

软弱围岩大断面隧道变形控制技术研究

袁建飞¹, 张路凯², 陈斌¹, 蒋望涛², 王建望³

(1. 中铁一局集团第五工程有限公司, 陕西 宝鸡 721000;

2. 长沙理工大学 土木与环境工程学院, 湖南 长沙 410000;

3. 延安大学 建筑工程学院, 陕西 延安 710006)

摘要: 为了有效控制隧道及周围环境的沉降变形, 合理选择并优化软弱围岩大断面的隧道施工技术, 以万家山隧道为例, 利用智能化超前地质预报明晰隧道软弱围岩的分布特性, 结合施工风险源优化原施工方案, 确定采用三台阶临时仰拱封闭法施工; 同时, 结合现场监测和数值模拟手段, 分析隧道围岩变形及周围环境地表沉降变化趋势。结果表明: 随着隧道开挖施工进行, 隧道拱顶沉降和地表沉降逐步趋于稳定, 数值模拟结果与现场监测数据验证了该趋势, 这充分说明采用三台阶临时仰拱封闭法的优化方案可有效控制软弱围岩大断面隧道变形。

关键词: 软弱围岩; 大断面隧道; 变形控制; 三台阶临时仰拱封闭法; 数值模拟

中图分类号: TU455.4

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2025)02-0169-09

Deformation Control Technology for Large-span Tunnel in Weak Surrounding Rock

YUAN Jianfei¹, ZHANG Lukai², CHEN Bin¹, JIANG Wangtao², WANG Jianwang³

(1. China Railway First Group Fifth Engineering Co., Ltd., Baoji, Shaanxi 721000, China;

2. School of Civil and Environmental Engineering, Changsha University of Science and Technology, Changsha, Hunan 410000, China;

3. School of Civil Engineering, Yan'an University, Yan'an, Shaanxi 710006, China)

Abstract: The settlement deformation of tunnel and surrounding environment can be effectively controlled by selecting reasonable construction technology of large section tunnel with soft surrounding rock. Taking Wanjiashan tunnel as an example, the distribution characteristics of the weak surrounding rock of Wanjiashan tunnel are clarified using intelligent advanced geological prediction, and the original construction plan was optimized by adopting the three-step temporary invert closure method considering the construction risk source. Through on-site monitoring and numerical simulation method, the deformation of the surrounding rock and the ground surface settlement characteristics were analyzed. The results show that the tunnel arch settlement and surface settlement gradually tend to be stable with the construction of tunnel excavation, and the numerical simulation results are consistent with the trends observed in the on-site monitoring data, which fully indicates that the optimization scheme using the three-step temporary invert closure method can effectively control the deformation of the large-section tunnel with weak surrounding rock.

Keywords: weak surrounding rock; large-span tunnel; deformation control; three-step temporary invert closure method; numerical simulation

随着我国交通基础设施的快速发展, 隧道工程在交通网络中的重要性日益凸显, 尤其在城市化进

程中, 成为解决交通拥堵、缩短行车距离的关键手段^[1-3]。然而, 现有隧道工程常处于富水、断层、软

弱层、岩溶空洞等复杂多变的工程地质环境中,尤其是在软弱围岩地层中,隧道施工面临诸多挑战,如围岩强度低、自稳能力差,开挖后易变形甚至坍塌,对周边环境影响较大,施工引起的沉降和变形可能威胁上部结构稳定性,甚至影响交通运营^[4-8]。针对此问题,开展软弱围岩大断面隧道变形控制技术的研究具有重要的工程实践意义。

目前,国内外学者对软弱围岩隧道变形控制技术进行了大量研究,主要集中在围岩应力场、位移场变化规律及隧道衬砌结构受力分析等方面,常用方法包括现场监测、室内试验和数值模拟^[9-12]。其中,现场监测可实时获取施工变形数据以调整方案;室内试验能模拟围岩力学行为揭示变形机理;数值模拟则通过数学模型预测隧道施工过程中的围岩变形和应力分布,为方案优化提供理论支持。然而,针对软弱围岩大断面隧道,如何有效控制施工变形、确保隧道结构与周围既有建筑物安全仍是个难题。究其原因,软弱围岩地层地质条件复杂,力学性质差异大,开挖易引发应力重分布、变形过大甚至坍塌,同时周围建筑结构附加荷载对隧道结构影响显著^[13-15]。因此,如何通过合理施工方法和支护措施控制围岩变形,保障隧道施工安全和周围既有环境

的正常运营,是当前隧道工程领域的研究热点。

基于此,以软弱围岩万家山大断面隧道工程为背景,首先,利用智能化超前地质预报分析隧道软弱围岩分布规律,对软弱围岩大断面隧道施工方案进行优化,采用三台阶临时仰拱封闭法进行施工,其次,结合现场监测和数值模拟手段,系统分析隧道施工过程中的围岩及衬砌的变形分布规律。研究成果不仅可为类似地质环境隧道施工过程中的变形控制提供技术支持,还可以为类似工程的施工方案优化提供借鉴,进而提高隧道施工的安全性和经济性。

1 工程概况

万家山隧道位于湖北省宜昌市夷陵区境内中低山区,全长 12 841.01 m,隧址区出露地层主要为晚元古代黄陵叠加复式深成侵入岩体和震旦系沉积盖组成,产状为 $110^{\circ} \sim 153^{\circ} \angle 5^{\circ} \sim 13^{\circ}$,其中侵入岩地层约占总面积的 80%,主要为花岗闪长岩,属硬质岩,岩体较完整,局部较破碎。为确保万家山隧道施工过程安全稳定,需采用适合的加固措施和掘进工法,施工中选择隧道进口处 280 m 作为试验段进行研究,里程为 DK2194 + 560—DK2194 + 840。该区段围岩基本分级及主要特征见表 1。

