

文章编号:1673-9469(2024)02-0059-12

DOI:10.3969/j.issn.1673-9469.2024.02.009

浅埋偏压小净距隧道管棚支护参数优化研究

陈家征^{1,2}, 李忠^{1,2*}

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 石家庄铁道大学 道路与铁道工程安全保障
保障省部共建教育部重点实验室, 河北 石家庄 050043)

摘要: 为研究浅埋偏压小净距隧道管棚+超前小导管联合超前支护参数对隧道支护效果的影响, 依托彝良隧道洞口段工程, 通过FLAC^{3D}建立不同管棚注浆加固区厚度、长度、直径、环向间距和外插角度等参数下的三维模型工况, 分析各管棚参数对围岩位移的控制效果。结果表明: 增大管棚注浆加固区厚度、直径和长度可降低围岩位移, 注浆加固区厚度为3 m、管棚直径为100 mm和长度为40 m较佳; 随管棚外插角度和环向间距的增加, 围岩位移逐渐增大, 管棚外插角度为2°和环向间距为0.3 m较为合适。在管棚合理支护参数选择的基础上, 将模拟值与现场监控量测值对比, 验证所选支护参数的合理性和可靠性。

关键词: 浅埋偏压隧道; 管棚; 超前支护; 参数优化; 监测效果

中图分类号: U418.5

文献标识码: A

Optimization of Pipe Shed Support Parameters for Shallow Buried Bias Pressure and Small Clear Distance Tunnels

CHEN Jiazheng^{1,2}, LI Zhong^{1,2*}

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China;
2. Key Laboratory of Roads and Railway Engineering Safety Control of Ministry of Education,
Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China)

Abstract: In order to study the influence of the combined advanced support parameters of shallow buried bias and small clear distance tunnel pipe shed plus advanced small conduit on the tunnel support effect, relying on the Yiliang tunnel entrance section project, the three-dimensional model working conditions under different parameters such as thickness, length, diameter, hoop spacing and extrapolation angle of the grouting reinforcement area of the pipe shed were established through FLAC^{3D}, and the control effect of each pipe shed parameter on the displacement of the surrounding rock was analyzed. The results show that the displacement of the surrounding rock can be reduced by increasing the thickness, diameter and length of the grouting reinforcement area. A grouting reinforcement zone with a thickness of 3 meters, a pipe shed diameter of 100 mm, and a length of 40 meters are preferred. With the increase of the interpolation angle and hoop spacing of the pipe shed, the displacement of the surrounding rock gradually increases. The interpolation angle of the pipe of 2° and the hoop spacing of 0.3 m are preferred. Based on the selection of reasonable support parameters for the pipe shed, the simulated values are compared with the on-site monitoring measurements to verify the rationality and reliability of the selected support parameters.

Key words: shallow buried bias pressure tunnel; pipe shed; advanced support; parameter optimization; monitoring effect

收稿日期: 2023-06-05

基金项目: 国家重点研发计划资助项目(2021YFB2301803)

作者简介: 陈家征(1998-), 男, 安徽芜湖人, 硕士, 研究方向: 地质灾害超前预报及隧道地下工程。

* 通信作者: 李忠(1968-), 男, 河北石家庄人, 博士, 教授, 研究方向: 地质灾害超前预报及隧道地下工程。

随着我国交通基建投资不断增加,隧道数量日趋增多^[1-2],小净距隧道因施工简单等优点得到广泛应用。但受到复杂地形地质等影响,隧道洞口段往往处于浅埋、偏压、岩土体破碎等条件下,导致在仅初支作用下围岩变形过大,因此需采取管棚超前支护措施。

洪开荣等^[3-4]得出超前管棚在控制隧道拱顶位移和限制围岩塑性区发展方面效果较佳。杨转运等^[5]针对石狮小净距隧道,通过在洞口段采用40 m和16 m的注浆长管棚,保证了隧道安全进洞。曾祥国等^[6]依托花土岗小净距隧道,通过数值模拟得出经超前支护后,地表沉降值减小约1/5,拱腰水平收敛值降低超100%,衬砌最大弯矩值减少近1/4。在采用管棚作为主要超前支护手段的基础上,为达到工程施工中经济性、安全性和可靠性的目的,管棚支护参数也逐渐得到大量学者的研究。代聪^[7]以蓝家岩隧道为研究对象,通过数值模拟和模型试验得出随着管棚布置范围增大,隧道拱顶沉降和拱脚收敛变形值越小,且对拱脚收敛影响程度较大。余俊等^[8]依托莲花隧道洞口段,研究不同注浆加固区弹性模量、注浆半径和环形间距对管棚变形的影响,并将研究结果应用于实际工程,验证数值计算的准确性。孙志杰^[9]依托某黄土公路隧道,采用三维数值模拟,得出管棚外插角度为 0° ,环向间距为40 cm时可明显控制围岩变形。陶祥令等^[10]以某浅埋暗挖工程为背景,得出管棚布置角度为拱顶 120° ,管径为108~159 mm,间距为40~50 cm,注浆厚度为40 cm时对控制围岩变形效果最佳。武松等^[11]采用双参数地基梁模型,分析管棚受力机理和直径 $\phi 76$ 、 $\phi 108$ 管棚支护效果,得出直径 $\phi 108$ 管棚超前支护可有效降低管棚挠度,控制围岩位移,增强围岩稳定性。赵凯^[12]依托某公路隧道洞口段,得出环向间距合理取值为40 cm,管径108和159 mm,管长为30~40 m。

从以上文献可知,超前支护是保证掌子面和围岩稳定的重要措施,但目前主要集中于管棚在隧道中的单独应用,同时因管棚参数往往需要根据经验确定,尚未形成一套完整、系统的理论体系,因此关于管棚支护参数的研究较少。而对于浅埋偏压小净距隧道来说,由于管棚长度支护效果有限,施工难度和工程造价也较大。因此,单一的管棚超前支护手段难以满足复杂工程地质

的安全要求和达到降低施工难度、节约成本等目的,需要管棚和其他预支护手段联合应用,而目前尚不明确多种预支护手段的联合控制机理,同时也没有管棚支护设计参数选取的统一原则。因此,迫切需要研究管棚和其他预支护下管棚支护参数对围岩位移控制效果的影响,以期为类似条件下浅埋偏压小净距隧道管棚支护优化设计提供参考。

1 工程地质概况

1.1 地形地貌

彝良隧道位于盐津南—彝良北区间,为双洞单线隧道。隧道起于盐津县柿子乡新生村,向西南方向延伸,终于钱家沟,属于高原斜坡地带中山峡谷地区,地形起伏较大,地面高程890~1 920 m,相对高差200~1 100 m,自然横坡 $10^\circ\sim 45^\circ$ 。隧道洞口段为DK315+818—+898、YDK315+800—+890,左右线净距小于25 m,斜坡高陡,分布有危岩体,陡坡地带基岩大片裸露,覆土薄,表面植被发育一般,洞口段整体坡度 $40^\circ\sim 70^\circ$,斜坡倾向约 84° ,自然横坡 $10^\circ\sim 45^\circ$,地形偏压严重,如图1所示。

