

大跨地铁车站近接既有建筑非扰动施工数值模拟与工法比选

李磊, 吴祖松

重庆交通大学土木工程学院, 重庆

收稿日期: 2026年8月7日; 录用日期: 2026年8月28日; 发布日期: 2026年9月9日

摘要

依托重庆轨道交通15号线金童路站暗挖工程, 针对特大断面车站在既有建筑群正下方施工的扰动控制问题, 基于MIDAS GTS NX建立了包含地层、既有建筑与隧道结构的三维数值模型, 对盾构法与铣挖法两种非扰动开挖方案的全过程施工力学响应进行了模拟, 系统对比了两种工法下围岩三向应力、关键部位主应力、塑性区分布以及拱顶、仰拱、边墙位移与既有建筑变形的差异。结果表明: 两种工法下围岩应力均处于可控范围, 盾构法引起的水平向与竖向围岩应力总体小于铣挖法, 围岩最大竖向压应力盾构法为1.92 MPa, 铣挖法为2.16 MPa; 盾构法下拱顶沉降3.25 mm、仰拱隆起5.90 mm, 均小于铣挖法的5.75 mm与7.97 mm; 盾构法下既有建筑最大位移1.652 mm, 约为铣挖法3.270 mm的一半, 两种工法下建筑变形均满足控制要求。综合施工安全、工效与环境影响, 盾构法为该工程最优的非扰动施工方案, 研究结果可为类似近接既有建筑的大断面地下工程工法选择与施工控制提供参考。

关键词

大跨车站, 非扰动施工, 数值模拟, 盾构法, 铣挖法, 既有建筑, 施工扰动控制

Numerical Simulation and Method Optimization of Non-Disturbance Construction for a Large-Span Metro Station Adjacent to Existing Buildings

Lei Li, Zusong Wu

School of Civil Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing

Received: August 7, 2026; accepted: August 28, 2026; published: September 9, 2026

Abstract

Relying on the mined Jintongli Road Station of Chongqing Rail Transit Line 15, a three-dimensional numerical model including strata, existing buildings and tunnel structures was established with MIDAS GTS NX to address the disturbance control problem of a super-large cross-section station constructed directly beneath existing buildings. The whole-process mechanical responses of shield tunneling and milling excavation were simulated, and the differences in surrounding rock stresses, principal stresses at key positions, plastic zones, displacements of the crown, invert and sidewall, and deformation of existing buildings were compared. The results show that the stresses of the surrounding rock are controllable under both methods. The horizontal and vertical surrounding rock stresses induced by the shield tunneling method are generally lower than those induced by the milling excavation. The maximum vertical compressive stress in the surrounding rock is 1.92 MPa for the shield method and 2.16 MPa for the milling excavation. The crown settlement under the shield method is 3.25 mm and the invert heave is 5.90 mm, both smaller than the 5.75 mm and 7.97 mm for the milling excavation, respectively. The maximum displacement of the existing building under the shield method is 1.652 mm, approximately half of the 3.270 mm under the milling excavation. The building deformation meets the control requirements under both methods. Considering construction safety, efficiency, and environmental impact, the shield tunneling method is the optimal non-disturbing construction scheme for this project. The research results can provide a reference for the selection of construction methods and construction control of similar large-section underground projects adjacent to existing buildings.

Keywords

Large-Span Station, Non-Disturbance Construction, Numerical Simulation, Shield Tunneling, Milling Excavation, Existing Buildings, Construction Disturbance Control

Copyright © 2026 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

随着城市轨道交通网络的持续加密,新建线路穿越建筑密集城区已成为常态,新建车站与既有建筑、运营线路以及地下管线近距离交叠的工况日益增多。地下工程开挖不可避免地引起地层应力重分布与地层损失,扰动经由岩土介质向邻近既有结构传递,轻则造成建筑开裂、管线渗漏与轨道变形,重则危及既有结构的安全与正常使用。大跨地铁车站断面大、埋深浅、工序转换复杂,其施工对环境的扰动强度与影响范围均明显大于常规区间隧道,如何在保证成洞安全的同时将对既有结构的影响控制在近乎无扰动的水平,是此类工程设计与施工中亟需解决的关键问题。

围绕近接施工扰动评价与控制,国内外学者开展了大量研究。雷明锋等[1]基于扩展有限元与响应面法,以裂缝扩展面积为指标建立了基坑近接既有已损建筑物的施工扰动影响分区,实现了扰动程度的快速评估;何旭苏等[2]结合数值仿真与现场监测,揭示了地铁隧站同步建造条件下暗挖车站与后行 TBM 施工对先行 TBM 管片结构力学行为的影响规律;蒋桂山等[3]采用 LS-DYNA 模拟暗挖隧道爆破开挖对近接地铁车站的振动影响,提出以下台阶爆破配合控制措施保障既有车站底部结构安全;加瑞等[4]分析了盾构施工扰动引起的应力状态改变与模量衰减对隧道及车站地震响应的影响,指出施工期扰动应纳入抗

震设计考量; 陈建华等[5]针对暗挖车站施工横通道与主体结构空间交叉部位, 给出了地层与管线变形的叠加规律及支护调整措施; 张攀等[6]基于 FLAC3D 与正交试验研究了河漫滩地层深基坑的施工扰动效应及支护参数敏感性。

在既有结构响应与变形控制方面, 高英林[7]系统总结了上海轨道交通 12 号线穿越历史保护建筑与深桩基群的设计难点与技术对策; 王剑晨等[8]依托北京地铁东单站上穿工程的实测数据, 证明既有隧道在上穿施工扰动下的变形符合 Peck 曲线规律并拟合了地层损失率; 孙统立等[9]将修正 Loganathan 公式与叠加原理应用于多圆盾构施工扰动引起的土体位移计算; 李恩璞等[10]结合数值分析与现场监测提出了基坑上方既有轻轨车站柱基的变形控制指标; 李奎等[11]建立了既有地铁车站结构安全性评估方法并给出了地表沉降不超过 7 mm 等施工控制标准。上述成果为近接工程的扰动评价提供了有益借鉴, 但研究对象多为常规断面隧道、基坑或单体建筑, 针对开挖面积超过 470 m² 的特大断面暗挖车站在建筑群正下方施工时的工法比选与扰动定量评价, 尚缺乏系统研究。

鉴于此, 本文依托重庆轨道交通 15 号线金童路站工程, 基于 MIDAS GTS NX 建立考虑地层、既有建筑与隧道结构共同作用的三维数值模型, 对盾构法与铣挖法两种非扰动开挖方案进行全过程施工模拟, 从围岩应力、关键部位主应力、塑性区、洞周位移以及既有建筑应力与变形等方面开展定量对比, 并结合顶管法、水平定向钻法的工程适应性进行综合比选, 为该工程及类似近接工程的施工工法选择与扰动控制提供依据。