表 1 围岩分级及其特征

隧道区段	长度/m	围岩分级	岩土层描述	主要特性	稳定性评价
DK2194 + 560— DK2194 + 685	125	Ⅳ	岩性黑云母花岗闪长岩,局部破碎	土层松软,地下水丰富	极易坍塌,有水时易涌出,浅埋易塌至地表
DK2194 + 685— DK2194 + 840	155	Ⅴ	F2 构造破碎带风化残积土	岩体破碎,含地下水	易坍塌,处理不当易大坍塌,浅埋易地表下沉

2 施工风险与施工方案优化

为防止因万家山隧道下穿软弱围岩层而引起事故发生,首先利用智能化超前地质预报明晰万家山隧道软弱围岩分布特性,随后对原设计方案进行优化,隧道穿越 DK2194 + 560—DK2194 + 840 段之前采取有效的地表加固措施,对隧道上部土体进行防水和加固,保证隧道施工的安全。

2.1 施工风险

万家山隧道为双线单洞,属Ⅱ级风险隧道。隧道在岩溶和断层地质条件下施工掘进,施工过程不仅会引起隧道结构下沉,还会引起岩溶地区地质和地下水系统平衡破坏等问题。

(1) 隧道在岩溶和断层地质条件下浅埋下穿,

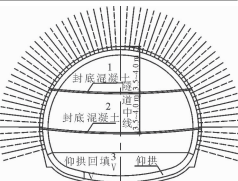
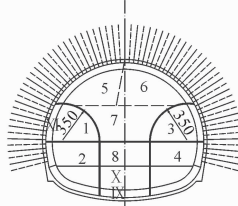
施工易引起隧道结构上表层土体下沉甚至坍塌,事故风险高。

(2) 在岩溶地区修建大断面隧道,失水过多会引起地面下沉。同时,隧道施工引起的岩溶地区地质和地下水系统平衡的破坏,极易诱发周边坍塌事故的发生。

(3) 隧道洞身穿越高地应力段,有发生岩爆的可能。

2.2 原施工方案

隧道区段采用帷幕注浆加固地层,注浆轮廓线在隧道开挖线外 5 m 的位置,各注浆孔的外插角和长度如表 2 所示。隧道原设计是在 $\Phi 89$ 长管棚 + $\Phi 42$ 超前小导管注浆超前支护下采用双侧壁导坑法和三台阶临时仰拱封闭法施工。

表 2 施工方案				
里程范围	围岩级别	超前支护措施	施工工法	施工示意图
DK2194 + 560 — DK2194 + 675	IV	Φ89 长管棚 + Φ42; 超前小导管	三台阶临时仰拱封闭法	
DK2194 + 675 — DK2194 + 840	V	Φ89 长管棚 + Φ42; 超前小导管	双侧壁导坑法	

2.3 超前地质预报

除采用传统的地质调查法、掌子面地质素描、TSP、地质雷达、加深炮孔预报等探测方法外,同时还使用了 ZYS113 全电脑三臂凿岩台车的 MWD 地质分析软件,对隧道超前地质进行实时预报,制定可靠的超前预加固处理方案,实现软弱围岩地段大断面隧道的机械化施工^[16-17]。

万家山隧道试验段 MWD 地质成果如图 1 所示,不同级别的围岩对应的地质云图有较明显区别,IV 级围岩的 3D 轮廓地质云图整体呈现绿色,V 级围岩的地质云图以红黄色居多,IV 级围岩变换成 V 级围岩的里程段对应的地质云图存在较明显的变化,MWD 地质成果与勘察结果接近。

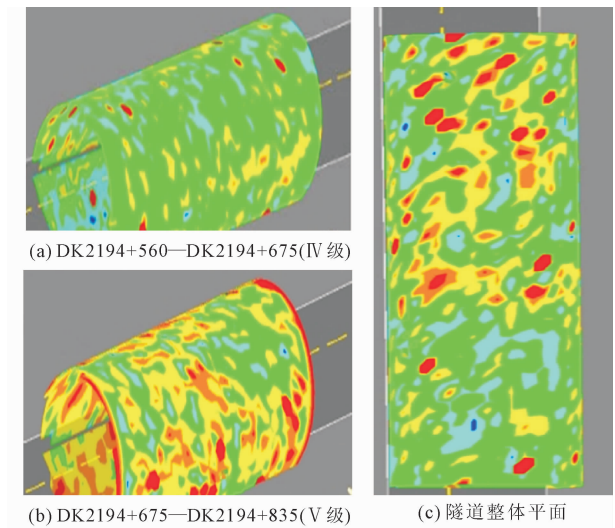


图 1 围岩地质云图

根据掌子面炮孔 MWD 地质断面云图,当隧道掘进至 DK2194 + 675 时,云图显示前方右侧拱腰至

隧底围岩异常,结合已有勘察资料分析判断该处可能存在节理密集带风险,为此,补加了超前钻孔,结果证实该处确实存在围岩蚀变,隧道实际开挖后揭示与预测情况一致,具体预测成果如图 2 所示。

