

DOI: 10.11779/CJGE202012017

盾构隧道下穿引起砌体结构建筑沉降损伤实例研究

陈仁朋^{1,2}, 曾巍^{1,2}, 吴怀娜^{1,2}, 吴文斌³, 刘齐建^{1,2}

(1. 建筑安全与节能教育部重点实验室, 湖南长沙 410082; 2. 湖南大学土木工程学院, 湖南长沙 410082;
3. 广西交通设计集团有限公司, 广西南宁 530029)

摘要: 盾构掘进引起地层变形过大极易导致上方沉降敏感结构物变形开裂。对某地铁盾构隧道正交下穿砌体结构建筑物进行研究。通过对建筑物沉降进行系统监测和对建筑物进行全面巡查, 获得了双线盾构隧道施工过程引起建筑物沉降及裂缝开展状况。通过三维有限元模型研究了建筑物-地层变形相互作用规律, 对比分析了墙体主拉应变云图与实测裂缝分布规律, 发现当隧道下穿引起的主拉应变超过 0.05% 的墙体区域会产生裂缝, 且墙体裂缝的发展角度与该处的主拉应变方向垂直。最后根据墙体最大主拉应变讨论了建筑物损伤程度和损伤等级。盾构掘进引起上方砌体建筑物损伤案例, 对地铁施工过程中砌体建筑保护具有一定的指导作用和参考价值。

关键词: 盾构隧道; 砌体结构; 损伤评估; 有限元模型

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)12-2301-07

作者简介: 陈仁朋(1972—), 男, 教授, 主要从事土的基本特性、城市地下空间开发、交通岩土工程的教学和科研工作。E-mail: chenrp@hnu.edu.cn.

Case study of tunneling-induced settlement and damage of masonry buildings

CHEN Ren-peng^{1,2}, ZENG Wei^{1,2}, WU Huai-na^{1,2}, WU Wen-bin³, LIU Qi-jian^{1,2}

(1. Key Laboratory of Building Safety and Energy Efficiency, Ministry of Education, Changsha 410082, China; 2. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082; 3. Guangxi Communications Design Group Co., Ltd., Nanning 530029, China)

Abstract: The excessive deformation caused by shield tunneling can easily lead to deformation and cracking of the above sensitive structures. A masonry building orthogonally under-passed by metro shield tunnels is studied. Through systematic settlement monitoring and comprehensive inspection of the building, the tunneling-induced settlements and crack development of the building are obtained. A finite element model is established to study the interaction of the building and the soils. By comparing the principal tensile strain and the measured crack distribution of the wall, it is found that when the principal tensile strain exceeds 0.05%, cracks will occur in the wall area and the development angle of the wall crack is perpendicular to the direction of the principal tensile strain there. Finally, the damage degree and level of the building are discussed according to the maximum principal tensile strain of the wall. The case study of masonry building damage caused by shield tunneling is of certain guiding and reference values for protection of masonry buildings during subway construction.

Key words: shield tunnel; masonry building; damage assessment; finite element model

0 引言

城市密集区盾构隧道施工不可避免地要下穿既有建筑物。盾构施工会扰动地层从而使地层产生沉降^[1-2], 进而导致隧道上方沉降敏感建筑物出现开裂^[3]。建于 20 世纪七八十年代的砌体结构建筑, 设计标准和施工水平相对较低, 经过三四十年的服役其强度和刚度往往劣化严重, 受邻近盾构施工影响非常大。工程中这方面实例很多, 但是有系统监测和分析资料并正式文献报道的实例极为缺乏。

邻近工程施工引起的砌体结构建筑物损伤自 20

世纪 60 年代开始引起关注。早期 Skempton 等^[4]、Polshin 等^[5]根据基坑开挖引起的建筑损伤案例发现建筑物的损伤与角变形有关。Burland 等^[6-7]根据建筑损伤的表现首次将砌体结构损伤分为 6 个等级, 同时进一步提出建筑物损伤程度与最大拉应变有关。Burland^[6]将建筑物视为线弹性深梁, 推导出了挠度比

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(51938005); 湖南省创新平台与人才计划-湖湘高层次人才聚集工程创新团队(2019RS1030); 国家自然科学基金青年基金项目(41807512); 湖南省自然科学基金优秀青年基金项目(2019JJ30006)

