

DOI: 10.11779/CJGE202109011

松散堆积体隧道压力拱效应试验与数值模拟

昝文博^{1,2}, 赖金星¹, 邱军领^{*1}, 曹校勇³, 冯志华^{1,4}, 宋飞庭^{1,5}

(1. 长安大学公路学院, 陕西 西安 710064; 2. 陕西工业职业技术学院土木工程学院, 陕西 咸阳 712000; 3. 中交第一公路勘察设计研究院, 陕西 西安 710075; 4. 河北省交通规划设计研究院, 河北 石家庄 050011; 5. 武警第二机动总队交通某部, 西藏 林芝 860000)

摘要: 以国道318线某堆积体隧道工程为背景, 采用相似模型试验和有限元数值仿真相结合的方法研究松散堆积体隧道开挖引起的围岩应力扰动特征与压力拱形成机理, 详细分析围岩径、环向应力变化及其压力拱的形成与稳定机制。结果表明: 拱部围岩松动范围和松弛幅度均较大且已经延伸至地表, 而边墙部位扰动深度较小但松弛幅度较大; 拱部120°范围内围岩表现出明显的径向松动和环向成拱效应, 边墙部位0~0.55倍开挖跨度范围内的围岩径向和环向应力显著增大形成高度应力集中区, 承担着压力拱及其上的围岩荷重。围岩成拱系数具有显著的空间变化规律, 其中拱顶成拱系数最大且随掌子面开挖近似呈线性增大, 边墙成拱系数次之但受开挖空间效应的影响范围很小, 30°~60°范围的成拱系数只在掌子面前后6 m范围内开挖时增长较大但很快便趋于稳定; 试验和计算压力拱形状均呈尖拱形, 它的形成对于维持洞室的稳定和减小支护结构的受力具有十分重要的意义。

关键词: 隧道工程; 松散堆积体; 围岩应力; 压力拱; 数值模拟

中图分类号: U451 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)09-1666-09

作者简介: 昝文博(1994—), 男, 讲师, 博士研究生, 主要从事隧道及地下工程方面的教学和科研。E-mail: zanwb@chd.edu.cn。

Experiments and numerical simulations on pressure-arch effect for a tunnel in loose deposits

ZAN Wen-bo^{1,2}, LAI Jin-xing¹, QIU Jun-ling¹, CAO Xiao-yong³, FENG Zhi-hua^{1,4}, SONG Fei-ting^{1,5}

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China; 2. School of Civil Engineering, Shaanxi Polytechnic Institute,

Xianyang 712000, China; 3. CCCC First Highway Consultants Co., Ltd., Xi'an 710075, China; 4. Hebei Provincial Communications

Planning and Design Institute, Shijiazhuang 050011, China; 5. A Traffic Department of the Second Mobile Brigade of the Armed Police,

Yingchi 860000, China)

Abstract: A tunnel in loose deposits, located in the National Highway No. 318, is referenced to investigate the stress disturbance characteristics and mechanism of pressure arch through a combination of physical tests and numerical simulations. The radial and circumferential stresses, formation and stability mechanism of the pressure arch are analyzed. The results show that the loose zone and extent of rock mass are larger and extend to the surface at tunnel arch, whereas a smaller zone and a larger extent are observed at tunnel sidewall. The rock mass within 120° at the arch shows an obvious radial loosening and circumferential arching effect. The rock mass within the range of 0~0.55 times the excavation span is identified to be the pressure-arch zone at the sidewall where the radial and circumferential stresses obviously increase, resulting in a high-stress concentration zone to bear the load of pressure arch and its surrounding rock. The arching coefficient has a significant spatial variation, meanwhile, it increases linearly with tunnel excavation and has the largest value at the vault, followed by that at the sidewall, in which the excavation space effect shows a marginal influence. The arching coefficient within the range of 30°~60° increases greatly when excavating within the range of 6 m before and behind the tunnel face, but it tends to be stable sooner. Both the experimental and calculated pressure arches exhibit pointed-arch shapes. Their formation is of great significance to maintaining the tunnel stability and reducing the stress of support structure.

Key words: tunnel engineering; loose deposit; stress of rock mass; pressure arch; numerical simulation

0 引言

近年来, 随着中国西部地区交通建设事业的迅猛发展, 越来越多的隧道将不可避免地穿越复杂的松散

基金项目: 陕西省重点研发计划项目(2020SF-428); 中交股份科技项目(2016-ZJGJ-ZX-1201)

收稿日期: 2021-02-06

*通信作者(E-mail: junlingqiu@chd.edu.cn)

堆积体^[1-3]。尤其是在泥石流或冲洪积堆积层中修建隧道时, 由于松散堆积体力学性质特殊、组成成分复杂^[4-5], 隧道围岩的成拱机理尚不清楚, 给设计施工造成了极大的困难。因此, 深入研究松散堆积体隧道开挖应力扰动特征与压力拱形成机理具有十分重要的现实意义。

对于复杂地质条件下隧道围岩稳定性与成拱效应的研究日益引起隧道工程技术人员的重视, 国内外许多学者对此做了大量的工作, 均取得了丰硕的研究成果。文献[6~8]针对地下洞室压力拱的形成机理与稳定机制进行了研究, 并探讨了围岩强度指数、隧道埋深、地应力以及矢跨比等因素对压力拱的影响; 朱合华等^[9]、黄锋等^[10]、房倩等^[12]通过模型试验系统研究了公路隧道IV~VI级围岩、黏性和砂性材料以及连拱隧道围岩渐进破坏过程, 指出周边围岩依次形成松动圈—压力拱—原岩应力区的特征; 汪成兵^[13]、叶飞等^[14]、郑康成等^[15]、崔蓬勃等^[16]进一步分析软弱破碎围岩隧道开挖渐进破坏过程, 提出了动态压力拱的概念。然而, 模型试验需要消耗大量的人力、物力和财力且难以获取充足的数据, 而数值仿真正好可以弥补试验的不足。曲世麟^[17]采用 ANSYS 对单一围岩和层状围岩压力拱的形成进行了研究, 指出可以根据主应力的矢量图来判断压力拱的特征; 潘皇宋等^[18]针对无衬砌条件下的黄土隧道压力拱分布及发展规律开展了相关研究, 得到了直墙附近压力拱范围扩展最快、拱肩次之、底板最慢的结论。综合以上分析可以看出: 目前对于隧道拱效应的研究正在不断的发展当中, 研究手段从单一的模型试验或数值模拟到两者结合共同分析, 研究对象也从软弱破碎围岩逐渐扩展到层状岩体或黄土等特殊地层。但遗憾的是, 针对松散堆积体隧道围岩成拱效应的研究仍然较少, 且同时结合试验与应力路径方法分析压力拱动态发展演化规律的研究更为少见。

