

基于结构面特征的合掌岩石窟稳定性分析评价

刘奔^{1,2}, 简文彬^{1,2,3}, 郑智^{1,2}, 陈雪珍^{1,2}, 刘青灵^{1,2}

(1. 福州大学 环境与资源学院, 福建 福州 350108;

2. 福州大学 岩土工程与工程地质研究所, 福建 福州 350108;

3. 福建省地质灾害重点实验室, 福建 福州 350002)

摘要: 合掌岩石窟属于浅埋洞室, 其开挖和雕刻过程中的失稳情况主要是洞壁局部块体掉落。为分析评价洞壁的块体稳定性, 进行了工程地质调查、工程钻探、声波测试、以及室内试验等工作, 得到结构面的产状以及岩体的物理力学性质。采用 BQ 法对围岩等级进行划分, 并采用基于结构面特征的赤平投影对洞室稳定性进行定性评价, 运用块体理论进行定量评价。计算结果表明, 洞壁及洞顶块体不稳定需进行加固。

关键词: 浅埋洞室; 稳定性; 赤平投影; 极限平衡法; 石窟

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2017)06-0168-05

Stability Analysis and Evaluation of Hezhangyan Grottoes Based on the Feature of the Structural Plane

LIU Ben^{1,2}, JIAN Wenbin^{1,2,3}, ZHENG Zhi^{1,2}, CHEN Xuezheng^{1,2}, LIU Qingling^{1,2}

(1. College of Environment and Resources, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China;

2. Institute of Geotechnics and Engineering Geology, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China;

3. Fujian Provincial Key Laboratory of Geological Hazards, Fuzhou, Fujian 350002, China)

Abstract: Hezhangyan grottoes is a shallow buried cave. During its excavation and carving process, it appears some instability situation which is mainly the fallen of local blocks. In order to analyze and evaluate the block stability of the cave wall. Several works has been done including engineering geological survey, engineering drilling, acoustic test and laboratory test. The physical and mechanical properties of the rock mass and the orientation of structure plane are obtained. BQ method is adopted to classify the surrounding rock. Stereographic projection, which based on the feature of structural plane is adopted in qualitative analysis on the stability of the cave. Quantitative analysis on the stability of the cave is done by using block theory. The calculation results show that the cave wall and the roof block are unstable which need to be reinforced.

Keywords: shallow buried cave; stability; stereographic projection; method of limit equilibrium; grottoes

因岩凿窟即为石窟, 历经时间洗礼, 附加卸荷、水侵蚀、风化和温度应力等自然营力以及结构面发育等因素的作用, 大跨度石窟洞室的物理力学性能下降, 严重影响石窟的稳定性^[1-2]。对于浅埋地下工程而言, 由于处于低地应力状态下, 围岩中的各类结构面较为发育, 围岩结构松散、应力释放, 围岩基本处于碎裂状态^[3]。因此洞室围岩的稳定性是一个

重大工程地质问题。

大型地下洞室的围岩稳定性问题较为复杂, 倍受工程界和学术界关注。目前国内外对洞室围岩稳定性问题都有一定的研究。20 世纪 80 年代初由石根华博士^[4-5]提出并完善块体理论, 该理论认为岩体被结构面切割成各种类型的空间镶嵌块体。当洞室开挖后, 暴露在临空面上的块体会首先失稳, 造成

其他块体的松动滑移,影响整体工程的安全^[6-7]。1983年,于雪馥^[8]、郑颖人等^[9]对位于洞侧壁和拱顶两处围岩的关键块体进行了块体极限平衡理论的稳定性验算,得出了顶部和侧壁块体的稳定性系数表达式。20世纪60年代中国科学院地质研究所提出的岩体结构赤平投影、实体比例投影分析体系逐渐被引入工程地质研究领域用来解决岩体结构的问题^[10-11]。利用这种投影方法可以方便的表达空间线、面状物体的方向和相互间的角度关系。通过作图,求取结构面的组合交线、组合平面,得到结构体在工程岩体中的具体分布位置,几何形状、体积和重量,确定其滑动方向、滑动面及其面积。1993年韩文峰等在关于黄河黑山峡大柳树松动岩体区地下洞室围岩稳定性问题中指出:洞室围岩受压破坏只是一种破坏形式,而沿结构面的剪切滑移和拉张破坏也是重要的破坏形式^[12]。