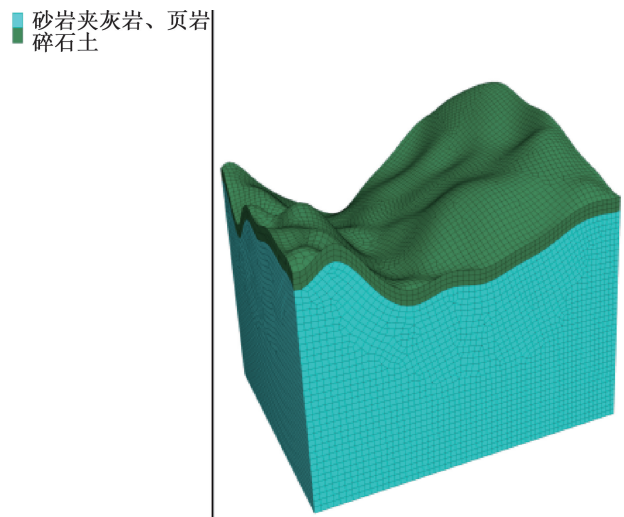


图1 彝良隧道洞口段地形地貌

Fig. 1 Topography and landform of the entrance section of Yiliang Tunnel

1.2 地层岩性

隧道洞口段围岩地层岩性主要为泥盆系下统坡脚组、边箐沟组(D_1b+q)砂岩夹灰岩、页岩,地层岩性见表1。

表 1 彝良隧道洞口段地层岩性分析

Tab. 1 Analysis of stratum lithology at the entrance section of Yiliang Tunnel

地层岩性	颜色及构造	特征
碎石土(Q ₄ ^{col})	褐黄、灰黄色、稍湿、稍密, 碎石含量约为 50%, 粒径 6~20 cm	主要为砂岩、灰岩, 余为粉质黏土细角砾充填, 厚 2~20 m, 属于 III 级硬土
砂岩夹灰岩、页岩(D ₁ b+q)	灰黑色、浅灰色, 细砂质结构, 中厚层状构造, 岩质较硬。灰岩常分布底部, 以灰黑色为主, 岩溶弱发育	页岩呈黑色, 薄层状, 钙质胶结。强风化带(W ₃)岩体较破碎, 厚 2~10 m, 属于 IV 级软岩; 弱风化带(W ₂)属于 V 级次坚石。与下伏翠峰山组(D ₂ c)接触
灰岩夹砂岩、页岩(D ₁ b+q)	灰黑色细粒结晶白云质灰岩, 夹灰黑色页岩、砂岩, 岩溶中等~强烈发育	灰岩溶蚀破碎带(R ₃)岩体呈块状, 厚 2~6 m, 属于 IV 级软岩, 弱风化带(W ₂)属于 V 级次坚石。与下伏翠峰山组(D ₂ c)呈整合接触

2 数值模型

2.1 基本假设

采用 FLAC^{3D} 数值软件对彝良隧道洞口段管棚支护参数模拟分析, 基本假设如下:

(1) 岩土体为连续、均匀、各向同性的弹塑性介质, 采用 M-C 本构模型; (2) 因洞口段埋深较浅, 初始应力场仅考虑自重; (3) 隧道二衬主要作为安全储备考虑, 只考虑初支的影响; (4) 暂不考虑地下水对隧道和支护的影响; (5) 左右洞隧道掌子面错距为 50 m。

2.2 模型建立

依托彝良隧道洞口段的实际施工情况, 采用三台阶临时拱法, 根据圣维南原理, 模型水平方向为 110 m, 竖直方向上部取至地表面, 下部从隧道仰拱取 4 倍隧道开挖高度, 纵向长度为 80 m。模型左右边界施加 X 方向约束, 前后边界施加 Y 方向约束, 下边界施加 Z 方向约束, 上边界为自由面, 计算模型如图 2 所示。

2.3 参数确定

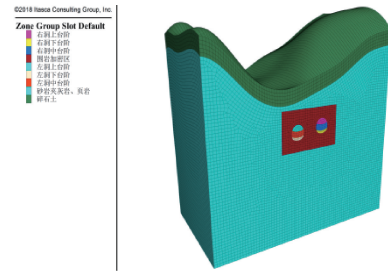
根据现场工程地质勘察报告和室内三轴试验, 并结合《铁路隧道设计规范》, 确定围岩和支护结构的物理参数。

2.3.1 围岩物理参数

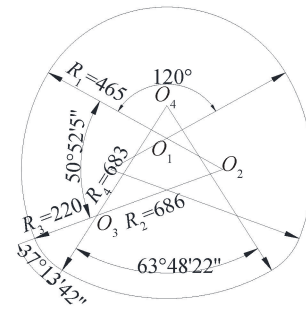
根据彝良隧道洞口段的地勘报告、现场实测数据和隧道规范综合确定。

2.3.2 管棚注浆加固区物理参数

由现场实践和查阅相关文献可知, 当使用管棚注浆后可使围岩整体稳定性提高, 表现为可提高围岩自身的一个等级和 2~3 倍的黏聚力。管棚注浆加固后形成岩土体注浆加固区, 其厚度计算^[13-14]:



(a) 三台阶临时仰拱法



(b) 隧道断面示意图(单位: mm)

图 2 隧道计算模型

Fig. 2 Calculation model of tunnel

$$D = 2 \sqrt{R^2 - \left(\frac{S}{2}\right)^2} \quad (1)$$

式中: R 为浆液扩散半径, $R = (0.6 \sim 0.7) S$; S 为相邻注浆孔的间距。

但在实际工程中应考虑钢管直径, 经计算管棚注浆加固区厚度为: $D + 0.108 = 1.0 \text{ m}$ 。

2.3.3 注浆管棚物理参数

由于砂浆灌注后的钢管填充密实, 两者共同作用下可以显著提高钢管的刚度和自身承载力。因此在计算管棚的相关物理参数时, 应同时将钢管和填充砂浆的综合作用考虑在内。

(1) 注浆管棚等效弹性模量的确定

$$E(I_1 + I_2) = E_1 I_1 + E_2 I_2 \quad (2)$$

$$I_1 = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{64} \quad (3)$$

$$I_2 = \frac{\pi d^4}{64} \quad (4)$$

式中: E 、 E_1 、 E_2 分别为注浆后管棚、钢管、砂浆的弹性模量, GPa; I_1 、 I_2 分别为钢管、砂浆的惯性矩, m^4 ; D 、 d 分别为钢管外环、内环直径, mm。

彝良隧道洞口段采用的管棚钢管弹性模量 $E_1 = 210$ GPa, 泊松比 $\mu_1 = 0.25$, 外径 $D = 0.108$ m, 壁厚为 6 mm, 内径 $d = 0.096$ m, 求得钢管惯性矩 $I_1 = 2.509 \times 10^{-6} m^4$ 。砂浆弹性模量 $E_2 = 23$ GPa, 泊松比 $\mu_2 = 0.3$, 求得砂浆惯性矩 $I_2 = 4.169 \times 10^{-6} m^4$ 。计算得 $E = 93$ GPa。

(2) 注浆管棚等效重度的确定

$$\gamma(A_1 + A_2) = \gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2 \quad (5)$$

式中: γ 、 γ_1 、 γ_2 分别为注浆后管棚、钢管、砂浆的重度, kg/m^3 ; A_1 、 A_2 分别为钢管、砂浆的断面面积, m^2 。

彝良隧道洞口段采用的管棚钢管重度 $\gamma_1 = 7.9 \times 10^3 kg/m^3$, 断面面积 $A_1 = 1.923 \times 10^{-3} m^2$ 。砂浆重度 $\gamma_2 = 2.1 \times 10^3 kg/m^3$, 断面面积 $A_2 = 7.238 \times 10^{-3} m^2$ 。计算得 $\gamma = 3.317 \times 10^3 kg/m^3$ 。

2.3.4 小导管注浆加固区物理参数

根据查阅相关研究文献可知,对围岩采用小导管注浆加固后,围岩弹性模量提高 42%~56%,黏聚力提高 35%~51%,内摩擦角提高 2.3°~3.4°,密度略有提高。因此选取彝良隧道洞口段小导管注浆加固后围岩弹性模量提高 50%,黏聚力提高 40%,内摩擦角提高 3°。

2.3.5 注浆小导管物理参数

(1) 注浆小导管等效弹性模量计算:

$$E'(I_1' + I_2') = E_1' I_1' + E_2' I_2' \quad (6)$$

式中: E' 、 E_1' 、 E_2' 分别为注浆后小导管、钢管、钢管内浆液的弹性模量, GPa; I_1' 、 I_2' 分别为钢管、钢管内浆液的惯性矩, m^4 。

彝良隧道洞口段采用的小导管钢管弹性模量 $E_1' = 210$ GPa, 泊松比 $\mu_1 = 0.25$, 钢管外径 $D = 0.045$ m, 壁厚为 3.5 mm, 内径 $d = 0.038$ m, 求得小导管惯性矩 $I_1' = 9.894 \times 10^{-8} m^4$ 。砂浆弹性模量 $E_2' = 23$ GPa, 泊松比 $\mu_2 = 0.3$, 求得砂浆惯性矩 $I_2' = 1.024 \times 10^{-7} m^4$ 。计算得 $E' = 115$ GPa。

