

# 双线盾构隧道下穿对既有地铁车站的变形影响

王晨彬, 王江锋, 吴涵兵

(华北水利水电大学 地球科学与工程学院, 河南 郑州 450046)

**摘要:** 为研究新建双线盾构隧道邻近穿越既有地下建筑引起的一系列变形和破坏问题,以郑州地铁某双线盾构隧道下穿既有车站为背景,采用 midas GTS 建立三维数值模型,研究双线盾构隧道下穿既有车站施工过程。研究发现:车站底板的竖向沉降曲线随盾构施工过程由“V”形过渡为“W”形,影响范围由3倍隧道直径扩大到5倍,施工引起的既有车站底板变形曲线符合 Peck 曲线;邻近隧道开挖处支护结构的竖向变形和水平变形整体呈增加趋势,但变形量均小于安全控制标准值。数值模拟结果表明盾构施工期间不需进行额外加固措施,但应对既有车站底板 X 方向左右各 16 m 范围内以及 C 号出入口重点开展监测工作。

**关键词:** 双线隧道;盾构法;数值模拟;变形;地铁;下穿施工

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2024)03-0136-07

## Effects of Deformation on Existing Subway Stations Underneath Two-lane Shield Tunnels

WANG Chenbin, WANG Jiangfeng, WU Hanbing

(School of Earth Science and Engineering, North China University of Water Resources and Electricity Power, Zhengzhou, He'nan 450046, China)

**Abstract:** To investigate the deformation and failure issues caused by the construction of a new double-line shield tunnel crossing adjacent to existing underground structures, a case study of a double-line shield tunnel beneath an existing station in Zhengzhou's metro system was conducted. A three-dimensional numerical model was established using midas GTS to examine the construction process of the double-line shield tunnel crossing the existing station. The study found that the vertical settlement curve of the station's base slab transitioned from a "V" shape to a "W" shape as the shield construction progressed, with the affected zone expanding from three times the tunnel diameter to five times the tunnel diameter. The deformation curve of the base slab induced by the construction matched the Peck curve. The vertical and horizontal deformations of the support structures near the tunnel excavation exhibited an overall increasing trend; however, all deformations remained within the safety control standard limits. The numerical simulation results indicated that no additional reinforcement measures are required during the shield construction period. Nevertheless, monitoring efforts should be focused on a 16 meter area to the left and right of the X direction of the existing station's base slab, as well as at the C entrance/exit.

**Keywords:** two-line tunnel; shield method; numerical simulation; deformation; subway; underpassing construction

改革开放以来,我国城市地铁建设迎来快速发展。大量修建地下隧道的同时,不可避免会出现交

叉、近接的地铁线路,而后建隧道邻近穿越既有地铁隧道或其他地下结构的工程已成为目前城市地铁建

设过程中遇到的常见工程技术难题之一。盾构法施工中既有建(构)筑物和隧道结构的相互影响不仅是隧道工程或岩土工程问题,也是隧道-土体-建筑物共同作用的产物<sup>[1]</sup>。盾构施工中地层损失引起的地层移动是导致地表沉降的主要原因<sup>[2]</sup>。如何科学评估新建盾构隧道施工对临近既有建(构)筑物的影响,为确定合理的监测方案、保护措施和施工方案提供依据,具有重要意义。

国内外学者从理论和数值方面给出了盾构隧道施工导致的地表沉降及既有建(构)筑物结构变形的研究。Peck<sup>[3]</sup>采用经验公式法对地表沉降进行研究,认为地表沉降曲线大致呈正态分布,提出地层损失的概念并推导出预测地表沉降的公式。随后许多学者<sup>[4-10]</sup>针对不同地质条件下的地表沉降数据对 Peck 公式进行了参数修正。数值模拟方面,孙钧等<sup>[11]</sup>运用 ANSYS 研究了近距离交叠盾构隧道施工过程中土层及地表的变形情况。杨成永等<sup>[12]</sup>研究了双线盾构下穿时既有地铁盾构隧道的沉降规律及控制措施。杨广武等<sup>[13]</sup>采用 FLAC3D 对盾构施工过程进行数值模拟,分析了盾构穿越既有结构时对其沉降的影响规律。杨国栋<sup>[14]</sup>采用 FLAC<sup>3D</sup> 研究了某区间盾构隧道开挖工程,结果表明研究断面的横向沉降均呈“W”形分布,隧道拱顶沉降最大,拱底处隆起最大。房明等<sup>[15]</sup>采用 midas GTS 软件,对新建隧道盾构下穿施工过程展开了动态模拟,研究表明,新建盾构隧道正交下穿已有隧道时既有隧道位移以纵向沉降为主,沉降曲线符合正态分布。

