

隧道掌子面前方小型有压溶腔对围岩 稳定性影响分析*

方勇[†],汪辉武,周超月,刘书斌

(西南交通大学 交通隧道工程教育部重点实验室,四川 成都 610031)

摘要:以重庆双碑隧道工程为研究对象,采用FLAC3D模拟施工中掌子面正前方存在小型带压溶腔的情况,根据计算所得安全临界距离,采用自主发明的一套模拟溶腔内压的试验装置,开展了几何相似比为1:25的室内模型开挖试验,研究隧道开挖至安全临界距离时,溶腔内压增加至掌子面崩坏过程中,此阶段掌子面周边围岩压力、掌子面位移以及初期支护内力的变化规律.结果表明:随着掌子面前方溶腔内压的增加,掌子面位移先呈近似正比例增加,随后掌子面位移增大速率逐渐增加,最后产生突变破坏;围岩压力随溶腔内压增大呈现出增大趋势,其中拱顶处围岩压力影响较大,拱肩与仰拱处次之,其他位置围岩压力影响不大;钢拱架弯矩分布规律在不同溶腔内压作用下基本相同,在溶腔内压增大过程中,初期支护拱顶以及仰拱处弯矩呈增大趋势,其影响主要集中在拱顶附近及拱底处,其它位置处弯矩影响不大;随溶腔内压增大钢拱架轴力均呈现增大趋势,轴力变化较大位置主要出现在拱顶处,左右拱腰处次之,仰拱以及拱肩处变化幅度较小;受溶腔内压大小的影响,掌子面处位移、初支内力以及偏心距变化速率均越来越快.

关键词:小型带压岩溶;模型试验;数值模拟;初期支护;掌子面稳定性

中图分类号: U451.2

文献标志码: A

Research on the Tunnel Face Stability Influenced by Forward Concealed Cave with Internal Water Pressure

FANG Yong[†], WANG Huiwu, ZHOU Chaoyue, LIU Shubin

(Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: Based on the project of Shuangbei highway tunnel, the finite element analysis software was used to simulate the situation that there was the small-scale salt cavern during the construction period, and according to the critical distance calculated, a self-created device for simulating the salt cavern was taken, and then a model test with a geometric similarity ratio of 1:25 was carried out to research the transformation law about the rock pressure, displacement of tunnel face, inner force of primary support when the tunnel was excavated to the position of critical distance and the inner pressure of the salt cavern increased until the tunnel face was broken. The results showed that, with the increases of inner pressure of

* 收稿日期:2016-06-21

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51278422, 51578460), National Natural Science Foundation of China(51278422, 51578460); 国家科技支撑计划项目(2012BAG05B03), National Key Technology R&D Program under Grant; 四川省青年科技基金资助项目(2012JQ0021), Sichuan Youth Science and Technology Foundation, China National Key Technology Support Program(2012JQ0021)

作者简介:方勇(1981—),男,四川大竹人,西南交通大学副教授,博士

[†] 通讯联系人, E-mail: fy980220@swjtu.cn

the salt cavern, the tunnel face increased as almost direct proportion firstly, and then the ratio of increase became higher and higher and finally the tunnel face was broken; when the inner pressure of the salt cavern increased until the tunnel face was broken, the rock pressure showed a trend of increase in which the rock pressure of vault was the most effected location, followed by the spandrel and inflected arch, while the impact of other places was small. The bending moment distribution of steel arch is almost the same as the inner force of salt cavern increased. And as the inner force of salt cavern increased, the bending moment of vault and inverted arch showed a trend of increase in which the most effected location was focused on the vault and inverted arch while other location was less effected; what's more, with the increases of the inner force of salt cavern, the axial force of steel arch all showed a trend of increase, and the most effected location was the vault, followed by the right and left haunch while the impact of inverted arch and spandrel were little; effected by the inner force of salt cavern change, the rock pressure, displacement of tunnel face, inner force of primary support all showed the ratio of change became faster and faster.

Key words: small-scale salt cavern; model scale experiments; finite element analysis; excavation stability

随着中国铁路网不断发展完善,在西南山区诸多长大复杂岩溶隧道正在修建或即将修建^[1],在隧道施工中很容易遇到掌子面前方存在小型带压溶腔的情况.由于岩溶的复杂性、发育的不规律性,隧道在此类地层中修建具有较高的风险^[2].虽然目前对于掌子面前方小型溶腔的提前预报已经具有较先进的探测仪器^[3-4],但是隧道施工中对于隧道前方溶腔的处理措施却主要依赖于实际工程经验,增大了工程投资和施工难度^[5-6].因此研究掌子面前方小型溶腔对于隧道的稳定性影响很有必要.

现阶段,处在隧道四周的带压溶腔对于隧道稳定性的影响前人已经做了很多研究^[7-10].但是相对位置处在掌子面正前方的小型带压溶腔对围岩稳定性影响研究较少,且研究内容主要集中在理论研究隧道与溶腔的安全距离或是工程实践经验的总结^[11-12].另外,施工中一般采用在安全距离内采用排水降压方式对掌子面前方带压溶腔进行处理,此过程中溶腔压力的变化对围岩压力以及初期支护内力变化规律研究甚少.

本文以重庆双碑公路隧道工程为对象,采用FLAC3D数值模拟施工中掌子面正前方遇到小型带压溶腔的情况,计算出安全临界距离.然后参照计算结果,采用自主发明的一套模拟溶腔内压的试验装置进行模型试验,研究隧道开挖至理论安全距离时,溶腔内压增加至掌子面崩坏过程中掌子面周边围岩压力、掌子面位移、掌子面破坏形态以及初期支护内力的变化规律.