(2) 注浆小导管等效重度计算

$$\gamma'(A_1' + A_2') = \gamma_1' A_1' + \gamma_2' A_2' \quad (7)$$

式中: γ' 、 γ_1' 、 γ_2' 分别为注浆后小导管、钢管、钢管内凝固浆液的重度, kg/m^3 ; A_1' 、 A_2' 分别为钢管、钢管内凝固浆液的断面面积, m^2 。

彝良隧道洞口段采用小导管钢管重度 $\gamma_1' = 7.9 \times 10^3 kg/m^3$, 断面面积 $A_1' = 0.4563 \times 10^{-3} m^2$ 。砂浆重度 $\gamma_2' = 2.1 \times 10^3 kg/m^3$, 断面面积 $A_2' = 1.134 \times 10^{-3} m^2$ 。计算得 $\gamma' = 3.764 \times 10^3 kg/m^3$ 。

2.3.6 锚喷物理参数

隧道的初期支护主要由喷射混凝土、钢拱架和钢筋网等组成。在数值模拟中,考虑到工程实际特点,将喷射混凝土、钢拱架和钢筋网的支护性能依据参数等效原则^[15],将它们的弹性模量折算到初期支护参数中,计算公式为

$$E = E_0 + \frac{E_g S_g}{S_c} \quad (8)$$

式中: E 为等效后的混凝土弹性模量, GPa; E_0 为等效前的混凝土弹性模量, GPa; E_g 为钢拱架弹性模量, GPa; S_g 为钢拱架横截面积, m^2 ; S_c 为混凝土横截面积, m^2 。

根据式(1)~(8),可得出围岩、注浆管棚、注浆小导管等材料的物理参数,围岩、管棚和超前小导管注浆形成的加固区均采用实体单元模拟,管棚和小导管均采用 beam 单元模拟,锚杆采用 cable 单元模拟,喷射混凝土采用 shell 单元模拟,各材料物理参数见表 2,支护模拟如图 3 所示。

表 2 模型各材料物理力学参数

Tab. 2 Physical and mechanical parameters of various materials used in the model

材料类型	弹性模量/GPa	密度/($kg \cdot m^{-3}$)	泊松比	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
碎石土	0.06	1 700	0.41	0.04	18
砂岩夹灰岩、页岩	0.15	1 800	0.35	0.10	24
注浆加固区	2.40	2 000	0.30	150.00	33
注浆管棚	93.00	3 317	0.30	—	—
注浆小导管	115.00	3 764	0.30	—	—
锚杆	210.00	7 850	0.30	—	—
喷混	31.80	2 300	0.30	—	—

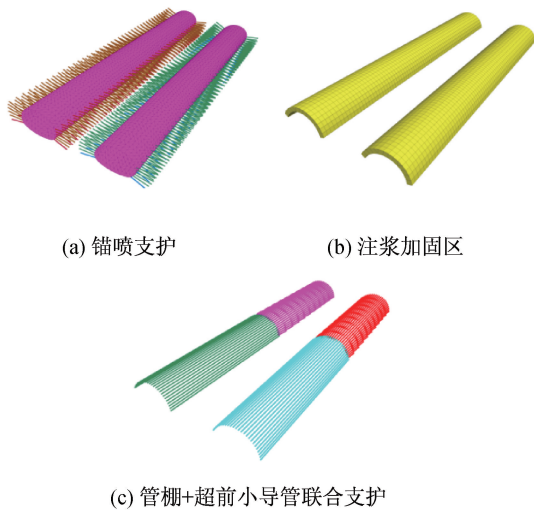


图 3 支护模拟图

Fig. 3 Support simulation diagram

3 数值模拟结果分析

3.1 管棚注浆加固区厚度

采用控制变量法,保证其他影响因素一定的情况下,仅改变管棚注浆加固区厚度,分别设置 1、1.5、2、2.5、3 m 五种工况。

从图 4 可知,随着注浆加固区厚度的不断增大,围岩拱顶沉降、仰拱隆起和左右拱腰水平位移均逐渐减小,当注浆加固区厚度从 1 m 增加至 3 m 时,拱顶降幅为 11.861%,仰拱降幅为 1.51%,最大水平收敛降幅为 5.11%,拱顶降幅最大,主要因为随着注浆加固区厚度的增大,拱顶土拱效应逐渐增强。

从图 5 可知,相比于未施加超前支护时,拱顶沉降分别降低 55.25%、56.45%、58.14%、59.38%、60.56%,仰拱隆起分别降低 54.90%、55.06%、55.19%、55.39%、55.58%,拱腰最大水平收敛分别降低 53.52%、54.23%、55.21%、55.39%、55.89%,说明随着注浆加固区厚度的增大,可有效降低拱顶沉降、仰拱隆起和拱腰水平收敛位移,使得注浆层可更好地承担荷载作用,充分发挥管棚支护的优势。但随着注浆加固区厚度的不断增大,围岩位移降幅逐渐减小,当注浆加固区厚度增加到一定值时,位移降幅基本很小,说明一味地依赖增大注浆加固区厚度来降低围岩位移量,降幅基本有限,同时对施工来说并非经济合理。

3.2 管棚长度

采用控制变量法,在保证其他影响因素一定

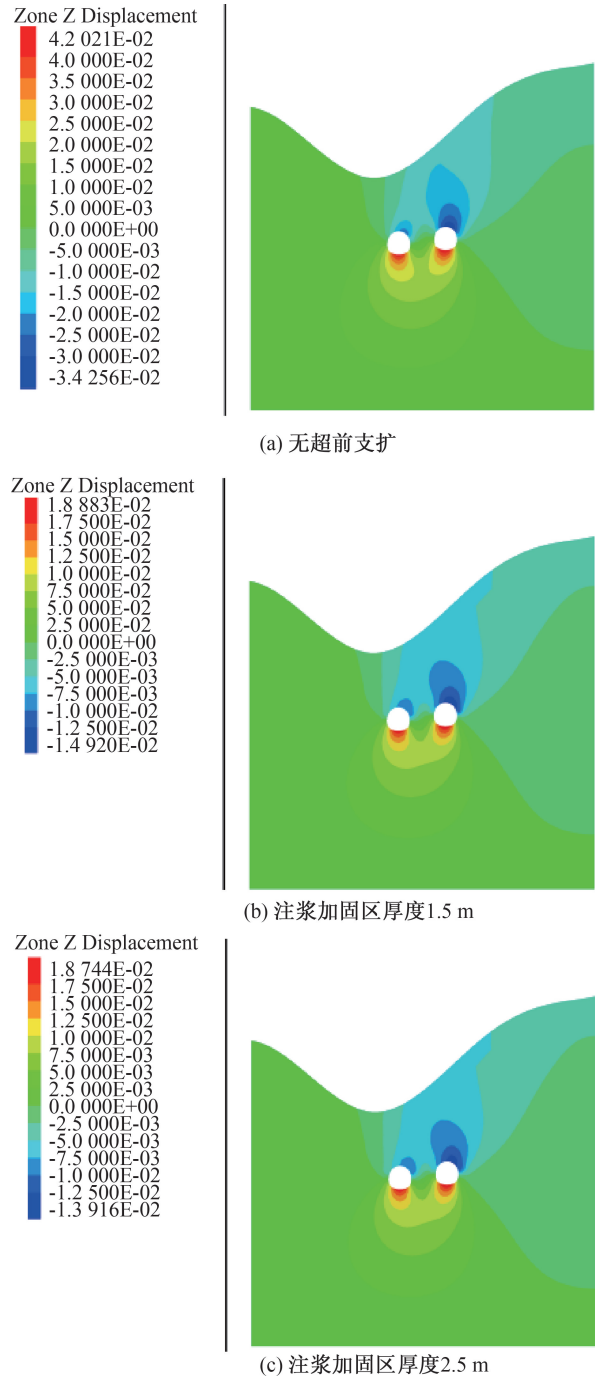


图 4 不同注浆加固区厚度下围岩竖向位移云图

Fig. 4 Vertical displacement cloud map of surrounding rock under different grouting reinforcement zone thicknesses