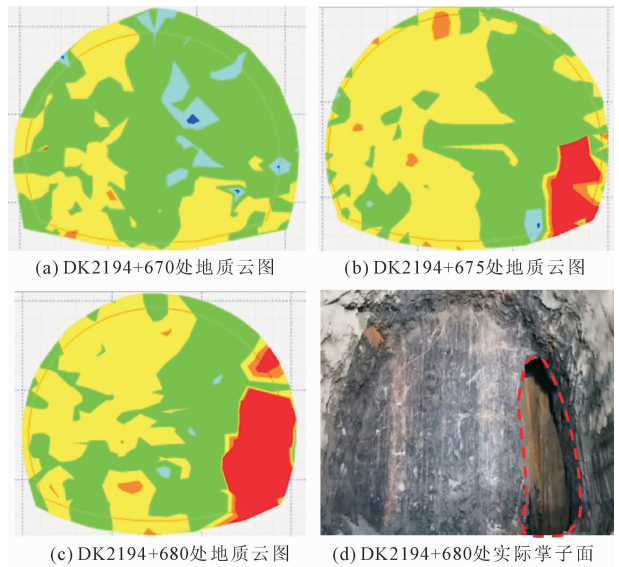


图 2 DK2194 + 675 处围岩地质对比分析

2.4 施工方案优化

考虑到本区段地层岩性极差,含水量大,且隧道埋深浅,隧道掘进过程中,极有可能引起地表下沉,甚至因隧道坍塌引起施工中断,造成交通瘫痪。同时,开挖地层软硬不均,双侧壁导坑工法与三台阶工法转换衔接困难,且采用双侧壁导坑法施工时,大型机械难以运用。针对原方案不足,优化施工方案,该区段内均采用三台阶临时仰拱封闭法,并加强初期支护和超前支护措施。

穿越 DK2194 + 560—DK2194 + 675 区段时,超前支护体系为 50 mΦ108 长管棚与 Φ42 超前小导管结合;穿越 DK2194 + 675—DK2194 + 840 区段时,超前支护体系为 60 mΦ159 长管棚与 Φ42 超前小导管结合。

初期支护加强:钢拱架加大至 25a[#]工字钢,喷射混凝土厚度由 28 cm 加至 35 cm。开挖结束立即初喷,厚度 5 cm,增挂 Φ8 钢筋网片(网格间距 20 cm × 20 cm),安设 25a[#]工字钢,安装时预留沉降量 40 cm ~ 50 cm,每榀钢架间距 0.5 m,用 18[#]钢架纵向连接,打设 4 m 长系统锚杆(间距 1.0 m × 1.0 m)。上台和中台用 22a[#]工字钢做临时仰拱,在每榀钢架拱脚处两侧各用 8 根 4.5 m 的 Φ60 锁脚小导管锁脚,铺垫预制混凝土垫块,安设三组 4.5 mΦ60 锁脚小导管并注浆,初支达到强度后径向回填注浆

使初支与围岩密贴封闭地下水。

3 现场监测

根据相关规定和万家山隧道设计要求,现场对隧道下穿 DK2194 + 560—DK2194 + 840 区段时进行了全面的现场监控量测,且重点对比沉降变形监测数据。

3.1 隧道沉降监测

三台阶临时封闭法拱顶下沉和周边收敛洞内布置具体见图 3,包括拱顶位置、左腰上、下两位置及右腰上、下两位置。

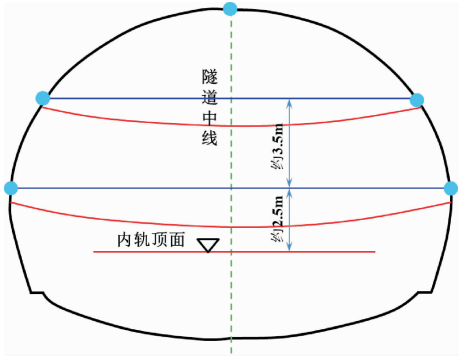


图 3 隧道拱顶下沉及周边收敛量断面监测点布置

在万家山隧道试验段正上方布置地表沉降观测点,重点考虑 DK2194 + 675 处软弱围岩交接位置,后续以 DK2194 + 663、DK2194 + 665、DK2194 + 670 和 DK2194 + 680 处监测点为分析对象。

3.2 现场监测结果

通过对万家山隧道施工过程中的拱顶下沉及地表沉降等监测数据进行分析,发现拱顶沉降和周边收敛均呈现初期速率快、后期逐渐稳定的规律,最大沉降接近 350 mm,处于 DK2194 + 675 处附近,拱顶沉降曲线如图 4 所示。地表沉降监测表明,不同施工区段地表沉降最终稳定值有较大差距,是受地表环境影响较大引起的,但最终数据趋于稳定,施工过程中隧道结构稳定性良好,地表沉降观测结果如图 5 所示。

4 数值模拟

4.1 三维模型

利用 midas GTS/NX 软件,建立下穿软弱围岩大断面隧道施工开挖模型,三维数值模型如图 6 所示,共计 172 461 个单元,116 986 个节点,模型网格采用混合六面体单元。为保证计算速率,模拟中对实际工程进行了简化建模:

(1) 土层间互不影响,各土层相互独立,视岩土

体为各向同性的介质材料,均采用摩尔-库伦(M-C)本构模型。

(2) 锚杆、混凝土及其他刚性结构均采用弹性本构模型。

(3) 土层与隧道支护结构和锚杆间不设接触面,但支护结构和锚杆与土层间协调变形。

(4) 忽略地下水的渗流以及自然降水对隧道开挖的影响,假定模型中地下水位保持不变。

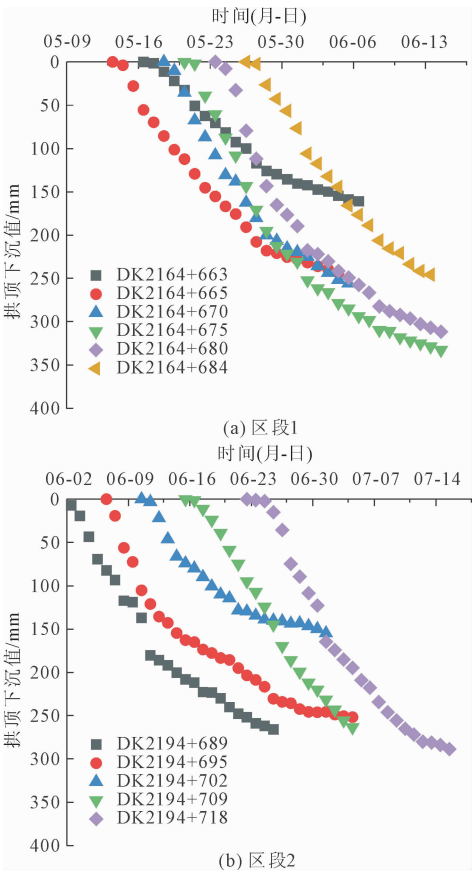


图 4 拱顶沉降变化曲线

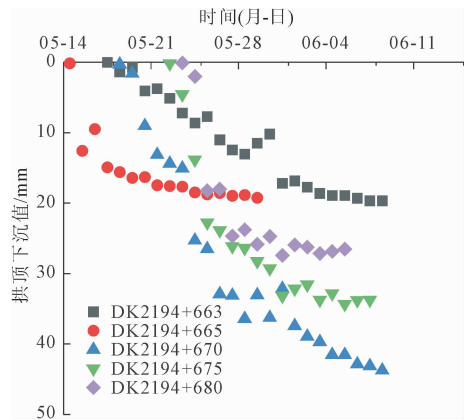


图 5 地表沉降变化曲线

万家山隧道穿越软弱围岩层时,在 DK2194 +

675 处为Ⅳ级和Ⅴ级软弱围岩交界位置。为此,所建立数值模型以 DK2194 + 675 为分界线,往前后延伸 30 m,土层为黏土及全风化花岗岩和强风化及弱风化花岗岩,平均深度分别为 50 m 和 30 m,具体模型如图 6 所示。

4.2 工况设置

依据三台阶临时仰拱开挖工序,为减小计算量,将上、中、下台阶第一次开挖长度按 15 m 模拟,后续沿隧道走向(*Y* 方向)开挖长度按 3.0 m 模拟,上、中、下台阶均开挖施工步 16,中台阶落后上台阶 6.0 m,下台阶落后上台阶掌子面不少于 30 m。软弱围岩大断面隧道施工开挖施工步骤设置如表 3 所示。

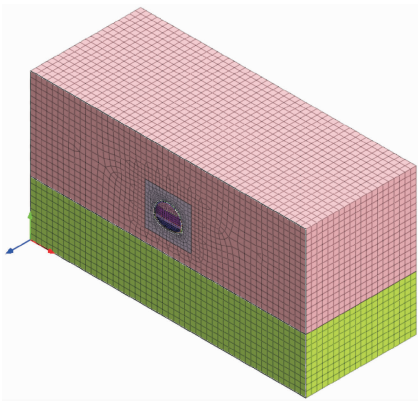


图 6 三维数值模型

表 3 施工开挖步骤

施工步	工况	描述
1	初始应力场分析	考虑整个场地初始应力,地下水位设置为 -2.0 m
2	地表和超前注浆加固	对隧道开挖范围进行注浆加固
3	上台阶第 1 次开挖	开挖上台阶第 1 步土体,施作上台阶第 1 步范围初衬
4	上台阶第 2 次开挖	开挖上台阶第 2 步土体,施作上台阶第 2 步范围初衬,施作上台阶第 1 步范围临时钢架
5~30	上台阶第 <i>N</i> 次开挖,中台阶第 <i>N</i> -2 次开挖($3 \leq N \leq 16$),下台阶第(<i>N</i> -13)开挖次开挖($14 \leq N \leq 29$)	开挖上台阶第 <i>N</i> 步土体,施作上台阶第 <i>N</i> 步范围初衬,施作上台阶第 <i>N</i> -1 步范围临时钢架;开挖中台阶第 <i>N</i> -2 步土体,施作中台阶第 <i>N</i> -2 步范围初衬,施作中台阶第 <i>N</i> -3 步范围临时钢架;开挖下台阶第 <i>N</i> -13 步土体,施作下台阶第 <i>N</i> -13 步范围初衬,施作下台阶第 <i>N</i> -13 步范围临时钢架;进行下台阶仰拱施作与回填,拆除上、中台阶第 <i>N</i> -14 步土体范围临时钢架,继续往上浇筑第 <i>N</i> -14 步土体范围二衬