1 工程概况

重庆市双碑隧道为双向6车道,隧道路线中线间距为20m,全长4373m.隧道Ⅲ~Ⅴ级围岩开挖宽度大约为16m(不同级别的围岩稍有差别).线路岩层以泥质岩和砂岩为主,区域地下水分布广泛,地表、地下水联系复杂.岩溶发育且分布规模不均,可溶岩地段长2127.3m,约占隧道总长的50%.施工中掌子面正前方所遇溶腔长宽高一般不超过2.5m.岩溶段隧道洞顶水柱高150~200m,对洞顶围岩产生较大的静水压力.隧道施工期间高压涌水、突泥风险性较高.地下水受大气降雨和地面池塘水体渗漏补给,隧道址区沿线大气降水充沛,地下水补给条件良好.地下水采用“排导”方案,衬砌结构设计时未采用抗高水压的防水型衬砌.隧道主体衬砌结构断面如图1所示.

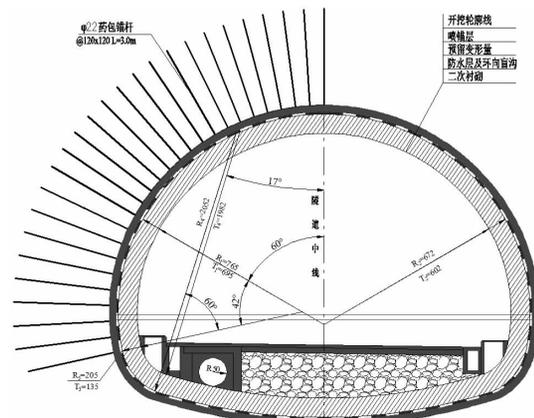


图1 双碑隧道断面图

Fig.1 Profile of Shuangbei highway tunnel

2 数值模拟分析

2.1 模型建立与分析

数值计算模型由 Ansys 有限元软件划分好网格后导入 FLAC3D 中进行下一步计算.模型中围岩采用实体单元模拟,初期支护采用 Shell 结构单元模拟,隧道开挖模拟通过 Null 模型来实现,有压溶腔通过在溶腔内表面施加径向内压力模拟.考虑实际工程需要,取溶腔直径为 2.5 m,内压 20 kPa.计算模型宽 130 m、高 120 m、纵向长度 40 m.所建立有限元三维模型如图 2 所示.隧道采用超短台阶法开挖,每一步开挖步长 2.5 m,上台阶超前下台阶 5 m,总共模拟 20 m 隧道的施工全过程.

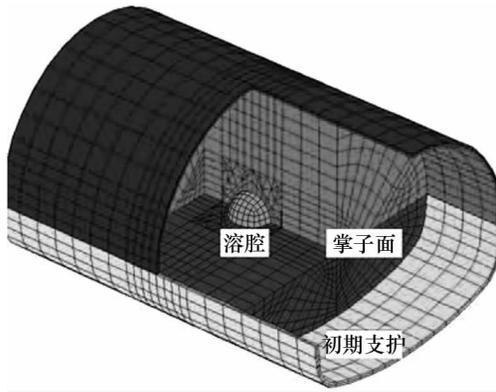


图 2 有限元三维模型图
Fig.2 Three-dimensional model figure of finite element

为量化研究溶洞与隧道掌子面的距离对隧道掌子面位移和塑性区的影响,进而得到安全临界距离.分析系统采用无量化尺度,即设定有压溶腔直径为 d (2.5 m),掌子面前方有压溶腔距监测断面距离为 L ,取间径比 $K = L/d$,计算时取 $K = 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.5$ 和 1.8 ,在隧道开挖方向 $Y=L$ 处布置监测断面.监测断面示意图如图 3 所示,监测点布置如图 4 所示.

2.2 计算参数

依托工程段围岩属于 IV 级围选取岩,根据《公路隧道设计规范》(JTG D70—2004)选取围岩材料的物理力学参数如表 1 所示.锚喷初期支护和围岩加固措施在数值模拟中通过适当提高围岩加固区的参数来实现.

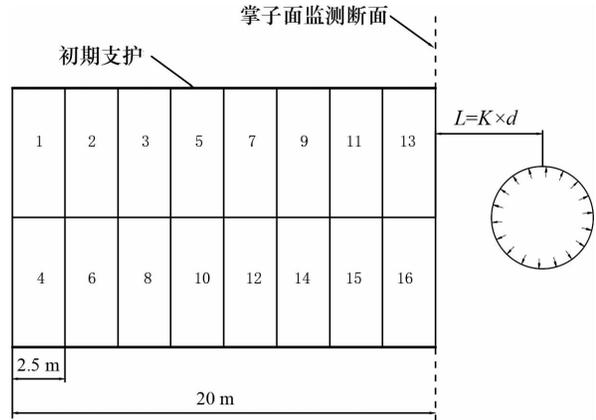


图 3 监测断面示意图
Fig.3 Sketch map of the monitoring section

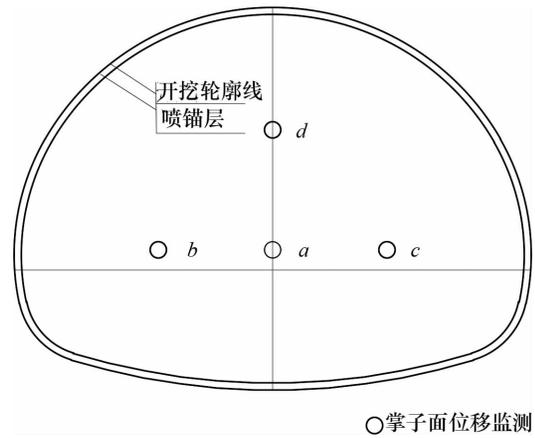


图 4 断面监测点布置图
Fig.4 Layout of monitoring points

表 1 围岩物理力学参数

项目	$\gamma /$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	剪切模量 /GPa	体积模量 /GPa	C /MPa	$\Phi / (^{\circ})$
围岩	22	0.968 9	1.984	0.65	30
初支	25	11.67	15.56	—	—

2.3 数值模拟结果分析

2.3.1 掌子面位移

隧道开挖至监测断面(开挖方向 $Y=L$ 处)稳定后掌子面监测点位移随间径比变化情况如图 5 所示.