的情况下,仅改变管棚长度,分别设置 24、32、40、48、56 m 五种工况。

从图 6 可知,随着管棚长度的不断增大,拱顶沉降、仰拱隆起和拱腰水平收敛位移均逐渐减小,当管棚长度从 24 m 增加至 56 m 时,拱顶降幅为 10.63%,仰拱降幅为 0.74%,拱腰最大水平收敛降幅为 8.19%,说明管棚长度的增长对降低隧道位移效果为:拱顶>拱腰>仰拱。

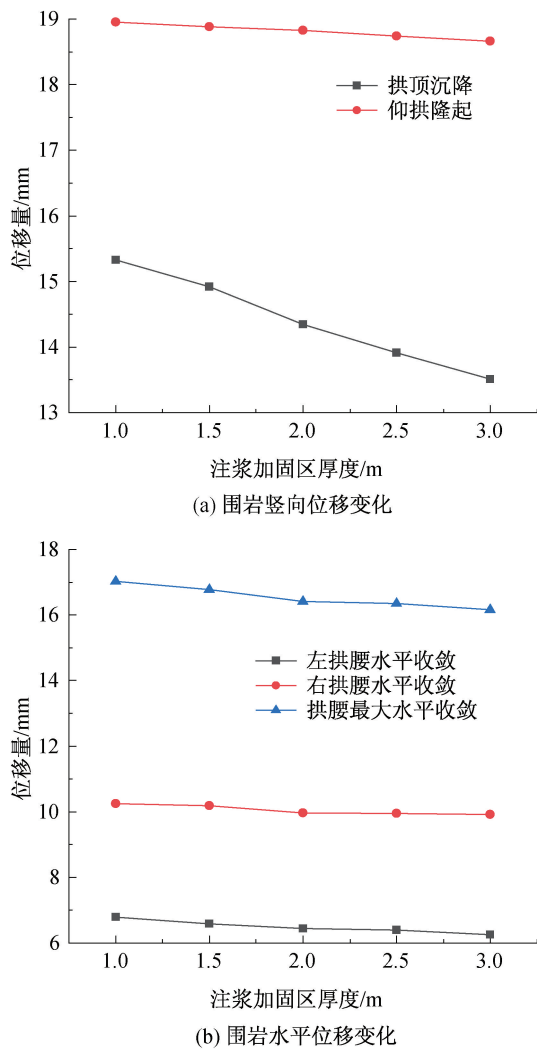


图5 不同注浆加固区厚度下围岩位移变化

Fig. 5 Variation of surrounding rock displacement under different grouting reinforcement zone thicknesses

从图 7 可知,相比于未施加超前支护时,拱顶沉降值分别降低 57.10%、59.06%、60.56%、61.20%、61.66%,仰拱隆起分别降低 55.32%、55.47%、55.58%、55.64%、55.65%,拱腰最大水平收敛分别降低 53.87%、54.78%、55.89%、56.84%、57.65%,说明当增加管棚长度时,确实对隧道围岩位移起到控制作用,且管棚长度越长隧道围岩位移越小。但随着管棚长度的增长,隧道围岩位移降幅逐渐减小,当管棚长度超过 40 m 后,继续增加管棚长度对控制围岩变形作用很小,管棚支护效果提升不显著。因此我们在选择管棚长度时,不能一味地追求管棚长度越长,施工效率越高,围岩变形越小的原则,应当在可大幅度降低围岩变形位移量的前提下,综合现场施工情况,如施工成本、难度、工艺等多方面影响因素进行综合考虑。

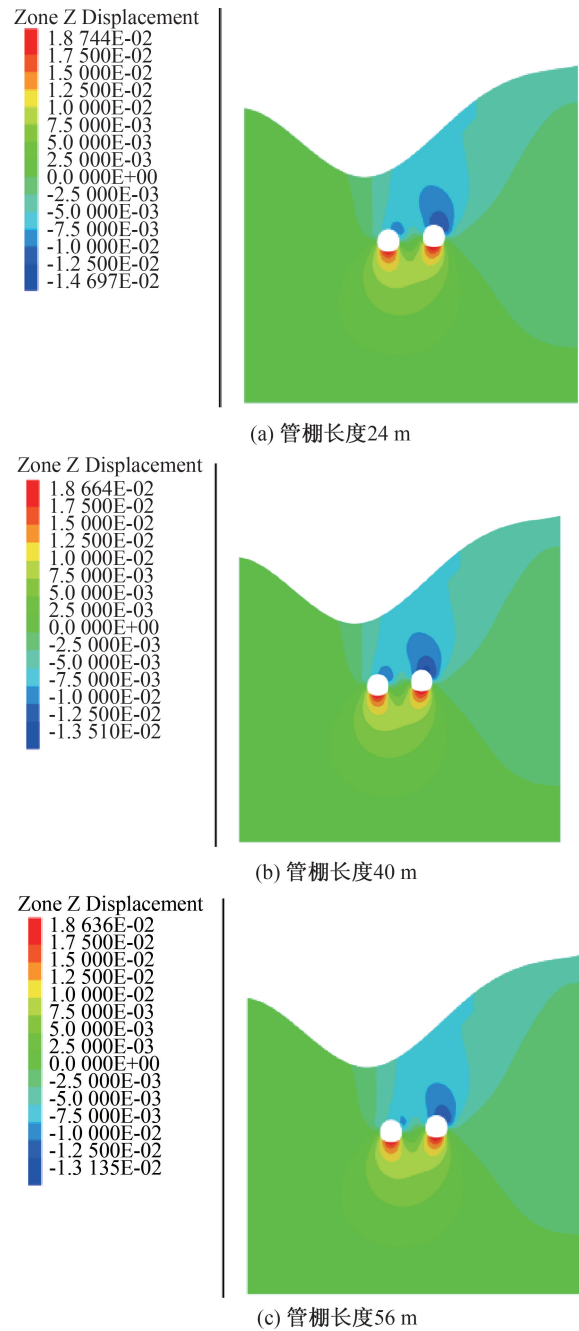


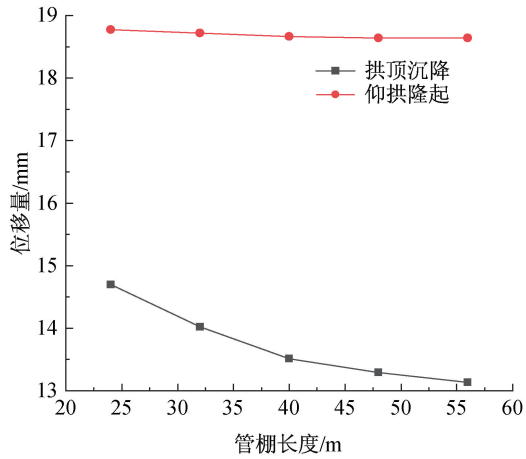
图6 不同管棚长度下围岩竖向位移云图

Fig. 6 Cloud chart of vertical displacement of surrounding rock under different pipe shed lengths

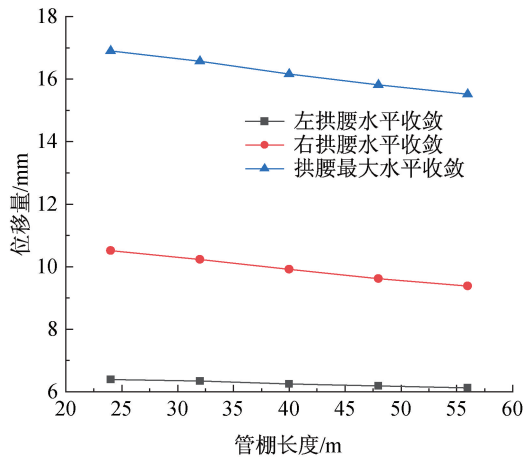
3.3 管棚外插角度

采用控制变量法,在保证其他影响因素一定的情况下,仅改变管棚外插角度,分别设置 2°、4°、6°、8°、10°、12°六种工况。

从图 8 可知,随着管棚外插角度的不断增大,拱顶沉降、仰拱隆起和拱腰水平收敛位移均逐渐增大,支护效果逐渐减弱,围岩稳定性降低。当管棚外插角度从 2°增加至 12°时,拱顶沉降增幅为 11.07%,仰拱隆起增幅为 1.08%,拱腰最大水