收稿日期: 2020-02-07

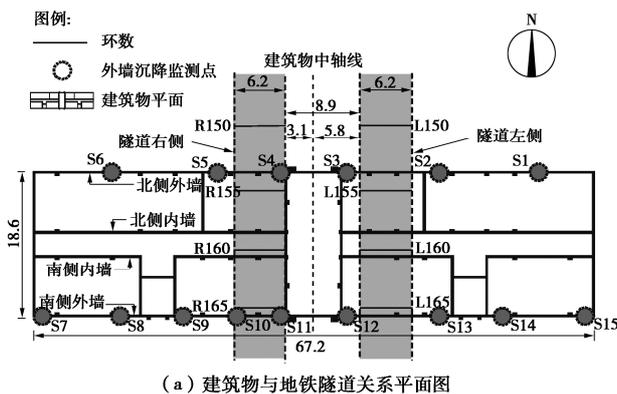
与梁内最大拉应变的相关关系。Boscarding 等^[8]基于地表沉降曲线获得角变形和水平应变,进而计算建筑最大拉应变以确定建筑损伤等级。Son 等^[9]考虑了建筑物的刚度对其自身沉降的影响,对角变形和水平应变的计算公式进行了修正。Matt 等^[10]引入了基于最大拉应变的 DPI 指标,考虑建筑物在正向挠曲段和负向挠曲段不同的变形形式。虽然目前针对建筑物损伤以开展大量研究,但多局限于试验与数值分析,实际工程中建筑损伤报道十分匮乏。盾构开挖引起上部建筑物沉降变形形式较之传统研究的侧方开挖更为复杂,建筑物的表观损伤现象与其应变的相关关系仍需要更为深入的分析。

本文对某地铁盾构隧道正交下穿砌体结构建筑物引起的结构损伤实例进行研究。通过对建筑物沉降进行系统监测和对建筑物进行全面巡查,获得了双线盾构隧道施工过程引起建筑物沉降及裂缝开展状况。通过三维有限元模型研究了盾构掘进地层沉降引发的建筑最大主应变分布规律,分析了其与实测表观损伤的关系,进而分析现有建筑损伤评价标准的合理性。

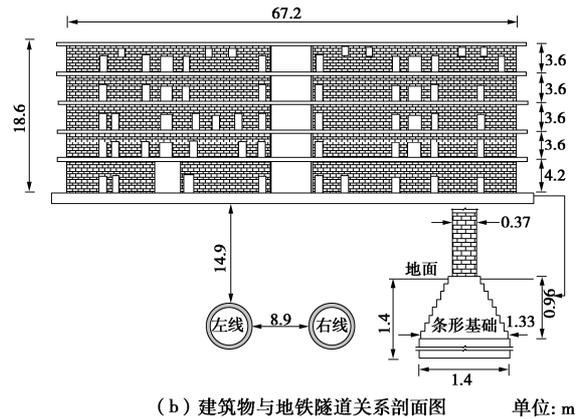
1 工程概况

某地铁隧道区间采用双线盾构法施工,线路全长 1462.2 m,双线隧道轴线距离为 14.9 m,隧道外径 6.2 m,隧道顶部埋设距地面 16.3 m,距离建筑物基础底面 14.9 m。

盾构机在距离始发站 220 m 处下穿 5 层砖混结构建筑物。该砌体结构建于 20 世纪 80 年代,主体建筑物长×宽×高=16.8 m×67.2 m×18.6 m。主体结构竖向由砖墙和砖柱承重,横向为混凝土梁和预制板,混凝土强度等级为 C20,钢筋强度等级大多为 I 级(HPB235),个别梁中纵向受力钢筋采用 II 级(HRB335)。建筑物基础为墙下无筋扩展条形基础,基础采用 1:2:4 的石灰三合土砌筑,埋深 1.4 m。盾构掘进前在建筑北侧墙底布置 6 个沉降监测点、南侧 9 个沉降监测点。该建筑物尺寸、与隧道相对位置关系、沉降监测点的位置如图 1 所示。