由图 5 可知,掌子面位移随间径比的增大而减小.当间径比 $K < 0.8$ 时,掌子面位移随间径比减小而迅速增大,当 $K = 0.6$ 时隧道监测点 a 位移已接近 20 cm,隧道掌子面已基本失稳,而随着间径比的增大各监测点掌子面位移逐渐减小,当 $K > 1.0$ 时(掌子面与溶腔距离大于 2.5 m)掌子面位移趋于稳定.当前工况下,隧道对掌子面位移影响临界距离可取

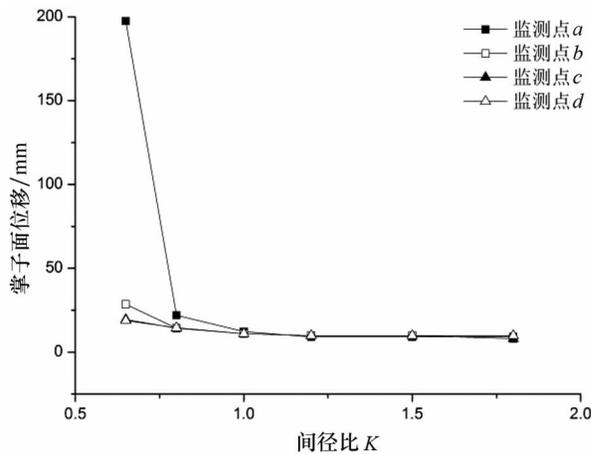


图5 掌子面位移随间径比变化图
Fig.5 The relationship between displacement of tunnel face and K

为1倍溶腔直径。

2.3.2 塑性区

隧道开挖至监测断面(开挖方向 $Y=L$ 处)后掌子面周围塑性区随间径比的变化情况如图6所示。

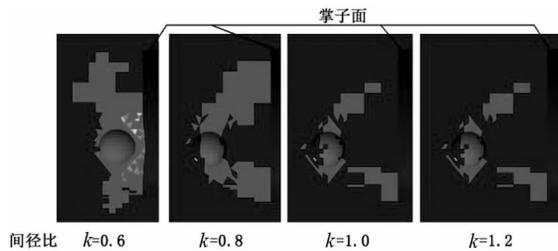


图6 塑性区随间径比的变化情况

Fig.6 The relationship between plastic zone and K

由图6可知,随着间径比的减小,开挖至监测断面时当前产生的塑性区明显增大。当 $K=1.2$ 时监测断面开挖过程中仅溶腔部位产生小范围的塑性区,溶腔与掌子面之间基本无新塑性区出现;当 $K=0.6$ 时,整个溶腔内部和溶腔与掌子面之间的大部分塑性区均在监测断面开挖过程中产生,即在监测断面开挖过程中掌子面与溶腔之间的围岩迅速失稳,此时掌子面极易或已坍塌。故当前研究工况下,掌子面与溶腔安全临界距离为1.2倍溶腔直径。

考虑有压溶腔对隧道影响最不利的情况,由掌子面位移以及塑性区随间径比变化规律分析可知当前研究工况下,掌子面与有压溶腔安全距离定为1倍溶腔直径(即掌子面与溶腔距离为2.5 m)。

3 模型试验方案

模型试验根据前述数值模拟分析结果,在安全

距离内开展研究。

3.1 相似关系

模型试验以几何相似比为25和容重相似比为1以及无量纲的物理量如应变、泊松比、内摩擦角相似比为1作为基础相似比,在弹性范围内实现各控制性物理力学参数的全相似性^[13]。根据相似准则推导得各物理力学参数原型与模型值的相似比如下:泊松比、应变、内摩擦角的相似比为: $C_\mu = C_\epsilon = C_\phi = 1$; 应力、黏聚力、弹性模量的相似比为: $C_\sigma = C_c = C_E = 25$ 。

3.2 试验材料

1) 围岩材料

模型土的配制以河砂为基材,并按一定比例添加粉煤灰、机油及石英砂等材料,其中粉煤灰用于补充模型土细颗粒,与松香酒精溶液配合使用可调节土层的粘聚力和摩擦角,石英砂用来调节模型土的强度和弹性模量 E 。通过直剪和压缩试验结果不断调整材料配比,以达到模型参数相似的目的。最终确定各组分的合理质量配比如表2所示,原型及模型土围岩物理力学参数如表3所示。

表2 围岩相似材料质量配比

Tab.2 Material proportions of the testing ground

材料	石英砂	河砂	粉煤灰	机油	松香
比例	1.00	1.00	0.75	0.28	0.15

表3 原型及模型围岩物理力学参数

Tab.3 Mechanical parameters of prototype and model surrounding rocks

项目	C/MPa	$\varphi/(\text{°})$	E/GPa	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$
原型	0.6~0.69	29~31	1.8~3	20~23
模型	0.024~0.028	29~31	0.072~0.120	20~23
相似比	25	1	25	1