鉴于此, 以国道318线林芝至拉萨段娘盖村隧道为工程背景, 基于颗粒级配满足相似原理配制模型材料, 通过室内地质力学模型试验和数值模拟相结合的方法对松散堆积体隧道动态开挖过程进行仿真, 分析围岩内部应力随开挖步骤的变化与压力拱动态发展演化规律, 探讨堆积体隧道压力拱形成特征与稳定机制, 以期为同类隧道工程的设计与施工提供借鉴和参考。

1 工程概况

国道318线林芝至拉萨段是西藏公路网的重要组成部分, 娘盖村隧道是其中的重点控制性工程。隧址区属于河谷阶地地貌区, 主要地层为全新统—晚更新

统泥石流堆积层(Q_4^{sef} 、 Q_3^{sef})、晚更新统冲洪积层($Q_4^{\text{al+pl}}$), 堆积区覆盖层厚度约50~70 m, 属于坡洪积成因, 骨架颗粒以卵石或漂石为主, 充填物为砂、砾石, 局部夹圆砾透镜体薄层, 漂石、卵石磨圆度较好, 分选差、成份复杂, 以花岗岩、闪长岩居多; 在隧道进口段的坡面上发现有多处浅层滑塌现象, 土体稳定性差^[19]。隧道进口位于尼洋河二级阶地上山公路旁, 出口位于尼洋河二级阶地斜坡上, 隧道轴线走向近南—北向, 上、下行分离式双洞设计。娘盖村隧道详细地质情况如图1所示。

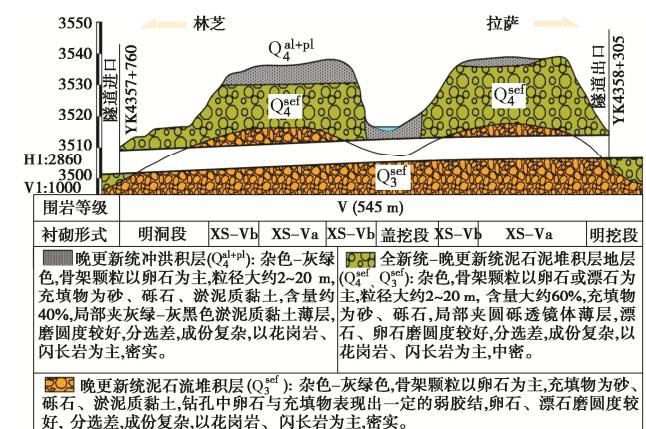


图1 隧道地质纵断面图

Fig. 1 Geological profile of tunnel

2 试验方案与结果

2.1 相似常数确定

隧道开挖模型试验属于地质力学模型试验的一种, 因而模型尺寸、材料重度、强度及变形特性等均须满足以下的相似条件要求。

$$C_{\sigma} = C_{\gamma} C_L, \quad C_{\delta} = C_{\epsilon} C_L, \quad C_{\sigma} = C_E C_{\epsilon}, \quad C_{\epsilon} = C_{\phi} = C_{\mu} = 1, \quad (1)$$

式中, C_{σ} 为应力相似比, C_L 为几何相似比, C_{γ} 为重度相似比, C_E 为弹性模量相似比, C_{ϵ} 为应变相似比, C_{μ} 为泊松比相似比, C_{δ} 为位移相似比, C_{ϕ} 为内摩擦角相似比, C_c 为黏聚力相似比。

本次试验选择的几何相似比为 $C_L=60$, 重度相似比 $C_{\gamma}=1$ 。将 $C_L=60$ 和 $C_{\gamma}=1$ 代入式(1)的相似条件, 可得其他物理量相似比如下:

$$C_E = C_{\sigma} = C_c = C_R = 60 \quad . \quad (2)$$

2.2 配制相似材料

考虑到堆积体力学性质与单一的岩体或土体介质相差较大, 主要表现为孔隙率大、变形模量高、内摩擦角大而黏聚力较小, 围岩变形主要是由颗粒间的摩擦错动引起的。因此, 颗粒级配满足相似原理是实现模拟效果的关键^[20]。选取娘盖村隧道现场具有代表性

的围岩粒径组成为原型，采用不同目数石英砂、重晶石粉、凡士林和水混合配制相似材料，并进行土工试验测定相关参数，最终选定的相似材料配比和物理力学参数见表 1、2。

表 1 相似材料配比

Table 1 Proportion of similar materials (%)

组成成分	2-4目石英砂	10-20目石英砂	20-40目石英砂	150目重晶石粉	600目重晶石粉
占比	35.7	34.8	9.7	10.5	9.3

表 2 原型及模型材料参数

Table 2 Parameters of materials of prototype and model

材料参数	内摩擦角 $\phi/(^{\circ})$	黏聚力 c/kPa	泊松比 μ	密度 $\rho/(g \cdot cm^{-3})$	弹性模量 E/MPa
原型	42.0	10.02	0.38	2.01	25
模型	41.6	13.71	0.38	1.98	0.40

2.3 试验设备及量测方案

试验采用长、宽、高分别为 $3.2 m \times 0.62 m \times 2.0 m$ 的模型箱，前后使用 $10 mm$ 厚的透明钢化玻璃便于观察试验现象，模型中下方位置预留隧道开挖轮廓。考虑到试验的准确性和经济性，在上述模型箱左右两侧设置可移动边界，可以根据需要灵活调整模型尺寸范围，调整后的模型箱尺寸为 $1.5 m \times 0.6 m \times 1.5 m$ ，见图 2。

