文章编号:1673-0291(2026)04-0080-14 DOI:10.11860/j.issn.1673-0291.20250122

Ⅵ级围岩浅埋隧道竖向旋喷桩-双层管棚-CRD进洞施工力学特性研究

汪煜钦[1],冯 勇[2,3],朱小明[3],王 星[4],黄 帅[4]
(1.甘肃省天水公路事业发展中心,甘肃 天水 741001;2.兰州交通大学 土木工程学院,兰州 730070;
3.甘肃省交通规划勘察设计院股份有限公司,兰州 730030;4.中交第二公路工程局有限公司,西安 710065)

摘 要:针对Ⅵ级围岩隧道进洞施工极易发生涌水涌砂、支护结构变形甚至洞口塌方等病害的问题,以某单洞双向隧道施工项目为依托,提出一种竖向旋喷桩-双层管棚-交叉中隔壁(Cross Diaphragm,CRD)法进洞施工技术方案,同步构建单层管棚-中隔壁(Center Diaphragm,CD)法数值仿真对比模型.通过室内试验确定砂质黄土力学参数,并开展隧道开挖全过程施工力学仿真分析与现场测试研究.结果表明:采用梅花桩型竖向旋喷桩加固洞口边坡,搭配双层超前管棚形成复合棚护体系,可大幅提高洞口边坡整体稳定性,同时强化掌子面前方围岩预支护能力;相较原单层管棚-CD法方案,管棚承受荷载由58.54 kN降至27.29 kN,降幅达53.38%;临时支撑应力降至2.95 MPa;掌子面挤出变形由10.47 cm缩减至3.17 cm,降幅达69.72%,围岩失稳、突水坍塌风险得到显著管控;隧道开挖会诱发围岩应力重分布,极易造成支护受力陡增.CRD法遵循"快挖快支、分区成环"施工原则,能够快速闭合初期支护结构,加快围岩与支护体系应力、变形收敛,对极软岩隧道变形约束效果突出,相较原CD法工况,围岩应力由6.95 MPa降至1.55 MPa,钢拱架内力由93.94 kN降至63.74 kN,初期支护应力由5.59 MPa降至1.25 MPa,降幅达77.64%.整套联合支护体系依托竖向旋喷桩+双层管棚完成围岩立体预加固,同时CRD法开挖方式有效缩减掌子面滑移临空范围,双重作用下可充分约束掌子面挤出变形,从源头降低隧道坍塌安全风险.现场实测数据表明:联合支护措施下拱顶沉降、围岩应力、钢拱架内力峰值分别为15.76 mm、1.58 MPa、61.16 kN,支护系统整体处于安全稳定状态;数值仿真与现场测试结果具有较好一致性,验证了Ⅵ级围岩浅埋隧道竖向旋喷桩-双层管棚-CRD进洞施工技术的可靠性.

关键词:Ⅵ级围岩;进洞施工;竖向旋喷桩;双层管棚;数值仿真;现场测试
中图分类号:U45 **文献标志码**:A

Mechanical behavior of tunnel entrance construction in shallow-buried grade VI surrounding rock using vertical jet grouting piles, double-layer pipe roofing, and CRD method

Wang Yuqin[1], *Feng Yong*[2,3], *Zhu Xiaoming*[3], *Wang Xing*[4], *Huang Shuai*[4]
(1.Tianshui Highway Development Center of Gansu Province, Tianshui Gansu 741001, China;2.School of Civil Engi-

收稿日期:2025-07-28;**修回日期**:2025-12-05
基金项目:甘肃省科技计划重点研发项目(22YF11GA303);甘肃省交通运输厅科技项目(2023-15)
Foundation items: Gansu Provincial Science and Technology Plan Key R&D Program(22YF11GA303); Gansu Provincial Department of Transportation Science and Technology Project(2023-15)
作者简介:汪煜钦(1974—),男,甘肃通渭人,高级工程师.研究方向为桥隧养护技术管理.**email**:972259644@qq.com.

引用格式:汪煜钦,冯勇,朱小明,等.Ⅵ级围岩浅埋隧道竖向旋喷桩-双层管棚-CRD进洞施工力学特性研究[J].北京交通大学学报,2026,50(4):80-93.
Wang Yuqin, Feng Yong, Zhu Xiaoming, et al.Mechanical behavior of tunnel entrance construction in shallow-buried grade VI surrounding rock using vertical jet grouting piles, double-layer pipe roofing, and CRD method[J].Journal of Beijing Jiaotong University,2026,50(4):80-93.(in Chinese)

neering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China; 3.Gansu Province Transportation Planning, Survey & Design Institute Co., Ltd., Lanzhou 730030, China; 4.CCCC Second Highway Engineering Co., Ltd., Xi'an 710065, China)

Abstract: To address the high susceptibility of tunnel portal construction in Grade VI surrounding rock to water and sand inrush, support structure deformation, and even portal collapse, this study proposes a tunnel entrance construction scheme combining vertical jet grouting piles, double-layer pipe roofing, and the Cross Diaphragm (CRD) method, based on a single-bore bidirectional tunnel project. A numerical comparison model using the single-layer pipe roofing-Center Diaphragm (CD) method is also established. The mechanical parameters of sandy loess are determined through laboratory tests, and construction mechanical simulations of the full tunnel excavation process are conducted together with field monitoring. The results show that reinforcing the portal slope with vertical jet grouting piles arranged in a quincunx pattern, together with double-layer advance pipe roofing to form a composite canopy support system, can substantially improve the overall stability of the portal slope and enhance the pre-support capacity of the surrounding rock ahead of the tunnel face. Compared with the original single-layer pipe roofing-CD method, the load carried by the pipe roofing decreases from 58.54 kN to 27.29 kN, representing a reduction of 53.38%; the temporary support stress decreases to 2.95 MPa; and the extrusion deformation of the tunnel face decreases from 10.47 cm to 3.17 cm, a reduction of 69.72%. These improvements significantly mitigate the risks of surrounding rock instability, water inrush, and collapse. Tunnel excavation induces stress redistribution in the surrounding rock, which can readily lead to a sharp increase in support stress. Following the construction principle of "rapid excavation and rapid support, sectional excavation and ring closure," the CRD method enables rapid closure of the primary support structure and accelerates the convergence of stress and deformation in the surrounding rock - support system, demonstrating a pronounced effect in controlling deformation in extremely weak rock tunnels. Compared with the original CD method, the surrounding rock stress decreases from 6.95 MPa to 1.55 MPa, the internal force of the steel arch decreases from 93.94 kN to 63.74 kN, and the primary support stress decreases from 5.59 MPa to 1.25 MPa, corresponding to a reduction of 77.64%. The combined support system achieves three-dimensional pre-reinforcement of the surrounding rock through vertical jet grouting piles and double-layer pipe roofing, while the CRD excavation method effectively reduces the exposed sliding range of the tunnel face. Under these combined effects, extrusion deformation of the tunnel face is effectively constrained, thereby reducing the risk of tunnel collapse at the source. Field monitoring data indicate that, under the combined support measures, the peak values of crown settlement, surrounding rock stress, and steel arch internal force are 15.76 mm, 1.58 MPa, and 61.16 kN, respectively, and the overall support system remains safe and stable. The numerical simulation results agree well with the field monitoring results, verifying the reliability of the vertical jet grouting pile-double-layer pipe roofing-CRD tunnel entrance construction technique for shallow-buried tunnels in Grade VI surrounding rock.

Keywords: grade VI surrounding rock; tunnel entrance construction; vertical jet grouting pile; double-layer pipe roofing; numerical simulation; field monitoring

Ⅵ级围岩结构胶结松散，遇水呈流塑状态，在隧道进洞施工期间极易发生涌水涌砂、支护结构变形、洞口塌方等病害.因此，Ⅵ级围岩隧道进洞施工技术已成为学者研究的热点课题.

关于浅埋软岩隧道失稳机理，文献[1]研究表明其是由复杂的水力、应力耦合作用所导致；文献[2]指出渗透压力及增长速率对水力渗透时空变化规律影响较大，渗透压力增大会挤密岩体，但水力加载速率过快则会阻碍围岩内部排水，导致边墙鼓裂的"塑流"与引发冒顶的"松脱扩展"两种损伤破坏；

文献[3]表明硐室开挖施工期间围岩变形释放率相对较快，涌水风险偏高；文献[4]研究发现断层破碎带段落施工时，拱顶、拱腰塑性区不断发展导致初期支护结构的压、剪应力破坏区逐渐重合，从而引发隧道洞顶塌方病害.

在浅埋软岩隧道进洞施工风险评估技术方面，学者围绕风险因子识别与评估方法开展了相关研究.文献[5]通过工程反演分析确定了强度、节理、进尺等关键风险因子；文献[6]基于贝叶斯理论融合地质探测数据[7]构建灰色关联-模糊综合评估系统，有效量化了失稳概率并定位风险区域，提升了评估结果准确性.在评估方法上，文献[8]融合多源数据与云模型等手段，实现了失稳风险动态预测与可视化效果.

针对浅埋软岩隧道处治技术，已有研究主要围绕隧道超前预支护、联合支护及特定工法方面开展.在超前支护技术方面，文献[9]针对锚杆与超前管棚协同作用机理进行研究，认为锚杆可控制核心土稳定，管棚能发挥“梁效应”以限制围岩失稳范围，但在极松散地层中，常规管棚＋锚杆联合支护难以有效控制围岩变形；文献[10-13]应用UDEC离散元验证了竖直旋喷桩改善地基承载力、控制周边围岩持续变形的有效性，并采取现场监测、理论解析等方式，系统研究了旋喷桩的加固机理与桩体参数范围，提出小直径钢管植入旋喷桩的复合结构，显著提升了桩体抗拉性能与极限承载能力.