2. 非扰动施工分析的基本理论

2.1. 施工扰动传递与地表沉降预测

地下开挖使洞周一定范围内的岩土体卸荷, 初始应力场被打破并重新分布, 围岩向洞内收敛产生地层损失, 地层损失经土拱效应逐层向上传递, 最终在地表形成沉降槽。既有建筑基础位于沉降槽影响范围内时, 将产生附加沉降、差异沉降与水平变位, 进而在其结构内部引起附加内力。王剑晨等[8]证明既有隧道在上穿施工扰动下的变形符合 Peck 曲线规律, 即

$$S_{(x)} = S_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1)$$

$$S_{\max} = \frac{AV_l}{\sqrt{2\pi}i} \quad (2)$$

式中: $S(x)$ 为距隧道轴线水平距离 x 处的地表沉降; $S_{\max}$ 为轴线正上方最大沉降; A 为开挖面积; i 为沉降槽宽度系数, 即曲线反弯点至轴线的距离; V_l 为单位长度地层损失量。沉降槽形态如图 1(a) 所示。沉降槽宽度系数 i 随隧道埋深增大而增大, 并与地层内摩擦角相关, 黏性地层的沉降槽较砂性地层更宽而浅; 地层损失率则综合反映了工法类型、支护时机与施工参数控制水平。因而洞周位移与地表沉降是衡量施工扰动强度最直接的指标, 也是非扰动施工控制的核心对象。对既有建筑而言, 除绝对沉降外, 位于沉降槽曲率较大区段的基础还会产生差异沉降与角变形, 这正是建筑开裂风险的主要来源。

2.2. 岩土体弹塑性本构与强度准则

岩土体的应力应变关系在小应变阶段近似线弹性, 应力水平接近强度极限后进入塑性流动状态。本文数值分析将围岩视为理想弹塑性材料, 屈服判断采用 Mohr-Coulomb 强度准则。该准则认为材料破坏由剪切控制, 破坏面上的抗剪强度由黏聚力与摩擦强度两部分组成:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (3)$$

以主应力表示时, 屈服条件可写为

$$\sigma_1(1 - \sin \varphi) = \sigma_3(1 + \sin \varphi) + 2c \cos \varphi \quad (4)$$

式中: τ_f 为破坏面抗剪强度; c 为黏聚力; φ 为内摩擦角; σ 、 σ_1 、 σ_3 分别为正应力、最大与最小主应力。应力圆与强度包络线的关系如图 1(b) 所示。计算中通过对比各单元应力状态与屈服面的相对位置判别塑性区, 塑性区的范围与量值反映了开挖对围岩强度储备的消耗程度。

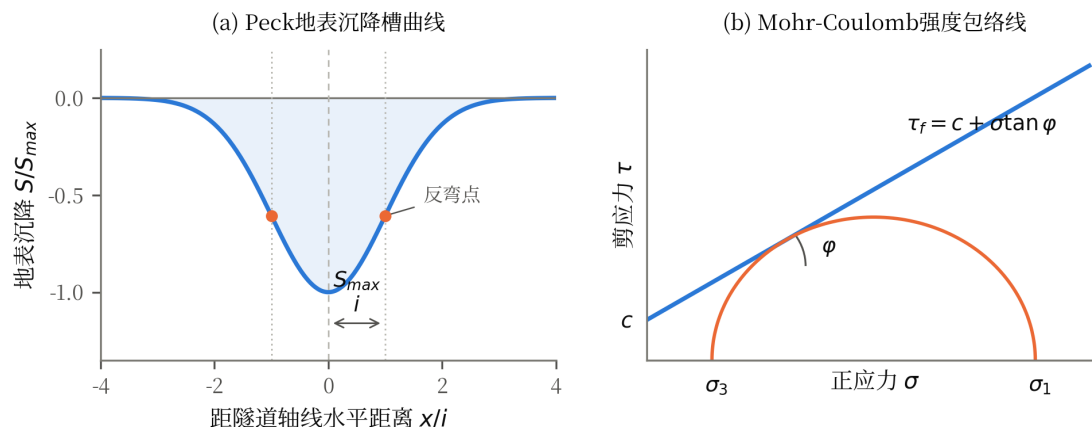


Figure 1. Schematic of surface settlement trough curves and Mohr-Coulomb strength criteria

图 1. 地表沉降槽曲线与 Mohr-Coulomb 强度准则示意

2.3. 初始地应力与施工过程模拟方法

开挖扰动分析的前提是合理的初始应力场。自重应力场下, 竖向应力随深度线性增大, 水平应力按侧压力系数确定:

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \quad (5)$$

式中: σ_v 、 σ_h 分别为竖向与水平向初始应力; K_0 为侧压力系数。施工过程采用施工阶段法模拟: 初始阶段生成含既有建筑荷载的自重应力场并将位移清零, 此后按实际工序逐阶段钝化开挖土体单元、激活支护结构单元, 并通过材料属性置换模拟注浆体硬化等刚度演化过程, 从而再现应力释放、支护受载与变形发展的时序特征。

3. 工程概况

3.1. 车站概况与周边环境

重庆轨道交通 15 号线为横向串联三大槽谷北部的东西向城轨快线, 一期工程自九曲河东站至两江影视城站, 线路全长 38.7 km, 设站 14 座, 均为地下站。金童路站为一期工程第 4 座车站, 位于金渝大道与龙晴路交叉口的两江新区管委会地块内, 沿西北至东南向布置, 为暗挖 13 m 宽岛式站台车站, 与既有 3 号线金童路站及远期 12 号线车站换乘。车站中心里程 YK58 + 777.726, 里程范围 YK58 + 620.826~YK58 + 867.626, 结构全长 246.8 m, 右线轨面标高 279.216 m。车站标准段开挖宽度约 25.20 m, 开挖高度约 21.92 m, 开挖断面面积约 475.06 m², 属特大断面暗挖隧道, 经施工通道进入车站主体范围施工。

车站上覆岩层最大厚度约 14.9~28.66 m, 主体大部分为深埋段。车站影响范围内主要建构筑物有: 小里程段正上方的管委会附属楼, 地上 1 层、地下 1 层框架结构, 独立基础, 基础底高程 330.7 m, 距车站顶部约 32.28 m; 中心里程段上方的信访中心, 地上 1 层框架结构, 独立基础加条形基础, 基础底高程

321.75 m, 距车站顶部约 23.35 m; 大里程段上方的 3 号线变电所, 地上 1 层结构, 长 47.85 m、宽 13.64 m, 地坪标高 324.57 m。车站与主要建构物物的相对位置关系如图 2 所示。