基于上述软弱围岩大断面隧道施工开挖步骤,后续分析中选择施工步 3、施工步 14、施工步 18 和施工步 30 的计算结果,且隧道细部网格模型见图 7。

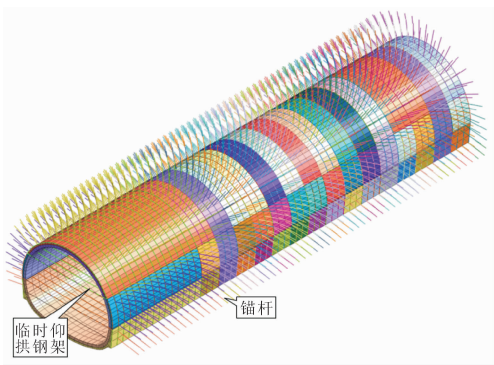


图 7 隧道细部网格模型

4.3 模型参数

模型土层从上至下依次为黏土及全风化花岗岩和强风化及弱风化花岗岩,采用三维混合网格,土体本构模型采用摩尔-库伦,其他构建采用弹性本构,土体及桥梁结构采用 3D 实体单元,桩基、锚杆和临时钢架采用 1D 梁单元,锚杆长度 4.0 m,三维数值模型的参数见表 4。

表 4 模型参数

材料	密度 /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性 模量 /GPa	泊松 比	黏聚 力 /kPa	内摩 擦角 /($^{\circ}$)
黏土及全风化花岗岩	1800	0.01	0.4	30	25
强风化及弱风化花岗岩	2000	0.20	0.3	100	30
锚杆及临时钢架	7900	210.00	0.2	—	—
初期支护	2200	23.00	0.3	—	—
二衬衬砌、仰拱及回填	2300	32.50	0.3	—	—
桩身及桥梁结构混凝土	2300	35.00	0.3	—	—

4.4 计算结果

通过对下穿软弱围岩大断面隧道施工过程的模拟,提取施工步 3、施工步 14、施工步 18 和施工步 30 的计算云图,以地表沉降为分析对象,重点关注隧道施工过程的拱顶沉降变形。

4.4.1 隧道结构竖向变形

施工步 3、施工步 14、施工步 18 和施工步 30 的隧道结构计算云图如图 8 所示。从图 8 可知:上台阶第 1 次开挖,隧道结构最大沉降 24.18 mm;下台阶第 1 次开挖,最大沉降 42.32 mm;上台阶施工完毕,最大沉降 93.97 mm;隧道下穿完毕,最大沉降 104.69 mm。可见,随隧道开挖进行,结构范围内沉

降不断增大,最大沉降在拱顶,这也意味着开挖土体卸荷会增大拱顶沉降。

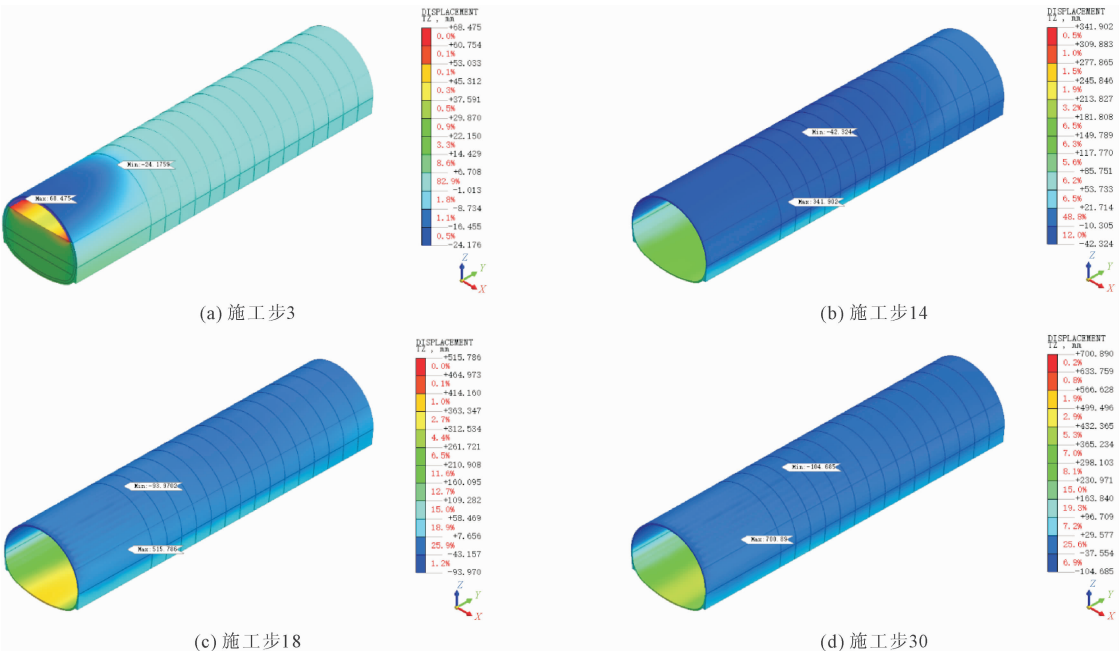


图 8 隧道结构竖向变形

为分析拱顶沉降,在数值模型第 3 环、5 环、9 环和 16 环衬砌拱顶位置布置监测点 A、B、C 和 D,提取监测结果如图 9 所示。

速率快,逐渐变慢,最后稳定”趋势,说明隧道施工对拱顶沉降影响规律一致。随着隧道施工进深越大,A、B、C 和 D 测点最后稳定沉降值逐渐增大,分别为 53.10 mm、56.00 mm、64.20 mm 及 76.00 mm,这也说明了开挖距离越大,隧道拱顶最大沉降积累越多。A、B 测点在进口段,最大沉降发生在施工中,因距进口近,开挖中沉降积累大,随隧道进深有明显回弹后稳定;C、D 测点距进口段远,最大沉降回弹不明显,达最大值后基本稳定。