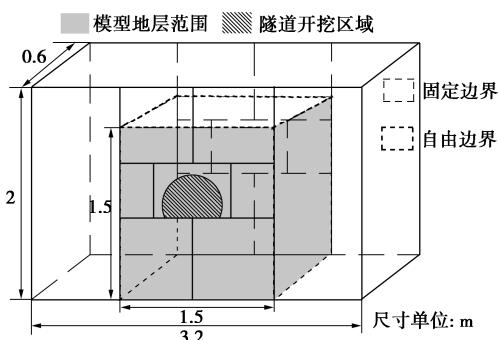


图 2 模型箱尺寸示意图

Fig. 2 Sketch map of model box

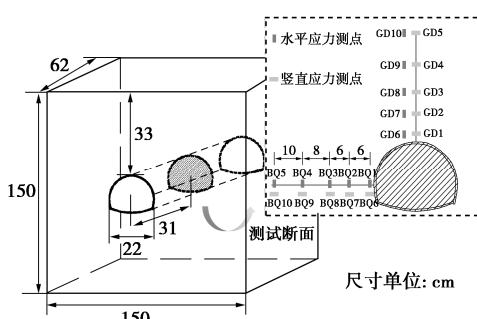


图 3 量测断面测点布置图

Fig. 3 Layout of measuring points for measurement section

试验采用微型土压力盒量测围岩的径向应力和环

向应力，通过 JM3813 工程型静态应变仪采集数据。量测断面微型土压力盒的布置如图 3 所示。其中 GD1~5、GD6~10 分别代表拱顶路径的径向和环向应力，BQ1~5、BQ6~10 分别代表边墙路径的径向和环向应力。当地层填筑到设有水平或竖直应力测点的位置时，埋设相应编号的微型土压力盒。埋设时必须保证压力盒受压面始终垂直测试应力的方向，其附近围岩的密实度要尽量与其他地方保持一致，宜密不宜松。

2.4 模型制作及安装过程

试验采用“先加载后开洞”的方法，首先按照相似材料配比配制模型材料，然后将其分层装入模型箱，控制每层填筑厚度为 $10 cm$ 并逐层夯实到标准密度；地层填筑完成后将完整的地层模型静置 3 d 使其在自重作用下充分固结与原始应力场保持一致后才开始进行隧道的开挖。试验采用短台阶法开挖，上、下台阶开挖高度和开挖进尺均为 $5 cm$ （相当于原型 $3 m$ ），上下台阶之间始终相差一个开挖步，基本保持匀速开挖，直到全部开挖完成。模型试验详细过程见图 4。需要说明的是，本次试验旨在分析隧道开挖及破坏发展过程中围岩应力变化以及拱效应的形成机制，故模型试验中没有考虑支护的作用。



图 4 隧道开挖模型试验过程

Fig. 4 Process of model tests on tunnel excavation

2.5 试验结果分析

图 5 (a) 和 (b) 分别表示隧道开挖过程中拱顶以上测点径向和环向应力的变化情况，纵坐标代表各点应力相对于初始应力的改变值，正值表示应力增大，负值表示应力减小（下文均是如此）。可以看出：隧道开挖至量测断面之前：径、环向应力都有不同程度的增加且越接近监测断面增大越显著，说明虽然开挖面距离较远但对堆积体围岩的影响范围是较大的，即拱部围岩在掌子面前方就已经表现出“楔紧”效应；开

挖至量测断面附近: 径、环向应力变化非常剧烈, GD1~4 和 GD6~8 应力迅速减小, 说明隧道开挖使得拱顶围岩应力释放较大; 开挖越过量测断面之后: 由于完全失去底部围岩的支撑作用, 各点径向应力持续下降, 越靠近拱顶位置应力降低幅度越大, 例如 GD1 测点完全松动致使压力计脱落, 同时 GD5 径向应力也在不断减小, 说明围岩应力松弛的范围和幅度均在不断扩展, 已经延伸至地表; 洞室开挖贯通后围岩总体基本保持稳定, 模型静置过程中依次形成 3 次渐进的拱形塌落, 表明洞室周边围岩应力重分布所形成的压力拱是临时稳定的。GD6~8 环向应力经历了 3 次明显的先上升后下降的变化过程, 这 3 次剧烈变化的过程正好与拱顶局部掉块以及围岩塌落破坏的时间相对应; 在 3 次拱形塌落发展过程中 GD9~10 环向应力不断增大, 直至塌落发展至地表时拱部围岩完全松动, GD4~5 径向应力和 GD9~10 环向应力均急剧减小, 围岩拱效应彻底消失。对于堆积体隧道, 由于开挖跨度大、围岩黏聚力小, 拱部全部范围土体参与形成压力拱, 通过与文献[18]对比, 发现拱部围岩的应力扰动影响范围较相同样级围岩的土质隧道更大。

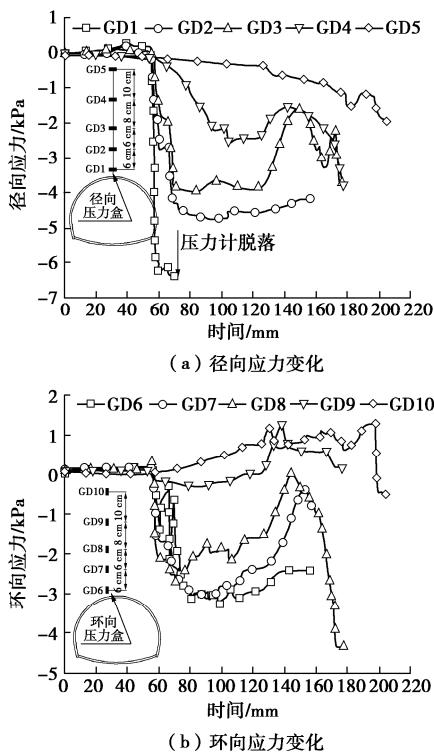


图 5 拱顶路径围岩应力变化

Fig. 5 Variation of stress of surrounding rock above vault

图 6 代表边墙水平测线测点应力变化情况。可以看出: 开挖至量测断面之前, BQ1~5 径向应力和 BQ9~10 环向应力基本不变, 而 BQ6~8 环向应力显著增大; 与拱顶路径相比, 边墙围岩受开挖扰动范围