目前,已有较多学者针对隧道开挖对土体变形和对既有建筑物的影响开展了较为深入的研究,并取得诸多成果。但目前针对郑州地区双线甚至多线盾构隧道施工对既有建筑影响所开展的相关研究相对较少。由于岩土体的复杂性和施工工艺的差异性,不同地区、不同盾构隧道施工方案对既有结构的影响存在差异。本文采用 midas GTS 开展郑州地区双线盾构隧道下穿既有车站的三位数值模拟研究,通过分析既有车站及其附属结构变形,评估施工方案的可行性,对监测方案的制订提供建议,为类似工程提供参考。

## 1 工程概况

### 1.1 下穿隧道方位

郑州市轨道交通 6 号线一期工程苗圃站—二里岗站区间为郑州地铁 6 号线工程的第 19 个区间,区间在下穿陇海铁路、省第一公路家属院后到达二里

岗南街至区间风井接收,后沿二里岗南街由区间风井二次始发,下穿 2 号线二里岗站后到达 6 号线二里岗站接收。

既有车站区间线路从苗圃站东端头出发,沿二里岗南街东行至二里岗站,区间为地下区间。既有车站长 237.0 m,站后设置明挖渡线。车站为地下二层单柱双跨结构形式,车站共设置 4 个出入口,3 组风亭,其中 A 口为远期预留出入口,B、C、D 号出入口已开通使用,车站主体和附属结构采用明挖法施工,车站底板埋深约 16.33 m。

新建区间隧道采用盾构法施工,为单线单洞隧道,左右线均在苗圃站东端盾构井始发,在二里岗站西端盾构井接收。两盾构隧道间距 13 m,隧道直径 6.2 m,下穿段与既有车站下翻梁竖向间距约为 1.03 m,与既有车站底板竖向间距约为 2.13 m,与既有车站主体围护桩存在约 6.07 m 冲突,区间隧道与既有车站平面位置关系如图 1 所示。接收端距离既有车站平面距离约为 2.7 m,盾构接收端采用 WSS 深孔注浆地层加固,纵向地层加固长度为 8 m,加固宽度为盾构隧道结构轮廓线左右各 3 m,竖向加固范围为盾构隧道结构轮廓线上下各 3 m。

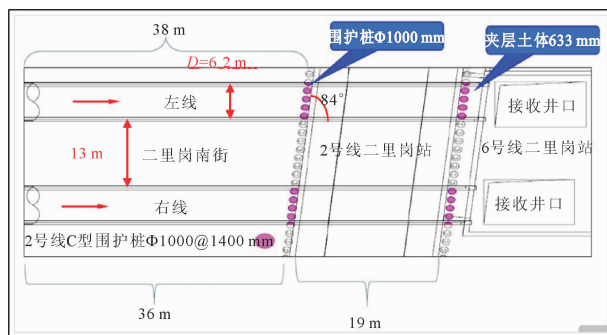


图1 区间隧道与既有车站平面位置关系

### 1.2 工程地质及水文地质

盾构隧道穿越处属山前冲洪积倾缓平原区,地形较为平坦,表层为杂填土和素填土,下覆土主要以粉砂、粉质黏土为主,局部含钙质胶结。土层物理力学指标如表 1 所示。根据勘察报告,钻孔深度范围未见稳定地下水,本文研究不考虑地下水的影响。