4.4.2 地表沉降变形

为了分析隧道开挖过程中地表沉降,对数值模型中布置了监测点,类似图 8,分布在第 3 环、5 环、9 环和 16 环衬砌拱顶正上方布置监测点 E、F、G 和 H,分别对应于 1-1、2-2、3-3 和 4-4 监测断面。

经过数值计算,提取地表沉降数值结果如图 10 所示。可以看出,不同位置处拱顶正上方地表沉降变化均呈现出“开始沉降速率快,逐渐变慢,到最后稳定”的趋势,这说明隧道施工过程对拱顶正上方地表沉降的影响规律一致;随着隧道施工进深越大,E、F、G 和 H 测点最后稳定沉降值逐渐增大,分别为 38.00 mm、39.04 mm、40.10 mm 及 46.20 mm,这也说明了进深越深,隧道拱顶正上方地表最大沉降积累越多;类似拱顶沉降变化规律,E 和 F 测点最大沉降发生于施工过程中,这是因为 E、F 测点距离进口端近,在隧道开挖过程中沉降会累积最大,然后随着

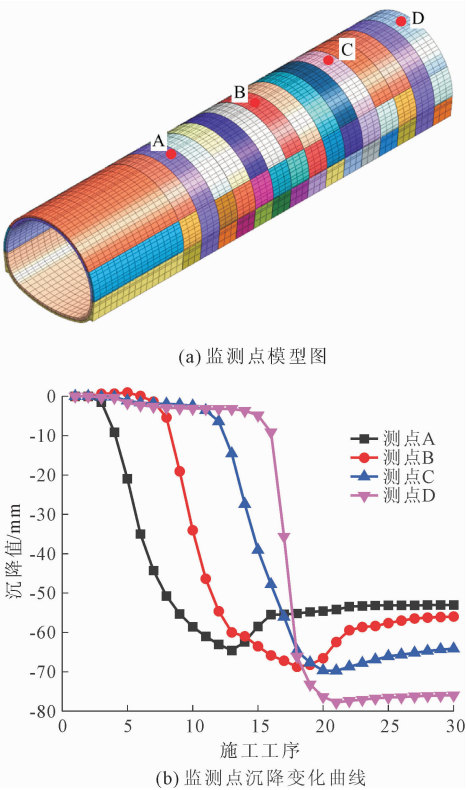


图 9 隧道拱顶数值监测点沉降变化曲线

从图 9 可见,不同位置拱顶沉降变化呈“开始

隧道进深增大,最大沉降有明显回弹,直至逐步稳定;而 G 和 H 测点距离进口段远,最大沉降回弹不明显,其沉降到达最大值后基本趋于稳定。

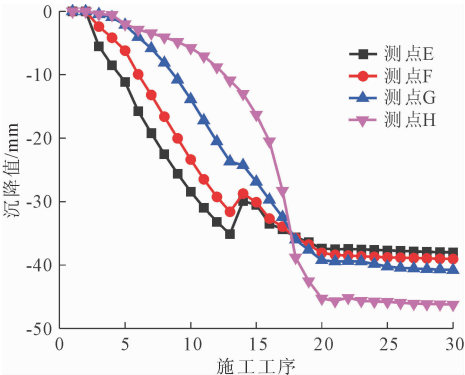


图 10 地表沉降数值监测结果

不同监测断面的沉降变化规律如图 11 所示,从图 11 可以看出:

(1) 不同施工步条件下,不同断面下地表横向沉降变形呈现出明显的沉降槽,最大沉降位置发生在拱顶正上方地表,与Peak曲线变化趋势基本一

致^[15]。

(2) 施工步 14(下台阶第一次开挖)条件下,由于此阶段为下台阶开挖起始,土体卸荷最严重,导致该施工步下 1-1 断面和 2-2 断面最大沉降分别为 30.29 mm 和 30.73 mm,而 4-4 断面受施工步影响较小,其最大沉降为 16.30 mm。

(3) 施工步 18(上台阶开挖完毕)条件下,1-1 断面—4-4 断面最大沉降基本接近,分别为 36.61 mm、37.28 mm、38.97 mm 和 42.54 mm,由于 4-4 断面距离该施工步最近,其变形最大。此外,距离隧道开挖起始面越远,其变形会滞后于距离开挖起始面更近的断面,即 1-1 断面发生变形的时段最快,而 4-4 断面发生变形的时段滞后,但由于开挖进深增大,累积变形更明显。

不同断面的沉降变化规律如图 12 所示,从图 12 可以看出:随着施工步进行,1-1 横断面沉降槽往下变形,最大沉降从 30.29 mm 增大至 36.61 mm。类似地,1-1 横断面沉降槽往下变形,最大沉降从 28.41 mm 增大至 38.97 mm。

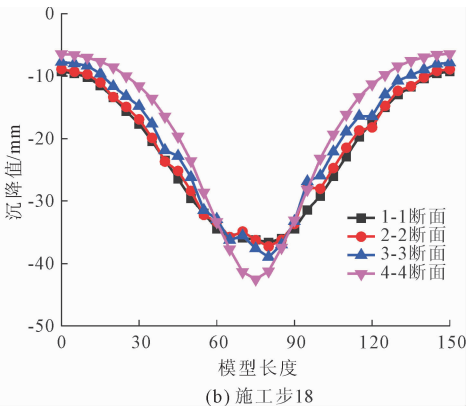
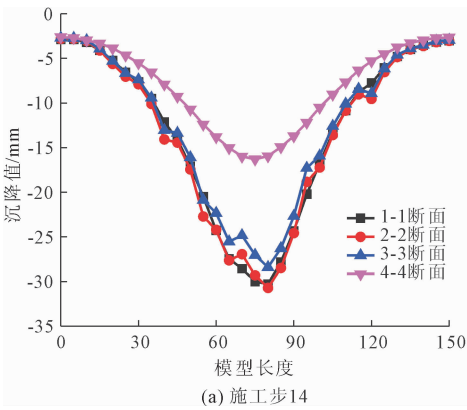