(a) 围岩竖向位移变化



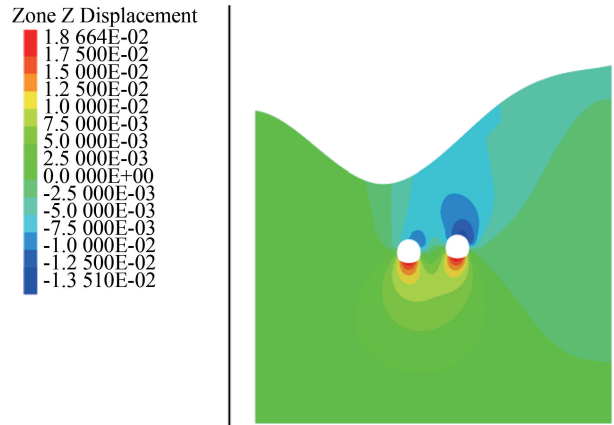
(b) 围岩水平位移变化

图 7 不同管棚长度与围岩位移变化

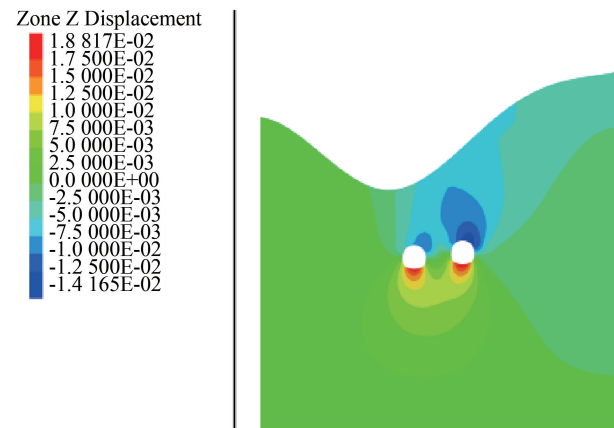
Fig. 7 Variation of the length of different pipe sheds and the displacement of surrounding rock

平收敛增幅为 9.52%, 主要因为隧道初期支护与管棚加固区之间的三角形区域的岩土体通过管棚加固区的切割与地层分离, 并作为重力荷载作用在掌子面附近围岩。当管棚外插角度逐渐增大时, 三角形区域的厚度越大, 重力荷载增大, 围岩对隧道支护结构的压力增大, 导致围岩位移变形增加。

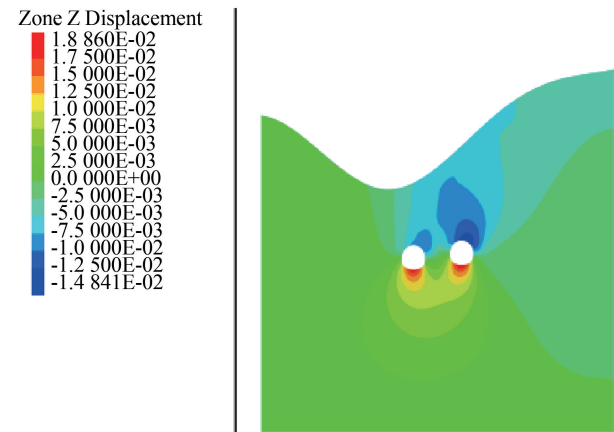
从图 9 可知, 相比于未施加超前支护时, 拱顶沉降分别降低 60.56%、59.14%、58.65%、57.32%、56.68%、55.65%, 仰拱隆起分别降低 55.58%、55.24%、55.24%、55.17%、55.12%、55.10%, 拱腰最大水平收敛分别降低 55.89%、53.50%、53.04%、52.48%、51.54%、51.25%, 说明随着管棚外插角度越大, 超前支护的加固效果越差, 围岩越不稳定。因此管棚外插角度的选择需要根据工程具体条件确定, 外插角度过大管棚超前支护效果会降低, 外插角度过小施工精度难以



(a) 管棚外插角度2°



(b) 管棚外插角度6°



(c) 管棚外插角度10°

图 8 不同管棚外插角度围岩竖向位移云图

Fig. 8 Vertical displacement cloud map of surrounding rock at different insertion angles of pipe sheds

保证, 故在现场施工时管棚必须以合适的角度打入围岩, 让管棚形成一定的预拱度, 产生拱体效应以支撑拱顶土体的下沉, 保证围岩稳定。

3.4 管棚环形间距

采用控制变量法, 在保证其他影响因素一定的情况下, 仅改变管棚环向间距, 分别设置 0.3、

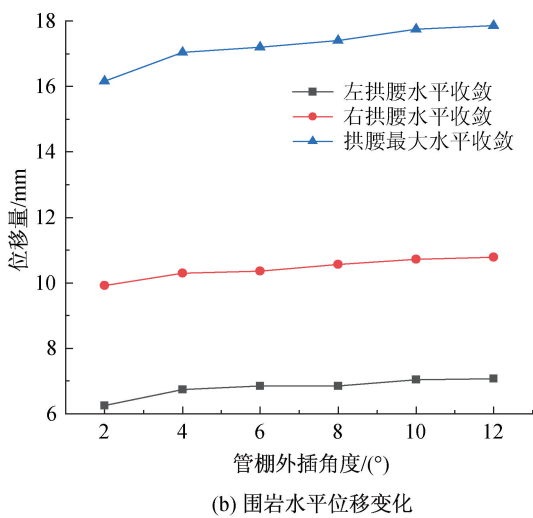
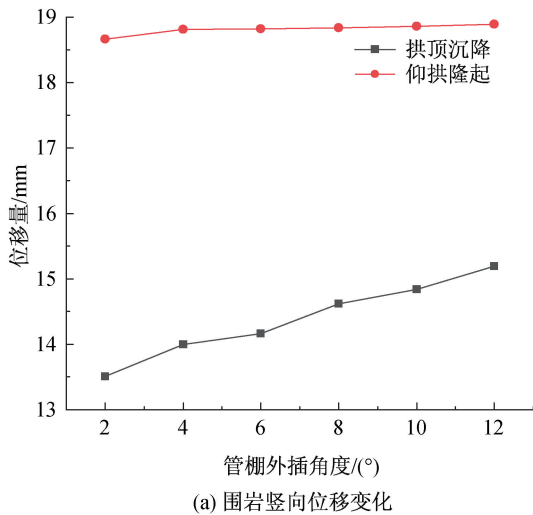


图9 不同管棚外插角度与围岩位移变化

Fig. 9 Variation of the interpolation angle of different pipe sheds and the displacement of the surrounding rock

0.4、0.5、0.6、0.7 m 五种工况。

从图 10 可知,随着管棚环向间距的不断增大,拱顶沉降、仰拱隆起和拱腰水平收敛位移均逐渐增大,当管棚环向间距从 0.3 m 增加至 0.7 m 时,拱顶沉降增幅为 20.15%,仰拱隆起增幅为 1.29%,拱腰最大水平收敛增幅为 2.23%,说明随着管棚环向间距的逐渐增大,围岩位移也会增大且拱顶位移增幅最大,拱腰次之,仰拱最小。

从图 11 可知,相比于未施加超前支护时,拱顶沉降分别降低 63.39%、62.00%、60.56%、57.67%、54.16%,仰拱隆起分别降低 55.68%、55.62%、55.53%、55.34%、55.1%,拱腰最大水平收敛分别降低 56.28%、56.06%、55.89%、55.67%、55.28%,说明随着管棚环向间距的增大,围岩位移降幅逐渐减小,且管棚环向间距越小,围岩位移越小,超前支护效果越好,然而在减小管棚环向间距的同