较小, 其中 BQ6~8 应力增大的原因同样是由于掌子面前方围岩形成“先行拱”, 应力流线发生偏转造成的。开挖越过量测断面之后, BQ1 测点应力急剧下降, BQ2~5 测点应力受开挖扰动影响相对较小, 说明堆积体隧道边墙部位松动范围很小, 即以较大的应力松弛幅度换取较小的松动范围; 靠近边墙的 BQ6~8 测点环向应力急剧增大, 离边墙较远的 BQ9~10 测点不受开挖影响, 推测 BQ6~8 之间的围岩属于压力拱拱体部分, 压力拱外边界位于 BQ8~9 之间环向应力为零的位置, 这是由于堆积体围岩颗粒之间显著的摩擦作用使得边墙压力拱效应非常显著。随着洞室的持续开挖, 边墙环向应力由内向外依次增大, 其中 BQ6 的增幅最为明显, BQ8 测点环向应力达到一定量值后不再增大, 表明洞周边墙应力升高区主要集中在 0~12 cm 的范围内(相当于 0~0.55 倍开挖跨度), 亦即该范围内的岩体处于承压拱上, 用来支承上覆岩体的重量。因此, 对于堆积体隧道边墙部位的围岩, 应及时注浆或打入锁脚锚杆(管)进行加固, 防止因拱脚支撑不足而出现垮塌。

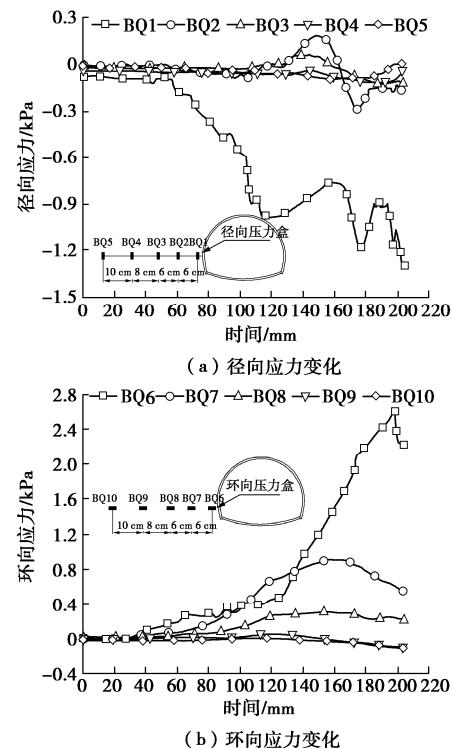


图 6 边墙路径围岩应力变化

Fig. 6 Variation of stress of surrounding rock at sidewall

3 数值模拟对比分析

3.1 数值模型的建立

由于试验测试条件限制, 量测断面只有拱顶和边墙两条测线, 不能全面反映堆积体隧道开挖过程中周边围岩受开挖扰动详细情况。因此, 在数值模拟中布

置了5条测线L1~L5，其中L1和L5与试验中的测线相对应，L2~L4为数值模拟中新增加的测线。根据圣维南原理和娘盖村隧道现场实际，模型计算区域取120 m×36 m×70 m，采用ANSYS建立的有限元模型及应力分析路径如图7所示。

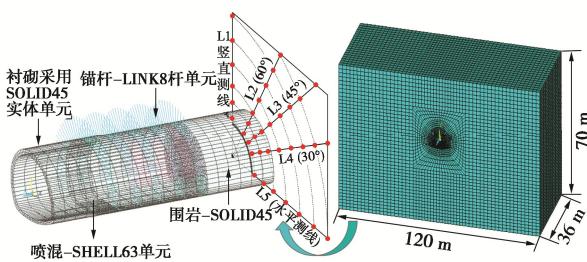


图7 数值计算模型及应力提取路径

Fig. 7 Numerical models and stress extraction paths

鉴于漂石、卵石具有岩体的高弹低塑特性，充填的砂砾和淤泥质黏土则具有土体的低弹高塑特性，为了同时反映两者的工程特性，围岩本构模型选取能充分反映材料非线性和塑性的Drucker-Prager模型，相应的计算参数如表3所示。

表3 围岩及支护计算参数

Table 3 Parameters of surrounding rock and support

材料	弹性模量 E/MPa	泊松比 ν	密度 $\rho/(g\cdot\text{cm}^{-3})$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/(\text{°})$
围岩	25	0.38	2.01	10.02	42.0
锚杆	200×10^3	0.30	7.80	—	—
初期支护	25.2×10^3	0.25	2.20	—	—
二次衬砌	29.5×10^3	0.20	2.30	—	—

3.2 围岩应力分析

图8表示拱顶路径L1径向和环向应力随掌子面开挖的空间变化情况，图8中图例-15~18表示隧道开挖步骤，负值代表掌子面开挖至量测断面之前，正值代表掌子面越过监测断面之后，数字代表掌子面与量测断面之间的距离（图9, 10也是如此）。