(a) 建筑物与地铁隧道关系平面图



(b) 建筑物与地铁隧道关系剖面图 单位: m

图 1 建筑物与地铁隧道位置关系图

Fig. 1 Relative position of building and metro tunnels

场地地质条件复杂,地层自上而下为杂填土、粉质黏土、强风化砂岩、强风化炭质泥岩等。地层分布岩溶,盾构始发前进行注浆填充。建筑物位置右线地层厚度分布相对均匀。建筑物位置左线下方地层存在软硬交界面。场地土层主要物理力学特性见表 1。

表 1 土体物理力学参数表

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

土层	γ /(kN·m ⁻³)	c /kPa	φ /(°)	E_0 /MPa	K_0	K /(m·d ⁻¹)
杂填土	19.0	7	12	4.75	0.35	2
粉质黏土	20.0	30	20	20	0.52	0.05
强风化砂岩	22.6	15	30	100	—	0.15
强风化炭质泥岩	22.5	18	20	50	—	0.10

注: γ 为天然重度, c 为黏聚力, φ 为内摩擦角, E_0 为压缩模量, K_0 为静止土压力系数, K 为渗透系数。

选用土压平衡盾构进行隧道施工,先右线后左线施工。右线盾构 5 d 时间穿过建筑物,掘进过程基本顺利。左线盾构 8 d 时间穿过建筑物,期间盾构机在建筑物下方停机 32 h。左线掘进时,盾构机在建筑下方遇到软硬交界面,盾构机推进困难。停机时施工方清空土舱渣土,由于强风化砂岩地层富含地下水,渗透性较高,导致螺旋输送机发送喷涌现象,地层水位有较大程度下降。

2 建筑物沉降及损伤实测分析

2.1 外墙沉降情况

右线和左线盾构穿过后引起的外墙监测点最终稳定沉降值如图 2 所示。右线穿越后,建筑物北墙监测点 S4 出现最大沉降值 6.35 mm,建筑物南墙监测点 S11 出现最大沉降值 9.2 mm,建筑物沉降总体较小,并且建筑物外观没有出现裂缝及抹灰未出现脱落。左线穿越后,建筑物北墙最大沉降点转移至监测点 S2,为 29.42 mm;建筑物南墙最大沉降点转移至监测点

S12, 为 36.98 mm。左线盾构掘进引起的建筑物沉降远大于右线。

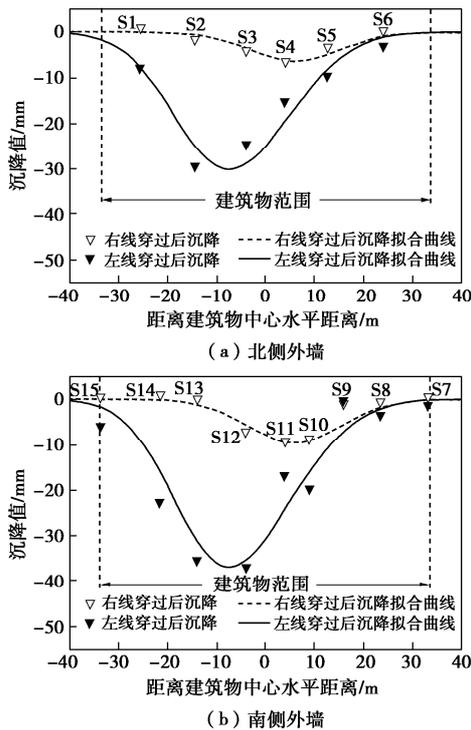


图 2 外墙沉降量监测值与拟合曲线

Fig. 2 Monitoring and fitting curves of external wall settlements

Camós 等^[11]认为盾构掘进引起的砌体结构建筑物沉降仍可用高斯曲线进行描述。当右线盾构穿过建筑物后, 建筑物的沉降曲线可表示为

$$S' = -S_{RT} \cdot \exp\left[-\frac{(x - d_{RT})^2}{2i_{RT}^2}\right], \quad (1)$$

式中, S' 为右线盾构穿过引起的沉降值, S_{RT} 为右线盾构穿过引起的最大沉降值, d_{RT} 为右线隧道轴线距建筑物中心的水平距离, i_{RT} 为右线穿过引起的沉降槽半宽, x 为沉降点与建筑物中心的水平距离。