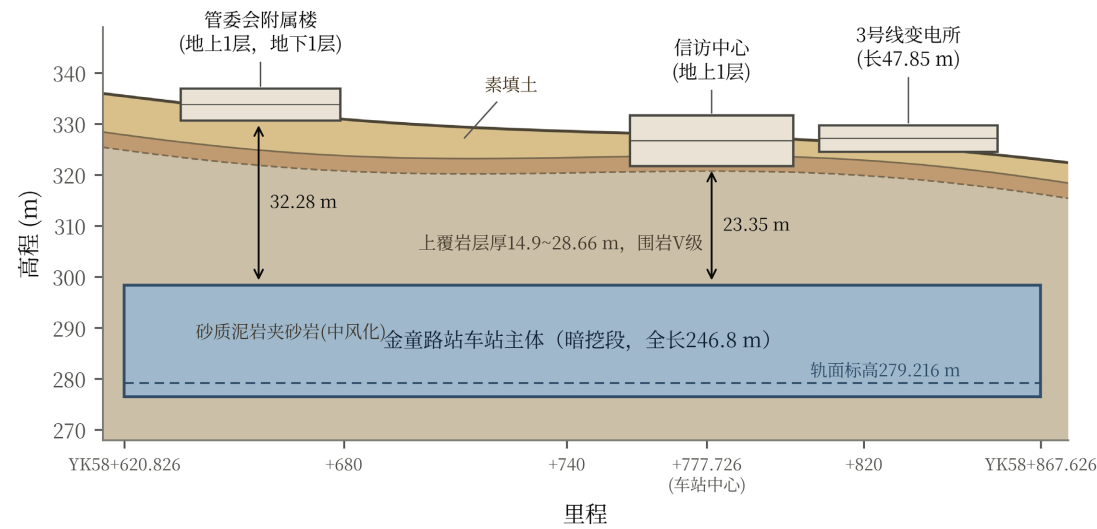


Figure 2. Schematic of the longitudinal section of the station and the positional relationship of existing structures
图 2. 车站纵剖面与既有建构物物位置关系示意

3.2. 工程地质与水文地质条件

场地地貌属构造剥蚀丘陵, 地面高程 321.178~336.21 m, 相对高差约 15 m, 构造上位于龙王洞背斜西翼近轴部, 岩层倾角 10°~15°, 场地内无滑坡、断层等不良地质作用。勘察揭示地层自上而下依次为第四系全新统素填土、残坡积粉质黏土及侏罗系中统新田沟组沉积岩层。素填土以砂质泥质碎块石与黏性土为主, 结构松散至稍密, 厚 0.2~28.8 m; 粉质黏土呈可塑状, 厚 0~2.0 m, 分布不连续; 下伏基岩为砂质泥岩与砂岩互层, 砂质泥岩为软岩, 中风化岩石饱和抗压强度约 12.2 MPa, 砂岩为较硬岩, 中风化岩石饱和抗压强度约 38.5 MPa, 岩体较完整。车站隧道围岩以砂质泥岩夹砂岩为主, 考虑地下水影响后围岩综合分级为 V 级。场地特殊性岩土主要为人工填土, 其由城区开发回填形成, 块石含量 30%~50%、粒径不均, 结构松散且未完成自重固结, 具湿陷性与不均匀沉降特性, 对浅基础建筑的变形控制尤为不利, 这也决定了既有建筑对下方开挖扰动的敏感性。

场地地下水分为第四系松散层孔隙水与基岩裂隙水两类, 主要受大气降水、邻近蔡家沟水库及城市地下管网渗漏补给。蔡家沟水库位于施工通道起点南侧约 50 m 处, 勘察期间正在清理整治, 水位约 293~295 m, 蓄水后长期水位约 303.5 m, 库周虽已封闭仍存在局部裂缝渗漏, 场地水文地质条件较复杂。

3.3. 施工控制难点

该车站施工控制难点主要体现在四个方面。其一, 环境高度敏感, 车站从管委会附属楼、信访中心与 3 号线变电所正下方或近旁穿越, 既有建筑对差异沉降极为敏感, 地下管线纵横交错, 扰动过量将直接影响城市功能运行。其二, 断面特大且埋深有限, 475 m² 级断面的开挖卸荷量远超常规区间隧道, 应力重分布范围广, 成洞风险与变形控制难度同步增大。其三, 工序转换复杂, 开挖、支护、衬砌等环节环环相扣, 任一环节失当都会在围岩与既有结构中留下不可逆的扰动痕迹。其四, 监测反馈要求高, 需建立覆盖地层、既有建筑与支护体系的高精度监测网络, 实时指导施工参数调整。上述难点决定了必须在多种非扰动施工工法中择优, 并对施工全过程进行精细化控制。

4. 数值计算模型的建立

4.1. 计算方案与工法模拟

结合工程断面尺度与地层条件, 先对常见非扰动工法进行初步筛选(详见第6节): 顶管法与水平定向钻法的适用断面量级与本工程特大断面不匹配, 予以排除; 盾构法与铣挖法均具备工程可行性, 故分别建立两种工法的三维数值模型进行对比分析。数值计算采用岩土与隧道有限元软件 MIDAS GTS NX 完成, 该软件具备完善的施工阶段模拟、多种岩土本构与结构单元库, 能够反映开挖、支护与刚度置换的全过程力学行为。

盾构法模型中, 隧道采用直径 15 m 的圆形断面, 衬砌管片以厚 0.3 m 的板单元模拟, 盾尾同步注浆以环厚 0.2 m 的等效注浆层实体单元模拟; 隧道全长 240 m 划分为 60 个掘进环, 每环进尺 4 m。铣挖法模型中, 断面采用五心圆形式, 各段圆弧参数为 $R_1 = 6.05$ m (圆心角 32°)、 $R_2 = 6.1$ m (45°)、 $R_3 = 8.7$ m (29°)、 $R_4 = 21.8$ m (16°), 开挖轮廓宽约 18.9 m、高约 11.5 m; 采用双侧壁导坑法将断面划分为 9 个开挖分部, 全长同样划分为 60 个开挖分段、每段进尺 4 m。初期支护采用厚 0.3 m 板单元, 双侧壁导坑临时隔墙采用厚 0.15 m 板单元, 系统锚杆直径 22 mm, 以植入式桁架单元模拟。