对于衬砌支护结构，文献[14-15]指出新型锁脚锚管-钢拱架联合支护体系抗滑移与抗弯性能优越，经注浆后可显著提升初支结构整体承载力，大幅降低拱顶、拱肩形变位移值.在特定工法方面，文献[13]研究发现CRD工法与管幕法结合能有效控制下穿施工引起的结构变形，监测数据表明无管幕施工工况下地表沉降显著增大，且隧道收敛以竖向变形为主，证实了管幕的控沉效果.此外，文献[16-17]通过研究地层深孔注浆加固机制，证明注浆深度与压力是关键影响参数，若选用不当易导致地表隆起，富水砂层采用1.4～1.5 MPa注浆压力较为适宜.

综上，现阶段国内外学者已针对单层管棚、竖向旋喷桩、深孔预注浆等单一围岩加固措施，开展大量软岩隧道支护作用机理与加固效果研究.然而，现有成果多聚焦于单一预支护手段，针对多种加固措施协同作用下软岩隧道围岩稳定性的耦合分析仍较为薄弱，其中，面向Ⅵ级围岩浅埋隧道的“竖向旋喷桩-双层管棚-CRD”联合进洞成套施工技术相关研究鲜有文献报道.

相较于传统地表注浆与单层大管棚预支护体系，竖向旋喷桩可形成连续完整、力学性能优异的固结加固体，能够显著提升浅埋区段围岩完整性与自承载能力，在沉降控制标准严苛的Ⅵ级围岩浅埋隧道洞口工程中具备显著应用优势.鉴于现有研究存在的不足，本文依托实际隧道工程案例，采用数值仿真与现场监测相结合的研究方法，系统对比分析“竖向旋喷桩-双层管棚-CRD联合支护工法”与传统“单层管棚-CD工法”两种进洞施工方案，探究隧道开挖全过程周边围岩变形规律、支护结构内力演化特征.相关研究结论可为同类型复杂地质隧道进洞工程的设计与施工提供理论支撑及工程借鉴.

1 工程实际问题

本文以某砂土地层单洞双车道公路隧道工程为研究依托，主洞净空尺寸为5.4 m(高)×9.7 m(宽)，洞内路面设置2%纵坡.工程位于黄土丘陵区梁峁地貌，进口段发育两级梯形边坡，坡度为35°～40°，地形陡峭.隧道穿越地层条件复杂，斜坡覆盖层由较厚风积及冲积砂质黄土构成，天然状态下具备一定自稳性，遇水后黏粒软化，强度易发生骤减，洞身周边分布碎石土、风化片麻岩地层，节理裂隙较为发育，镶嵌碎裂结构，洞口地质纵剖面见图1.区域内地表以低矮草皮为主，沟谷发育，进口段覆盖层以孔隙潜水为主，部分深埋岩体裂隙较为发育，赋存有基岩裂隙水，地下水受大气降水影响较大，排泄方式以隐伏分散裂隙流为主，开挖后地下水呈潮湿、点滴状出水.隧道进洞施工期间需穿越Ⅵ级围岩砂质黄土地层，该段边坡现虽稳定，但隧道埋深较浅，施工扰动可能导致洞身堆积体失稳坍塌，对工程安全构成重大威胁.

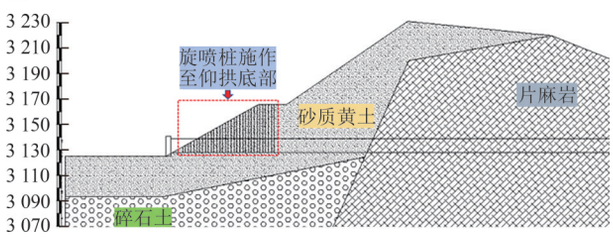


图1 隧道洞口段地质纵剖面图

Fig.1 Geological longitudinal profile of tunnel entrance section

2 Ⅵ级围岩浅埋隧道进洞技术方案

2.1 竖向旋喷桩+双层大管棚预支护加固

针对隧道工程洞口段砂土地层稳定性不足的技术难题，现场提出2种预支护加固措施.

措施1：竖向旋喷桩.采用地表竖向旋喷桩加固技术，布设范围为进洞段25 m区域，桩体设计直

径为 60 cm，桩长延伸至隧道仰拱底部标高，采用梅花形布置形式，桩间距为 110 cm. 注浆材料选用 42.5 级硅酸盐水泥，基于室内配比试验结果，确定浆液水灰比为 1.2，以保证桩体成型后的结构强度稳定性.

措施 2：双层大管棚. 于隧道拱部 150°范围内设置双层大管棚支护体系，管棚采用直径 108 mm、壁厚 6 mm 的钢管，环向间距为 35 cm，共计布设 50 根. 管棚钢花管内灌注水泥-水玻璃双液浆. 浇筑 1.5 m 宽、4 m 长的 C30 混凝土导向墙作为管棚顶进基础，墙体内设置双层 I18 钢拱架（共 14 榀），钢架外缘焊接直径 133 mm、壁厚 5 mm 的导向钢管，以精确控制管棚施工轨迹.

2.2　CRD 开挖及支护方案

隧道洞口段围岩自稳性较差，现场采用 CRD 工法施工.

现场施工工序：地表旋喷桩加固→管棚施工→开挖左上台阶并施作初期支护（钢拱架、锁脚钢花管）、临时支护（喷射混凝土、横竖钢架）→左上台阶施作 5 m 后开挖并支护左下台阶→左下台阶施作 10 m 后开挖并支护右上台阶→右上台阶施作 5 m 后开挖并支护右下台阶，支护结构钢架逐步封闭成环→初支监测稳定后即拆除中隔壁下部临时钢架→施作仰拱衬砌→仰拱填充→路面基层混凝土→拆除上部临时钢架、横撑→浇筑二次衬砌.

支护结构参数：隧道初期支护采用 30 cm 厚 C25 喷射混凝土，钢筋网片采用 8 mm 直径钢筋，按 15 cm×15 cm 间距布设. 全环布设纵向间距 50 cm 的 I22b 型钢拱架以提升结构刚度，打设长 3 m、直径 25 mm 的中空注浆锚杆. 二次衬砌为 65 cm 厚的 C30 钢筋混凝土结构，主筋采用 HRB400 级钢筋.

2.3　支护设计比选方案

构建单层管棚-CD 工法施工技术方案（简称方案 1），与竖向旋喷桩-双层管棚-CRD 施工方案（简称方案 2），通过建立数值仿真计算模型展开计算研究，对比支护方案合理性与可靠性.

3　数值仿真计算

3.1　计算参数选取

采用 TSY10-2 型三轴仪对坡面风积砂质黄土进行三轴压缩试验，获取其弹性模量、黏聚力及内摩擦角等物理力学参数，试验仪器见图 2. 试验土样经环刀制备为 39.1 mm×80 mm 标准试样，依据现场 30 m 埋深条件设定围压为 200、300、400 kPa，以 0.12 mm/min 恒定剪切速率加载，获取砂质黄土的应力-应变关系曲线，见图 3.

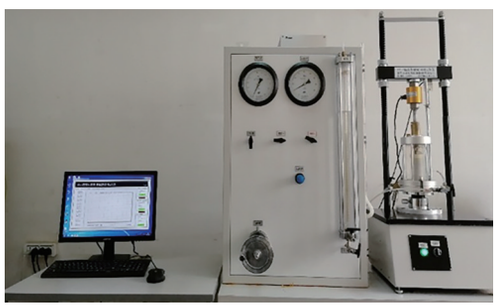


图 2　三轴压缩仪

Fig.2　Triaxial compression apparatus

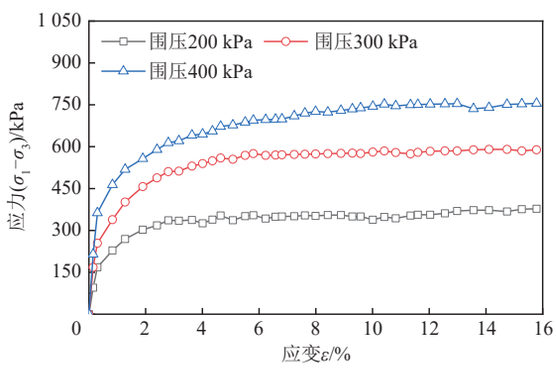


图 3　砂质黄土应力-应变关系曲线

Fig.3　Stress-strain relationship curve of sandy loess

根据（$\sigma_1-\sigma_3$）～ε 关系曲线确定各围压条件下剪切破坏时的最大主应力，应力莫尔圆和库仑定律分别为

$$\left[\sigma-\frac{1}{2}(\sigma_1+\sigma_3)\right]^2+\tau^2=\left[\frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_3)\right]^2 \quad (1)$$

$$\tau=c+\sigma\tan\varphi \quad (2)$$

式中：σ、τ 分别为破坏面的正应力、剪应力，kPa；c 为黏聚力，kPa；σ_1、σ_3 分别为最大、最小主应力，kPa；φ 为内摩擦角；ε 为应变，%. 通过求解莫尔圆包络线的截距、斜率，确定抗剪强度参数 c、φ 值. 砂质黄土抗剪强度曲线见图 4.