O'Reilly 等^[12]提出双线隧道掘进引起的沉降曲线为两隧道单独掘进引起沉降曲线的叠加。基于此, 当左线盾构穿过建筑物后, 建筑物的沉降曲线可表示为

$$S = -S_{LT} \cdot \exp\left[-\frac{(x - d_{LT})^2}{2i_{LT}^2}\right] - S_{RT} \cdot \exp\left[-\frac{(x - d_{RT})^2}{2i_{RT}^2}\right], \quad (2)$$

式中, S 为左线盾构穿过引起的总沉降值, S_{LT} 为左线盾构单独穿过引起的最大沉降值, d_{LT} 为左线隧道轴线距建筑物中心的水平距离, i_{LT} 为左线盾构单独穿过引起的沉降槽半宽。

用式 (1) 对右线通过后外墙监测点的沉降进行拟合, 用式 (2) 对左线通过后外墙监测点的沉降进行拟合, 拟合的参数如表 2 所示。经过拟合计算, 右线的土体损失率在北侧外墙处为 0.51%, 在南侧外墙处为

0.82%; 左线的土体损失率在北侧外墙处为 2.60%, 在南侧外墙处为 3.02%。

表 2 建筑物拟合沉降曲线参数

Table 2 Parameters of fitting settlement curves

北侧	S_{RT}/mm	i_{RT}/m	d_{RT}/m	S_{LT}/mm	i_{LT}/m	d_{LT}/m
外墙	6.3	9.2	+6.1	28.2	10.4	-8.8
南侧	S_{RT}/mm	i_{RT}/m	d_{RT}/m	S_{LT}/mm	i_{LT}/m	d_{LT}/m
外墙	9.5	9.7	+6.1	33.7	10.1	-8.8

2.2 内墙开裂情况

左线盾构穿越后, 建筑物墙体出现开裂。在大楼内部, 纵墙(段)大部为斜向裂缝, 缝长约 0.6~7.6 m, 缝宽约 0.5~5.0 mm, 部分延伸到基础, 整体裂缝形状呈现“八”字形。由于横墙开洞较少、刚度较大, 没有发现裂缝, 受隧道施工的影响较小。1 楼左线上方部分墙体开裂情况较为严重, 随着楼层增高逐渐减轻。建筑物内部两纵墙的主要开裂位置如图 3 所示。

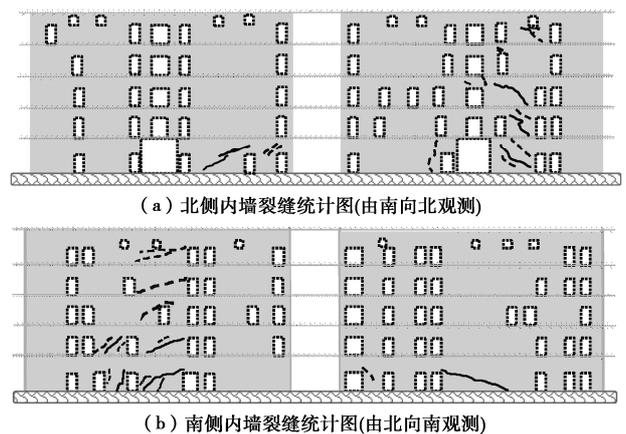


图 3 内墙裂缝统计图

Fig. 3 Crack statistics of internal wall

建筑物内墙除了出现裂缝之外, 抹灰层也出现空鼓、脱落, 且部分门窗发生变形、开闭受限。Burland 等^[7]提出了砌体结构的损伤等级和损伤现象之间的关系如表 3 所示。从裂缝宽度来看, 建筑物的损伤程度为“轻微”, 但由于房屋的裂缝数目和开裂墙体较多, 以及部分门窗的开闭受限, 建筑物的损伤程度向“中等”发展。总体来说, 建筑物处于“轻微损伤”至“中等损伤”, 主体结构仍具有较高的安全性。

2.3 裂缝位置

在盾构下穿建筑物情况下, 墙体沉降是墙体发生变形开裂的直接原因。图 4 将北墙与南墙墙体沉降与墙体裂缝发展的位置进行了对比分析。

由图 4 可以看出, 整个建筑物基本上横跨了沉降曲线的最低点和凹凸曲率变化点。水平方向上, 裂缝产生的位置主要位于沉降曲线峰值的两侧, 且多数裂

表3 损伤等级与损伤描述对应关系表^[7]