4.2. 模型尺寸、边界与网格

依据有限元计算的边界效应控制要求, 模型各边界距隧道结构均大于 3~5 倍洞径, 并覆盖隧道周边主要建筑物, 最终取模型尺寸为 $240\text{ m} \times 150\text{ m} \times 80\text{ m}$ (长 $\times$ 宽 $\times$ 高)。模型底面固定约束, 四周侧面施加法向约束, 地表为自由边界; 荷载考虑岩土体与结构自重, 初始应力场按 K_0 法生成并在开挖前将位移清零。既有建筑按实际布置建入模型: 楼板采用厚 0.15 m 板单元, 框架柱与框架梁分别采用 $0.6\text{ m} \times 0.6\text{ m}$ 与 $0.3\text{ m} \times 0.3\text{ m}$ 矩形截面梁单元, 条形基础以直径 0.8 m 的圆形截面桩单元模拟, 桩长 4~7.5 m。对隧道洞周与建筑物基础等关键区域进行网格加密, 盾构法模型共划分节点 49,158 个、单元 97,238 个, 铣挖法模型因分部开挖与支护体系更为复杂, 共划分节点 111,653 个、单元 149,296 个。三维整体模型与两种工法的隧道结构体系如图 3 所示, 过隧道中部的横断面网格与铣挖法分部开挖划分如图 4 所示。

4.3. 材料与结构参数

围岩按各向同性连续介质考虑, 采用理想弹塑性本构与 Mohr-Coulomb 屈服准则; 衬砌、注浆硬化体与建筑结构采用线弹性模型。地层与结构参数直接取自数值模型文件, 如表 1 与表 2 所示。

4.4. 施工过程模拟

盾构法施工模拟共设置 63 个施工阶段。初始阶段激活全部地层与既有建筑并平衡地应力; 随后逐环推进, 每一阶段在掌子面处钝化一环开挖土体及其外圈注浆区土体, 同时在盾尾后方一环位置激活等效注浆层并将其材料置换为硬化后的 C30 参数、激活该环管片板单元, 如此循环直至 60 环贯通, 最后设置两个收敛阶段使体系达到稳定。该阶段序列再现了盾构开挖、盾尾脱出、同步注浆与管片拼装的时序关系, 图 3(b)中衬砌环的色带即对应掘进环号。铣挖法模拟共设置 69 个施工阶段, 按分部错台推进组织: 上台阶三个分部(图 4(b)中①②③)先行同步开挖, 两侧导坑中台阶④⑤、下台阶⑥⑦依次滞后 1~4 个分段跟进, 中部与底部核心土⑧⑨最后滞后 5~6 个分段开挖; 每一阶段在开挖相应分部的同时, 施作上一分段的初期支护、系统锚杆与临时隔墙, 隔墙在初期支护封闭成环后滞后约 7 个分段拆除, 同时分部开挖与支护施作的时间差为 2 天左右, 直至 S68 阶段全断面贯通; 模拟的简化可能会与实际工程存在偏差。分部开挖使断面应力经历多次转换, 这一特征在后文的应力与位移响应中均有体现。