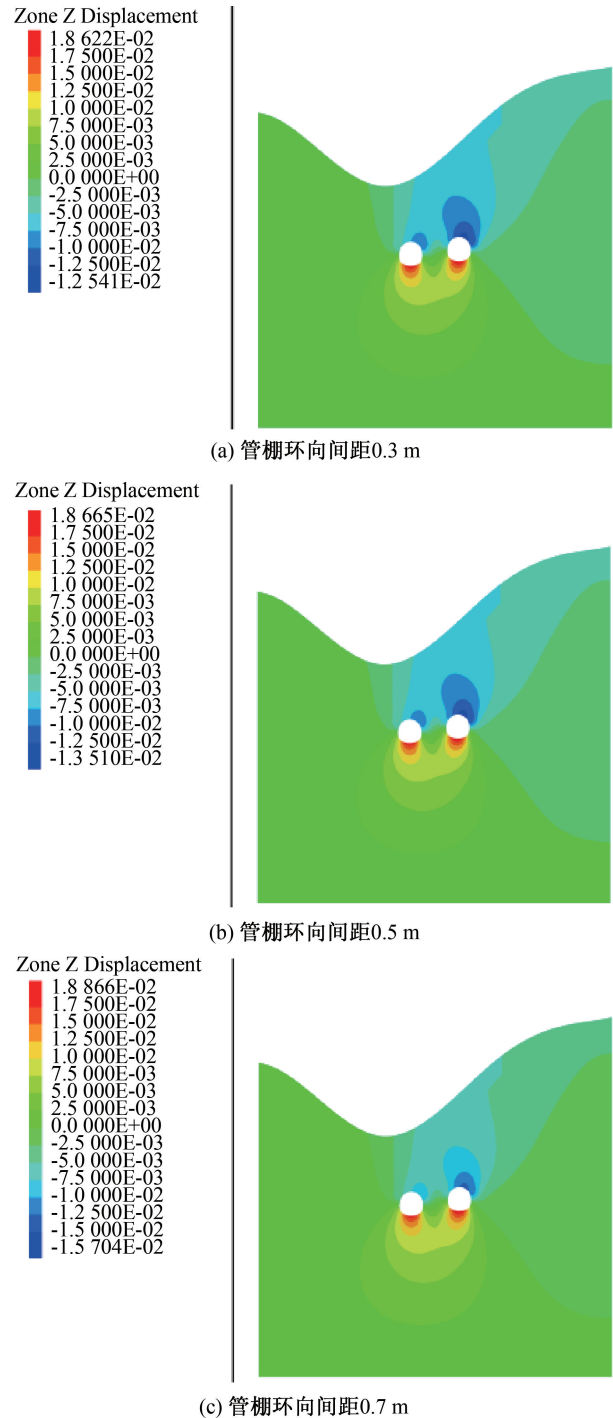


图 10 不同管棚环向间距下围岩竖向位移云图

Fig. 10 Cloud chart of vertical displacement of surrounding rock under different circumferential spacing of pipe sheds

时,由于注浆加固区厚度不会发生变化,因此需要布置的管棚数量不断增加,导致现场施工作业难度和复杂程度增大,同时管棚数量过多会导致工程材料耗费增加,而管棚环向间距布置较大降低支护效应,导致围岩稳定性降低。因此在管棚环向间距选取时,应综合考虑以争取达到理想的支护效果。

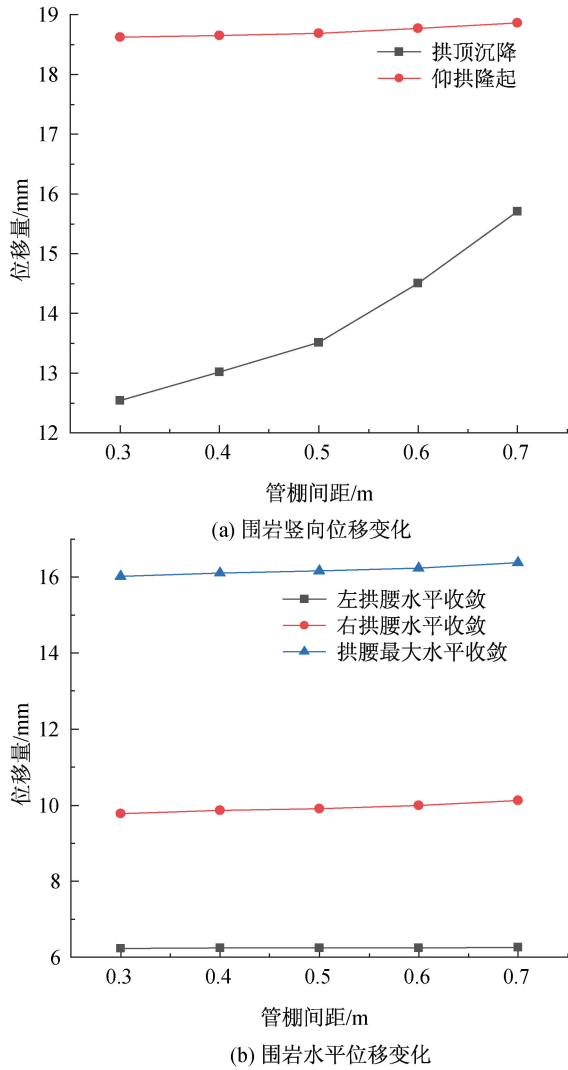


图 11 不同管棚环向间距与围岩位移变化

Fig. 11 Variation of the circumferential spacing and surrounding rock displacement of different pipe sheds

3.5 管棚直径

采用控制变量法,在保证其他影响因素一定的情况下,仅改变管棚直径,分别设置 50、100、150、200、250、300 mm 六种工况。

从图 12 可知,随着管棚直径的不断增大,拱顶沉降、仰拱隆起和拱腰水平收敛位移均逐渐减小。当管棚直径从 50 mm 增大至 300 mm 时,拱顶沉降降幅为 6.79%,仰拱隆起降幅为 4.42%,拱腰最大水平收敛降幅为 2.01%,说明随着管棚直径的逐渐增大,可有效控制围岩位移,但主要对拱顶沉降控制很大,对仰拱隆起和拱腰水平收敛位移控制效果较小。

从图 13 可知,相比于未施加超前支护时,拱顶沉降分别降低 59.70%、60.56%、61.44%、61.97%、62.18%、62.44%,仰拱隆起分别降低

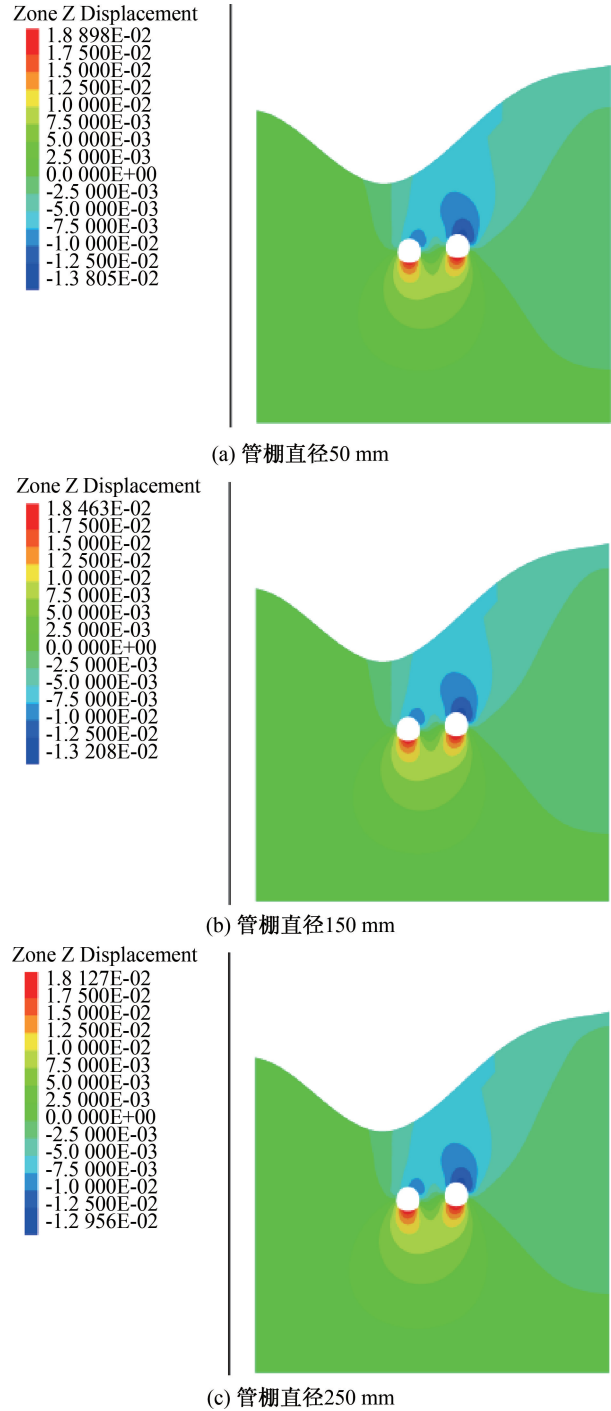


图 12 不同管棚直径下竖向位移云图

Fig. 12 Vertical displacement cloud map under different pipe shed diameters

55.03%、55.58%、56.06%、56.58%、56.86%、57.01%,拱腰最大水平收敛分别降低 55.59%、55.89%、56.15%、56.31%、56.40%、56.48%,说明随着管棚直径的增大,围岩位移降幅逐渐增大,当管棚直径大于 200 mm 时,对围岩位移的控制效果基本很小。因此在选择管棚直径时,需要选择合理的管棚直径,若管棚直径过小,则达不到