图 11 不同施工条件下不同断面的沉降变化曲线

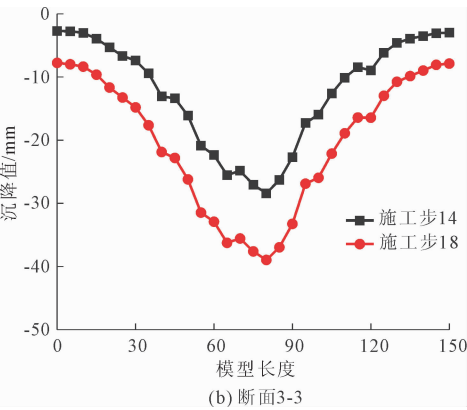
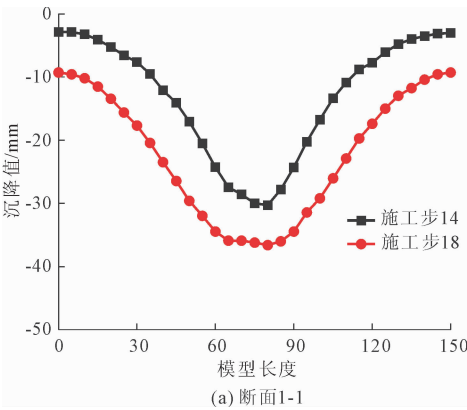


图 12 不同断面条件下不同施工步的沉降变化曲线

4.5 对比分析

以 DK2194 + 723 断面地表沉降为分析对象,对软弱围岩大断面隧道施工时对周围环境影响的变形结果进行对比分析。汇总沉降随开挖工序变化对比曲线(数值模型监测点 F 与 G 和现场监测点 A4 和 A6)与地表横向沉降变化对比曲线(数值模型监测断面 3-3 断面和现场监测断面 DK2194 + 723),对比结果如图 13 所示。

从图 13 可以看出:沉降随开挖工序变化曲线与地表横向沉降槽变化曲线的数值计算结果与现场监

测结果大致呈现相似规律;但数值计算结果明显小于现场监测结果,这是因为数值模型中考虑的是理想状态,未充分考虑到现场施工的实际情况;尽管数值计算结果与现场监测结果有一定误差,但从二者变化趋势上看,所建立的数值模型模拟地表沉降具有可靠性,能从理论数值角度说明下穿软弱围岩大断面隧道变形控制技术的合理性,即采用三台阶临时仰拱封闭法可较好控制软弱围岩大断面隧道施工过程中的变形问题。

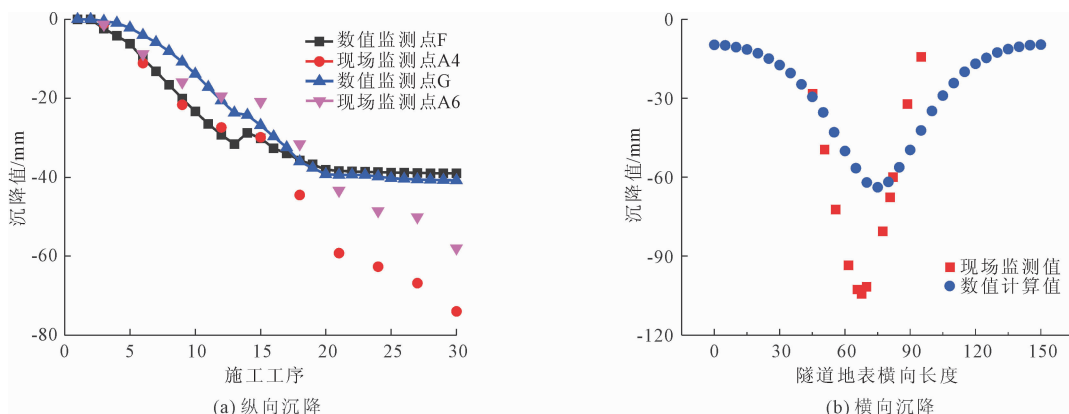


图 13 地表沉降对比曲线

5 结 论

以软弱围岩层万家山大断面隧道为例,结合数值计算与现场监测手段,开展软弱围岩大断面隧道变形控制技术研究,具体结论如下:

(1) 利用智能化超前地质预报技术,明晰万家山隧道Ⅳ级和Ⅴ级软弱围岩分布情况,现场施工验证了超前预报 MWD 地质成果的准确性,这说明智能化超前地质预报技术在软弱围岩大断面隧道工程中切实可行。

(2) 现场监测数据表明,拱顶下沉和周边收敛初期速率较快,随后趋于稳定。数值模拟结果亦明确了隧道拱顶和地表沉降变形的“开始沉降速率快,逐渐变慢,最后稳定”的变化趋势,揭示了地表横向与纵向变形的变化机制;随着隧道开挖完毕,隧道结构拱顶最大沉降为 104.69 mm,地表最大沉降为 61.83 mm。

(3) 地表沉降数值计算结果与现场监测结果呈现相似规律,这表明所建立的数值模拟合理有效,从理论数值角度说明三台阶临时仰拱封闭法对软弱围岩变形控制的有效性,研究成果可为日后类似软弱围岩浅埋大断面隧道施工提供技术支撑。