### 1.3 安全控制指标值

依据《城市轨道交通结构安全保护技术规范》<sup>[16]</sup>(CJJ/T 202—2013)相关条文要求,考虑既有车站现状及运营期间已产生变形,新建区间隧道下穿既有车站外部作业施工过程中既有车站安全保护控制指标值如表 2 所示。根据规范中外部作业影响等级划分标准,应对既有车站主体结构、B 出入口、C

出入口以及 D 出入口等重要结构进行安全评估。

表 1 土层物理力学指标

地层	土层名称	天然重度 /( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /( $^{\circ}$ )	压缩模量 /MPa	静止侧压 力系数	渗透系数 /( $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$ )	水平基底系数 /( $\text{MPa} \cdot \text{m}^{-1}$ )	承载力 特征值/kPa
① <sub>1</sub>	杂填土	17.5	5.0	10.0	—	—	—	—	—
① <sub>2</sub>	素填土	17.5	5.0	10.0	—	—	—	—	—
③ <sub>32</sub>	黏质粉土	19.2	17.0	23.0	12.5	0.42	0.40	31	160
③ <sub>32D</sub>	粉砂	20.0	0.0	28.0	15.0	0.36	11.00	35	170
③ <sub>41</sub>	粉砂	20.0	0.0	30.0	21.0	0.38	11.00	35	180
③ <sub>33</sub>	黏质粉土	19.9	17.0	24.5	9.5	0.42	0.50	35	180
③ <sub>21</sub>	粉质黏土	19.6	32.0	16.4	11.7	0.41	0.05	41	240
③ <sub>22</sub>	粉质黏土	19.4	33.0	17.5	12.1	0.40	0.05	42	260
③ <sub>22F</sub>	钙质胶结	25.0	55.0	34.0	—	—	—	—	350
④ <sub>21</sub>	粉质黏土	19.4	33.5	17.0	12.6	0.40	0.05	42	300
④ <sub>22</sub>	粉质黏土	19.4	34.0	18.5	13.0	0.41	0.05	45	300

表 2 既有车站安全控制指标值

项目	控制标准/mm	变化速率/( $\text{mm} \cdot \text{d}^{-1}$ )
车站主体结构沉降	5	1
车站主体结构上浮	5	1
车站主体结构水平位移	5	1
车站附属结构沉降	5	1
车站附属结构上浮	5	1
车站附属结构水平位移	5	1

表 3 土层材料参数

土层	层厚 H/m	天然重度 $\gamma$ /( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	$E_{50}^{\text{ref}}$ /( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$ )	$E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$ /( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$ )	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ /( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$ )	摩擦 角 /( $^{\circ}$ )	黏聚 力 c /kPa
杂填土	3	17.5	24000	24000	86400	10.0	5.00
粉砂	8	19.5	20250	20250	60750	25.0	2.00
粉质黏土 夹粉砂	8	19.7	21150	21150	63450	25.0	24.0
粉质黏土 夹钙质胶结	15	22.5	22500	22500	67500	25.0	28.5
粉质黏土	19	19.4	19200	19200	57600	17.9	33.0

注:①  $E_{50}^{\text{ref}}$ 为三轴实验割线刚度,  $E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$ 为主压密加载试验的切线刚度,  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 为卸载弹性模量;②根据实践经验,三者一般有如下关系:

$$E_{50}^{\text{ref}} = E_{\text{oad}}^{\text{ref}} = \frac{1}{3} E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$$

表 4 结构材料参数

材料	材料 等级	弹性模量 $E_s$ / $\times 10^4$ MPa	天然容重 $\gamma$ /( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	泊松比 $\nu$
板墙	C35	3.15	25.0	0.2
梁	C35	3.15	25.0	0.2
柱	C50	3.45	25.0	0.2
围护结构	C35	3.15	25.0	0.2
灌注桩	C35	3.15	25.0	0.2
盾构机壳	S355	21.00	78.5	0.3
盾构管片	C50	3.45	25.0	0.2