片麻岩、碎石土地层参数依据现场地勘资料选取. 文献[18]对类似砂土地层进行注浆加固并开展固

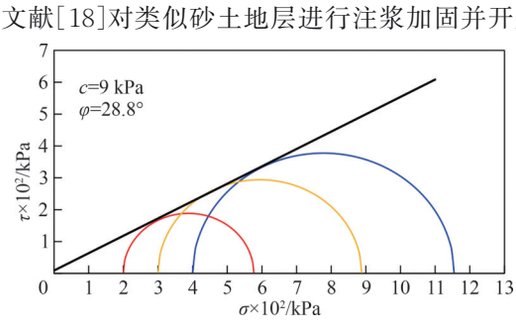


图 4　砂质黄土抗剪强度曲线

Fig.4　Shear strength curve of sandy loess

结体现场取芯测试，获得弹性模量与强度指标，其地质条件、施工工艺与本研究相似，故参考其对注浆加固区取值．依据文献[19]对C25混凝土、Q235钢材计算参数进行取值，能够可靠反映支护结构的实际力学行为．材料计算参数设置见表1，其中E为弹性模量，GPa；μ为泊松比；γ为材料容重，kN/m^3.

表1　数值计算参数

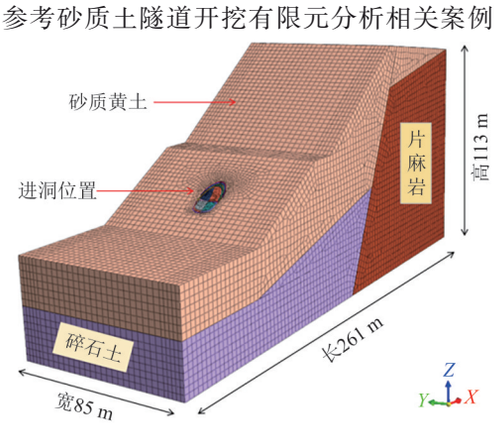
Tab.1　Numerical calculation parameters

材料名称	弹性模量E/GPa	泊松比μ	容重γ/(kN/m^3)	黏聚力c/(kN/m^2)	内摩擦角φ/(°)
片麻岩	10	0.21	1	180	36
砂质黄土	0.11	0.30	14	9	28
碎石土	0.24	0.30	19	12	29
C25混凝土	25	0.20	22	—	—
钢材	209	0.20	78.5	—	—
注浆加固区	0.3	0.25	22	100	30

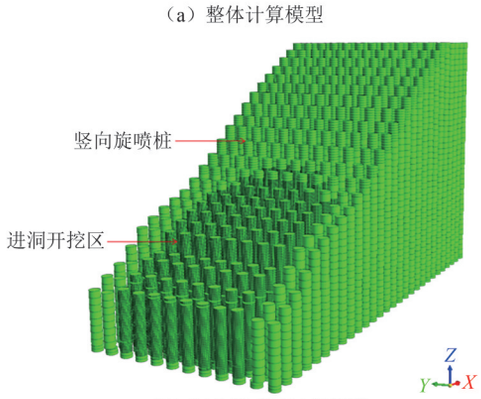
3.2　数值模型建立

基于隧道几何参数及支护设计方案，建立261 m×113 m×85 m三维数值计算模型，见图5.定义U_X、U_Y、U_Z分别为数值模型X、Y、Z方向位移，为充分模拟实际土体无限域特征、消除边界效应影响，在模型底部施加全约束(U_X=U_Y=U_Z=0)，模拟深层稳定岩体，侧面边界施加法向约束(Y方向固定，U_X、U_Z自由)，前后边界施加法向约束(X方向固定，U_Y、U_Z自由)，以模拟隧道纵向地层连续性．根据地勘资料，进洞段埋深较浅，通过固定模型边界，施加竖向重力荷载，得到计算模型自重应力场作为开挖前初始状态，研究Ⅵ级围岩浅埋隧道进洞施工力学响应特性．

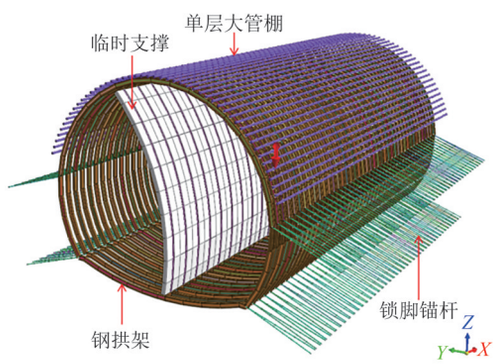
参考砂质土隧道开挖有限元分析相关案例[20-22]，



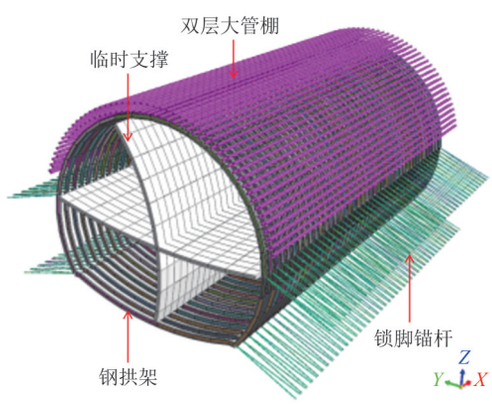
(a) 整体计算模型



(b) 竖向旋喷桩计算模型



(c) 单层管棚-CD计算模型

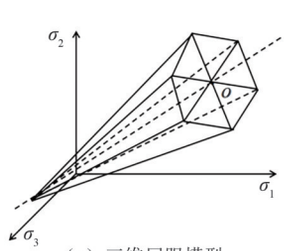


(d) 双层管棚-CRD计算模型

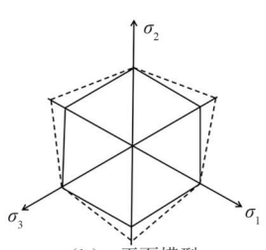
图5　数值计算模型

Fig.5　Numerical calculation model

隧道风化片麻岩及上覆砂质黄土采用莫尔-库仑(Mohr-Coulomb，M-C)本构模型开展施工开挖力学计算，莫尔-库仑准则屈服面形态见图6，其在三维



(a) 三维屈服模型



(b) π平面模型

图6　M-C模型屈服面

Fig.6　Yield surface of the M-C model

应力空间的表达式为

$$F(\sigma)=\frac{1}{3}I_1\sin\varphi-\sqrt{J_2}\left(\cos\theta_\sigma-\frac{1}{\sqrt{3}}\sin\varphi\sin\theta_\sigma\right)-c\cos\varphi=0 \tag{3}$$

$$I_1=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3 \tag{4}$$

$$J_2=\frac{1}{2}\sum_{i=1}^{3}S_i^2 \tag{5}$$

$$S_i=\sigma_i-\frac{I_1}{3} \tag{6}$$

式中：$F(\sigma)$为屈服函数；θ_σ为应力洛德角；I_1为应力张量第一不变量，Pa；J_2为应力偏张量第二不变量，kPa^2；σ_2为中主应力，kPa；S_i为偏应力分量，kPa；i为序号，且$i=1,2,3$.

3.3　方案1数值仿真结果分析

方案1中超前管棚、竖向临时支撑及初期支护结构在第45、85施工步序应力云图与掌子面涌水位移云图见图7. 由图7可知：单层管棚内力整体维持在60 kN，临时支撑应力维持在20 MPa，初期支护结构应力水平约为5 MPa，掌子面最大涌出位移约为6 cm；采用方案1的结构应力与位移值水平整体偏大，已严重超过支护结构承载范围，现场掌子面施工安全风险较高.

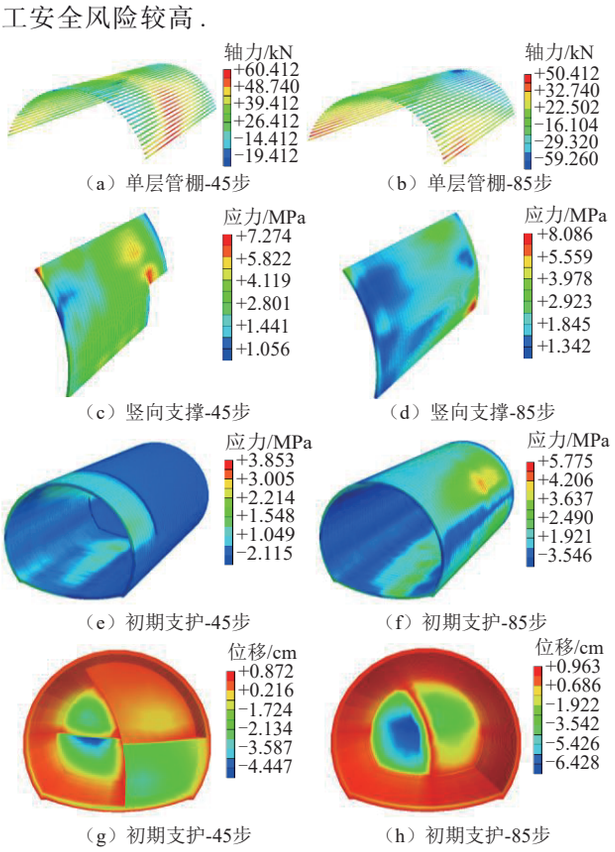


图7　方案1数值仿真结果云图

Fig.7　Nephogram of numerical simulation results for Scheme 1

施工方案1的管棚结构内力变化曲线见图8. 图8中，N、O、P、Q、U分别为所选取管棚两侧拱顶、拱肩、拱腰处监测点位，“-1”表示左侧，“-2”表示右侧. 由图8可知：单层大管棚预支护结构在掌子面即将到达之前内力已基本处于峰值状态，拱顶测点N处应力可达到58.54 kN，可见其充分发挥了超前预支护效果；左导坑上台阶开挖施工期间管棚应力水平基本不变，左导坑下台阶开挖并支护完成后，即左侧硐室已整体封闭成环，管棚内力曲线下降至一定水平并维持稳定；右导坑下台阶施作完成之后管棚内力维持稳定水平；隧道环向轮廓顶部与边缘位置的管棚内力整体高于中间部位，管棚结构对软岩隧道进洞施工的超前保护作用效果显著.

