孔	测深 /m	对比项	σ_A /MPa	σ_B /MPa
ZKPD05	53.0	实测值	15.4	8.2		ZKPD09	27.0	实测值	17.4	10.0
		计算值	14.6	8.3				计算值	16.3	9.2
		误差	0.8	-0.1				误差	1.1	0.8
	71.0	实测值	14.0	7.6	318		37.0	实测值	14.8	8.7
		计算值	14.8	8.4	318			计算值	15.4	9.0
		误差	-0.8	-0.8	0			误差	-0.6	-0.3
88.0	实测值	15.6	8.5		39.0	实测值	15.3	8.6		
	计算值	14.4	8.4			计算值	16.0	9.2		
	误差	1.2	0.1			误差	-0.7	-0.6		
104.0	实测值	11.2	6.2		42.0	实测值	15.6	8.9		
	计算值	14.5	8.5			计算值	16.1	9.1		
	误差	-3.3	-2.3			误差	-0.5	-0.2		

3.3 深埋段输水线路剖面应力场分布

从三维应力场中插值得到了深埋段输水线路剖面上的主应力分布, 见图 5。由图 5 可知, 主应力随地形起伏而变化, 断层附近应力场扰动明显,

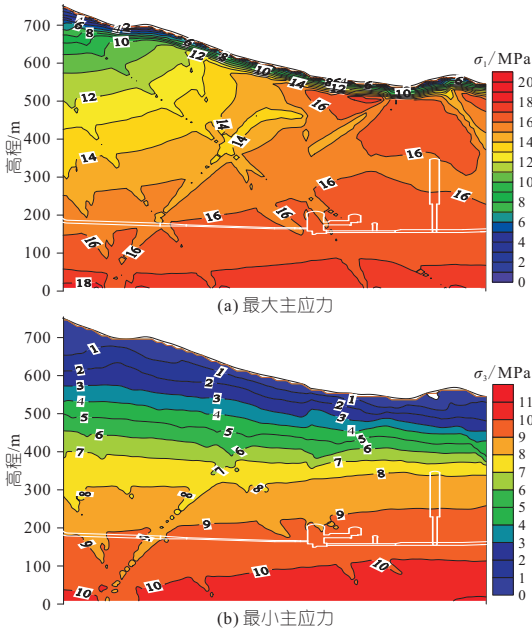


图 5 深埋段输水线路剖面主应力分布云图

Fig. 5 Contour map of principal stress distribution along the deeply buried section of the water conveyance route

沟谷处有明显的应力集中现象。地下洞室群和高压岔管深埋段的最大主应力为 15.0~16.6 MPa, 最小主应力为 8.4~9.7 MPa。

4 高压岔管稳定性分析及布置优化

4.1 抗抬稳定性分析

高压岔管洞段需具备足够埋深以抵抗高内水压力,避免围岩上抬破坏,满足抗抬稳定性要求。《水工隧洞设计规范》(SL 279-2016)^[13]规定,有压隧洞洞身岩体最小覆盖厚度公式为:

$$C_{RM} = F\gamma_w h_s / (\gamma_R \cos\alpha) \quad (1)$$

式中, C_{RM} 为最小覆盖厚度(不含全、强风化厚度),m; F 为经验系数,可取 1.3~1.5; γ_w 为水的重度, kN/m^3 ; h_s 为洞内静水压力水头, m; γ_R 为岩体重度, kN/m^3 ; α 为河谷岸边边坡倾角, ($^\circ$),当 $\alpha > 60^\circ$ 时取 $\alpha = 60^\circ$ 。

根据高压岔管初拟布置的工程地质条件,取 $h_s = 800$ m, $\gamma_w = 9.8$ kN/m^3 , $\gamma_R = 26.5$ kN/m^3 , $\alpha = 33^\circ$, $F = 1.3$, 计算出最小埋深厚度 $C_{RM} = 458.6$ m。初拟高压岔管隧洞最小埋深 480 m, 满足抗抬稳定要求。

4.2 抗渗透稳定性分析

高压岔管在长期高水头作用下,围岩可能产生渗透变形冲蚀破坏,威胁围岩稳定性,因此需满足渗透稳定要求。根据 ZKPD09 钻孔高压压水试验成果,岩体渗透率为 0.01~0.19 Lu,呈极微—微透水,满足抗渗稳定性要求。