## 2 三维模型建立

### 2.1 模型建立

采用 midas GTS 对盾构隧道下穿施工进行模拟。假定土体为均质、各向同性的连续介质,采用修正莫尔-库仑弹塑性模型,用实体单元模拟。根据勘察报告提供的不同土层剖面,在考虑土层分层条件和重度等地层参数的基础上将部分相邻土层整合并假定土体为连续均质各向同性介质。根据等效刚度原则,将车站结构墙板、盾壳、管片、盖板、钻孔灌注桩等采用板单元模拟;结构梁、柱采用梁单元进行模拟,建模采用的土层材料参数和结构材料参数分别如表 3 和表 4 所示。

根据圣维南原理,模型尺寸为  $260 \text{ m} \times 1800 \text{ m} \times 50 \text{ m}$ 。模型采用混合六面体网格划分,共计 80 793 个节点,95 398 个单元,共划分 38 个施工步,其中第 8~22 为左线隧道盾构施工,23~36 为右线施工,第 8~36 的每个施工步设置开挖 3 环共计 4.5 m。模型底面施加固定约束,侧面施加法向约束,上表面为自由边界。模型上表面设置地面超载 20 kPa。建模的车站结构如图 2 所示。

### 2.2 施工工况

根据新建区间隧道施工对既有车站主体及其附属结构的外部作业影响等级,考虑到施工过程中的空间效应,重点分析接收端地层加固→区间左线隧道掘进→区间右线掘进对既有车站主体及附属结构的变形影响。根据本工程的相关设计说明并结合以

往工程经验,取注浆压力 0.2 MPa,土仓压力 0.25 MPa,通过改变属性模拟注浆区加固、壁后注浆及其逐渐硬化行为。计算时每步开挖 3 环(4.5 m),开挖后立即支护。盾构施工时先进行左线隧道施工,待左线贯通后进行右线施工直至贯通。具体计算流程为:①添加约束、自重和地面超载,进行初始地应力平衡,清除应变场;②既有车站结构施工,随后进行位移清零清除应变场,只保留应力场;③接收端地层加固;④左线隧道施工;⑤右线隧道施工。施工工况设置如表 5 所示。

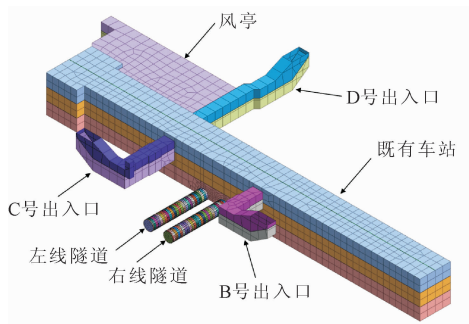


图 2 车站结构位置关系图

表 5 施工工况设置

施工步序	施工阶段	激活网格	钝化网格	备注
1	初始地应力平衡	所有土体网格、边界约束、自重、地面超载		位移清零
2	既有 2 号线车站施工	车站支护结构、立柱约束	车站土体部分	分 2 次施工
3	既有 B 出入口施工	B 出入口支护结构	B 出入口土体部分	
4	既有 C 出入口施工	C 出入口支护结构	C 出入口土体部分	
5	既有 D 出入口及风亭施工	D 出入口及风亭支护结构	D 出入口及风亭土体部分	
6	位移清零			清除应变场,保留应力场
7	接收端地层加固	接收端注浆区		改变属性
8	左线隧道掘进 1	左线盾壳 1~3	左线开挖 1~3、左线注浆 1~3	共 3 环,4.5 m
9	左线隧道掘进 2	左线盾壳 4~6、左线注浆 1~3、左线管片 1~3、左线注浆加固 1~3	左线开挖 4~6、左线注浆 4~6、左线盾壳 1~3	共 3 环,4.5 m、改变属性
.....		.....	.....	
22	左线隧道掘进 15	左线注浆 40~42、左线管片 40~42、左线注浆加固 16~18	左线盾壳 40~42	共 3 环,4.5 m、改变属性
23	右线隧道掘进 1	右线盾壳 1~3	右线开挖 1~3、左线注浆 1~3	共 3 环,4.5 m
.....		.....	.....	