2) 锚杆

因模型中锚杆的模拟已无法在几何尺寸上实现和原型的完全相似,试验中通过原型与模型单位面积的等效抗拉刚度 EA 相似的方法来对锚杆进行模拟,即满足

$$\frac{(E_p A_1 / A_2)_p}{(E_m A_1 / A_2)_m} = C_E = 25$$

式中: A_1 为单根锚杆的面积, A_2 为单根锚杆的锚固体在隧道壁面上的投影面积。

试验实际采用直径为1.8 mm的铁丝来模拟锚杆,并用环氧树脂作胶结剂在其表面均匀粘一层细石英砂。锚杆的布置及参数见表4。

表 4 锚杆的布置及参数

Tab.4 Layout and parameter of the bolt

类别	弹性模量 /GPa	锚杆直径 /mm	锚杆长度 /cm	环向根数 /根
原型	210	220	350	27
模型	190	1.8	14	5

3) 钢拱架

试验中通过原型与模型等效抗弯刚度 EI 相似的方法来模拟,即满足

$$\frac{(EI)_p}{(EI)_m} = \frac{E_p}{E_m} \cdot \frac{I_p^4}{I_m^4} = 9 \ 765 \ 625 = 5^5$$

试验采用 4 mm×2 mm 的铜条来模拟 I18a 型钢。钢拱架的布置及参数见表 5。

表 5 钢拱架的布置及参数

Tab.5 Layout and parameter of the steel arch

类别	弹性模量/GPa	惯性矩/cm ⁴	尺寸/cm ²
原型(I18a)	210	1 660	30.756
三车道(铜条)	130	2.67×10 ⁻⁴	0.08

4) 喷射混凝土

双碑隧道Ⅳ级围岩富水段以采用 C25 混凝土。采用水、石膏按质量比 1:1.5~1.6 混合后,取 30 min 后的弹模试验值,单轴抗压强度可达 1 MPa,对应原型值 25 MPa,弹性模量 1.1 GPa,对应原型值 28 GPa,所以模型试验中可按上述比例混合水和石膏,并人工喷涂至开挖隧道周围来模拟初支。

3.3 溶腔的模拟

双碑隧道所穿越的溶腔大多为充水承压不规则溶腔。为简化试验,模型试验中溶腔形状简化为球形,且鉴于溶腔直径较小,可忽略溶腔内部上下水压力大小不同,考虑到模型试验中采用水压的难操作性以及渗水对试验开挖造成的不利影响,最终决定采用气压代替水压来模拟溶腔的压力。试验模拟的溶腔大小 2.5 m,埋深 100 m,根据相似比换算得到模型试验中溶腔直径为 10 cm,溶腔压力为 20 kPa。由前述数值模拟结果可知,取安全距离为 2.5 m 进行试验(模型试验距离为 10 cm)。

模拟带压溶腔的稳压装置包括充气泵、压力表、气压传感器、导气管、电磁阀、金属三向阀门及与塑料空心以及特制充气气囊等,如图 7 所示。

稳压装置可通过控制充气泵和电磁阀的开启与关闭来保障密封装置内的正压维持在预设值水平。其中:充气泵用于向气囊充气;特制气囊内装 $\phi = 6$ mm 的塑料空心球以模拟溶腔形状,并保证预埋入围岩相似材料时不被压扁,充气后用于模拟承



图 7 溶腔模拟装置

Fig.7 Stimulated device of the salt cavern

压溶腔;气压传感器的作用是为了更为直观的监测气压变化以及判断稳压装置是否正常工作,其精度为 0.2 kPa。

3.4 模型试验装置

试验在台架式钢板试验模型槽内进行。试验模型槽尺寸为 5.5 m×3.0 m×0.8 m,隧道试体尺寸为 0.6 m×0.60 m×0.48 m,试验装置如图 8 所示。

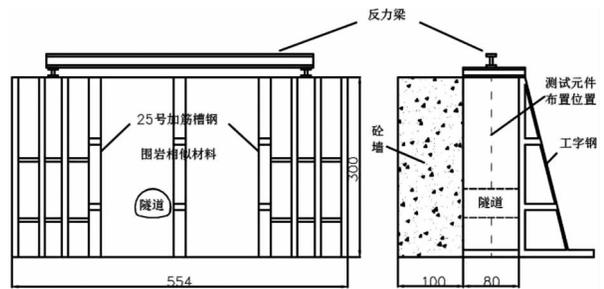


图 8 试验台架图

Fig.8 Load test platform of tunnel

为减小模型槽边界效应影响,在整个模型槽的内表面粘一层厚 1 mm 的聚四氟乙烯板。另外模型槽后方采用 1 m 厚的混凝土墙作为约束以减小围岩和隧道试体在纵向上的变形,前方采用型钢钢架进行支撑。由于试验台架尺寸受限,模型土的厚度(1.8 m)无法根据相似比例模拟深埋原型隧道的初始地应力(实际所需厚度为 8 m),故在台架顶部设置了千斤顶、反力梁及传力钢板。千斤顶压力可以通过传力钢板均匀地传至下方土体,从而模拟埋深较大时的初始地应力场。实验前,先将反力加到预定值,待稳定后再进行开挖施工。