上述研究为基于结构面的洞室稳定性分析提供了理论基础,但由于不同的洞室开挖情况导致其结构面情况的差异性以及地质构造的区域性差异,因此本文以福建顺昌合掌岩石窟为研究对象,通过工程地质勘察、测绘、取样,对洞室围岩的结构面进行研究,逐一进行了围岩稳定性的定性和定量分析。总结了围岩可能的破坏形式,以期对浅埋人工开挖地下洞室的研究和支护等工作提供借鉴和参考。

1 研究区工程地质条件

1.1 场地概况

合掌岩石窟于2003年3月开山凿洞,2005年开始雕刻佛像,石窟占地约3 000 m²,全长146 m,由前厅、大厅、后通道、念佛堂、闭关洞等相连而成,其中大厅长43 m,宽35 m,通高14 m,最高处18 m,正厅中央留有11 m×8 m的擎天柱。石窟内外雕塑总面积超10 000 m²,大小佛像逾万尊,已初步成型。

1.2 地形地貌与地质构造

场地属构造侵蚀低山丘陵地貌,地势总体西北高,东南低。最高海拔为合掌岩主峰550.4 m,最低160.0 m,相对高差约400 m。山脊呈北北西走向,地形坡度一般20°~35°,植被发育。地形切割中等,沟谷较发育,沟谷形态多呈“U”或“V”字型,水流分别向东、南两方向汇入富屯溪及金溪水系。地处闽西北隆起带浦城—洋源隆起构造单元东南缘。地质构造位于仁寿—何厝坑复式向斜南东翼,南北向仁寿—沙坪断层带南段西侧。合掌岩石窟最小洞径4.0

m,最大洞径43.0 m;顶板覆盖层最小厚度10.0 m,最大厚度55.8 m。因此,合掌岩石窟属浅埋型地下洞室。场区及周边无全新活动断裂通过,历史上未发生过较大级别的地震,区域稳定较好。工程地质剖面图见图1。

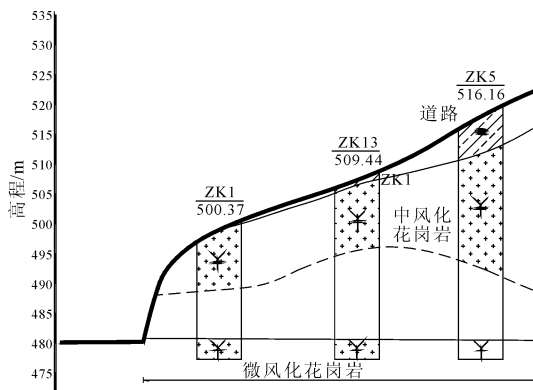


图1 工程地质剖面图

1.3 地层岩性和岩体结构特征

场区地层结构简单,表层分布坡残积土,下部为燕山早期第三阶段侵入含斑中细粒花岗岩(γ52(3)c)及其风化壳。岩体为肉红色,中细粒花岗结构,裂隙块状构造。由石英、长石、云母等矿物组成,中等风化。风化裂隙发育,并略受渲染,节理裂隙多呈闭合高倾角状。岩芯多呈柱状,少数呈碎块状,岩芯采取率85%~95%。岩石坚硬程度等级为较硬岩—坚硬岩,岩体完整程度为较破碎,岩体基本质量等级为Ⅲ级。石窟内侧壁上部多属本层,洞内部分地段本层有软弱夹层及破碎带穿插分布。通过点、线、面结合的现场工程地质调查测绘得到所选取的研究点发育的主要结构面,并通过统计和分析绘制结构面的产状的玫瑰花图和极点等密图,如图2、图3所示。