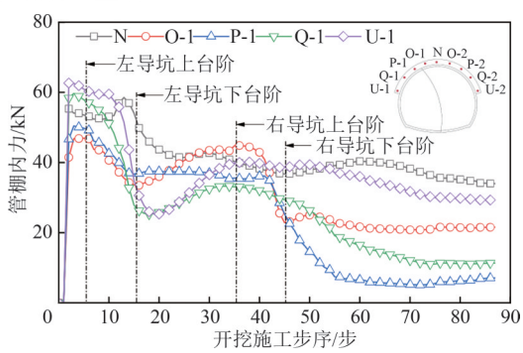


图8　管棚内力曲线-方案1

Fig.8　Internal force curve of pipe roof in Scheme 1

施工方案1的围岩应力变化曲线见图9. 图9中，A、B、C、D分别为两侧导坑初支结构拱顶、拱肩、拱腰、拱脚处监测点位. 由图9可知：拱顶测点A处围岩应力曲线将在右导坑上台阶开挖施工后出现大幅跃升，其峰值应力可达6.95 MPa，并在右导坑下台阶封闭成环后趋于平稳；拱腰测点B-1、边墙测点C-1及拱脚测点D-1均在相应位置开挖施工后围岩应力出现大幅提升，并在左侧硐室封闭成环后曲线趋于稳定. 可见由于未添加竖向旋喷桩支护，且采用单层管棚-CD工法施工，围岩应力水平整体偏高，现场施工风险较大.

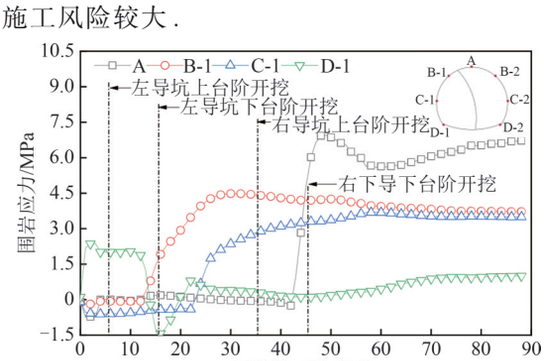


图9　围岩应力曲线-方案1

Fig.9　Surrounding rock stress curve in Scheme 1

施工方案 1 的初支结构应力变化曲线见图 10. 由图 10 可知：左导坑上台阶开挖施工后初支结构拱肩测点 B-1 位置应力出现大幅提升，峰值应力达到 3.38 MPa，左导坑下台阶施作完成之后测点 B-1 位置应力逐步趋于平稳，且整体维持于 1.5 MPa 左右；边墙测点 C-1 与拱脚 D-1 的应力水平整体相对偏低；拱顶测点 A 在右硐室开挖施工后应力水平快速提升至 3.36 MPa，随着右导坑下台阶开挖施工导致临空面进一步增大，应力水平再次出现大幅跃升，峰值达到 5.59 MPa，在硐室封闭成环后曲线趋于平稳. 可见过大的围岩压力会导致初支结构超过混凝土极限抗拉强度阈值，隧道结构失稳风险偏高.

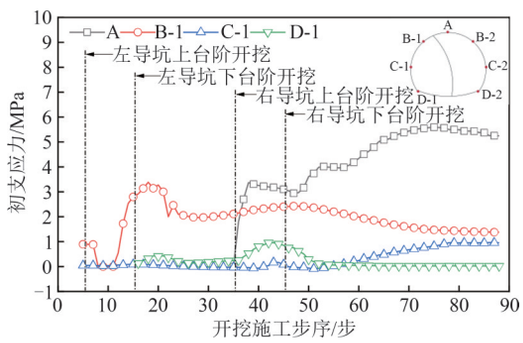


图 10　初支结构应力曲线-方案 1

Fig.10　Stress curve of primary support structure in Scheme 1

方案 1 的初支结构位移变化曲线见图 11. 由图 11 可知：左硐室上台阶开挖施工后，拱腰测点 B-1 位移值逐步提升，并在左硐室下台阶施作完成后逐步趋于平稳，拱腰 B-1 测点沉降峰值为 49.38 mm；边墙位置测点 C-1 的沉降变形规律基本与 B-1 测点一致，其沉降峰值为 19.18 mm，显著低于拱肩位置；拱顶位置测点 A 在右硐室上台阶开挖施工后变形快速增加，并在下台阶开挖并支护完成之后逐步趋于稳定，拱顶沉降峰值达 59.12 mm. 可见施工方案 1 下初支结构位移整体偏大，结构失稳坍塌风险显著提升.

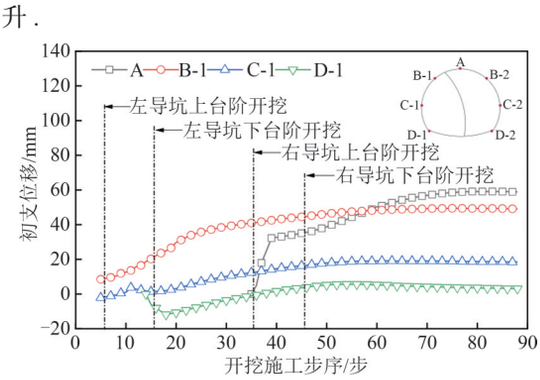


图 11　初支结构位移曲线-方案 1

Fig.11　Displacement curve of primary support structure in Scheme 1

施工方案 1 的钢拱架内力变化曲线见图 12. 由图 12 可知：左导坑上台阶施作完成后，拱肩测点 B-1 与边墙测点 C-1 位置的钢拱架内力水平逐步增大，并在左导坑整体封闭成环后曲线趋于平稳；拱顶测点 A 的钢拱架内力在掌子面开挖施工后快速增加，并在右侧导坑整体封闭成环后曲线趋于稳定，A 测点内力峰值达到 93.94 kN. 可见钢拱架对软岩隧道的强支撑效果明显，拱顶与拱肩位置的钢拱架内力显著高于边墙与拱脚，过大的围岩压力与初支结构应力，导致方案 1 的钢拱架内力明显偏大.

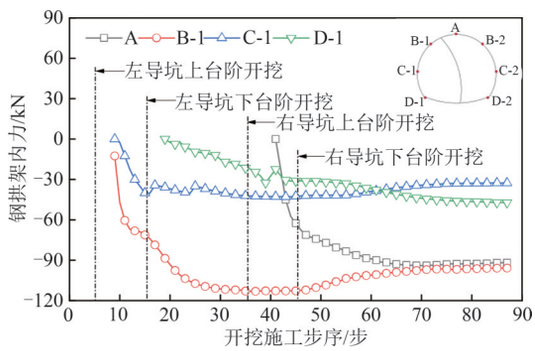


图 12　钢拱架内力曲线-方案 1

Fig.12　Internal force curve of steel arch in Scheme 1

方案 1 的临时支撑应力曲线见图 13. 图 13 中，E、H 分别为竖向临时支撑结构上、下部监测点位. 由图 13 可知：左导坑上台阶开挖施工后，临时支撑结构测点 E 处应力呈现快速增加趋势，峰值应力达 8.01 MPa，左导坑封闭成环后曲线逐步趋于平稳，并在右导坑封闭后应力水平略有下降；H 测点应力水平变化趋势与测点 E 基本一致，其峰值应力达 4.35 MPa. 可见竖向临时支撑结构对围岩与初支结构具有较好的支撑作用，方案 1 的临时支撑结构内力水平整体偏大，现场存在施工风险.

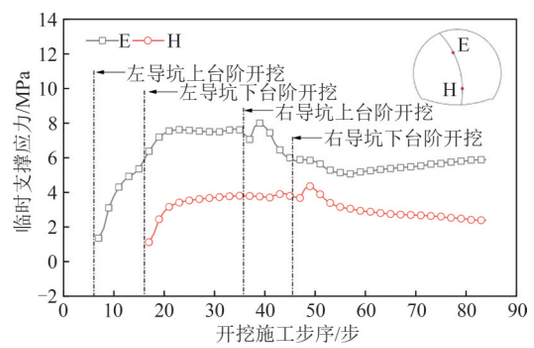


图 13　临时支撑应力曲线-方案 1

Fig.13　Stress curve of temporary support in Scheme 1

施工方案 1 的掌子面围岩挤出变形位移峰值统计曲线见图 14. 图 14 中，V、W、S、T 依次为左上、左下、右上、右下导坑处监测点位. 由图 14 可知：围岩挤出变形整体呈现洞口位置偏低，掌子面位置逐步

偏高的发展规律，且上台阶位置变形值略高于下台阶，这或是由于随着掌子面向前推进，隧道埋深将逐步增加，隧道硐室上部坍落拱压力逐步加大，掌子面挤出变形增加；施工至距洞口 22 m 位置时，左上、左下、右上、右下台阶掌子面涌出变形峰值分别达 10.47、8.98、9.48、7.19 cm. 可见采用单层管棚-CD 法施工技术时掌子面挤出位移值偏大，掌子面发生溜塌滑移风险偏高.