Table 3 Corresponding relations between damage level and description

损伤等级	裂缝宽度	损伤描述
可忽略的	< 0.1 mm	细小的裂缝
非常轻微	< 1 mm	正常维修时容易处理的细小裂缝
轻微	1~5 mm	容易修补的裂缝, 建筑物内部有细小裂缝, 外部可见裂缝
中等	5~15 mm 或裂缝数>3条	裂缝需要用合适的材料进行修补, 需要对少量的外墙砌砖进行修整和更换。门窗开闭受限, 防风防雨功能受损。
严重	15~25 mm 同时取决于裂缝数量	大范围的修理, 包括部分墙体的重砌, 特别是门和窗户需要修复。门窗框变形, 地板倾斜明显, 墙壁明显倾斜或凸出, 梁的承重能力下降。
非常严重	> 25 mm 同时取决于裂缝数量	需要部分或全部重建的大修。横梁失去承重, 墙壁严重倾斜, 需要支撑。窗户因变形而破碎。

缝与门洞位置相关联。在沉降曲线的峰值附近, 建筑物发生正向挠曲(下凹), 但此处墙体的开裂现象并不明显。而在沉降曲线斜率最大的区域, 裂缝的发展较为明显, 且大多数为斜裂缝, 由此可以看出砌体结构建筑物的损伤主要产生于墙体沉降曲线的斜率最大处, 而非墙体的最大沉降处。此外, 墙体裂缝的开裂方向与裂缝位置有关, 当裂缝位于沉降曲线峰值左侧时, 裂缝发生左下至右上方向的开裂, 当裂缝位于沉降曲线峰值右侧时, 裂缝发生右下至左上方向的开裂。

行为之间的内在联系。

3.1 有限元模型

图5为有限元计算模型及其网格划分。计算模型在沿建筑物长度方向为150 m, 沿隧道掘进方向的长度为115 m, 竖直方向取40 m, 左右两边界距离建筑物边缘为30 m。建筑物与土体均采用实体十节点四面体单元, 共划分149003个网格, 235450个节点。边界条件为地表是自由表面; 土体四周的侧向位移限制为零, 竖向自由; 底部边界所有位移均被约束。

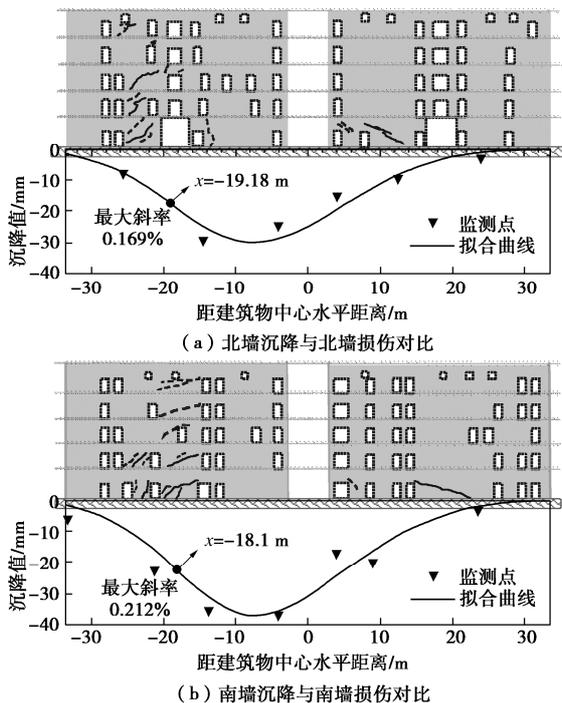
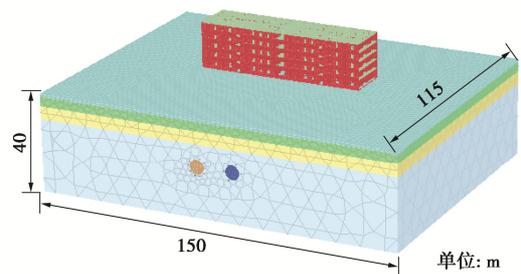


图4 墙体沉降与损伤对比图(由北向南观测)