由玫瑰图和等密图可知,研究点范围内走向85°(倾向175°)的一组裂隙较发育,倾向NE倾角大于60°小于90°为优势结构面。

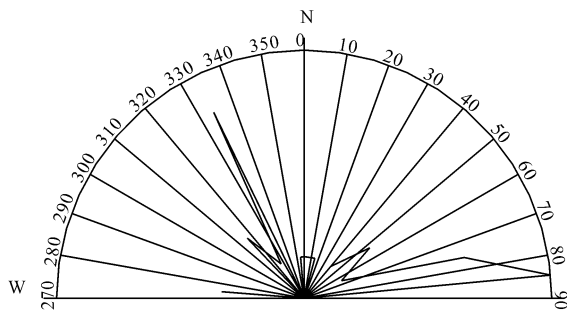


图2 节理玫瑰花图

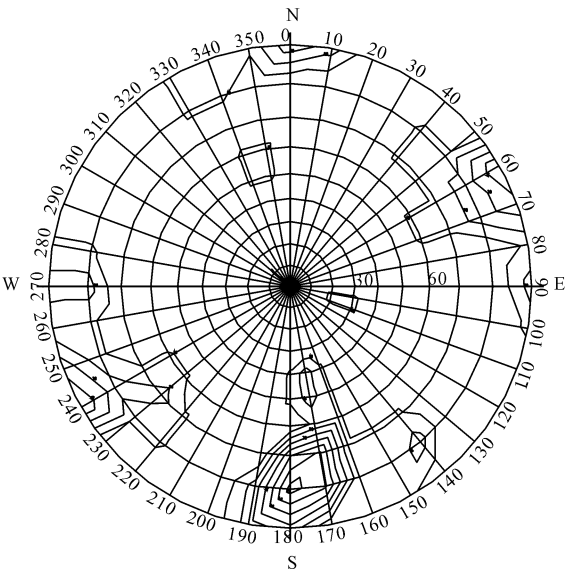


图 3 节理极点等密图

1.4 水文地质条件和人类工程活动

场区地下水主要为赋存于浅部残坡积层中的孔隙潜水和赋存于基岩风化带中的裂隙水两种类型,地层富水性弱。由于洞室开挖改变了场地地下水的动力条件,地下水沿着洞室揭露的节理裂隙、断层破碎带流出成为主要的排泄方式。地下水流量随季节变化,出水点的位置和水量有随石窟开凿揭露的节理裂隙分布而转移变化的趋势。

人类工程活动主要为地下洞室开凿、洞内佛像雕刻等活动,目前洞室已贯通,洞室开凿及雕刻主要采用切割、钎钻及研磨等器具。

1.5 研究区围岩等级分类

对研究区内围岩质量等级进行分类,采用现行《工程岩体分级标准》^[13] (GB/T 50218—2014) 第 5.2.1 条~5.2.4 条规定的围岩质量指标 M_{bq} 值判别法。计算 M_{bq} 修正 $[M_{bq}]$ 。

$$[M_{bq}] = 100 + 3R_e + 250K_v - 100(K_1 + K_2 + K_3)$$

式中: R_e 为岩石单轴抗压强度; K_v 为岩体完整性系数; K_1 为地下水修正系数; K_2 为主要结构面产状修正系数; K_3 为初始应力状态修正系数。

利用洞室岩体及岩块声波测速成果,计算岩体完整性系数 $K_v = 0.61$ 。采取了岩石试样测定其单轴抗压强度 $R_e = 60.6$ MPa。代入上式得到 $[M_{bq}]$ 为 364,围岩等级为 2 级。

2 基于岩体结构面特征的石窟稳定性分析评价

结合合掌岩石窟洞室现场踏勘情况和工程地

质、水文地质勘察资料,选取一处洞室关键区域进行结构面稳定性的定性分析评价。前洞口(K0+000)共测量 5 组结构面产状见表 1。

表 1 结构面及临空面产状

产状	①	②	③	④	⑤	左洞壁面	右洞壁面
倾向/(°)	64	240	172	345	140	40	220
倾角/(°)	77	81	64	58	80	89	89

左洞壁结构面稳定性的定性评价:左洞壁坡面产状 $40^\circ \angle 89^\circ$,裂隙发育,节理密度 6 组/3 m。节理面光滑,有滴水并且受铁锰质浸染。左洞壁优势结构面与洞壁组合赤平投影如图 4 所示。根据倾向的相互关系及倾角大小的相互关系可知,结构面 1#、3# 交线与临空面同向且与临空面倾向夹角小于 40° ,倾角小于临空面,节理切割临空面发生楔形体(阴影部分)破坏,易沿结构面发生滑动,属于不稳定区。