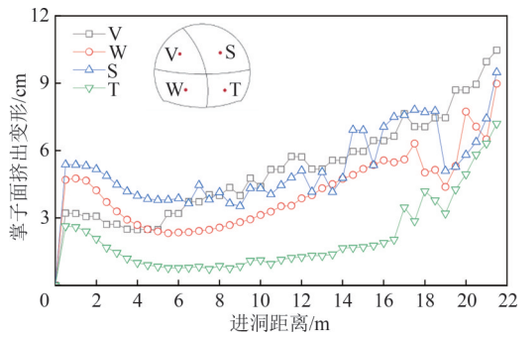


图 14　掌子面位移曲线-方案 1

Fig.14 Displacement curve of tunnel face in Scheme 1

3.4　竖向旋喷桩-双层管棚-CRD 仿真结果分析

采用施工方案 2 的旋喷桩、双层管棚、初期支护、临时支撑结构在第 45、85 施工步序的应力及掌子面挤出位移见图 15. 由图 15 可知：竖向旋喷桩内力约维持在 130 kN，双层管棚内力整体维持在 15 kN，初支结构应力基本维持在 1MPa，临时支撑结构内力维持在 2 MPa，各导坑掌子面涌出位移基本在 3 cm 左右. 竖向旋喷桩可对极软岩边坡起到良好的抗滑支护作用，双层管棚可有效分担隧道松散坍落拱压力. 临时支撑结构对隧道初期支护的支撑效果明显，初步验证了施工方案 2 的合理可行性.

施工方案 2 的管棚内力变化曲线见图 16. 由图 16 可知：掌子面即将施工之前管棚结构内力快速提升至峰值水平，结构呈现快速响应与服役状态，充分起到了超前预支护作用；右下导坑施作完成后各测点处管棚内力基本呈现稳定状态. 对于管棚峰值应力，测点 N＞U-1＞O-1≈P-1≈Q-1，即拱顶与侧边边缘位置管棚内力相对偏大，拱顶部位测点管棚内力峰值为 27.29 kN，双层管棚对极软岩隧道进洞施工的保护作用显著.

施工方案 2 的围岩应力变化曲线见图 17. 由图 17 可知：拱顶测点 A 处应力在右下导坑开挖施工后呈现跃升现象，应力峰值达到 1.55 MPa，初支结构封闭成环后曲线趋于稳定；拱肩 B-1 与边墙 C-1 测点位置应力在左下导坑施作后出现应力升高现象，表明开挖临空面极大影响相应位置应力重分布

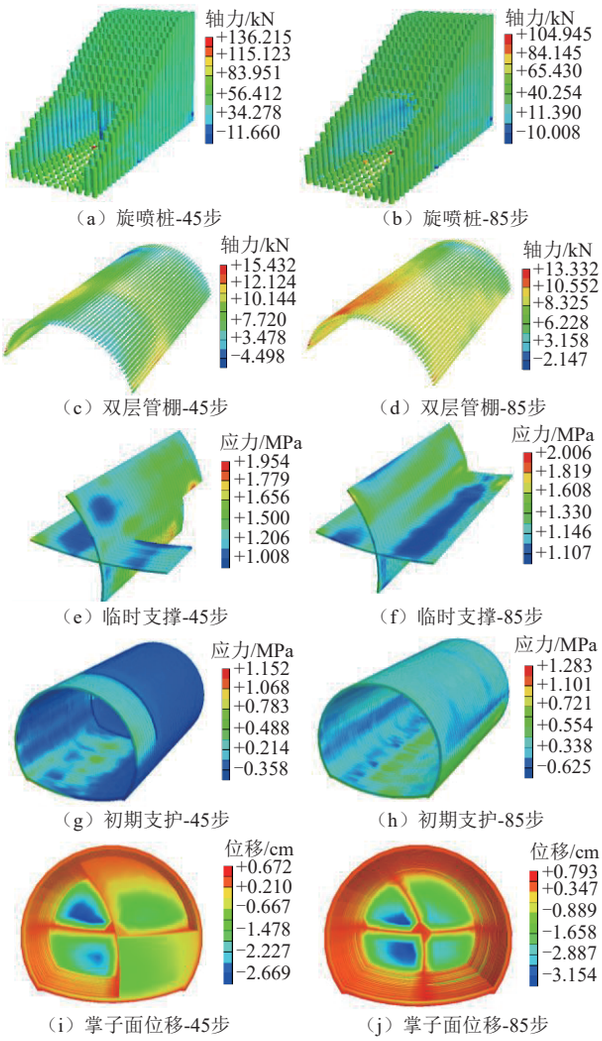


图 15　方案 2 数值仿真结果云图

Fig.15　Nephogram of numerical simulation results for Scheme 2

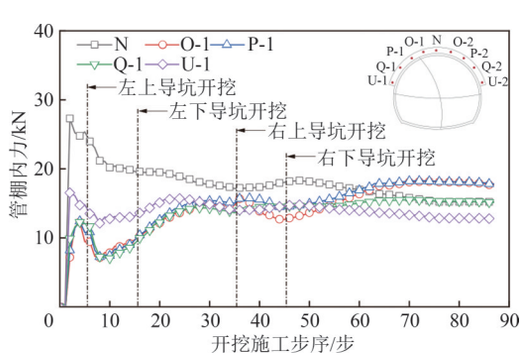


图 16　管棚内力曲线-方案 2

Fig.16　Internal force curve of pipe roof in Scheme 2

规律，拱肩、边墙位置测点应力水平维持于 0.5 MPa 左右；拱脚 D1 位置应力维持于 0.25 MPa 左右，且应力曲线整体较平缓.

施工方案 2 的初期支护结构应力变化曲线见图 18. 由图 18 可知：初支结构各测点应力变化规律基本与围岩应力曲线相吻合；左上导坑开挖施工后测点应力逐步提升，右下导坑开挖施工后各测点应

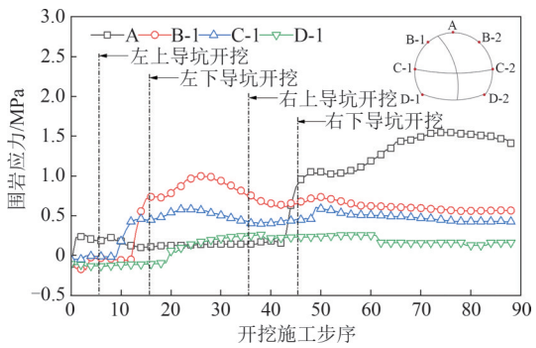


图 17 围岩应力曲线-方案 2

Fig.17 Surrounding rock stress curve in Scheme 2

力基本趋于稳定，表明隧道初期支护闭合成环后结构内部应力趋于稳定；初支结构拱圈应力水平呈现测点 A＞B-1＞C-1＞D，拱顶测点 A 位置应力峰值为 1.25 MPa，满足混凝土结构抗拉强度需求.

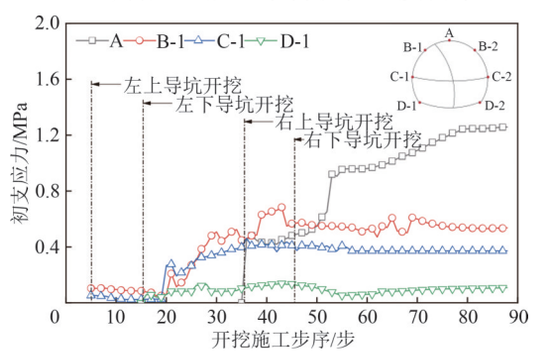


图 18 初支应力曲线-方案 2

Fig.18 Stress curve of primary support in Scheme 2

施工方案 2 的初期支护结构各测点沉降位移值见图 19. 由图 19 可知：初支结构测点位移曲线在左上导坑开挖施工后逐步提升，当右下导坑施作完成后位移曲线逐步趋于稳定，表明初支结构封闭成环可较好抑制结构沉降变形；初支结构拱圈沉降位移量呈现测点 A＞B-1＞C-1，拱顶测点 A 位置沉降峰值为 14.24 mm，拱部沉降峰值小于初支结构变形阈值，掌子面施工安全系数较高.

施工方案 2 的钢拱架内力变化曲线见图 20. 由

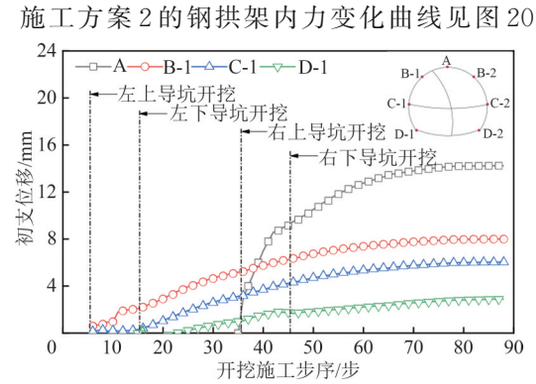


图 19 初支位移曲线-方案 2

Fig.19 Displacement curve of primary support in Scheme 2

图 20 可知：左上导坑开挖施工后，拱肩测点 B-1 及边墙 C-1 位置钢拱架内力逐步加大，左下导坑开挖后各测点拱架内力进一步增大，至右上导坑开挖施作时，由于此时左侧导坑均已封闭成环，测点 B-1、C-1、D-1 位置拱架应力曲线趋于收敛稳定；右上导坑开挖施工后测点 A 拱架内力快速跃升，至右下导坑封闭后拱顶内力稳定于 63.74 kN.CRD 工法的快挖快支、分区成环对极软岩隧道进洞施工的支护效果显著.