3.5 量测项目

试验主要针对隧道开挖至数值模拟所得安全距离之后,对此时掌子面处位移、围岩压力以及初支内力进行监测。

1) 围岩土压力

围岩土压力采用精度为 0.1 kPa 的土压力盒量测,土压力盒沿隧道环向布置 10 个,采用静态电阻应变仪采集数据。土压力盒布置示意图如图 9 所示。

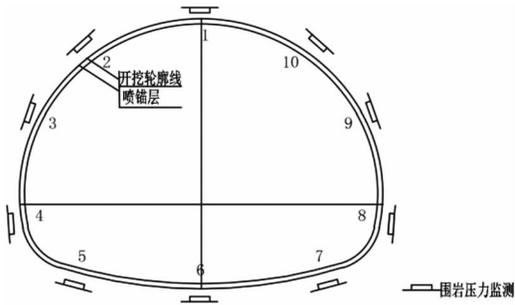


图9 土压力盒布置示意图

Fig.9 Layout of the earth pressure cell

2) 初期支护内力量测

初期支护受力通过在铜条相应位置处的内外侧粘贴应变片来量测铜条应变,再根据式(1),(2)算出相应位置处的弯矩和轴力(即钢拱架的内力),应变片的布置如图10所示.

$$轴力: N = E(\epsilon_{内} + \epsilon_{外})bh/2 \quad (1)$$

$$弯矩: M = E(\epsilon_{内} - \epsilon_{外})bh^2/12 \quad (2)$$

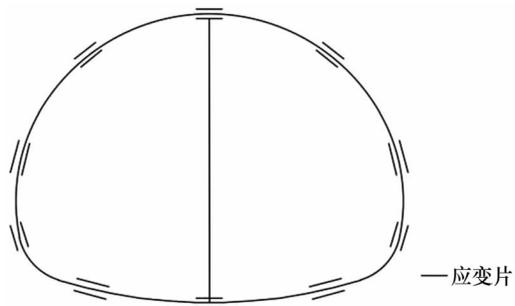


图10 应变片布置示意图

Fig.10 Layout of the strain gauge

3) 掌子面位移

当隧道开挖至监测断面后,通过在掌子面监测点与位移计之间垫一个小薄片来进行掌子面位移测量,具体情况如图11所示.

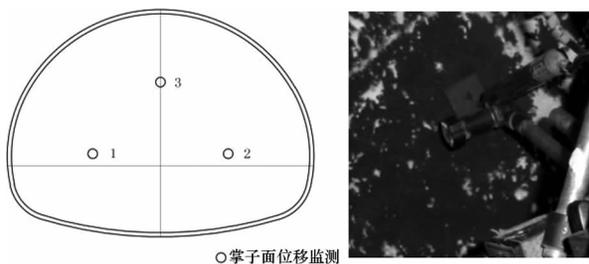


图11 位移计布置示意图

Fig.11 Layout of the displacement meter

3.6 开挖方案

实验采用超短台阶法开挖,模拟8个完整的施工循环,每一步的开挖进尺为10cm(对应原型值为2.5m),共开挖16步^[14],开挖过程中严格控制开

挖后等待时间及支护后石膏硬化达到强度的时间.开挖后一段时间进行锚喷支护(16步),建立开挖时间与时间的对应关系.上台阶超前下台阶2个开挖步,具体开挖步骤如图12所示.

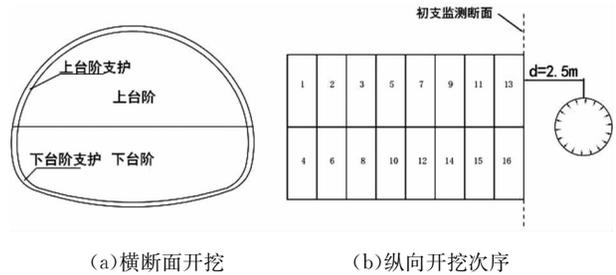


图12 模型试验开挖示意图

Fig.12 Sketch map of the model test excavation

4 试验结果及分析

4.1 掌子面位移

隧道前方存在有压溶腔时,很容易出现掌子面突发较大位移或崩出等情况,造成突涌水等灾害.溶腔压力对掌子面移动影响时程曲线^[15]如图13所示.

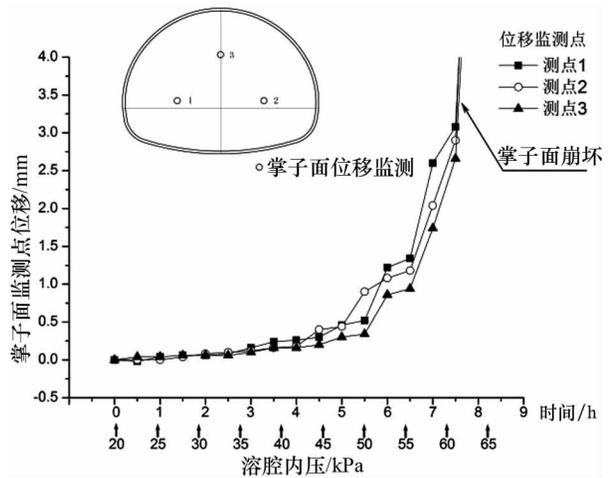


图13 掌子面位移变化曲线

Fig.13 Displacement changing curve of tunnel face

从图可看出,随溶腔内压增大,隧道掌子面凸出位移呈现增大趋势,且增大速率越来越快.当溶腔压力由20kPa增加至40kPa时,掌子面监测点位移呈近似正比例增长,增长速率约为0.025mm/kPa,此阶段掌子面最大位移达到0.26mm(对应原型值6.5mm);当溶腔压力由40kPa增加至50kPa时,掌子面位移变化速率增加至0.079mm/kPa,掌子面位移达到1.22mm(对应原型值3.05cm);当溶腔压力由50kPa增加至60kPa时,此时隧道掌

子面出现明显的横向裂缝,掌子面位移增加至 6.08 mm(对应原型值 7.7 cm),掌子面位移凸出的平均速率为 0.166 mm/kPa;溶腔内压由 60 kPa 增加到 65 kPa 后掌子面发生崩坏,崩坏情况如图 14 所示。