### 3 模拟结果分析

为研究盾构施工过程中既有车站底板及其附属结构变形规律,沿车站底板长轴方向布置 3 条变形监测线,每条测线长度为 120 m。车站底板上的测线布置如图 3 所示。提取上述 3 条测线上各节点的竖向变形研究双线盾构隧道下穿对车站底板的变形影响。着重分析测线 2,探究双线盾构隧道施工过程中车站底板的变形规律和施工对底板的影响范围。提取两隧道间车站底板两轴线交点处和车站出入口相应结构的变形结果分析其变形趋势,对应测点如图 4 所示。

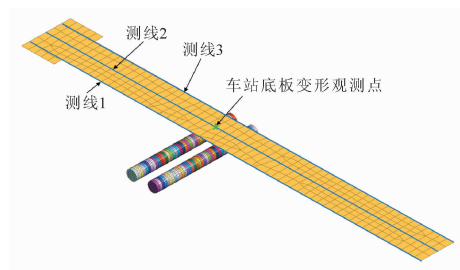


图 3 车站底板测线布置

#### 3.1 车站底板竖向变形

施工期间车站底板各测线的竖向变形如图 5 所示,其中 a 表示左线贯通时的沉降曲线,b 表示右线贯通时的沉降曲线。

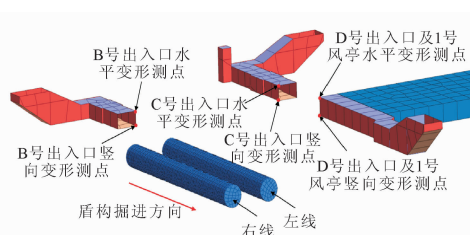


图 4 车站出入口变形测点布置

可以看出,隧道施工导致车站底板产生明显竖向变形,且距离两隧道轴线越近,变形量越大。当右线贯通时,车站底板变形量最大,达到了 2.28 mm,出现在测线 1 靠近隧道轴线处。这是由于施工过程中仅对接收端,即测线 3 下方土体进行了注浆加固,而测线 1 处未进行加固。

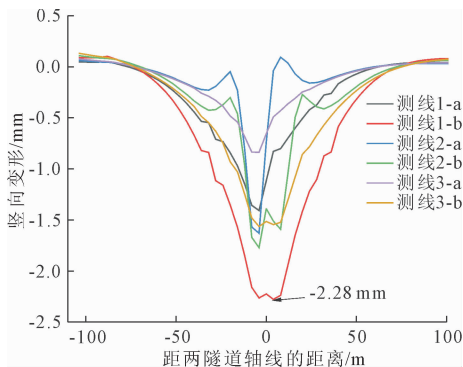


图 5 车站底板各测线的竖向沉降

当左线隧道贯通后,车站底板测线 2 上各测点的沉降量自左线隧道轴向两侧逐渐减小,沉降曲线呈现“V”形,隧道开挖对车站底板变形的影响范围约为距左线隧道中轴线 3 倍隧道直径。当距离轴线的水平距离大于 3 倍洞径时,沉降量先略有增大后逐渐减小并趋于 0。此时可认为车站底板基本不再受盾构施工的影响,底板沉降量最大值为 1.62 mm,位于左线隧道轴线上方附近,沉降曲线如图 6 所示。

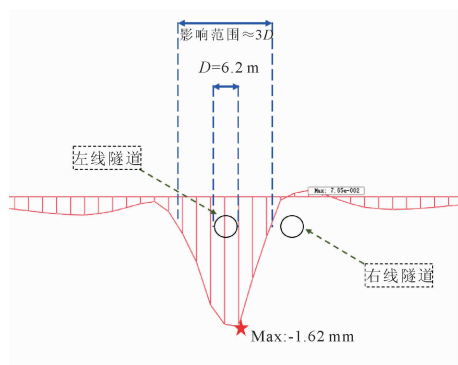


图 6 左线隧道贯通后车站底板处土体沉降曲线

Peck<sup>[3]</sup> 提出,横向分布地面沉降的预测公式为:

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

$$S_{\max} = \frac{V_i}{\sqrt{2\pi i}} \approx \frac{V_i}{2.5i} \quad (2)$$

$$i = \frac{z}{\sqrt{2\pi \tan(45 - \varphi/2)}} \quad (3)$$

式中: $S(x)$  为地表距离隧道中心线某水平距离处的沉降量,mm; $S_{\max}$  为地表最大沉降量,mm; $x$  为距隧道中心线处水平距离,m; $i$  为地表沉降槽宽度,m; $V_i$  为土体损失率, $m^3$ ; $\varphi$  为土体内摩擦角, $(^\circ)$ ; $z$  为至隧道中心深度,m。

当取内摩擦角  $\varphi = 25^\circ$  时,由式(3)计算可得理论地表沉降槽宽度约为 15 m,可知本文所得沉降曲线与由 Peck 公式计算得到的理论沉降曲线的沉降槽宽度接近。

右线贯通后,由于土体变形的叠加效应,车站底板测线 2 上各测点的沉降量自两隧道之间向两侧延伸,呈现“W”形,隧道开挖对车站底板变形的影响范围约为 X 方向距两隧道中轴线 5 倍隧道直径范围内,右线贯通后车站底板沉降曲线如图 7 所示。可以看出,随着盾构施工的不断进行,地表沉降曲线对称轴所在位置由左线隧道纵向轴线附近转移至两隧道间,施工完毕后的沉降槽可视为是在左线和右线施工影响下共同造成的,右线贯通后最大沉降量为 1.77 mm,位于左线隧道轴线上方底板处,此值比左线贯通时的最大沉降值略大。由沉降槽宽度可知,实际施工过程中,车站底板的监测点布置可在车站底板 X 方向中轴线左右各 16 m 范围内重点开展,从而避免监测点过多或过少。

魏纲等<sup>[17]</sup> 提出,当隧道间距  $L$ 、隧道埋深  $H$ 、隧道半径  $R$  满足  $L/(H+R) \leq 0.5$  时,沉降槽呈“V”形,随着  $L$  增大,沉降槽曲线由“V”形转变为“W”形。本工程盾构下穿时,  $L/(H+R) = 0.6$ , 该值  $> 0.5$ , 满足“W”形沉降槽条件,侧面验证了数值模拟结果的可靠性。

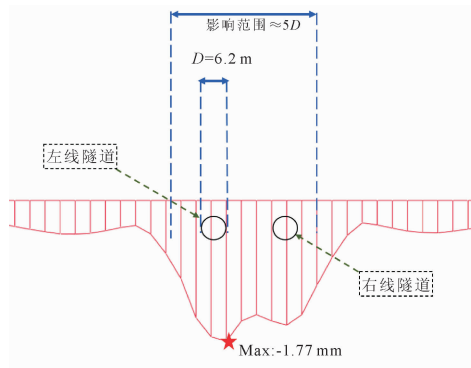


图 7 右线隧道贯通后车站底板处土体沉降曲线

### 3.2 既有车站结构变形分析

施工期间,既有车站主体竖向沉降最大值为 2.277 mm,水平变形最大值为 0.329 mm,其中竖向变形最大值点位于右线隧道上方车站底板处,水平

变形最大值点位于左线隧道上方车站底板附近。B出入口竖向沉降最大值为2.022 mm,水平变形最大值为0.385 mm;C出入口竖向沉降最大值为3.279 mm,水平变形最大值为1.530 mm;D出入口竖向沉降最大值为0.681 mm,水平变形最大值为0.078 mm。接收端地层加固施工导致上部车站底板处产生竖向变形,变形量为0.143 mm。实际施工过程中应严格控制注浆材料配比及注浆压力,防止因浆液配比不合理或注浆液压力过大导致底板隆起甚至开裂。

施工过程中车站底板以及车站出入口变形观测点处的变形趋势如图8和图9所示。从图中可以看出,左线施工和右线施工引起车站底板的竖向变形趋势相似,施工导致既有车站结构产生明显竖向变形,其中车站底板变形较大。当左线和右线分别进行第8步开挖,即掌子面距车站底板水平距离约5 m时,车站底板沉降变形趋势开始显著增大。施工对既有车站底板、C出入口及D出入口的水平变形影响较小,而B出入口的水平变形相对较大,最大变形达-0.195 mm。这是由于B出入口距离隧道最近。由于盾构施工造成了地层损失,土体受到扰动后产生变形,并且以竖向变形为主。施工过程中车站底板有沿X轴分别向两侧的变形趋势,C和D出入口区域有沿X轴正方向的微小变形趋势,B出入口区域则有沿X轴负方向的变形趋势。出现这种变形结果的原因与隧道和车站出入口的相对位置关系密切相关。整体来看,既有车站各部分结构均有指向隧道轴线方向的变形趋势。