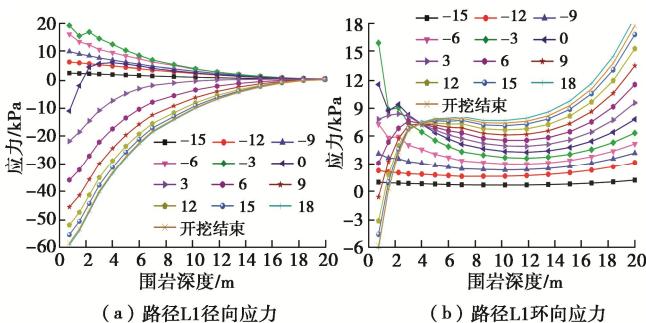


图8 路径L1 应力变化

Fig. 8 Variation of stress of path L1

从图8可以看出，开挖至监测断面之前：路径L1上各点的径、环向应力一直增大并且越靠近拱顶的测

点应力增大越明显，径向和环向应力最大分别为18.9和15.97 kPa。开挖越过监测断面之后：所有测点的径向应力迅速减小变为负值，靠近洞周的测点径向应力最小为-59.03 kPa；2 m深度内环向应力为负，最小约为-6 kPa；2~4 m范围内环向应力始终为正，但与开挖之前的应力相比有所减小，4 m以外离洞周越远的测点环向应力越大。径向应力受开挖扰动的深度约为16 m，而环向应力增大的范围明显已经波及地表并且越靠近地表位置的应力增大越明显。由此可见，堆积体隧道拱部以上所有围岩均参与形成拱效应。

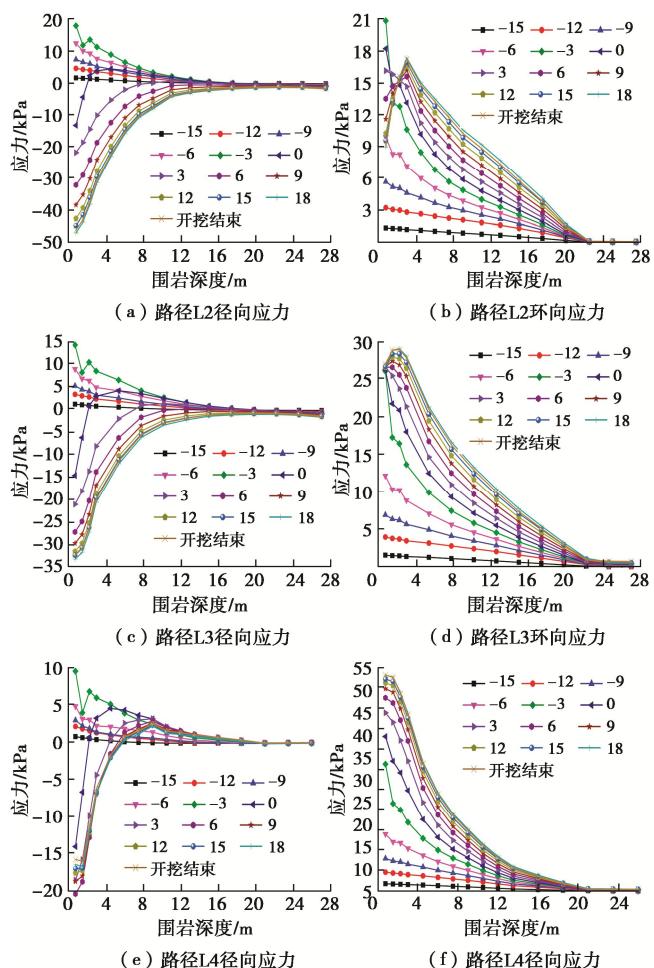


图9 路径L2~L4 应力变化

Fig. 9 Variation of stress of path L2~L4

图9为路径L2~L4围岩径、环向应力的变化情况。可以看出，开挖至监测断面之前：路径L2~L4与L1的应力变化趋势基本相同但量值有所区别，L2~L4径(环)向应力最大分别为17.9(20.8), 14.2(26.1)和9.5 kPa(31.3 kPa)，说明洞室周围不同路径应力重分布的幅度不同。开挖越过监测断面之后：径向应力减小的幅度依次为L2最大(-46.77 kPa)，L3次之(-33.18 kPa)，L4最小(-20.41 kPa)，表明越靠近拱顶部位的围岩松弛程度越大；相反，环向应力增大的

幅度依次为 L4 最大(53.11 kPa), L3 次之(27.09 kPa), L2 最小 (16.13 kPa), 说明越靠近边墙的位置环向应力增大越显著。这是由于洞室开挖扰动作用下周边围岩主应力发生偏转, 即拱顶的最大主应力由竖直方向逐渐偏转至水平方向, 沿隧道四周形成具有拱的力学特征的封闭环状应力流体, 从而将拱体以上围岩荷重通过压力拱拱体传递至拱脚及围岩深部的原岩应力区, 最终形成有利于隧道结构稳定的受力模式。

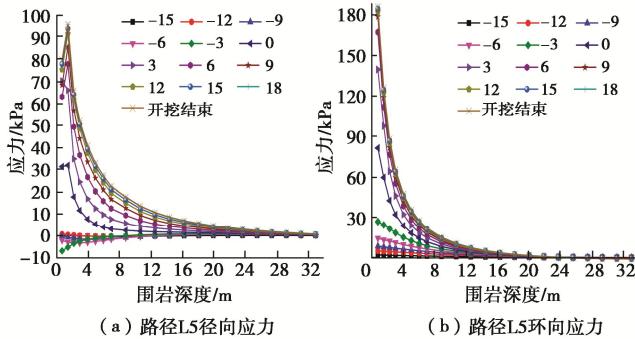


图 10 路径 L5 应力变化

Fig. 10 Variation of stress of path L5

图 10 是边墙路径 L5 围岩径、环向应力的变化。可以看出, 路径 L5 上各点围岩应力与路径 L1~L4 的变化情况截然不同。开挖至监测断面之前: 各测点的径向应力稍有减小, 最小不到-10 kPa, 而环向应力增大约 30 kPa; 开挖越过监测断面之后: 各测点的径向、环向应力均急剧增大, 分别达 100 和 180 kPa 左右。由此可见: 边墙围岩的应力集中程度极高, 承担着拱上围岩的全部荷重, 对于维持隧道的稳定发挥着极其关键的作用。