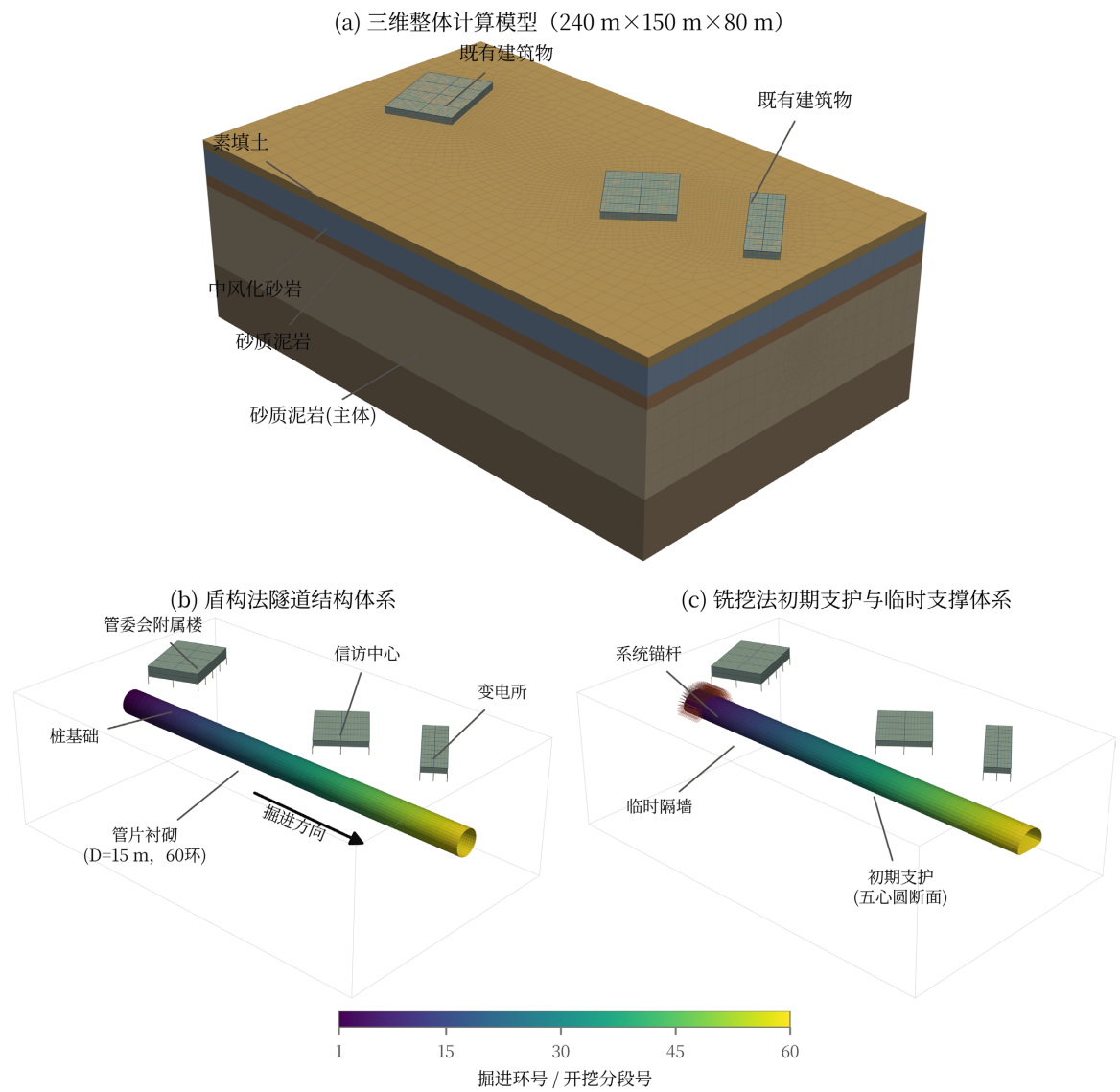


Figure 3. 3D numerical calculation model
图 3. 三维数值计算模型

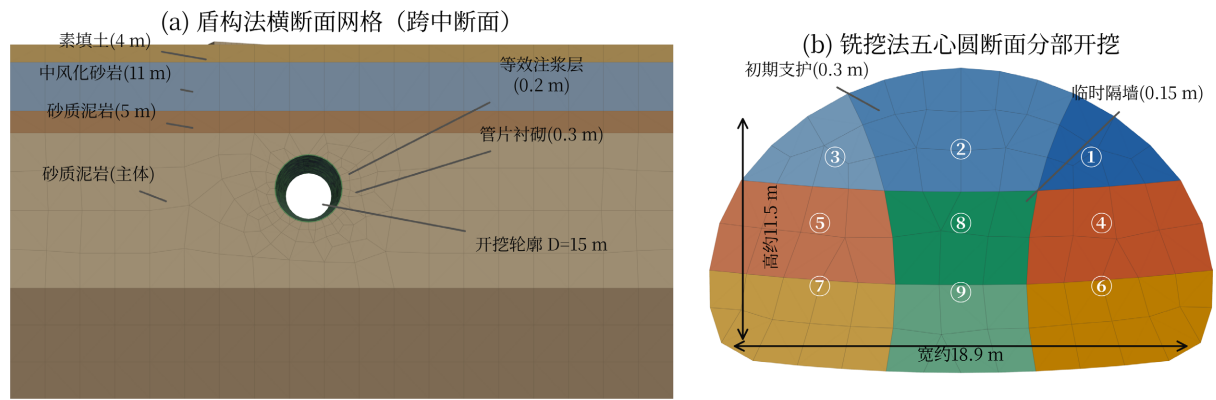


Figure 4. Schematic of tunnel cross-section grid and partial excavation by milling and excavation method
图 4. 隧道横断面网格与铣挖法分部开挖示意

Table 1. Physical and mechanical parameters of the formation
表 1. 地层物理力学参数

地层	厚度/m	弹性模量/MPa	泊松比	重度/(kN/m³)	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	K ₀
素填土	4	20	0.30	20.0	8	30.0	0.50
中风化砂岩	11	7100	0.30	24.9	2271	43.7	0.31
砂质泥岩	65	1600	0.30	25.6	666	32.8	0.46

注：砂质泥岩在模型中按埋深分为 3 个亚层建模，各亚层物理力学参数相同，表中厚度为其合计值。

Table 2. Simulation parameters of structural components
表 2. 结构构件模拟参数

构件	单元类型	几何参数	材料参数
管片衬砌(盾构法)	板单元	厚 0.3 m	C30: E = 30 GPa, $\nu = 0.2$, $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
等效注浆层(盾构法)	实体单元	环厚 0.2 m	拼装后置换为 C30 混凝土参数
初期支护(铣挖法)	板单元	厚 0.3 m	C30
临时隔墙(铣挖法)	板单元	厚 0.15 m	C30
系统锚杆(铣挖法)	植入式桁架单元	d = 22 mm, A = 380 mm ²	钢材: E = 210 GPa
楼板	板单元	厚 0.15 m	C30
框架柱	梁单元	0.6 m × 0.6 m	C30
框架梁	梁单元	0.3 m × 0.3 m	C30
基础桩	梁单元	实心圆形, d = 0.8 m	C30

5. 施工扰动下的应力响应分析

5.1. 围岩三向应力

开挖前，地层应力由上覆岩土体自重与既有建筑传递的基础荷载共同决定，竖向应力随深度增大，建筑荷载使其基础下方应力场发生局部集中。开挖后，洞周径向应力释放、环向应力集中，应力状态沿掘进方向动态调整。两种工法开挖完成后围岩三向应力极值见表 3，对比情况如图 5 所示。

Table 3. Extreme values of three-way stress in the surrounding rock under two construction methods
表 3. 两种工法下围岩三向应力极值

施工工法	方向	围岩最大应力/kPa	围岩最小应力/kPa
盾构法	X	6.90	-877.31
	Y	43.65	-877.30
	Z	0.16	-1915.74
铣挖法	X	76.36	-823.54
	Y	206.50	-823.65
	Z	89.40	-2157.67

由表 3 与图 5 可知：竖向(Z 向)最大压应力铣挖法达 2.16 MPa，较盾构法的 1.92 MPa 增大约 12.6%，表明铣挖法分部开挖引起的竖向应力集中更为显著；水平向(X、Y 向)最大压应力两种工法接近，均在

0.82~0.88 MPa 之间。就拉应力而言, 盾构法三个方向的最大拉应力均不超过 43.7 kPa, 而铣挖法在 Y 向与 Z 向分别达到 206.5 kPa 与 89.4 kPa, 量值明显偏大, 这与分部开挖过程中导坑角部的应力转换有关。总体来看, 无论水平向还是竖向, 盾构法开挖引起的围岩应力扰动都小于铣挖法, 围岩应力状态也更为均匀。从空间分布看, 应力扰动集中于掌子面前后 2~3 倍洞径范围, 随掘进推进沿轴线动态迁移; 盾构管片与硬化注浆环的及时闭合有效限制了应力释放的持续发展, 而铣挖法各导坑先后开挖使同一断面经历多次加卸载循环, 应力路径更为复杂。

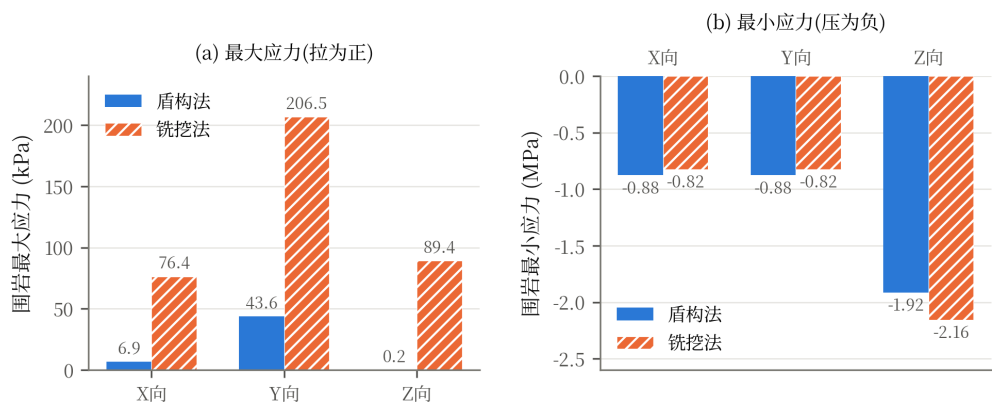


Figure 5. Comparison of extremum values in the three-way stress of the surrounding rock under two construction methods
图 5. 两种工法下围岩三向应力极值对比