图 14 掌子面崩坏图

Fig.14 Situation of the broken tunnel face

可以看出,初期溶腔压力较小条件下,掌子面围岩能够自稳因而表现出近似正比例的位移变化;随着溶腔压力逐渐增大到围岩的承载范围,表现出位移变化速率逐渐增大;最后溶腔压力超过围岩的承载能力,掌子面发生较大位移而崩坏。

4.2 初期支护背后围岩压力

采用开挖前在初期支护背后的位置预埋土压力盒对围岩压力进行监测.初期支护背后围岩压力如图 15 所示。

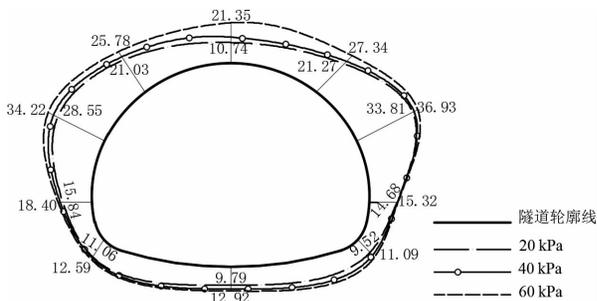


图 15 初期支护背后围岩压力图(单位:kPa)

Fig.15 Earth pressure behind the primary support (unit:kPa)

由图可知,不同溶腔内压下,围岩压力分布规律基本相同.隧道开挖至掌子面稳定后(即溶腔内压为 20 kPa),围岩压力最小值位于右拱脚处为 9.5 kPa,最大值位于右拱腰处为 33.8 kPa.当溶腔内压增加至失稳时,围岩压力最小值仍位于右拱脚处为 11.1 kPa,最大值仍位于右拱腰处为 36.9 kPa。

另外,围岩压力随溶腔内压增大呈现出增大趋势,围岩压力发生较大变化位置主要在拱顶、仰拱以及左右拱肩处.当溶腔压力由 20 kPa 增加至 40

kPa 时,初支背后的围岩压力变化幅度不大(最大增幅约 2.01 kPa),此阶段掌子面位移变化较小,围岩能够自稳,溶腔压力直接传递到初支背后围岩.当溶腔压力由 40 kPa 增加至 60 kPa 之后,初支背后围岩压力产生较大变化,主要表现为:拱顶处围岩压力迅速增大(增幅约 8.6 kPa),左右拱肩处围岩压力增大(增幅约 4.55 kPa),仰拱处围压有小幅增长(增幅约 3.2 kPa),其余位置围压变化较小。

4.3 钢拱架内力

刚拱架弯矩与轴力分布形态如图 16,17 所示。

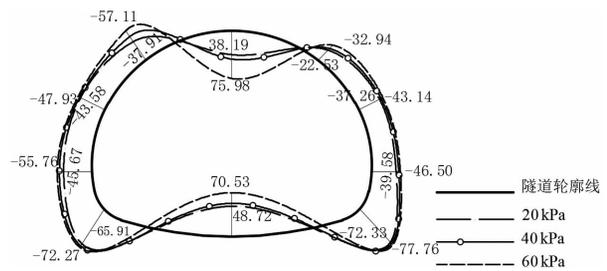


图 16 钢拱架弯矩图(单位 N · mm)

Fig.16 Bending moment of steel arch(unit:N · mm)

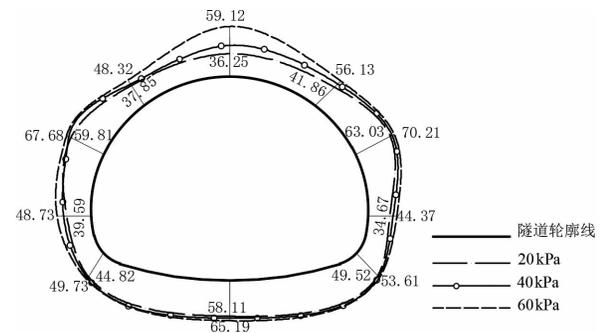


图 17 钢拱架轴力图(单位:N)

Fig.17 Axial force of steel arch(unit:N)

由图 16 可知,不同溶腔内压下,钢拱架弯矩分布规律基本相同,表现为仰拱与拱顶处弯矩为正(内侧受拉),左右拱肩与拱腰处弯矩为负(外侧受拉).隧道开挖至掌子面稳定后(即溶腔内压为 20 kPa),钢拱架弯矩最大值位于右拱脚处为 -72.3 N · mm(外侧受拉),而左右拱肩处的弯矩相对较小.而当溶腔内压增加至失稳时,钢拱架弯矩最大值位于拱顶为 75.98 N · mm(内侧受拉)。

分析钢拱架弯矩变化规律可知,随着掌子面前方溶腔内压的增加,钢拱架弯矩的变化位置主要发生在仰拱与拱顶周围,而左右拱肩以及拱腰处变化幅度较小.当溶腔内压由 20 kPa 增加至 40 kPa 时,钢拱架弯矩的变化幅度不大(最大变化值出现在拱顶处约 5 N · mm),拱顶以及仰拱弯矩呈增大趋势,

分别为 42.89 N·mm 和 52.58 N·mm, 增长率分别为 12.31% 和 8.63%, 而左右拱肩以及拱腰处弯矩呈现略微减小趋势; 当溶腔压力由 40 kPa 增加至 60 kPa 时, 弯矩变化幅度明显增大(最大变化值出现在拱顶处约 33.09 N·mm), 拱顶以及仰拱弯矩明显增大, 分别为 75.98 N·mm 和 70.53 N·mm (内侧受拉), 增长率分别为 77.15% 和 43.76%, 隧道左右两侧弯矩呈小幅度减小趋势(增幅最大出现在左侧拱腰处为 8.76 N·mm), 增长率为 18.2%。