3.3 压力拱动态演化

根据压力拱拱体的力学特征分析可以得出: 压力拱的形态应为一环状封闭应力流, 可以通过应力路径和成拱系数分析确定压力拱内外边界, 其成拱系数计算方法为^[6]

$$k = \frac{\sigma_\theta - \sigma_{\theta 0}}{\sigma_{\theta 0}}, \quad (3)$$

式中, k 为成拱系数, $\sigma_{\theta 0}$ 和 σ_θ 分别为隧道开挖前、后的环向应力。

成拱系数能直观地反映隧道开挖前后围岩应力变化的相对大小, 并且根据其零值点可以直接得到压力拱的内、外边界, 与围岩应力集中系数法和主应力方向偏转法等相比更加准确、可靠。另外, 根据直角坐标与极坐标系中的应力转化公式, 可以方便地计算任意路径上的径向和环向应力。相应的应力转化关系计算式如下:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta, \\ \sigma_\theta &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta - \tau_{xy} \sin 2\theta, \\ \tau_{r\theta} &= \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

当 $\theta = 0^\circ$ 时, $\sigma_r = \sigma_x$, $\sigma_\theta = \sigma_y$; 当 $\theta = 90^\circ$ 时, $\sigma_r = \sigma_y$, $\sigma_\theta = \sigma_x$ 。

图 11 是路径 L1~L5 围岩成拱系数 k 随掌子面开挖的空间变化情况。可以看出, 成拱系数随着隧道动态开挖一直处于动态变化之中, 其中路径 L1 上的成拱系数最大, 达到 2.15 且随隧道的开挖近似呈线性增大, 这是由于隧道埋深较浅, 压力拱外边界已经波及地表的缘故, 这与模型试验得到的结果较为一致。路径 L5 上的成拱系数次之为 0.41, 但其受开挖空间效应的影响范围很小, 仅在监测断面前后 3 m 和后 6 m 范围内开挖过程中急剧增大; 路径 L2~L4 上的成拱系数变化趋势相同, 只在监测断面前后 6 m 范围内开挖时增长较快, 随着掌子面远离监测断面, 其成拱系数稍有增大便趋于稳定。

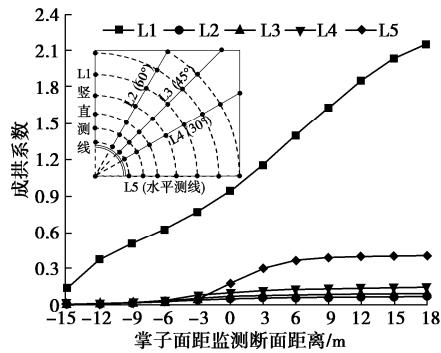


图 11 成拱系数随开挖步骤的变化

Fig. 11 Variation of arching coefficient with tunnel excavation

通过前述围岩应力路径分析可知: 隧道动态开挖过程中压力拱内边界基本不变而外边界不断向外扩展, 因而绘制洞室开挖过程中压力拱外边界的形态变化情况如图 12 所示。可以看出: 由于拱顶以上压力拱边界已到达地表, 导致压力拱厚度无法继续增大, 后续开挖过程中成拱系数一直增大; 边墙压力拱厚度最小为 14 m 但其成拱系数较大, 30°, 45° 和 60° 路径方向的压力拱厚度最大且向外扩展最显著, 其最大值分别为 21, 24.6 和 22.5 m。随着掌子面不断向前掘进, 压力拱逐渐向四周围岩转移, 压力拱拱体厚度或成拱系数不断增加。

4 压力拱特征分析

4.1 结果对比分析

为便于对比分析, 将试验得到的应力值按照相似

比换算为原型值,然后与计算结果进行比较,见图13。可以看出:不论是拱顶还是边墙路径,数值计算与模型试验得到的围岩径向和环向应力变化规律基本一致,但数值模拟得到的拱顶围岩径、环向应力变化幅度都要比模型试验小得多,这是由于模型试验无支护而数值模型有支护的差别造成的,说明支护对于减小拱顶围岩应力重分布的剧烈程度具有显著的改善效果。边墙围岩径、环向应力随着围岩深度的增加而逐渐趋于零即恢复至原岩应力区,除紧靠边墙位置两者得到的结果相差较大外,其他测点数值模拟与模型试验的结果吻合较好,说明支护对于改善边墙围岩应力状态的深度极为有限(相对于拱顶围岩而言)。

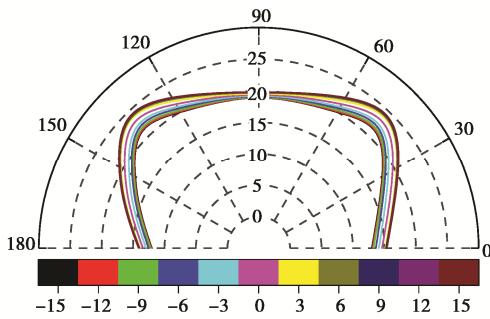


图 12 围岩压力拱形态变化

Fig. 12 Variation of shape of pressure arch of surrounding rock

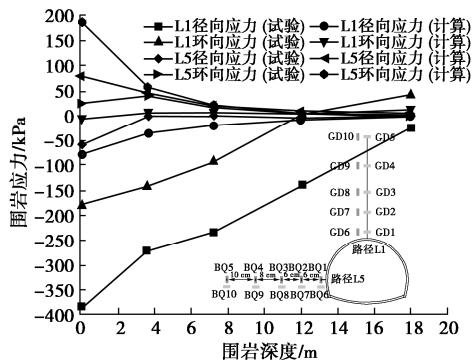


图 13 计算与试验应力对比

Fig. 13 Comparison between calculated and measured stresses

根据围岩应力随深度的变化,结合压力拱边界特征分别得到了模型试验和数值模拟的压力拱内、外边界深度,并将模型试验结果按照相似比换算为原型值,见表4。可以看出:模型试验得到的拱顶和边墙压力拱内边界深度分别为12和3.6 m,而数值模拟对应的内边界为2和0 m,这与前述围岩应力对比分析的结果是一致的,说明支护对于改善周边围岩的应力状态,减小压力拱内边界作用效果显著;两种方法得到的压力拱外边界深度相差约为10%,说明本文通过应力分析确定压力拱内外边界的方法是基本可行的。