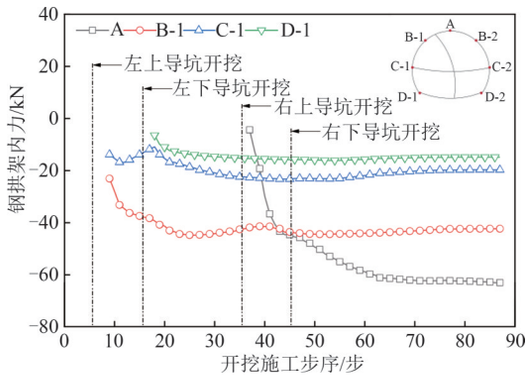


图 20 钢拱架内力曲线-方案 2

Fig.20 Internal force curve of steel arch in Scheme 2

施工方案 2 的临时支撑应力曲线见图 21. 图 21 中，F、G 分别为左、右两侧临时支撑监测点位. 由图 21 可知：左上导坑开挖施作后，测点 E 与 F 处应力呈现逐步增大趋势；当左下导坑开挖施工后，此时由于左上导坑已封闭成环，测点 E 与 F 的应力曲线呈现逐步稳定趋势；左下导坑开挖后测点 H 处应力水平快速跃升，峰值可达 2.95 MPa，这是由于下部开挖临空面，竖向临时支撑承受较大应力，H 测点处应力将在右下导坑封闭成环后趋于稳定；右上导坑施工完成后，G 测点应力快速增大，于右下导坑封闭成环后应力趋于稳定；临时支撑应力大小呈现测点 E≈H＞F＞G，表明竖向支撑结构应力高于横向.

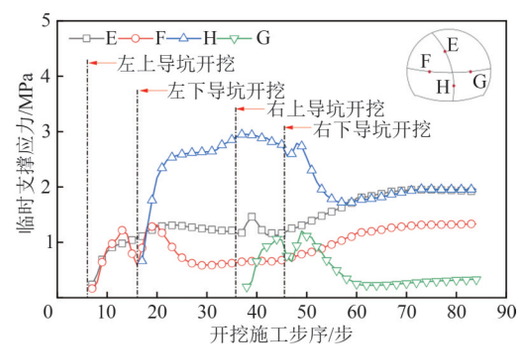


图 21 临时支撑应力曲线-方案 2

Fig.21 Stress curve of temporary support in Scheme 2

施工方案 2 的掌子面 4 个导坑涌出位移峰值统计曲线见图 22. 由图 22 可知：掌子面涌出变形量峰值随着进洞距离增加而逐步缓慢增大，整体约由

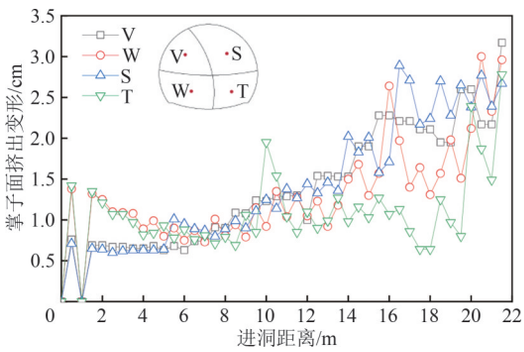


图 22　掌子面挤出变形-方案 2

Fig.22　Extrusion deformation of tunnel face in Scheme 2

0.7 cm增加至1.8 cm；左上、右上导坑位移峰值略高于左下、右下导坑.掌子面施工至距洞口 22 m时左上、左下、右上、右下导坑掌子面涌出位移峰值分别为3.17、2.96、2.67、2.78 cm.整体而言，采用施工方案2时隧道掌子面围岩挤出变形值基本可控.

3.5　施工方案对比分析

为验证M-C模型计算的可靠性，采用德鲁克-普拉格(Drucker-Prager，D-P)本构对2种支护方案下隧道开挖稳定性进行分析，数值计算结果对比见表2.

表 2　数值计算结果对比

Tab.2　Numerical calculation result

序号	结构名称	施工方案	M-C模型计算结果	D-P模型计算结果
1	管棚结构内力/kN	方案1	58.54	59.12
		方案2	27.29	27.56
2	围岩应力/MPa	方案1	6.95	7.02
		方案2	1.55	1.57
3	初期支护应力/MPa	方案1	5.59	5.65
		方案2	1.25	1.26
4	初期支护位移/mm	方案1	49.38	49.87
		方案2	14.24	14.38
5	钢拱架内力/kN	方案1	93.94	94.88
		方案2	63.74	64.38
6	临时支撑应力/MPa	方案1	8.01	8.09
		方案2	2.95	2.99
7	掌子面涌出位移/cm	方案1	10.47	10.68
		方案2	3.17	3.34

由表2可知：①采用施工方案1的初期支护结构应力已达5.59 MPa，结构沉降变形达49.38 mm，临时支撑结构应力已达8.01 MPa，掌子面涌出位移为10.47 cm，表明现场支护结构已基本处于大变形失稳状态；采用施工方案2的初支结构应力、位移分别为1.25 MPa、14.24 mm，临时支撑结构应力为2.95 MPa，掌子面涌出位移为3.17 cm.②D-P模型所得应力、位移曲线变化规律与M-C模型相似，管棚峰值内力、初支应力、围岩应力等关键参数相较M-C模型计算结果略高1%～2%，这或是由于D-P准则为圆形屈服平面，剪切强度略高所致.③数值仿真结果初步表明，竖向旋喷桩-双层管棚-CRD进洞施工技术方案具备一定合理性.

4　现场试验测试分析

Ⅵ级围岩浅埋隧道现场试验采用竖向旋喷桩-双层管棚-CRD进洞施工技术方案.为探究隧道开挖过程中支护结构受力特性，监测现场施工的安全可靠性，监测点布设位置与仿真结果提取断面一致(进洞3 m、9 m位置)，在钢拱架与初支结构混凝土的拱顶、拱肩及拱腰等关键受力部位布设应变计、压力计等监测设备，揭示施工期间隧道结构力学响应机制.现场测试仪器布置见图23.



(a) 应力测试　　(b) 位移测试

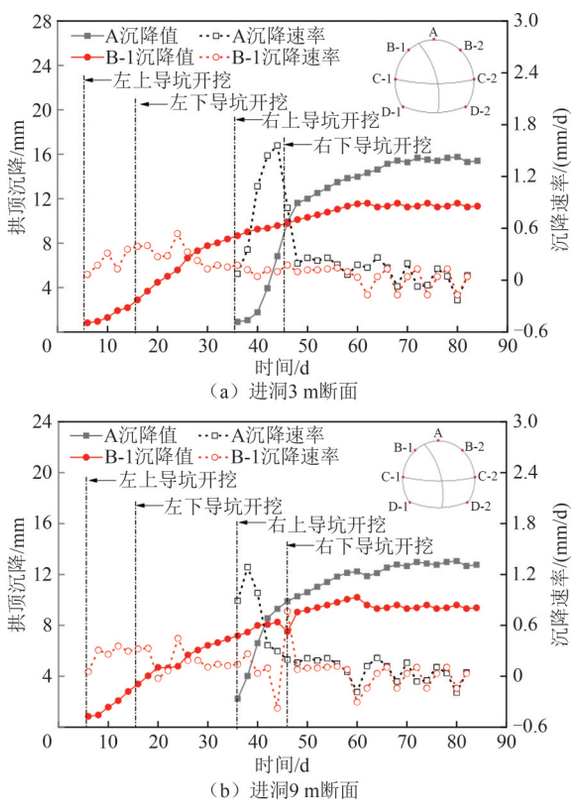
图 23　现场布设测试仪器

Fig.23　Field installation of testing instruments

4.1　现场测试结果分析

现场进洞3 m、9 m断面位置处初支结构位移变化曲线见图24.由图24可知：① 针对进洞3 m断面，左上导坑开挖施工后拱肩测点B处沉降变形值逐步增加，且随各个导坑施作呈现缓慢增加趋势，直至右下导坑施作完毕曲线趋于平稳，拱肩位置最终稳定

于 9.8 mm；右上导坑开挖施工后，初支结构位移呈现快速跃升状态，最大变形速率达 1.56 mm/d，当右下导坑施作完毕，该循环初支封闭成环后测点 A 处沉降位移逐步趋于稳定，沉降峰值为 15.76 mm. ② 针对进洞 9 m 断面，初支拱顶测点 A、拱肩测点 B-1 的沉降峰值分别为 12.98 mm、10.20 mm，二者变化规律基本与进洞 3 m 断面保持一致；相较于数值仿真计算结果，拱顶沉降变形曲线在开挖施工后快速提升，并在该循环衬砌封闭成环后趋于收敛稳定，数值模拟得到的拱顶沉降值（14.24 mm）与现场实测结果（15.76 mm）基本吻合，两者绝对误差为 1.52 mm，相对误差约为 9.6%，该误差在岩土工程数值分析合理范围内，能够有效反映施工沉降变形.