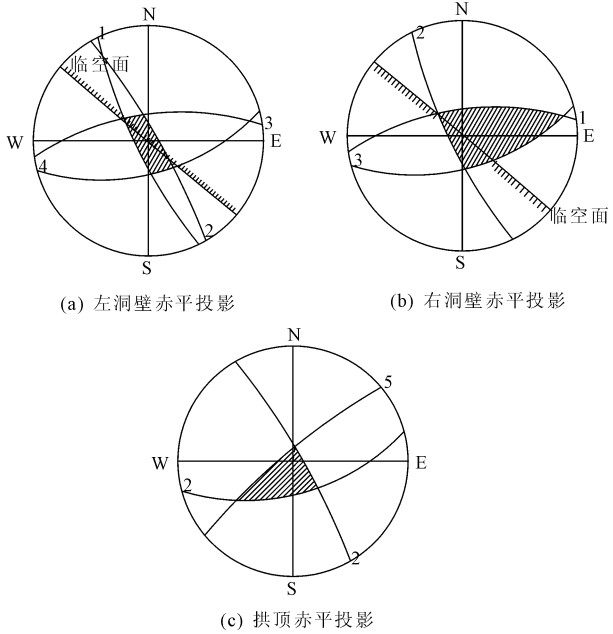


图 4 洞室赤平投影

右洞壁结构面稳定性的定性评价:右侧洞壁较完整,洞壁面产状 $220^\circ \angle 89^\circ$,裂隙面干燥,有三组节理,节理密度为 7 组/4 m。结构面①、③交线与临空面同向且临空面倾向夹角小于 40° ,倾角小于临空面,节理切割临空面发生楔形体(阴影部分)破坏,易沿结构面发生滑动,属于不稳定区。

拱顶结构面稳定性的定性评价:拱顶部位有一通长破碎带,宽度 0.6 m~1.0 m,局部达 2 m~3 m。由于拱顶为近水平产状,发育三组节理裂隙,交汇处

裂隙出水状态为滴雨状。三组节理相互切割与洞顶临空面形成楔形体,易发生掉块,属不稳定区。

3 结构面块体稳定性的极限平衡法分析与评价

3.1 计算方法

在洞室的一些部位,由于节理裂隙的切割,致使洞室岩体变得比较破碎,形成一些独立的块体、楔形体,并且有发生掉块的可能。为了对该部分块体的稳定性有更清楚地认识,通过分析模型图图 5,引入极限平衡法来对块体进行分析^[14-15]。

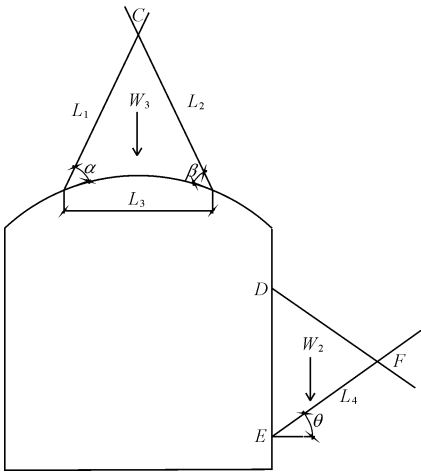


图 5 洞顶、洞壁块体稳定性分析图

(1) 洞壁块体稳定性计算模型。根据图 5,洞壁块体的稳定性计算式为:

F_s = (W_2 cos theta tan phi + c_4 L_4) / (W_2 sin theta) (1)

式中: F_s 为稳定性系数; W_2 为块体的重力,kN; θ 为结构面 L4 的倾角,(°); φ 为结构面 L4 的内摩擦角,(°); c_4 为结构面 L4 的黏聚力,kPa; L_4 为结构面 L4 的长度,m。

(2) 洞顶块体稳定性计算模型。根据图 5,洞顶块体的稳定性计算式为:

F_s = (2(c_1 L_1 + c_2 L_2)(cot alpha + cot beta)) / (gamma L_3^2) (2)