5.2. 关键部位主应力

大跨断面开挖后, 拱顶与仰拱以环向应力调整为主, 可能出现拉应力区; 边墙承受拱部及上方岩土体传递的压力, 处于压应力状态。两种工法下拱顶、仰拱与边墙的最大、最小主应力见表 4, 对比情况如图 6 所示。

Table 4. Maximum and minimum principal stresses at key locations
表 4. 关键部位最大、最小主应力

施工工法	位置	最大主应力/kPa	最小主应力/kPa
盾构法	拱顶	446.40	-509.89
	仰拱	403.97	-593.61
	边墙	-112.19	-1605.78
铣挖法	拱顶	32.40	-172.03
	仰拱	129.82	-65.82
	边墙	-167.17	-2087.89

分析表 4 与图 6 可以得到如下规律: 盾构法下最大主应力在拱顶与仰拱处量值较大, 分别为 446.4 kPa 与 404.0 kPa 的拉应力, 边墙处则整体受压; 铣挖法下最大主应力在仰拱与边墙处相对突出, 拱顶量值较小。拱顶与仰拱处的主应力量值表现为盾构法大于铣挖法, 边墙处则相反, 铣挖法边墙最小主应力达-2.09 MPa, 较盾构法的-1.61 MPa 增大约 30%, 说明双侧壁导坑开挖使边墙成为压应力集中的关键部位。两种工法下拉应力均低于注浆加固与初期支护后的围岩抗拉能力, 压应力远小于砂质泥岩 12.2 MPa 的饱和抗压强度, 围岩应力均在可控范围内。

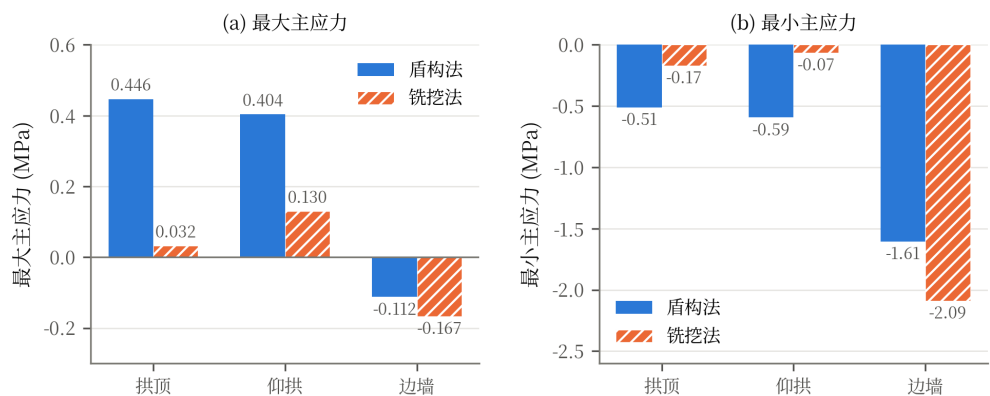


Figure 6. Comparison of principal stresses at key locations
图 6. 关键部位主应力对比

5.3. 塑性区分布特征

塑性区计算结果表明, 两种工法下塑性区均集中于开挖面周边有限范围内, 未与地表或建筑基础影响区贯通。盾构法开挖时圆形断面受力均匀, 塑性区应力量值低, 围岩稳定性好; 铣挖法开挖时塑性应力主要集中在开挖面顶部与两侧, 导坑边缘出现局部塑性集中, 范围虽小但量值高于盾构法。塑性区对比进一步说明盾构法对围岩强度储备的消耗更小, 成洞条件更为有利。需要说明的是, 两种工法的塑性区均远未波及建筑基础影响区, 结合主应力结果判断, 洞周围岩不会发生大范围剪切破坏, 非扰动目标在应力层面具备实现条件。

5.4. 既有建筑结构应力

隧道开挖引起的地层变形传递至基础后, 将在建筑物梁柱体系中产生附加内力, 梁柱节点与角部构件易出现应力集中。两种工法下既有建筑梁单元应力对比如图 7 所示: 盾构法下梁单元最大应力 41.326 MPa, 铣挖法为 41.331 MPa, 两者仅相差约 0.01%, 说明梁单元最大应力主要由建筑自重与使用荷载控制, 施工扰动引起的附加应力占比很小; 梁单元最小应力盾构法为 0.403 MPa, 铣挖法为 0.106 MPa, 铣挖法的不均匀扰动使部分构件出现更明显的应力松弛。结合位移结果可以判断, 两种工法下建筑结构均不会因附加应力而进入不利受力状态, 盾构法的应力扰动更为均匀。

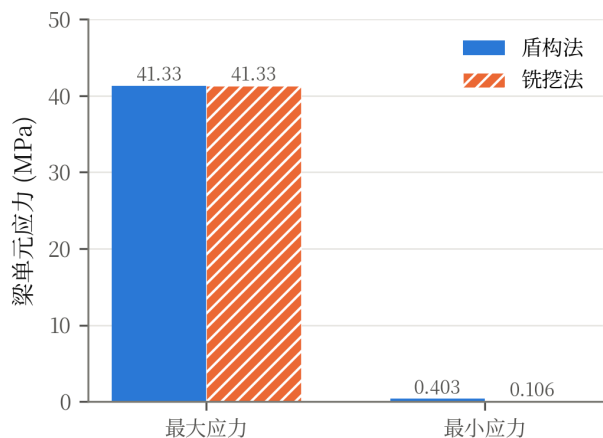


Figure 7. Stress comparison of existing building beam elements
图 7. 既有建筑梁单元应力对比

6. 施工扰动下的变形响应分析

6.1. 围岩位移场特征

开挖完成后, 围岩位移场以隧道为中心向外衰减, 最大位移出现在洞周: 盾构法下围岩总位移最大值约 6.06 mm, 铣挖法约 8.27 mm, 铣挖法较盾构法增大约 36%。受既有建筑荷载影响, 地表沉降槽向建筑一侧偏移, 建筑基础下方的围岩沉降大于远离建筑一侧, 拱顶至地表的竖向变形沿深度呈非线性分布, 基础下方梯度最大; 距开挖面 2~3 倍洞径范围内, 围岩水平位移随距建筑距离减小而增大, 靠近建筑一侧边墙的水平变形高于另一侧。该分布形态与 Peck 沉降槽理论及既有建筑附加荷载的叠加效应相吻合。