（a）进洞3 m断面

（b）进洞9 m断面

图 24　初支混凝土沉降测试曲线

Fig.24　Settlement test curve of primary support concrete

距洞口 3 m、9 m 断面位置处边墙测点 C 处周边收敛测试结果见图 25. 由图 25 可知：测点 C 位置收敛值在左下导坑开挖施工后即呈现快速增长趋势，至右下导坑施工完毕，即断面封闭成环之后曲线逐步趋于稳定；进尺 3 m 位置处水平收敛值为 9.75 mm，9 m 断面处收敛峰值为 8.27 mm，现场初支周边收敛结果整体可控. 综上可知，随施工进尺逐步增加与隧道埋深逐步加大，支护结构自稳定性将逐步加强，现场测试结果曲线与数值仿真计算结果规律保持一致.

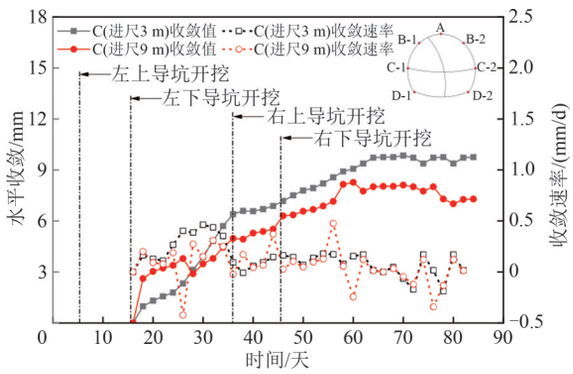


图 25　初支混凝土收敛测试曲线

Fig.25　Convergence test curve of primary support concrete

现场进洞施工 3 m 位置断面处的初支结构混凝土应力变化曲线见图 26. 由图 26 可知：①左上导坑开挖施工后，拱肩测点 B-1 位置混凝土应力逐步提升，或是由于支护结构混凝土强度逐步提升，其内部应力亦不断增大；随施工步序逐步推进，至右下导坑施作完毕后，即施工断面封闭成环之后各测点应力逐步趋于稳定；测点 C、D 应力变化规律基本与测点 B 保持一致. ②右上导坑开挖施工后，拱顶测点 A 处应力快速提升，应力增长速率可达到 0.06 MPa/d，在右下导坑施作完成后测点 A 应力逐步趋于平稳，峰值应力测试值稳定于 1.58 MPa，满足混凝土抗拉强度需求. 峰值应力仿真值（1.25 MPa）略低于实测值（1.58 MPa），绝对误差约为 0.33 MPa，但二者处于同一数量级且均低于材料容许应力，结构受力趋势模拟结果总体可靠，误差主要源于实际围岩的空间非均质性及荷载分布的局部集中.

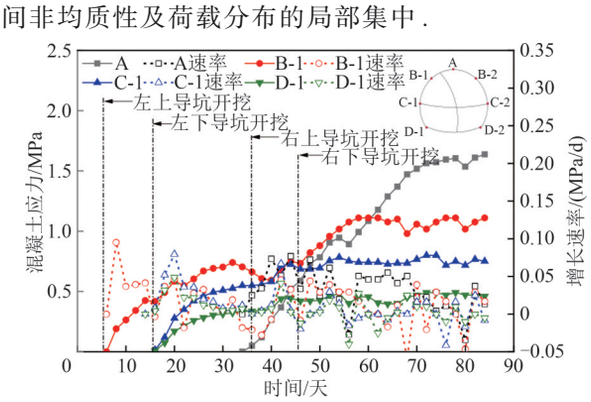


图 26　初支混凝土应力测试曲线

Fig.26　Stress test curve of primary support concrete

在隧道开挖过程中，开挖卸荷直接引发围岩向临空面松弛变形，结构位移迅速显现；而围岩内部应力重新分布、塑性区的逐步扩展及支护结构受力的渐进调整，均需一定时间完成，故位移、应力曲线存在一定相位差异.

现场进洞施工 3 m 断面位置处钢拱架内力测试结果见图 27. 由图 27 可知：钢拱架内力基本与混凝

土结构应力变化规律保持一致；各导坑开挖施作之后，开挖临空面致围岩应力产生重分布，致相应位置支护结构应力显著提升；由于初支混凝土与钢拱架协同支撑作用，钢拱架内部应力逐步趋于平稳；至右下导坑施作完毕，此时断面支护结构已封闭成环，各测点位置钢拱架内力逐步趋于稳定；拱顶测点A位置处钢拱架内力峰值达到61.16 kN.数值仿真与现场测试结果从定性、定量两方面揭示了支护结构力学响应机理，验证了Ⅵ级围岩浅埋隧道竖向旋喷桩-双层管棚-CRD进洞施工技术可靠性.

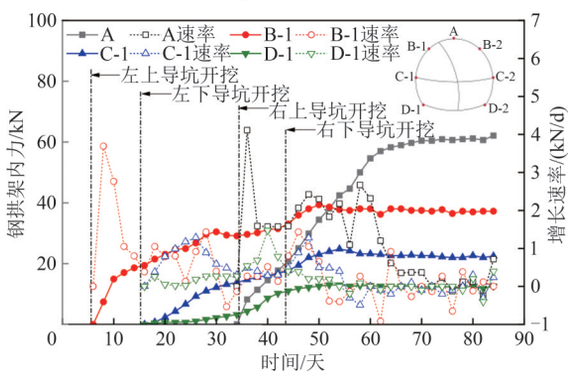


图27　钢拱架应力测试曲线

Fig.27　Stress test curve of steel arch

5　结论

针对Ⅵ级围岩浅埋隧道进洞施工技术难题，提出了竖向旋喷桩-双层管棚-CRD进洞施工技术，同步构建了单层管棚-CD工法数值仿真对比模型.基于室内试验确定了砂质黄土力学计算参数，开展了隧道开挖施工步序力学仿真分析，并与现场试验结果进行对比，结论如下：

1）Ⅵ级围岩浅埋隧道进洞施工期间，需对洞口地层采取有效的预加固措施.采用梅花桩式的竖向旋喷桩可对洞口边坡起到良好的稳固作用，双层超前管棚可对隧道施工掌子面前方围岩形成显著的棚护作用，二者结构联合可大幅提升洞口边坡与掌子面施工的稳定性，经数值模拟与现场测试验证，拱顶沉降控制在16 mm内，为类似极软岩隧道提供了技术借鉴.

2）“竖向旋喷桩-双层管棚”联合支护体系施工需严格控制参数：梅花形布设竖向旋喷桩，桩间距1.1 m，桩径60 cm，采用42.5级硅酸盐水泥注浆，压力35 MPa；双层管棚环向间距35 cm，管径108 mm，拱部150°施作；CRD工法各分部进尺不超过1榀钢架间距，左右侧导坑安全步距宜为15 m，施工时快速封闭临时仰拱，有效约束变形.

3）隧道硐室掌子面开挖施作之后，由于硐室开挖临空面使围岩应力发生重分布，相应施工位置支护结构应力大幅跃升，数值仿真与现场实测结果充分表明硐室及时封闭成环可促使结构应力与位移快速趋于收敛.CRD工法的快挖快支、分区成环对极软岩隧道进洞施工的支护效果显著.

4）浅埋极软岩隧道进洞施工期间，掌子面易发生失稳坍塌，掌子面涌出位移亦是现场施工安全与否的重要参数.采用竖向旋喷桩-双层管棚-CRD工法可对围岩与掌子面前方围岩进行立体式预加固，配合CRD工法施工，大幅减小了掌子面的滑移临空面，显著降低了掌子面涌出位移量.

5）现场测试结果表明，联合支护措施方案下拱顶沉降峰值为15.76 mm，围岩应力峰值为1.58 MPa，钢拱架内力峰值为61.16 kN，现场施工期间支护结构整体安全可靠.数值仿真与现场测试结果在定性与定量两方面均具备一定吻合度，验证了Ⅵ级围岩浅埋隧道竖向旋喷桩-双层管棚-CRD进洞施工技术的可靠性.

6）相比常规方法，本方案虽初期成本增加，但通过立体预加固大幅提升安全性与连续性，避免坍塌延误，实际工程中月进尺提升约15%，总工期缩短10%～15%，并减少了后期处置费用，综合经济效益显著.

7）该工法适用于埋深浅、自稳能力差的Ⅵ级围岩，如砂质黄土、全风化地层.施工时建议在洞口段埋深小于2倍洞径、水文条件复杂时采用，若地层富水量较高，可适当采用注浆止水.推广应用时应结合水文地质动态调整支护参数，并加强施工全过程监测.

以上研究主要基于特定地质条件，尚未系统考虑不同含水率、节理发育程度及施工扰动速率对联合支护体系的影响.后续将开展多因素耦合作用下的参数敏感性分析，并结合现场大数据与人工智能方法，建立支护参数的动态优化模型，进一步拓展该联合工法在复杂极软岩条件下的适用范围，为类似隧道工程的安全高效施工提供更系统的技术支撑.