参考文献:

- [1] 张宝瑾,谭忠盛,李林峰,等. TBM 隧洞软弱围岩不良地质段卡机机理及脱困技术——以我国西北某供水隧洞为例[J]. 土木工程学报,2024,57(S1):29-35.
- [2] Hu Xiongyu, He Chuan, Lai Xiaohui, et al. A DEM-based study of the disturbance in dry sandy ground caused by EPB shield tunneling [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020,101:103410.
- [3] Jin Dalong, Zhang Zhiyong, Yuan Dajun. Effect of dynamic cutterhead on face stability in EPB shield tunneling [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2021,110:103827.
- [4] 陶连金,王兆卿,杨西富,等. 粉细砂地层超浅埋隧洞管棚的支护效果[J]. 黑龙江科技大学学报,2018,28(6):625-629.
- [5] Peck R B. Deep excavations and tunneling in soft ground [C]//Proceeding of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City: State of the Art Report, 1969:225-290.
- [6] 李 波,魏龙海,舒 恒. 滨海软弱地层超大断面暗挖隧道施工工序研究[J]. 现代隧道技术,2018,55(S2):283-294.
- [7] 程明前. 大断面板岩隧道围岩大变形快速控制施工技术[J]. 工程技术研究,2020,5(4):70-71.

- [8] 钱程. 带仰拱全断面开挖在高原软弱围岩中的适用性评估与优化[J]. 铁道建筑技术, 2025(3):165-169.
- [9] Yin Zhenyu, Wang Pei, Zhang Fengshou. Effect of particle shape on the progressive failure of shield tunnel face in granular soils by coupled FDM-DEM method[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2020, 100: 103394.
- [10] 王磊, 王晓峥, 李文浩. 基于有限元数值模拟的单侧壁导坑法隧道施工工艺研究[J]. 工程建设与设计, 2024(21):96-98.
- [11] 徐钰斌, 赵启峰, 耿宁, 等. 松散软弱围岩煤巷高效掘进及支护工艺优化研究[J]. 煤炭工程, 2024, 56(9):49-55.
- [12] 帅文斌. 考虑流固耦合的富水软弱围岩隧道帷幕注浆加固技术研究[J]. 铁道建筑技术, 2024(9):151-154, 176.
- [13] 何万, 夏真德, 黄成刚. 软弱围岩隧道掘进机开挖施工技术应用研究[J]. 工程技术研究, 2025, 10(1):35-37, 171.
- [14] 毕志刚, 焦治豪, 王晓卫, 等. 富水软弱围岩小净距隧道掌子面稳定性及超前管棚支护技术研究[J]. 湖南城市学院学报(自然科学版), 2024, 33(6):1-8.
- [15] 李云刚. 软岩大断面浅埋暗挖隧道施工工法比选数值分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2017, 15(1):157-160.
- [16] 王志坚. 高速铁路山岭隧道智能化建造技术研究——以郑万高速铁路湖北段为例[J]. 铁道学报, 2020, 42(2):86-95.
- [17] 王志坚. 高速铁路隧道机械化修建技术创新与智能化建造展望——以郑万高速铁路湖北段为例[J]. 隧道建设(中英文), 2018, 38(3):339-348.

(上接第148页)

- [8] Fekete G, Varga L. The effect of the width to length ratios of corrosion defects on the burst pressures of transmission pipelines[J]. Engineering Failure Analysis, 2012, 21:21-30.
- [9] Xu Luyao, Cheng Y F. Reliability and failure pressure prediction of various grades of pipeline steel in the presence of corrosion defects and pre-strain[J]. International Journal of Pressure Vessels and Piping, 2012, 89:75-84.
- [10] Lee Y K, Kim Y P, Moon M W, et al. The prediction of failure pressure of gas pipeline with multi corroded region[C]//Materials Science Forum Trans Tech Publications Ltd, 2005, 475:3323-3326.
- [11] Mondal B C, Dhar A S. Interaction of multiple corrosion defects on burst pressure of pipelines[J]. Can J Civ Eng, 2017, 44(8):589-597.
- [12] Mondal B C, Dhar A S. Burst pressure of corroded pipelines considering combined axial forces and bending moments[J]. Engineering Structures, 2019, 186:43-51.
- [13] Leong K, Lim K, Sulaiman A, et al. Effect of defect width upon burst capacity of composite repaired pipe; proceedings of the IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, F, 2020[C]// IOP Publishing.
- [14] Li Tao, Xie Peng, Li Xiaotian. Buckling initiation and propagation in pipes under external pressure[J]. Ocean Engineering, 2022, 266:113214.
- [15] Netto T A, Ferraz U S, Botto A. On the effect of corrosion defects on the collapse pressure of pipelines[J]. International Journal of Solids and Structures, 2007, 44(22-23):7597-7614.
- [16] Heggab A, El-Nemr A, El Aghoury I M. Numerical sensitivity analysis of corroded pipes and burst pressure prediction using finite element modeling[J]. International Journal of Pressure Vessels and Piping, 2023, 202:104906.
- [17] Roark R J, Young W C, Budynas R G, et al. Roark's formulas for stress and strain[M]. McGraw-hill New York, 2002.
- [18] Oh C K, Kim Y J, Baek J H, et al. Ductile failure analysis of API X65 pipes with notch-type defects using a local fracture criterion[J]. International Journal of Pressure Vessels and Piping, 2007, 84(8):512-525.