参考郑州地区以往工程经验,综合考虑既有车站现状,新建区间隧道下穿既有车站外部作业施工过程中既有车站安全保护控制指标值应控制在5 mm。结合上述数值模拟结果可知,变形结果处于安全范围内。因此,在严格遵守相关施工要求前提下,施工期间不需额外进行加固措施,变形监测点可重

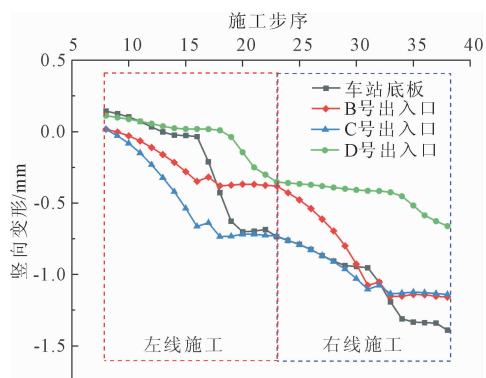


图8 既有车站结构竖向变形曲线

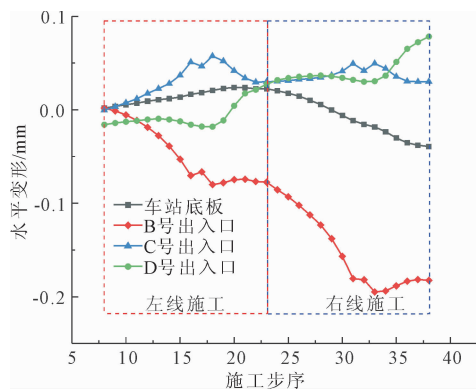


图9 既有车站结构水平变形曲线

点布置在变形相对较大的车站底板X方向两侧各16 m范围内和C号出入口附近,同时施工期间应密切关注并做好应急预案。

## 4 结论

以郑州地铁双线盾构隧道下穿既有车站施工为工程背景,采用midas GTS建立三维数值模型,分析盾构隧道施工对既有车站及其附属建筑物的变形影响,所得主要结论如下:

(1) 盾构隧道施工引起的既有车站底板沉降曲线符合Peck提出的沉降曲线近似为正态分布的理论,左线隧道贯通后车站底板的受影响范围约为车站底板X方向距隧道中轴线3倍隧道直径,沉降曲线呈“V”形;右线贯通后影响范围扩大到5倍隧道直径,沉降曲线呈“W”形。

(2) 盾构隧道下穿施工时,开挖面距离车站底板越近,施工引起的地层扰动越大。施工导致邻近隧道开挖面处支护结构产生明显沉降变形,而水平变形较小,最大水平变形为0.079 mm。

(3) 盾构隧道施工期间2号线车站底板和C号出入口变形相对较大,但盾构施工引起的既有车站及其附属建筑物变形均处于安全控制范围内。施工期间不需进行其他加固措施,应对既有车站底板X方向左右各16 m范围内以及C号出入口重点开展监测工作。

## 参考文献:

- [1] 王长虹,柳伟.盾构隧道施工对地表沉降及临近建筑物的影响[J].地下空间与工程学报,2011,7(2):354-360.
- [2] 王建秀,付慧仙,朱雁飞,等.基于地层损失的盾构沉降计算方法研究进展[J].地下空间与工程学报,2010,6(1):112-119,150.
- [3] Peck R B. Deep excavations and tunnelling in soft ground