式中: F_s 为稳定性系数; c_1 、 c_2 分别为结构面 L1、L2 的黏聚力,kPa; L_1 、 L_2 分别为结构面 L1、L2 的长度,m; α 、 β 分别为结构面 L1、L2 的倾角,(°); γ 为岩体的重度,kN/m³; L_3 为结构面 L1、L2 之间的距离,m。

当 $F_s \geq 2$ 时,块体稳定; $F_s < 2$ 时,块体不稳定。

3.2 岩体稳定性计算和分析

左洞壁发育 4 组结构面,右洞壁为 3 组结构面,定性分析时仅选取两组结构面的组合进行计算,由第 2 章部分定性判断可知左洞壁结构面①和③,右洞壁③和④,洞顶结构面②、④、⑤交线与临空面形成的楔形体属于不稳定区域,需进行稳定性计算,其余组合情况稳定,不需进行分析计算。

结构面物理力学参数根据《工程岩体分级标准》^[13](GB/T 50218—2014)附录 D 获取。已知研究区围岩等级为 II 级,岩体属于较坚硬岩,但由于埋深较浅,节理裂隙发育,结构面结合差。因此结构面的内摩擦角为 15°,黏聚力为 0.02 MPa。岩体密度和结构面长度倾角根据现测量和室内试验得到。计算结果如表 2、表 3 所示。

表 2 结构面及临空面产状

位置	岩体密度 $\rho / (\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	结构面间距 L / m	块体重力 $/ \text{kN}$	内摩擦角 $\varphi / (^\circ)$	黏聚力 c / MPa	倾角 $\theta / (^\circ)$	长度 L_4 / m	稳定性 系数
左洞壁	2600	3.26	14.86	15	0.02	64	0.80	1.32
右洞壁	2600	1.15	10.95	15	0.02	56	0.58	1.46

表 3 洞顶结构面及临空面产状

岩体密度 $\rho / (\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	结构面间距 L / m	内摩擦角 $\varphi / (^\circ)$		黏聚力 c / MPa		长度 L / m		稳定性 系数
		结构面 1	结构面 2	结构面 1	结构面 2	结构面 1	结构面 2	
2600	2.8	20	20	2.52	2.00	35	59	1.18

从表 2、表 3 计算结果可知:
左右洞壁及洞顶稳定性较低,其稳定性系数均小于 2 大于 1,符合其不稳定区的定性判断。定量评价稳定性系数为 1.32、1.46、1.73。虽然稳定性系数大于 1 表明块体下滑力小于抗滑力,但由于极限平衡法仅考虑平面情况,对于多面滑动情况没有很

好的解决方法,所以计算结果偏于不安全,因此,规定稳定性系数小于 2 为不稳定,得到结论块体不稳定。

4 结 论

(1) 合掌岩石窟为浅埋洞室,场区地层结构简单,表层分布薄层坡残积土,下伏燕山早期第三阶段

侵入含斑中细粒花岗岩。但浅埋洞室对稳定不利。

(2) 研究区岩体节理裂隙发育,围岩较破碎。包括洞室开挖的卸荷裂隙、凿刻佛像的外力裂隙以及断层破碎带、节理裂隙密集带等构造裂隙。岩体受节理裂隙、断层破碎带等结构面切割,在洞室中出现拱顶、边墙局部小型楔形体掉块的问题。

(3) 统计研究区内的结构面产状,绘制玫瑰花图,确定优势结构面的产状。根据赤平投影将测量得到的结构面与洞室壁面进行组合定性判定:洞壁和洞顶属于欠稳定区域。

(4) 基于结构面定性分析的结果,采用极限平衡法对欠稳定区域进行定量分析得到结论:左右洞壁及洞顶块体稳定系数小于 2,不稳定,需进行加固。

参考文献:

- [1] 鹿庆蕊.大型地下洞室围岩稳定性数值模拟分析[J].水利与建筑工程学报,2015,13(4):137-140.
- [2] 朱 华.块体理论在地下水封石洞油库围岩稳定性的分析与应用[J].水利与建筑工程学报,2012,10(1):151-159.
- [3] 李攀峰.大型地下洞室群围岩稳定性工程地质研究[D].成都:成都理工大学,2004.