本文数值计算得到的拱部沉降、水平收敛与依托

工程现场实测变形量如表5所示。可以看出:计算与实测的拱部沉降平均值分别为16.3和12.6 mm,水平收敛平均值分别为11.2和8.85 mm,具体数值尚有一定偏差,主要原因是现场很难监测到掌子面前方的洞室周边先期位移;计算与实测得到的围岩变形均很小且处在同一数量级,这也间接证明了漂卵石围岩具有较好的成拱效应。

表 4 压力拱内外边界比较

Table 4 Inner and outer boundaries of pressure arch

工况	拱顶路径		边墙路径	
	内边界	外边界	内边界	外边界
数值模拟	2 m	20 m	0	14 m
模型试验	20 cm	33 cm	6 cm	20 cm
换算原型	12 m	20 m	3.6 m	12 m

表 5 计算与实测变形对比

Table 5 Comparison between calculated and measured deformations

名称	拱部沉降/mm			水平收敛/mm		
	拱顶	左(右)拱肩	均值	上台阶	下台阶	均值
计算	19.2	14.8 (14.8)	16.3	10.3	12.1	11.20
实测	14.7	10.2 (12.8)	12.6	8.5	9.2	8.85

4.2 压力拱特征分析

随着隧道的动态持续开挖,压力拱渐进向外扩展,压力拱区域的环向应力是增加的。文献[6~8]都得到了环向应力对压力拱起决定作用,径向应力影响相对较小的结论。因此,本文依据弹性围岩应力状态分区特征,同时结合压力拱拱体处于环向应力升高区的特点,选取围岩环向应力与原岩应力相等的点作为压力拱内边界,环向应力变化量小于原岩应力10%的点作为压力拱外边界,各路径之间采用曲线拟合绘制出堆积体隧道拱部围岩压力拱形态如图14所示。

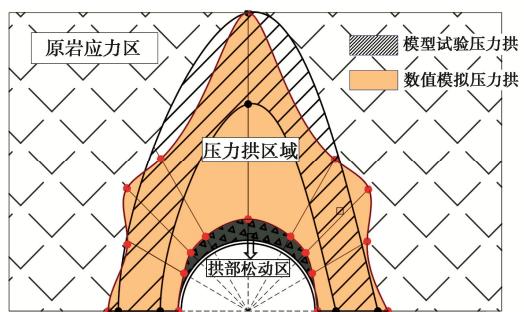


图 14 松散堆积体隧道压力拱形态

Fig. 14 Shape of pressure arch for tunnel in loose deposits

无论是试验还是计算结果,拱部围岩由内向外依次形成松动区→压力拱→原岩应力区。这是由于开挖形成临空面,拱部围岩在重力作用下破裂导致围岩物理力学性质严重劣化形成拱部松动区,应采取挂网喷射混凝土黏结、封闭表层围岩;试验和计算压力拱形态均为尖拱形、两者位置较为接近,为防止该区域围

岩扰动太大而发生坍塌, 施工中应加强注浆或打入锚杆加固控制浅层围岩松动扩展; 对于深层松弛围岩可采用长度较大的预应力锚索进行加固, 从而通过“表层—浅层—深层”较为完整的联合加固措施有效地改善洞室周边扰动围岩结构强度, 充分发挥围岩自承载性能, 最终达到将围岩从被支护对象转换为自承载结构、实现经济支护的目标^[21]。

5 结 论

通过对松散堆积体隧道动态开挖过程中围岩内部应力以及压力拱的形成与稳定机制进行分析, 得到以下结论:

(1) 松散堆积体隧道拱部围岩松弛范围和幅度均较大, 已经延伸至地表; 而边墙部位受开挖影响的松动范围很小, 以较大的应力松弛幅度换取较小的松动范围; 边墙 $0\sim 0.55B$ (开挖跨度) 范围内的围岩处于承压拱区、应力集中程度极高, 施工中应特别注意加强拱脚支撑。

(2) 拱部路径 L1~L4 上的径向、环向应力在掌子面开挖至监测断面之前均在增大但量值较小, 表现出“先行拱”的作用; 掌子面越过监测断面之后, 径向应力迅速减小、环向应力急剧增大, 表现出明显的径向松弛和环向成拱效应; 边墙路径 L5 上的径、环向应力显著增大, 形成高度应力集中区, 承担着压力拱及其上的围岩荷重。

(3) 周边围岩成拱系数具有显著的空间变化特性, 其中拱顶路径成拱系数最大为 2.15 且呈线性增大; 边墙成拱系数次之为 0.41, 仅在监测断面前 3 m 和后 6 m 范围内开挖过程中急剧增大; $30^\circ \sim 60^\circ$ 范围围岩成拱系数变化趋势相同, 只在监测断面前后 6 m 范围内开挖时增长较大, 很快便趋于稳定。

(4) 试验和计算得到的压力拱形状均呈尖拱形, 但试验所得压力拱范围要明显小于计算值(尤其是拱顶区域), 说明支护对于改善周边围岩的应力状态, 减小压力拱内边界作用效果显著; 两种方法得到的压力拱外边界深度相差约为 10%, 说明本文采用应力路径分析确定压力拱内外边界的方法是基本可行的。

参考文献:

- [1] 谢亦朋, 杨秀竹, 阳军生, 等. 松散堆积体隧道围岩变形破坏细观特征研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(12): 4925~4934. (XIE Yi-peng, YANG Xiu-zhu, YANG Jun-sheng, et al. Mesoscopic characteristics of deformation and failure on surrounding rocks of tunnel through loose deposits[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(12): 4925~4934. (in Chinese))
- [2] 杨建周. 穿越松散堆积体围岩加固与隧道施工技术[J]. 铁道科学与工程学报, 2019, 16(5): 1266~1273. (YANG Jian-zhou. Reinforcement of surrounding rock and tunnel construction through loose deposits[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2019, 16(5): 1266~1273. (in Chinese))
- [3] XIAO J Z, DAI F C, WEI Y Q, et al. Cracking mechanism of secondary lining for a shallow and asymmetrically-loaded tunnel in loose deposits[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, 43: 232~240
- [4] 钟祖良, 别聪颖, 范一飞, 等. 土石混合体注浆扩散机制及影响因素试验研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(11): 4194~4202. (ZHONG Zu-liang, BIE Cong-ying, FAN Yi-fei, et al. Experimental study on grouting diffusion mechanism and influencing factors of soil-rock mixture[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(11): 4194~4202. (in Chinese))
- [5] 杨继红, 董金玉, 黄志全, 等. 不同含石量条件下堆积体抗剪强度特性的大型直剪试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(增刊 2): 161~166. (YANG Ji-hong, DONG Jin-yu, HUANG Zhi-quan, et al. Large-scale direct shear tests on accumulation body with different stone contents[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(S2): 161~166. (in Chinese))
- [6] WANG S R, LI C L, WANG Y G, et al. Evolution characteristics analysis of pressure-arch in a double-arch tunnel[J]. Tehnicki Vjesnik-Technical Gazette, 2016, 23: 181~189.
- [7] KONG X X, LIU Q S, ZHANG Q B, et al. A method to estimate the pressure arch formation above underground excavation in rock mass[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 71: 382~390.
- [8] WANG X Q, KANG H P, GAO F Q. Numerical study on the formation of pressure arch in bolted gravel plate[J]. Computers and Geotechnics, 2021, 130: 1~10.
- [9] 朱合华, 黄锋, 徐前卫. 变埋深下软弱破碎隧道围岩渐进性破坏试验与数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(6): 1113~1122. (ZHU He-hua, HUANG Feng, XU Qian-wei. Model test and numerical simulation for progressive failure of weak and fractured tunnel surrounding rock under different overburden depths[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(6): 1113~1122. (in Chinese))
- [10] 黄锋, 朱合华, 徐前卫. 含软弱夹层隧道围岩松动破坏模型试验与分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(增刊)

- 1): 2915 - 2924. (HUANG Feng, ZHU He-hua, XU Qian-wei. Model test and analysis about loose failure of tunnel surrounding rock mass containing weak interlayer[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(S1): 2915 - 2924. (in Chinese))
- [11] 房 倩, 张顶立, 王毅远, 等. 圆形洞室围岩破坏模式模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(3): 564 - 571. (FANG Qian, ZHANG Ding-li, WANG Yi-yuan, et al. Model test study of failure modes surrounding rock for circular caverns[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(3): 564 - 571. (in Chinese))
- [12] 李英杰, 张顶立, 宋义敏, 等. 软弱破碎深埋隧道围岩渐进性破坏试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(6): 1138 - 1147. (LI Ying-jie, ZHANG Ding-li, SONG Yi-min, et al. Experimental research of progressive damage of surrounding rock for soft fractured deep tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(6): 1138 - 1147. (in Chinese))
- [13] 汪成兵. 均质岩体中隧道围岩破坏过程的试验与数值模拟 [J]. 岩土力学, 2012, 33(1): 103 - 108. (WANG Cheng-bing. Laboratory and numerical investigation on failure process of tunnel constructed in homogeneous rock[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(1): 103 - 108. (in Chinese))
- [14] 叶 飞, 毛家骅, 刘燕鹏, 等. 软弱破碎隧道围岩动态压力拱效应模型试验[J]. 中国公路学报, 2015, 28(10): 76 - 82. (YE Fei, MAO Jia-hua, LIU Yan-peno, et al. Model test on effect of dynamic pressure arch of tunnel in soft broken surrounding rock[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, 28(10): 76 - 82. (in Chinese))
- [15] 郑康成, 丁文其, 金 威, 等. 特大断面隧道分步施工动态压力拱分析研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(增刊 1): 72 - 77. (ZHENG Kang-cheng, DING Wen-ai, JIN Wei, et al. Experimental and numerical study on staged construction pressure arch of super large section tunnel[J]. China Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(S1): 72 - 77. (in Chinese))
- [16] 崔蓬勃, 朱永全, 刘 勇, 等. 考虑土拱发挥过程的非饱和砂土盾构隧道极限支护力计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(5): 873 - 881. (CUI Peng-bo, ZHU Yong-quan, LIU Yong, et al. Calculation of ultimate supporting forces of shield tunnels in unsaturated sandy soils considering soil arching effects[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(5): 873 - 881. (in Chinese))
- [17] 曲世阜. 深埋城市地铁隧道对地层变形的影响及压力拱形成规律研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2013. (QU Shi-fu. Study on Influence of Deep-buried Urban Subway Tunnel on Strata Deformation and Formation rule of Pressure Arch[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2009. (in Chinese))
- [18] 潘皇宋, 杜广印, 王 坤, 等. 无衬砌黄土隧道压力拱模型试验及数值模拟[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2019, 49(5): 949 - 955. (PAN Huang-song, DU Guang-yin, WANG Kun, et al. Model test and numerical simulation on pressure arch of unlined loess tunnel[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2019, 49(5): 949 - 955. (in Chinese))
- [19] 中交第一勘察设计研究院有限公司. 国道 318 林芝到拉萨段公路改造工程(二期)[R]. 西安, 2015. (CCCC First Highway Consultants Co., Ltd., Reconstruction of Nyingchi-Lasa Section of National Highway 318 (Phase II)[R]. Xi'an, 2015. (in Chinese))
- [20] 何 琚, 张成平, 杨公标. 砂卵石地层小净距隧道渐进性破坏过程试验研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(增刊 1): 362 - 367. (HE Jun, ZHANG Cheng-ping, YANG Gong-biao. Test study on progressive failure of closely spaced tunnel in sandy cobble ground[J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(S1): 362 - 367. (in Chinese))
- [21] 江 权, 冯夏庭, 李邵军, 等. 高应力下大型硬岩地下洞室群稳定性设计优化的裂化-抑制法及其应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(6): 1081 - 1101. (JIANG Quan, FENG Xia-ting, LI Shao-jun. Cracking-restraint design method for large underground caverns with hard rock under high geostress condition and its practical application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 38(6): 1081 - 1101. (in Chinese))