- [C]//7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969:225-290.
- [4] 刘建航,侯学渊. 盾构法隧道[M]. 北京:中国铁道出版社,1991.
- [5] 张运强,曹文贵,周苏华,等. 基于 Peck 公式的盾构隧道施工引起的地层三维沉降预测[J]. 铁道科学与工程学报,2021,18(1):153-161.
- [6] 牛永前,杨立林,申 鲁. 基于 Peck 公式的富水砂质地层盾构隧洞施工沉降分析[J]. 人民黄河,2023,45(4):130-135,142.
- [7] 师 刚,袁浩旭,张澄玄,等. 基于 Peck 公式的双线隧道地面沉降模型及参数研究[J]. 城市轨道交通研究,2022,25(1):161-165.
- [8] 田均举,朱 坤,蔡 松,等. 基于郑州地铁下穿南水北调干渠的 Peck 公式反演分析[J]. 安全与环境工程,2021,28(2):109-113,132.
- [9] 尹光明,傅鹤林,侯伟治,等. Peck 公式参数的几种取值方法研究[J]. 铁道科学与工程学报,2022,19(7):2015-2022.
- [10] 刘俊杰,刘俊伟,任晓敏,等. 土岩复合地层隧道盾构开挖地表沉降 Peck 公式修正[J]. 河南理工大学学报(自然科学版),2022,41(2):171-177.
- [11] 孙 钧,刘洪洲. 交叠隧道盾构法施工土体变形的三维数值模拟[J]. 同济大学学报(自然科学版),2002,30(4):379-385.
- [12] 杨成永,马文辉,彭 华,等. 地铁双线盾构近距下穿盾构隧道施工沉降控制[J]. 铁道工程学报,2018,35(7):91-98.
- [13] 杨广武,关 龙,刘 军,等. 盾构法隧道下穿既有结构三维数值模拟分析[J]. 中国铁道科学,2009,30(6):54-60.
- [14] 杨国栋. 地铁盾构隧道施工对地表沉降的影响分析[J]. 现代交通技术,2022,19(6):69-73.
- [15] 房 明,刘 镇,周翠英,等. 新建隧道盾构下穿施工对既有隧道影响的三维数值模拟[J]. 铁道科学与工程学报,2011,8(1):67-72.
- [16] 城市轨道交通结构安全保护技术规范:CJJ/T 202—2013[J]. 北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [17] 魏 纲,庞思远. 双线平行盾构隧道施工引起的三维土体变形研究[J]. 岩土力学,2014,35(9):2562-2568.

(上接第 65 页)

- [5] 何蕃民,彭 涛,邓 安,等. 临河富水砂卵石层深基坑降水方案分析[J]. 科学技术与工程,2020,20(32):13386-13393.
- [6] 李岗谷,张晓伟. 管井井点降水在基坑工程中的应用[J]. 岩土工程技术,2002(2):110-114.
- [7] 郭 慧. 管井降水技术在延安东川水厂基坑施工中的应用研究[J]. 地下水,2019,41(6):190-192.
- [8] 赵枝艳,张常亮,沈 伟,等. 黄土-古土壤饱和渗透性与孔隙分布特征关系研究[J]. 水文地质工程地质,2024,51(1):47-56.
- [9] 王成文. 包气带弱透水性夹层的阻水减渗效应研究[D]. 成都:成都理工大学,2016.
- [10] 王文焰,张建丰,汪志荣,等. 黄土中砂层对入渗特性的影响[J]. 岩土工程学报,1995,17(5):33-41.
- [11] 张兴毅,曹文贵,崔鹏陆,等. 考虑成层土阻水减渗效应的地表水入渗过程分析模型[J]. 长江科学院院报,2023,40(6):139-146.
- [12] 李 军. 超真空双管疏干井降水应用技术[J]. 上海建设科技,2014(1):44-45.
- [13] 章 昕. 深基坑降水技术浅析[J]. 岩土工程学报,2010,32(S2):443-446.
- [14] 徐云飞. 气举法管井降水在深基坑工程中的应用[J]. 水利建设与管理,2019,39(2):26-29.
- [15] 陈小羊,徐 桃,张 浩,等. 改进型管井降水技术的研究与应用[J]. 隧道建设(中英文),2020,40(3):411-416.