4.3 抗劈裂稳定性分析

高压岔管隧洞围岩应具有一定的抗劈裂能力。根据最小主应力准则,最大内水压力应小于围岩的最小主应力,并取适当的安全系数,避免围岩发生水力劈裂。根据经验与中洞抽蓄实际情况,取安全系数为 1.1,要求最小主应力 σ_3 满足如下法则:

$$\sigma_3 > 1.1\gamma_w h_s = 8.8 \text{ MPa} \quad (2)$$

从反演得到的应力场,插值得到了初设高压岔管段 ZKPD09 孔全孔深的最小主应力分布,见图 6。由图 6 可看出,高压岔管口受断层影响,距岔管口 7 m 范围内最小主应力小于 8.8 MPa, 不满足抗水力劈裂要求。其他段的抗水力劈裂安全系数均大于 1.1, 满足抗劈裂要求。

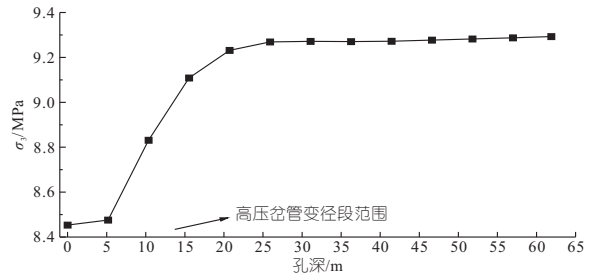


图 6 ZKPD09 孔最小主应力分布

Fig. 6 Minimum principal stress distribution in borehole ZKPD09

4.4 高压岔管布置优化

根据《水工隧洞设计规范》(SL 279-2016)^[13],钢筋混凝土岔管宜布置在新鲜的 I、II 类岩体中,避免断层、大裂隙或节理密集带,确保抗抬、抗水力劈裂和抗渗透稳定。由图 1 可知,初设高压岔管围岩为微风化—新鲜花岗岩,岔管口段陡倾断层 f_{591} 穿过,围岩为 III 类,近厂房洞身段岩体为 II 类。根据分析,初设高压岔管位置满足抗抬和抗渗透要求,但受 f_{591} 断层影响,岔管口 7 m 范围内不满足抗水力劈裂要求。为降低水力劈裂风险,将高压岔管位置向厂房方向平移 10 m, 平移后的布置见图 7。由图 7 可知,调整后,高

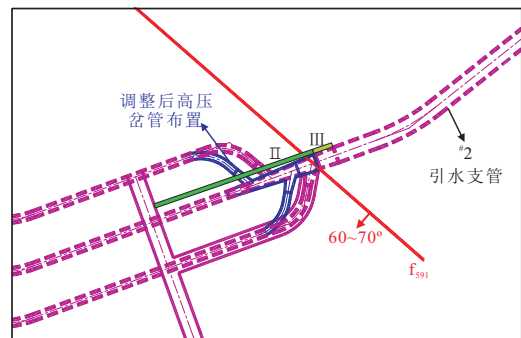


图 7 高压岔管布置优化

Fig. 7 Layout optimization of high pressure bifurcated pipe

压岔管洞段岩体均为Ⅱ类,满足抗抬、抗水力劈裂和抗渗透稳定要求,可作为最终布置方案。

5 结论

a. 本文通过现场地应力测试、高压压水试验和三维地应力场反演,综合分析了广东惠州中洞抽水蓄能电站高压岔管的稳定性并优化其布置。

b. 高压岔管深埋段最大主应力为 15.0~16.6 MPa,最小主应力为 8.4~9.7 MPa。

c. 初设高压岔管段岩体渗透率为 0.01~0.19 Lu,呈极微—微透水,满足抗渗要求,但岔管口端部 7 m 范围内不满足抗水力劈裂要求。

d. 将高压岔管位置向厂房方向平移 10 m 后,洞段岩体均为Ⅱ类岩体,满足抗抬、抗水力劈裂和抗渗透稳定要求。

参考文献:

- [1] 李永松,尹健民,艾凯,等. 深圳抽水蓄能电站地应力测试分析及其在地下洞室设计中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增刊2): 3965-3970.
- [2] 张军,吴俊杰,刘峰. 新疆克拉玛依市供水系统工程高压岔管群体型结构整体受力计算三维有限元优化分析[J]. 水电能源科学, 2020, 38(8): 83-86.
- [3] 吴俊杰,杨雪莲,陈显龙. 阿尔塔什高压混凝土岔管透水理论配筋设计[J]. 水利规划与设计, 2022(12): 115-119.
- [4] 邓柏旺. 地下钢筋混凝土高压岔管围岩稳定与衬砌结构分析[D]. 南京:河海大学, 2007.
- [5] 李永松,尹健民,艾凯. 阳江抽水蓄能电站高压隧洞稳定性分析[J]. 人民长江, 2009, 40(9): 68-70.
- [6] 袁国庆,施裕兵. 400 m 级高水头隧洞岩体抬动劈裂及渗透研究[J]. 地下空间与工程学报, 2017, 13(增刊2): 865-871.
- [7] 耿必君,任鑫,张祥富,等. 抽水蓄能电站地下厂房区地应力测试研究[J]. 人民珠江, 2020, 41(9): 46-52.
- [8] 柏正林,黄运龙,谢文涛. 某抽水蓄能电站高压岔管区围岩水力劈裂机理分析[J]. 勘察科学技术, 2022(2): 38-42.
- [9] 韩国强,白云哲,柯雄. 高压压水试验在某抽水蓄能电站工程中的应用[J]. 电力勘测设计, 2023(增刊2): 193-197.
- [10] 韩晓玉,郑炜烽,董志宏,等. 高水头抽水蓄能电站地应力综合测试及抗劈裂分析[J]. 岩土力学, 2024, 45(7): 2167-2174.
- [11] 国家能源局. 水电工程钻孔压水试验规程: NB/T 35113-2018[S]. 北京:中国电力出版社, 2018.
- [12] 周朝,尹健民,董志宏,等. 考虑边界荷载作用方向的特长隧道初始应力场分区反演方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2022, 41(增刊1): 2725-2734.
- [13] 中华人民共和国水利部. 水工隧洞设计规范: SL 279-2016[S]. 北京:中国水利水电出版社, 2016.

Stability Analysis of High-pressure Branch Pipes in High-head Pumped Storage Power Station

FENG Kun-peng¹, LV Cheng-teng¹, XIE Hai-feng¹, ZHOU Chao², LIU Yuan-kun²

(1. Guangdong Hydropower Planning & Design Institute Co., Ltd., Guangzhou 510635, China;

2. Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of Ministry of Water Resources, Changjiang River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China)

Abstract: The maximum water head endured by the floor of the high-pressure branch pipe at the Zhongdong Pumped Storage Power Station in Huizhou, Guangdong, is approximately 800 m during operation. The stability of the surrounding rock under this high internal water pressure is critical to the station's safe operation. To address this, in-situ stress and high-pressure water injection tests were conducted. Combined with three-dimensional in-situ stress field inversion, the stress field distribution, permeability characteristics, and hydraulic fracturing resistance of the high-pressure branch pipe area were analyzed, and the layout of bifurcated pipe was optimized. The results indicate that the maximum principal stress in the high-pressure branch pipe section ranges from 15.0 to 16.6 MPa, and the minimum principal stress ranges from 8.4 to 9.7 MPa. The rock permeability ranges from 0.01 to 0.19 Lu, indicating very low to low permeability. The initial high-pressure branch pipe location meets the stability requirements against uplift and seepage. However, within a 7 m range of the branch pipe opening, the class III rock mass segment is affected by faults and does not meet the engineering requirements for hydraulic fracturing resistance. Based on a comprehensive analysis of the surrounding rock conditions, uplift resistance, hydraulic fracturing resistance, and seepage resistance, the initial high-pressure branch pipe location was shifted 10 m toward the powerhouse, which meets the stability requirements for uplift, hydraulic fracturing resistance, and seepage resistance.

Key words: high-pressure bifurcated pipe; in-situ stress; high hydraulic pressure; stability; layout optimization