由图 17 可知, 不同溶腔内压下, 钢拱架轴力分布规律基本相同, 仅拱顶处轴力出现较大变化。隧道开挖至掌子面稳定后(即溶腔内压为 20 kPa), 钢拱架轴力分布较为均匀, 最大轴力位于右拱腰与拱肩之间处为 60.03 N, 轴力最小值出现在拱顶处为 36.25 N。当溶腔内压增加至失稳时, 拱顶处轴力出现较大变化, 轴力最大值出现在右拱腰与拱肩之间处为 70.21 N。

分析钢拱架轴力变化规律可知, 随着掌子面前方溶腔内压的增加, 钢拱架轴力均呈现增大趋势, 轴力变化较大位置主要出现在拱顶处, 左右拱腰处次之, 仰拱以及拱肩处变化幅度较小。当溶腔压力由 20 kPa 增加至 40 kPa 时, 钢拱架轴力变化不大, 仅拱顶处出现较大变化, 其增幅值为 7.6 N; 当溶腔压力由 40 kPa 增加至 60 kPa 时, 钢拱架轴力除拱顶处出现较大变化外, 其余各处变化值仍不大, 拱顶、左拱肩、右拱肩处的轴力分别由溶腔压力为 40 kPa 时的 43.91 N, 38.65 N 和 45.68 N 增加到了 59.12 N, 48.32 N 和 56.13 N, 增长率分别为 34.63%, 25.02% 和 22.87%, 而其它位置处的轴力随溶腔内压增大变化较小。

偏心距的大小是影响衬砌承载力稳定性的重要参数, 它对于衬砌结构的受力及配筋都有较大影响。不同溶腔压力作用下, 最大偏心距结果见表 6。

表 6 隧道初支最大偏心距汇总

溶腔压力/kPa	正弯矩(内弯)		负弯矩(内弯)	
	最大值/mm	监测点	最大值/mm	监测点
20	1.19		-1.69	
40	1.14		-1.58	
60	0.92		-1.62	

从表 6 可知, 不同溶腔内压作用下, 隧道初支最大偏心距出现在仰拱以及左拱肩处, 负弯矩对应最大偏心距均大于正弯矩所对应的最大偏心距, 正偏心距呈变化速率加快的减小趋势而负弯矩对应最大偏心距基本不变。当溶腔压力由 20 kPa 增加至 40

kPa 时, 钢拱架最大正负偏心距分别为 1.14 mm, -1.58 mm, 减小率分别为 4.2%, 5.3%; 当溶腔压力由 40 kPa 增加至 60 kPa 时, 正弯矩对应最大偏心距为 0.92 mm, 减小率为 19.3%, 负弯矩对应最大偏心距则增加至 -1.62 mm, 增加率为 2.5%。

5 结 论

采用 FLAC3D 模拟施工中掌子面正前方存在小型带压溶腔的情况, 根据计算出的安全距离开展模型试验, 得到了以下结论:

1) 由数值模拟所得安全临界距离以及模型试验结果可知, 采用数值模拟计算所得安全临界距离进行模型试验是可取的, 故在施工中遇到类似情况也可采取相同数值模拟方法确定施工安全距离。

2) 溶腔压力处在掌子面能够完全自稳的范围内时, 掌子面位移呈近似正比例增大, 当溶腔压力的大小接近甚至超过掌子面的自稳范围时, 掌子面位移增大速率会逐渐增加最后产生突变破坏。当施工中掌子面出现较明显位移变化时, 应立即采取掌子面加固以及溶腔内压释放措施。

3) 不同溶腔内压下, 隧道掌子面处围压分布规律基本相同, 拱肩处围压最大, 而隧道围压最小值出现在右拱脚附近; 围岩压力随溶腔内压增大呈现出增大趋势, 掌子面前方溶腔内压的增大对相邻隧道断面拱顶影响较大, 拱肩与仰拱处次之, 而对其他位置围岩压力基本无影响。故施工中遇到掌子面前方存在小型溶腔时, 应对围岩压力变化较大拱肩处位置采取针对性措施进行加固或释放其围压。

4) 随着溶腔压力的变化, 初支弯矩分布规律基本相同。在溶腔内压变化过程中, 初支弯矩的变化位置主要发生在仰拱与拱顶周围并且其对应弯矩呈加速率增长, 而左右拱肩以及拱腰处变化幅度较小。掌子面前方溶腔内压的增大对相邻监测断面初期支护弯矩的影响主要集中在拱顶附近及拱底处, 而对其它位置处弯矩影响不大。随着溶腔压力的增大, 初支轴力均呈现出增大趋势, 轴力变化较大位置主要出现在拱顶处, 左右拱腰处次之, 仰拱以及拱肩处变化幅度较小。实际施工中开挖至安全距离时, 可根据模型试验结果对掌子面仰拱与拱顶周围处衬砌有针对性地进行加强, 从而保证施工的安全性。

5) 不同溶腔内压作用下, 隧道初支最大正负偏心距出现在仰拱以及左拱肩处, 负弯矩对应最大偏心距均大于正弯矩所对应最大偏心距, 正偏心距呈

变化速率加快的减小趋势而负弯矩对应最大偏心距则基本不变.故在设计配筋时,应主要从负弯矩对应最大偏心距进行考虑配筋.

根据以上结论可知,溶腔压力的变化会造成掌子面位移的变化,从而造成周围压力的改变以及初支内力的分布和大小改变.受到溶腔内压大小的影响,其位移、初支内力以及偏心距变化速率均呈越来越快的趋势.本研究可为大断面岩溶公路隧道遇到小型溶腔时的安全合理施工提供参考与设计依据.