控制围岩位移的效果,若管棚直径过大,不仅不会给降低围岩位移起到明显的控制效果,反而会导致施工成本提高和施工工艺难度增大。

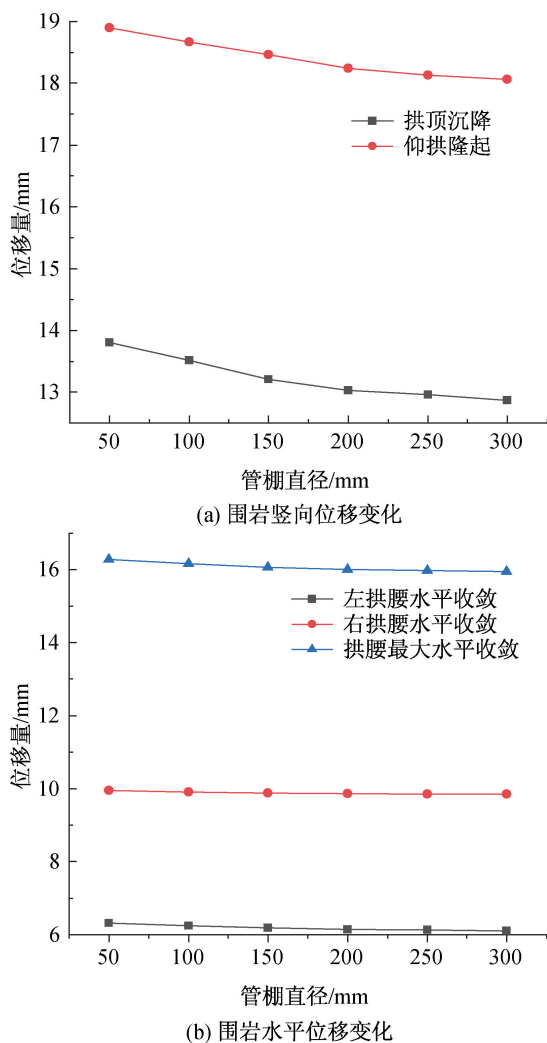


图 13 不同管棚直径与围岩位移变化

Fig. 13 Variation of the diameter of different pipe sheds and the displacement of the surrounding rock

3.6 管棚支护设计参数确定

根据不同管棚设计参数下围岩位移变化对比分析,在同时考虑施工成本、施工难度等影响因素的基础上,对彝良隧道洞口段浅埋偏压错台小净距隧道提出超前管棚支护设计参数优化建议:管棚注浆加固区厚度应为 3 m,管棚长度应为 40 m,管棚外插角度应为 2° ,管棚环向间距应为 0.3 m,管棚直径应为 100 mm。

4 支护效果评价

通过彝良隧道洞口段围岩位移的变形,来验证超前支护方案选择的合理性和管棚支护设计参

数优化比选的有效性。运用监控量测技术^[16],选取洞口段右洞隧道里程为 YDK315+840 典型断面(模型 $Y=40$ m 处)进行分析,将现场监测数据绘制成变形与时间的曲线图,同时对监测数据做相关性回归分析,如图 14 所示。

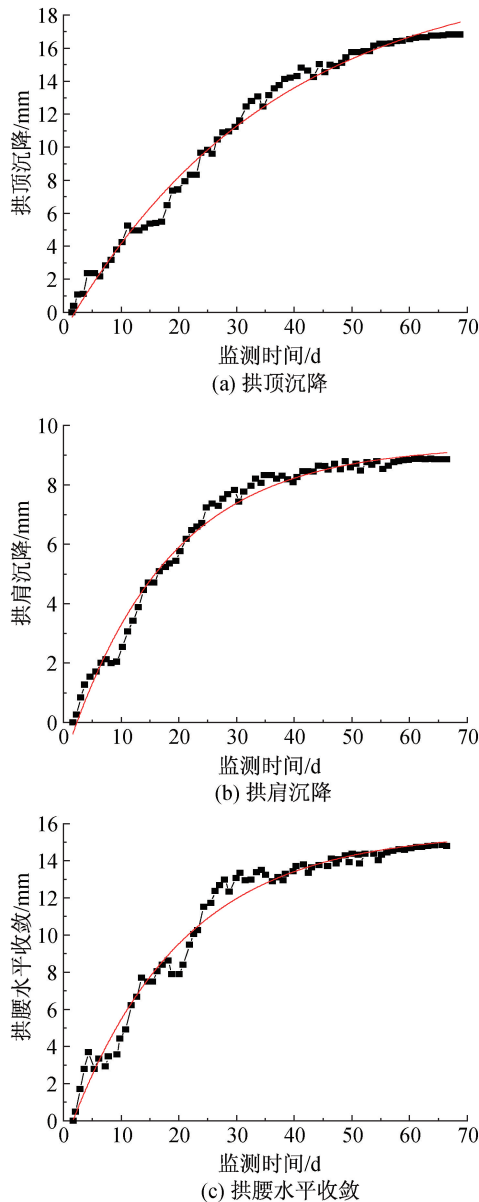


图 14 不同监测位置处隧道现场监测位移曲线

Fig. 14 Displacement curves for on-site monitoring of tunnels at different monitoring locations

从图 14 可知,YDK315+840 断面的拱顶和拱肩沉降、拱腰水平收敛随监测时间的变化曲线与指数函数拟合程度较好,呈现出“厂”型,变化趋势分为快速增长期、缓慢增长期和逐渐收敛期三个阶段,刚开始由于隧道开挖,衬砌支护不及时,围岩变形较大,随着支护结构的跟进,隧道断面逐渐封闭成环,变形速率逐渐减小,但存在一定波动,