参考文献(References)：

[1] 瞿山，唐吉祥，丁文其，等.王家寨第三系富水半成岩隧道施工措施与开挖变形特征分析[J].现代隧道技术，2024，61(S1)：1047－1057.
Qu Shan，Tang Jixiang，Ding Wenqi，et al. Analysis of construction measures and excavation deformation characterisation of wangjazhai tunnel in tertiary water-rich semi-morphic stratum [J]. Modern Tunnelling Technology，2024，61(S1)：1047－1057.(in Chinese)

[2] 答子虔，吕刚，于晨昀，等.隧道穿越充填介质地层渗

透失稳演化规律与突涌水灾变机理研究[J]. 铁道标准设计, 2025, 69(10): 249－255.
Da Ziqian, LU Gang, Yu Chenyun, et al. Study on evolution law of seepage instability and disaster mechanism of water inrush in tunnels passing through filling media strata[J]. Railway Standard Design, 2025, 69(10): 249－255. (in Chinese)

[3] 袁青, 陈世豪, 肖靖, 等. 浅埋富水软岩隧道大变形机理与控制研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2022, 42(4): 723－731.
Yuan Qing, Chen Shihao, Xiao Jing, et al. Research on large deformation mechanism and countermeasures of shallow buried tunnel in soft rock with abundant water[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2022, 42(4): 723－731. (in Chinese)

[4] 刘家奇, 李文杰, 张浩, 等. 玉磨铁路软岩浅埋隧道冒顶机理分析及防治措施[J]. 河南大学学报(自然科学版), 2022, 52(3): 348－357.
Liu Jiaqi, Li Wenjie, Zhang Hao, et al. Analysis of roof fall mechanism and prevention measures for shallow tunnels in soft rock on Yumo railway[J]. Journal of Henan University (Natural Science), 2022, 52(3): 348－357. (in Chinese)

[5] 朱捷, 曾国伟, 胡国忠, 等. 基于事故统计分析的隧道坍塌施工安全风险评估[J]. 公路交通科技(应用技术版), 2019, 15(9): 237－240.
Zhu Jie, Zeng Guowei, Hu Guozhong, et al. Safety risk assessment of tunnel collapse construction based on accident statistical analysis[J]. Highway Traffic Technology (Applied Technology Edition), 2019, 15(9): 237－240. (in Chinese)

[6] 朱庆, 郑威鹏, 吴浩宇, 等. 基于模糊贝叶斯网络的隧道围岩富水破碎风险分析方法[J]. 西南交通大学学报, 2025, 60(5): 1071－1079.
Zhu Qing, Zheng Weipeng, Wu Haoyu, et al. Analysis method for water-rich and fractured risks in tunnel surrounding rock based on fuzzy Bayesian network[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2025, 60(5): 1071－1079. (in Chinese)

[7] 陈春雨,王文松,范宣梅,等. 基于灰色权重耦合模糊理论的隧道坍塌风险评估模型[J/OL]. 成都理工大学学报(自然科学版), 2025. doi: 10.12474/cdlgzrkx.2024121201.
Chen Chunyu, Wang Wensong, Fan Xuanmei, et al. Tunnel collapse risk assessment model based on grey weight coupled fuzzy theory [J/OL]. Journal of Chengdu University of Technology (Natural Science Edition), 2025. doi: 10.12474/cdlgzrkx.2024121201. (in Chinese)

[8] 孙怀远, 阿迪力·如苏力, 戴逸茗, 等. 基于大语言模型的山岭公路隧道施工坍塌风险评估[J]. 中国公路学报, 2025, 38(9): 215－228.
Sun Huaiyuan, Adili·Rusuli, Dai Yiming, et al. Collapse risk assessment for mountain highway tunnel construction based on large language model[J]. China Journal of Highway and Transport, 2025, 38(9): 215－228. (in Chinese)

[9] 张霄, 王明年, 王志龙, 等. 大断面软弱围岩隧道超前支护体系加固机理研究[J]. 中国公路学报, 2025, 38(9): 255－267.
Zhang Xiao, Wang Mingnian, Wang Zhilong, et al. Research on reinforcing mechanism of pre-support system of large-span tunnels in soft ground [J]. China Journal of Highway and Transport, 2025, 38(9): 255－267. (in Chinese)

[10] 岳洪武, 苗苗. 浅埋暗挖软岩隧道管棚预注浆加固效果分析[J]. 现代隧道技术, 2021, 58(2): 111－117.
Yue Hongwu, Miao Miao. Analysis on pre-grouting reinforcement effect of pipe roofs for the shallow-buried mined tunnel in soft rocks[J]. Modern Tunnelling Technology, 2021, 58(2): 111－117. (in Chinese)

[11] 许劲松, 徐华, 张海涛, 等. 第三系半成岩富水砂岩隧道水平高压旋喷桩加固机理及参数分析[J]. 岩土工程学报, 2024, 46(12): 2559－2569.
Xu Jinsong, Xu Hua, Zhang Haitao, et al. Reinforcement mechanism and parameter analysis of horizontal high-pressure rotary jet grouting piles for tunnels in tertiary semi-diagenetic water-rich sandstone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2024, 46(12): 2559－2569. (in Chinese)

[12] 王秋懿, 张海涛, 张金江, 等. 第三系半成岩富水砂岩隧道水平高压旋喷桩复合结构超前预加固研究[J]. 岩土力学, 2024, 45(8): 2462－2473.
Wang Qiuyi, Zhang Haitao, Zhang Jinjiang, et al. Prestrengthening of composite structure of horizontal high-pressure jet grouting pile in tertiary semi-diagenetic water-rich sandstone tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2024, 45(8): 2462－2473. (in Chinese)

[13] 刘罡, 醋经纬. 竖直旋喷桩在风积沙隧道洞口段的应用研究[J]. 现代隧道技术, 2019, 56(增2): 712－718.
Liu Gang, Cu Jingwei. The application of vertical jet grouting pile in the portal section of an aeolian sand tunnel [J]. Modern Tunnelling Technology, 2019, 56(S2): 712－718. (in Chinese)

[14] 聂玉文, 万善通, 李国安, 等. 软弱围岩隧道锁脚微型桩支护结构研究[J]. 公路, 2022, 67(1): 349－355.
Nie Yuwen, Wan Shantong, Li Guoan, et al. Research on the supporting structure with feet-locked micro-pile in weak surrounding rock tunnel[J]. Highway, 2022, 67(1): 349－355. (in Chinese)

[15] 梁辉如，王永东，燕新，等. 锁脚锚管-钢拱架在软岩隧道中的力学稳定性研究[J]. 北京交通大学学报，2020，44(4)：34－41.
Liang Huiru，Wang Yongdong，Yan Xin，et al. Research on mechanical stability of feet-lock pipe and steel arch in soft rock tunnel[J]. Journal of Beijing Jiaotong University，2020，44(4)：34－41.(in Chinese)

[16] 李悦，张启瑞，谭建兵，等. 管幕＋CRD法隧道并行下穿对地表变形的影响[J]. 石河子大学学报(自然科学版)，2023，41(2)：214－220.
Li Yue，Zhang Qirui，Tan Jianbing，et al. Study on the influence of surface deformation of parallel underpass tunnel by pipe roof＋CRD method[J]. Journal of Shihezi University (Natural Science)，2023，41(2)：214－220.(in Chinese)

[17] 孙连勇，黄永亮，尹长凤，等. 富水砂层浅埋地铁隧道深孔注浆扰动机理研究[J]. 现代隧道技术，2018，55(1)：184－193.
Sun Lianyong，Huang Yongliang，Yin Changfeng，et al. Disturbance mechanism of deep-hole grouting for shallow metro tunnels in water-rich sand layers[J]. Modern Tunnelling Technology，2018，55(1)：184－193.(in Chinese)

[18] 林晓峰，郑荣国，郑刚，等. 注浆主动控制隧道水平变形的机理及策略研究[J]. 北京交通大学学报，2022，46(6)：100－113.
Lin Xiaofeng，Zheng Rongguo，Zheng Gang，et al. Research on mechanism and strategy for active grouting control of horizontal tunnel deformation[J]. Journal of Beijing Jiaotong University，2022，46(6)：100－113.(in Chinese)

[19] 李围. 隧道及地下工程ANSYS实例分析[M]. 北京：中国水利水电出版社，2008.
Li Wei. ANSYS Case Analysis in Tunneling and Underground Engineering[M]. Beijing：China Water & Power Press，2008.(in Chinese)

[20] 辛春亮，薛再清，涂建，等. 有限元分析常用材料参数手册[M]. 北京：机械工业出版社，2019.
Xin Chunliang，Xue Zaiqing，Tu Jian，et al. Handbook of Common Material Parameters for Finite Element Analysis[M]. Beijing：China Machine Press，2019.(in Chinese)

[21] 王开洋，余相贵，林达明，等. 浅埋风积砂质黄土隧道变形综合控制技术研究[J]. 工程地质学报，2022，30(4)：1223－1234.
Wang Kaiyang，Yu Xianggui，LIN Daming，et al. Comprehensive deformation control technology for shallow buried tunnel in aeolian sandy loess[J]. Journal of Engineering Geology，2022，30(4)：1223－1234.(in Chinese)

[22] 耿启军，屈振荣，蔡国庆，等. 三台阶大拱脚临时仰拱法与微台阶法在砂质黄土隧道中的适用性对比分析[J]. 铁道建筑，2019，59(11)：67－69.
Geng Qijun，Qu Zhenrong，Cai Guoqing，et al. Applicability comparative analysis of three step large arch foot temporary inverted arch method and micro step method in sandy loess tunnel[J]. Railway Engineering，2019，59(11)：67－69.(in Chinese)