参考文献

- [1] 李术才,刘斌,孙怀凤,等.隧道施工超前地质预报研究现状及发展趋势[J].岩石力学与工程学报,2014,33(6):1090—1113.
LI Shucui, LIU Bin, SUN Huafeng, *et al.* State of art and trends of advanced geological prediction in tunnel construction [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(6): 1090—1113. (In Chinese)
- [2] 杨昌宇.岩溶地区隧道设计的几点思考及建议[J].现代隧道技术,2011,48(1):90—93,116.
YANG Changyu. Safety analysis of longyaolu tunnel underpassing the anti-flood wall of Huangpu River[J]. Modern Tunneling Technology, 2011, 48(1): 90—93, 116. (In Chinese)
- [3] 钟世航,孙宏志,李术才,等.隧道及地下工程施工中岩溶裂隙水及断层、溶洞等隐患的探查、预报[J].岩石力学与工程学报,2012,31(S1):3298—3327.
ZHONG Shihang, SUN Hongzhi, LI Shucui, *et al.* Detection and forecasting for hidden danger of karst fissure water and other geological disasters dConstruction of tunnels and underground projects [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(S1): 3298—3327. (In Chinese)
- [4] 张志龙,王兰生,王跃飞.公路隧道施工超前地质预报技术方法研究现状综述[J].公路交通科技,2005,22(S2):130—132,140.
ZHANG Zhilong, WANG Lansheng, WANG Yuefei. Present research situation of highway tunnel construction advanced geological prediction technique [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2005, 22(S2): 130—132, 140. (In Chinese)
- [5] 肖伯强,方刚,王艳琴,等.武陵山地区隧道溶洞及坍塌处理技术[J].施工技术,2014,43(S1):402—405.
XIAO Boqiang, FANG Gang, WANG Yanqin, *et al.* Karst cave and collapse treatment technology in Wuling Mountain Area Tunnel[J]. Construction Technology, 2014, 43(S1): 402—405. (In Chinese)
- [6] 罗琼.岩溶隧道施工技术[J].铁道工程学报,2005,87(3):65—71.
LUO Qiong. The construction technology of karst tunnel [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2005, 87(3): 65—71. (In Chinese)
- [7] 张林,杨志刚,钱庆强,等.溶洞顶板稳定性影响因素正交有元法分析[J].中国岩溶,2005,24(2):156—159.
ZHANG lin, YANG Zhigang, QIAN Qingqiang, *et al.* Analysis to factors affecting the stability of karst cave ceiling with orthogonal definite element method [J]. Carsologica Sinica, 2005, 24(2): 156—159. (In Chinese)
- [8] 赖金星,汪珂,邱军领.溶洞位置对隧道结构影响的数值模拟研究[J].公路,2015(8):275—281.
LAI Jinxing, WANG Ke, QIU Junling. Numerical simulation and research on the influence of different positions of concealed karst caves in tunnel structure [J]. Highway, 2015(8): 275—281. (In Chinese)
- [9] 何翊武,傅鹤林,罗立峰,等.隧底岩溶洞对结构稳定影响的理论解[J].土木工程学报,2014,47(10):128—135.
HE Yiwu, FU Helin, LUO Lifeng, *et al.* Theoretical solution of the influence of karst cavern beneath tunnel on the stability of tunnel structure [J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(10): 128—135. (In Chinese)
- [10] 周雪铭,刘辉,彭川,等.岩溶隧道开挖对溶洞处治结构影响的数值模拟分析[J].岩土力学,2011,32(1):269—275,303.
ZHOU Xueming, LIU Hui, PENG Chuan, *et al.* Numerical simulation analysis of deformation effect on treatment structure of karst cave due to karst tunnel excavation [J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(1): 269—275, 303. (In Chinese)
- [11] 张民庆,黄鸿健,苗德海,等.宜万线隧道工程岩溶治理技术与工程实例[J].铁道工程学报,2008(1):26—36,52.
ZHANG Mingqing, HUANG Hongjian, MIAO Dehai, *et al.* The technology of treating karst for Yichang-Wanzhou Railway and its engineering example [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2008(1): 26—36, 52. (In Chinese)
- [12] 赖永标.隐伏溶洞与隧道间安全距离及其智能预测模型研究[D].北京:北京交通大学岩土工程学院,2012:13—15.
LAI Yongbiao. Study on safe distance between concealed karst cave and tunnel and its intelligent prediction model [D]. Beijing: Beijing Jiaotong University Geotechnical Engineering, 2012: 13—15. (In Chinese)
- [13] 杨俊杰.相似理论与结构模型试验[M].武汉:武汉理工大学出版社,2005:5—11.
YANG Junjie. Similarity theory and structure model test [M]. Wuhan: Wuhan University of Technology Press, 2005: 5—11. (In Chinese)
- [14] 方勇,周超月,刘书斌,等.上覆薄煤层采空区公路隧道开挖稳定性试验研究[J].湖南大学学报:自然科学版,2015,42(7):100—107.
FANG Yong, ZHOU Chaoyue, LIU Shubin, *et al.* Model test of excavation stability for highway tunnel beneath mined-out thin coal seam [J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2015, 42(7): 100—107. (In Chinese)
- [15] 周建春,魏琴.公路隧道围岩变形时程曲线拟合的BP算法[J].湖南大学学报:自然科学版,2002,29(4):79—84.
ZHOU Jianchun, WEI Qin. Study on fitting of surrounding rock deformation time-history curve by BP neural network algorithm [J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2002, 29(4): 79—84. (In Chinese)