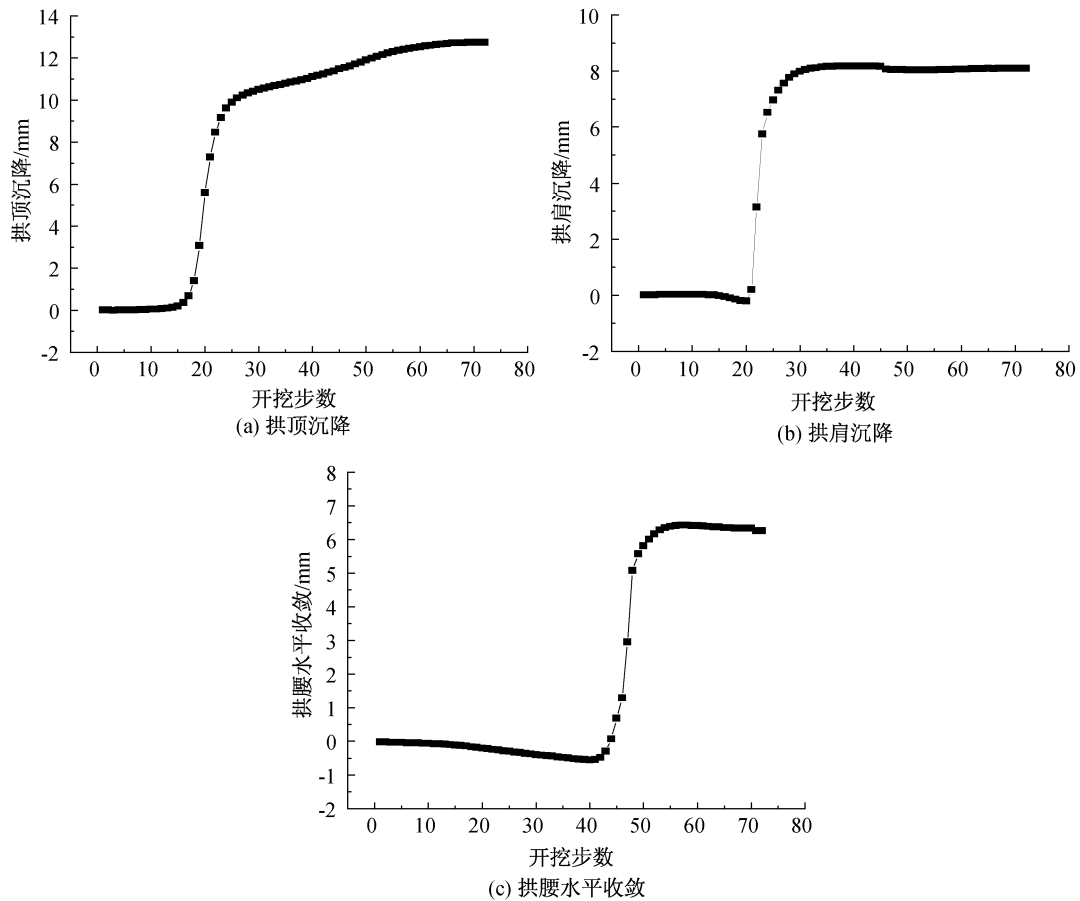


图 15 不同监测位置处隧道模拟位移变形曲线

Fig. 15 Simulated displacement and deformation curves of tunnels at different monitoring positions

主要因为隧道开挖和爆破等因素引起的扰动,属于正常现象。最后随着支护结构和岩土体之间相互固结、两者逐渐共同受力,支护效果得到充分发挥,位移变形速率逐渐减小,围岩趋于稳定。最终拱顶沉降为 16.819 mm,拱肩沉降为 14.851 mm,拱腰水平收敛为 8.857 mm,围岩位移变形在监测 60 d 后,变形速率逐渐小于 0.1 mm/d,围岩基本保持稳定,说明对超前支护措施和管棚设计参数优化的选择是合理的。

根据选定的管棚设计参数,建立三维数值模型,在模型上选取与监控量测位置相同的监测点,提取各监测位置的位移进行分析,如图 15 所示。

从图 15 可知,数值模拟与现场监测的曲线变形规律基本一致,基本符合隧道现场围岩位移的实际规律,最终围岩的变形都达到稳定状态,说明数值模拟具有一定的科学性,结果是可靠的,但模拟结果监测数据在经历快速变形之后,位移变化相比监测结果较为平缓,而且最终的拱顶沉降为 12.741 mm,拱肩沉降为 8.095 mm,拱腰水平收敛为 6.262 mm,相比监测值来说,存在一定的误差,

模拟值小于实测值,分析造成数值差异性的原因可能有以下方面:(1)岩土体内部结构极其复杂,存在一定的节理裂隙以及破碎带等不均质结构。(2)施工受机械种类、外界环境等因素影响,施工质量无法得到保证。(3)在现场实际工程中,支护结构并不一定比模拟及时,且支护结构在施工后需要一定时间才能发挥支护能力。

5 结论

在彝良隧道洞口段采取管棚+小导管联合超前支护方案的基础上,分析管棚不同设计参数对围岩位移的变化影响,通过优化比选择合适的设计参数并进行支护效果评价,主要得到以下结论:

1)随管棚注浆加固区厚度、管棚长度和直径的逐渐增大,隧道位移逐渐减小,当厚度增加至 3 m,长度超过 40 m 和直径大于 200 mm 时,围岩位移降低幅度逐渐减小,对围岩位移的控制效果基本很小,同时施工造价高,因此当在可大幅度降低围岩变形位移量的前提下,综合现场施工情况、施工成本等多方面因素考虑,厚度为 3 m,长度为

40 m 和直径为 100 mm 较为合适。

2) 随管棚外插角度和环向间距的逐渐增大, 隧道位移逐渐增大, 但两者参数的选择需根据实际工程具体条件而确定, 参数选择过小施工精度难以保证, 同时施工难度和复杂程度增大, 选择较大则耗费大量材料, 同时会降低支护效应, 围岩稳定性降低。故管棚外插角度应选取 2° , 环向间距为 0.3 m 较为合适。

3) 通过监控量测数据拟合分析, 得出位移与时间曲线呈现“厂”型, 属于正常变化曲线。在监测刚开始时, 位移变化较大, 但随着支护结构逐渐发挥作用, 在监测达到 60 d 后, 位移变形速率逐渐变小, 最后小于 0.1 mm/d, 此时围岩已趋于稳定。通过将监测值与模拟值对比分析, 发现围岩变化规律基本一致, 说明模拟结果具有可靠性, 管棚设计参数选择的合理性。

参考文献:

- [1] 田四明, 王伟, 巩江峰. 中国铁路隧道发展与展望 (含截至 2020 年底中国铁路隧道统计数据)[J]. 隧道建设(中英文), 2021, 41(02): 308-325.
- [2] 洪开荣, 冯欢欢. 中国公路隧道近 10 年的发展趋势与思考[J]. 中国公路学报, 2020, 33(12): 62-76.
- [3] 洪开荣, 杨朝帅, 李建华. 超前支护对软岩隧道空间变形的影响分析[J]. 地下空间与工程学报, 2014, 10(02): 429-433+440.
- [4] 毕志刚, 王凯, 王仪宇, 等. 闽南山区软弱围岩小净距隧道超前支护力学机理与施工技术[J]. 河南科技大学学报(自然科学版), 2021, 42(06): 46-53.
- [5] 杨转运, 王羽, 刘会. 双洞小净距隧道施工控制要点[J]. 现代隧道技术, 2005, 42(02): 53-59.
- [6] 曾祥国, 赵师平, 姚安林, 等. 小净距公路隧道小导管注浆工艺对围岩稳定性影响的有限元分析[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2008, 40(04): 1-6.
- [7] 代聪, 何川, 刘川昆, 等. 管棚布设范围对软岩隧道围岩稳定性影响研究[J]. 隧道建设(中英文), 2019, 39(09): 1437-1444.
- [8] 余俊, 翁贤杰, 樊文胜, 等. 松散地层隧道进洞段管棚注浆加固效应分析[J]. 山东大学学报(工学版), 2020, 50(06): 92-100.
- [9] 孙志杰. 黄土隧道洞口段管棚预支护的围岩变形分析及参数优化[J]. 水利与建筑工程学报, 2013, 11(05): 5-9.
- [10] 陶祥令, 马金荣, 张昌伟, 等. 下穿道路隧道浅埋暗挖管棚支护参数及优化设计研究[J]. 中国科技论文, 2016, 11(01): 66-70.
- [11] 武松, 汤华, 罗红星, 等. 浅埋下穿公路隧道管棚预支护机理及监测分析[J]. 公路工程, 2020, 45(03): 117-123.
- [12] 赵凯. 隧道洞口软岩段超前支护围岩变形控制及施工方法研究[D]. 西安: 西安科技大学, 2020.
- [13] 王炳智. 软弱围岩隧道管棚超前预支护技术研究[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2018.
- [14] 郑滔. 软弱破碎地层中浅埋偏压隧道的管棚预支护研究[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2020.
- [15] 刘志强, 朱建林, 吴剑, 等. 挤压性大变形隧道分层初期支护适应性分析[J]. 隧道建设(中英文), 2023, 43(01): 131-140.
- [16] 苏兴. 监控量测技术在浅埋大跨度双线铁路隧道中的应用[J]. 铁道建筑, 2011(07): 60-62.

(责任编辑 周雪梅)