6.2. 关键部位位移发展过程

为考察施工全过程的扰动累积规律, 提取两种工法各施工步下隧道拱顶、仰拱与边墙的位移发展曲线, 如图 8 所示。

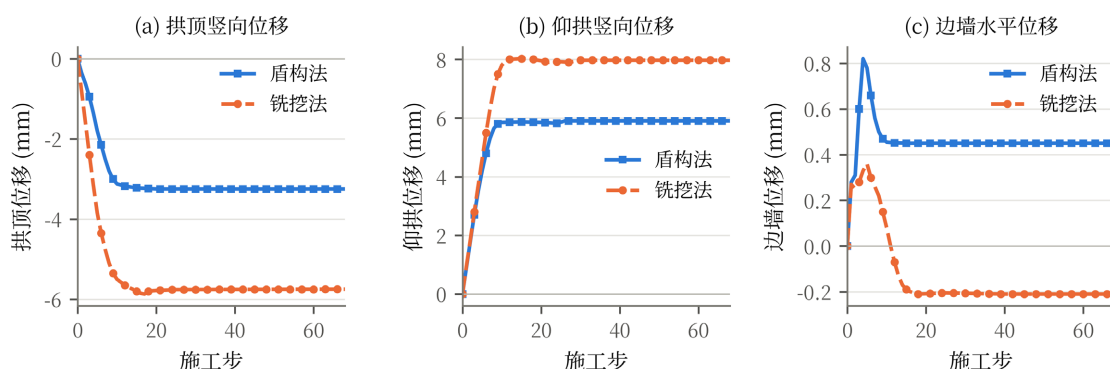


Figure 8. Displacement development curves of arches, inverts, and side walls during construction

图 8. 施工过程中拱顶、仰拱与边墙位移发展曲线

由图 8 可知: 两种工法下各部位位移发展规律基本一致, 开挖通过测点断面前后位移快速增长, 其后随掌子面远离逐步收敛, 约 10~15 个施工步后趋于稳定。拱顶受上覆地层压力与建筑附加荷载作用产生沉降, 盾构法稳定值约 3.25 mm, 铣挖法约 5.75 mm; 仰拱因开挖卸荷出现隆起, 盾构法稳定值约 5.90 mm, 铣挖法约 7.97 mm, 两项指标盾构法均明显小于铣挖法。边墙水平位移的规律有所不同: 盾构法边墙向洞内变形并稳定在约 0.45 mm; 铣挖法边墙位移先增大后反向, 最终稳定在约 -0.21 mm, 这是双侧壁导坑分部开挖过程中边墙两侧应力路径交替变化的结果, 其位移绝对值虽小于盾构法, 但方向反复对围岩与支护的协同受力并不有利。从位移速率看, 两种工法在开挖面通过后 5 个施工步内完成了约 80% 的最终位移, 此阶段是监测加密与参数调控的关键窗口期, 此后位移速率迅速衰减并满足收敛判据。

6.3. 既有建筑变形

车站开挖是动态过程, 不同部位开挖对地层的影响存在差异, 使建筑基础各点沉降不同步, 进而引起结构变形与内力重分布。两种工法下既有建筑位移极值对比如图 9 所示: 盾构法下建筑最大位移 1.652 mm、最小位移 0.323 mm; 铣挖法下最大位移 3.270 mm、最小位移 0.728 mm。盾构法的建筑最大位移约为铣挖法的一半, 差异沉降也相应更小, 这与盾构均匀连续推进、对土体扰动均衡的特点直接相关; 铣挖法分部开挖在不同部位与阶段的扰动存在差异, 建筑物局部变形更为明显。参照李奎等[11]提出的既有结构地表沉降不超过 7 mm 的控制标准, 两种工法下建筑位移均有充足富余, 达到了非扰动施工的控制目标, 其中盾构法的变形控制水平更优。

7. 非扰动工法综合比选

7.1. 常用非扰动工法的工程适应性

盾构法、顶管法、水平定向钻法与铣挖法是城市地下工程中常用的低扰动施工工法，各自的技术特征与适用范围差异明显，四种工法针对本工程条件的适应性对比见表 5。顶管法适用于中小断面通道与管道工程，顶进能力与断面量级远小于 475 m² 级车站断面；水平定向钻法面向管线级孔径的非开挖铺设，与车站断面尺度不在同一量级，二者均不具备工程可行性。盾构法与铣挖法在断面适应性、地层适应性与环境扰动控制方面均可满足本工程要求，故进入定量比选。

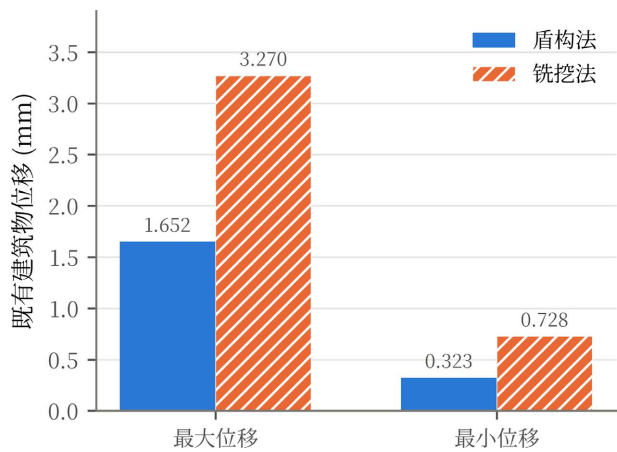


Figure 9. Comparison of extremum displacement values of existing buildings
图 9. 既有建筑位移极值对比

Table 5. Comparison of adaptability of four non-disturbance construction methods
表 5. 四种非扰动工法适应性对比

工法	适用断面与地层	对既有结构扰动	本工程适应性
盾构法	圆形断面，软土至软岩，机械化程度高	扰动小且均匀，掘进参数可实时调控	适用，进入定量比选
顶管法	中小断面管道与通道工程	顶进扰动可控，断面能力受限	断面不匹配，排除
水平定向钻法	小口径管线穿越	对地层扰动极小	孔径量级不匹配，排除
铣挖法	任意断面软岩隧道，V 级围岩适应性好	分部开挖扰动局部集中，无爆破振动	适用，进入定量比选

7.2. 力学响应指标对比

将第 4、5 节的应力与变形结果汇总于表 6。8 项对比指标中，盾构法在围岩压应力、围岩拉应力、边墙主应力集中、拱顶沉降、仰拱隆起、建筑最大位移等 6 项指标上优于铣挖法，梁单元最大应力两者相当，仅边墙水平位移量值一项铣挖法偏小且伴随方向反复。综合判断，盾构法对围岩与既有建筑的扰动强度、扰动均匀性均优于铣挖法。