- [4] 石根华.岩体稳定分析的赤平投影方法[J].中国科学,1977,20(3):260-271.
- [5] 石根华.岩体稳定分析的几何方法[J].中国科学,1981,24(4):487-495.
- [6] 胡夏嵩.低地应力区地下洞室围岩稳定性研究[D].西安:长安大学,2002.
- [7] 王德文.庆阳南石窟寺地质病害与治理[J].岩土工程界,2008,6(11):55-56.
- [8] 于雪馥.地下工程围岩稳定分析[M].北京:煤炭工业出版社,1983.
- [9] 郑颖人,刘怀恒.弱面体(弱夹层体)力学方法—岩体力学方法[J].水文地质工程地质,1981(5):10-16.
- [10] 杨计申.黄河大柳树水利枢纽地质构造发育特征及稳定性分析[J].水利水电工程,1994(2):15-20.
- [11] 孙新权,张 雷.水平岩层地区地下洞室稳定性分析评价及工程处理[J].地下水,2013,35(5):120-121.
- [12] 韩文峰.黄河黑山峡大柳树松动岩体工程地质研究[M].兰州:甘肃科学技术出版社,1993.
- [13] 工程岩体分级标准:GB/T 50218—2014[S] 北京:中国计划出版社,2014.
- [14] 祝玉学.工程地质手册[M].4 版.北京:中国建筑工业出版社,2006.
- [15] 王冬林.关于岩土工程稳定性评价的安全系数方法研究[J].水利与建筑工程学报,2015,13(6):151-155.



(上接第 147 页)

(3) 将抽象的本构关系具体化为 Weibull 分布的本构关系,得到了 Weibull 分布下系统的刚度比、全位移参量和位移突跳值,该结果与文献[2]的研究结果一致。验证了本文所建模型的正确性,同时也说明了将尖点灾变理论运用于研究岩石失稳破裂的合理性。

参考文献:

- [1] 唐春安,徐小荷.岩石破裂过程失稳的尖点灾变模型[J].岩石力学与工程学报,1990,9(2):100-107.
- [2] 陈忠辉,徐小荷,唐春安.单轴压缩下岩石失稳破裂的突跳[J].东北大学学报,1993,15(5):476-480.
- [3] 费鸿禄,徐小荷,唐春安.突变理论研究单轴加载失稳与实验验证[J].中国有色金属学报,1995,4(3):52-57.
- [4] 左宇军,李夕兵,赵国彦.受静载荷作用的岩石动态断裂的突变模型[J].煤炭学报,2004,29(6):654-658.
- [5] 潘 岳,纪彩虹,李爱武.岩体系统动力失稳的总势能函数诠释[J].岩土工程学报,2007,29(6):831-836.
- [6] Yang X L, Li Z W, Liu Z A, et al. Collapse analysis of tunnel floor in karst area based on hoek-brown rock media[J].

- Journal of Central South University, 2017,24(4):957-966.
- [7] 刘学增,朱保华,翟德元.深部隧道失稳的尖点灾变模型[J].山东科技大学学报(自然科学版),2000,19(1):38-40.
- [8] 宋瑞刚,张顶立,文 明.穿越断层破碎带深埋隧道围岩失稳的突变理论分析[J].土木工程学报,2015,48(S1):289-292.
- [9] 王心飞,王文广,刘新荣,等.隧道围岩失稳的突变理论分析[J].地下空间与工程学报,2008,4(3):1-5.
- [10] 秦四清.斜坡失稳的突变模型与混沌机制[J].岩石力学与工程学报,2000,19(4):486-486.
- [11] 龙 辉,秦四清,万志清.降雨触发滑坡的尖点突变模型[J].岩石力学与工程学报,2002,21(4):502-508.
- [12] 孙 强,胡秀宏,王媛媛,等.两种应变软化介质组成的边坡失稳研究[J].岩土力学,2009,30(4):976-980.
- [13] 周利杰,方 云.降雨作用下反倾岩质边坡尖点突变模型研究[J].水利与建筑工程学报,2008,6(4):130-131.
- [14] 赵子都.一个新的数学分支——突变理论[J].数学通报,1986(8):35-39.
- [15] 彭瑞东,谢和平,鞠 杨,等.试验机弹性储能对岩石力学性能测试的影响[J].力学与实践,2005,27(3):51-55.