7.3. 工法优选与施工控制建议

综合工程适应性与力学响应对比，同时考虑施工工期、工程造价、设备可得性等方面，盾构法为本工程最优的非扰动施工工法。需要指出的是，数值对比结果同时表明铣挖法的各项指标亦在可控范围内，

Table 6. Summary of mechanical response indicators for the two construction methods
表 6. 两种工法力学响应指标汇总

对比指标	盾构法	铣挖法	较优工法
围岩最大竖向压应力/MPa	1.92	2.16	盾构法
围岩最大拉应力/kPa	43.7	206.5	盾构法
边墙最小主应力/MPa	-1.61	-2.09	盾构法
拱顶沉降/mm	3.25	5.75	盾构法
仰拱隆起/mm	5.90	7.97	盾构法
边墙水平位移/mm	0.45	-0.21	铣挖法
建筑物最大位移/mm	1.652	3.270	盾构法
梁单元最大应力/MPa	41.33	41.33	相当

可作为特殊地段或辅助工程的备选工法。采用盾构法施工时, 建议着重落实以下控制措施: 一是掘进参数精细化控制, 依据地层与埋深变化实时调整土舱压力、总推力、刀盘扭矩与掘进速度, 穿越建筑物正下方地段采取低速均衡掘进; 二是同步注浆与二次补浆及时足量, 控制盾尾建筑空隙引起的地层损失, 注浆压力与注浆量按监测反馈动态调整; 三是构建地层、建筑与隧道结构一体化监测体系, 将拱顶沉降、建筑差异沉降作为核心预警指标, 按分级预警机制指导施工; 四是穿越段前设置试验段, 通过实测数据反演修正掘进参数与注浆参数, 实现信息化动态施工。监测方面, 建议地表沉降测点沿轴线每 5~10 m 布设一个断面, 建筑物角点与沉降缝两侧布设沉降与倾斜测点, 穿越影响段监测频率加密至每天 2 次以上; 参照既有工程经验并结合本文计算结果, 可将建筑物累计沉降控制值取 5 mm、预警值取 3 mm, 为施工参数调整预留充足的响应时间。

8. 结论

依托重庆轨道交通 15 号线金童路站特大断面暗挖车站工程, 建立了考虑既有建筑共同作用的三维数值模型, 对盾构法与铣挖法两种非扰动开挖方案的施工全过程进行了模拟对比, 主要结论如下:

(1) 两种工法开挖引起的围岩应力均处于可控范围。盾构法下围岩最大竖向压应力 1.92 MPa、最大拉应力 43.7 kPa, 均小于铣挖法的 2.16 MPa 与 206.5 kPa; 无论水平向还是竖向, 盾构法对围岩应力场的扰动均小于铣挖法, 应力状态更均匀。

(2) 主应力分布呈现明显的部位差异: 拱顶与仰拱处主应力值盾构法大于铣挖法, 边墙处铣挖法出现更强的压应力集中, 其最小主应力达-2.09 MPa, 较盾构法增大约 30%。两种工法下塑性区均限于洞周局部, 盾构法塑性区应力低于铣挖法, 围岩整体稳定。

(3) 洞周变形方面, 盾构法拱顶沉降 3.25 mm、仰拱隆起 5.90 mm, 分别小于铣挖法的 5.75 mm 与 7.97 mm; 边墙水平位移盾构法稳定于 0.45 mm, 铣挖法因分部开挖应力路径交替出现方向反复, 最终稳定于-0.21 mm。各部位位移在开挖通过后约 10~15 个施工步收敛。

(4) 既有建筑响应方面, 盾构法下建筑最大位移 1.652 mm, 约为铣挖法 3.270 mm 的一半, 两者均远小于 7 mm 量级的沉降控制标准; 梁单元最大应力两种工法基本相当, 附加应力占比很小, 均实现了对既有建筑的非扰动目标, 盾构法的变形控制水平与扰动均匀性更优。

(5) 综合工程适应性与 8 项力学指标对比, 顶管法与水平定向钻法因断面量级不匹配被排除, 盾构法

在 6 项指标上优于铣挖法, 为本工程最优非扰动施工工法。同时该结论未考虑地下水等影响, 适用于近接既有建筑物的特大断面车站。工程实施中应配套掘进参数精细化控制、同步注浆动态调整与一体化监测预警体系, 进一步压缩施工扰动余量。后续可结合现场实测数据开展参数反演, 并对掘进参数与注浆参数进行敏感性分析, 以完善特大断面车站非扰动施工控制技术体系。

参考文献

- [1] 雷明锋, 李倡万, 杨鹏亮, 等. 基于 XFEM 和响应面法的某地铁车站基坑近接既有已损建筑物施工扰动影响分区[J]. 隧道建设(中英文), 2026, 46(1): 69-79.
- [2] 何旭苏, 李晓蔚, 张仕林, 等. 地铁隧站同步建造下暗挖车站及后行 TBM 施工对先行 TBM 管片结构力学行为影响规律研究[J]. 铁道标准设计: 1-15.
<https://www.cnndoi.org/Resolution/Handler?doi=10.13238/j.issn.1004-2954.202507020001>, 2026-08-31.
- [3] 蒋桂山, 江益辉, 张慧琴, 等. 暗挖隧道爆破施工对近接地铁车站扰动影响数值模拟分析[J]. 城市轨道交通研究, 2025, 28(8): 72-81.
- [4] 加瑞, 杨岗, 郑刚, 等. 盾构隧道施工扰动对隧道与车站地震响应的影响分析[J]. 地震工程学报, 2025, 47(1): 69-81.
- [5] 陈建华, 李明皓, 李兆平, 等. 暗挖地铁车站空间交叉部位施工对地层管线变形影响及控制措施研究[J]. 铁道标准设计, 2020, 64(11): 104-109.
- [6] 张攀, 杨双锁. 太原河漫滩地区深基坑施工扰动效应研究[J]. 科学技术与工程, 2017, 17(10): 277-280.
- [7] 高英林. 上海轨道交通 12 号线工程设计难点与技术措施[J]. 城市轨道交通研究, 2017, 20(1): 128-132.
- [8] 王剑晨, 张顶立, 张成平, 等. 浅埋暗挖车站上穿施工影响的既有隧道变形规律[J]. 北京交通大学学报, 2014, 38(1): 8-12.
- [9] 孙统立, 李浩, 韦良文. 多圆盾构土体位移特征及其应用[J]. 现代隧道技术, 2012, 49(5): 34-38+43.
- [10] 李恩璞, 李培楠, 梁利, 等. 基坑明挖施工对正上方既有轻轨车站扰动分析[J]. 西北地震学报, 2011, 33(S1): 270-273+280.
- [11] 李奎, 李志业, 高波. 既有地铁车站结构安全性评估方法研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(4): 1193-1199.