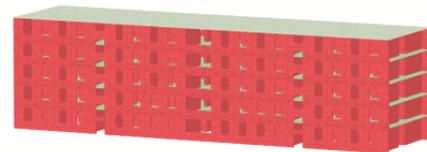
Fig. 4 Settlements of external walls and cracks of internal walls

3 盾构掘进致建筑物沉降损伤三维有限元分析

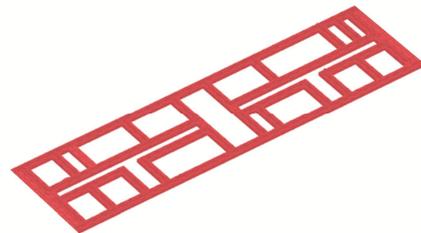
为进一步探明建筑表现损伤的内在机理, 本节通过建立三维有限元模型, 分析盾构掘进致建筑物墙体应力应变的分布规律, 揭示建筑物的损伤表现与变形



(a) 整体模型及网格



(b) 建筑物模型及网格



(c) 基础模型及网格

图5 基础、建筑物和土体的有限元模型及网格

Fig. 5 Grids of finite element model

模型土体采用小应变土体硬化模型(HSS), 是一个能够防止施工周边的小应变区域土体刚度被低估的弹塑性本构模型, 其物理力学参数见表4。其中: ①为杂填土; ②为粉质黏土; ③为强风化砂岩; ④为强

风化炭质泥岩。 E_{50}^{ref} 为 100 kPa 围压下偏应力的割线斜率； $E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$ 为侧限压缩试验切线刚度； $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 为卸载再加载滞回环的割线模量； G_0^{ref} 为土体参考剪切模量。

表 4 模型土体物理力学参数表

土层	层厚 /m	E_{50}^{ref} / $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-2})$	$E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$ / $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-2})$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ / $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-2})$	G_0^{ref} / $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-2})$
①	1.1	4750	4750	23750	47500
②	3.9	20000	20000	60000	100000
③	5.2	100000	100000	300000	500000
④	29.8	50000	50000	150000	250000

在有限元模型中建立了建筑物的横墙、纵墙、楼板以及基础，其均视为理想弹性材料。建筑物楼板为预制混凝土板，楼板厚度为 120 mm，混凝土强度等级为 C20，考虑刚度的老化折减 20%，弹性模量取 20.4 GPa，泊松比为 0.2；大楼基础采用石灰三合土砌筑，基础材料的弹性模量取与墙体相同。采用回弹仪对大楼墙体所用砖和砂浆的强度进行了全面的检测，结果表明墙砖的抗压强度等级为 MU7.5，墙体砌筑砂浆强度实测等级为 M0.5 左右，查阅相关规范^[13]确定墙体的弹性模量为 553 MPa。采用扁顶法测得房屋墙体弹性模量平均值为 654.72 MPa，和规范推荐值相近，综合两者取平均值确定墙体的弹性模量为 600 MPa。建筑物墙体的厚度为 370 mm。虽然上部建筑物构件采用的是线弹性本构，不能够有效模拟出墙体开裂的特性出来，但弹性模型能够防止门窗洞口在有限元网格“奇点”的存在。

盾构和管片均采用理想弹性本构。管片为 C50 混凝土，弹性模量为 31 GPa，泊松比为 0.2，重度为 25 kN/m³。盾构机机壳厚度取为 300 mm，弹性模量取 230 GPa，考虑盾构机自重对隧道周围的土体产生偏向隧道中心不均匀收缩的影响，机身重度取为 24.5 kN/m³。同时通过在土体与盾构机壳之间、土体与建成管片之间设置界面单元来模拟接触性质，参数 R_{inter} 代表界面单元的强度比周围土体弱，本模型中土和结构之间界面的折减参数 R_{inter} 取 2/3。

模拟中盾构从距离建筑物前 20 m 开始掘进，每步开挖步长定为 3 m。该模型中冻结刀盘前方的土体单元来模拟盾构机刀盘对土体的开挖，在掌子面处施加梯度的支护力 150 kPa+20 kPa/m 来模拟土仓压力，在盾尾管片环截面施加均匀的压力 4.5 MPa 来模拟千斤顶的推力，盾尾处代表衬砌管片的有限元单元被激活来模拟衬砌安装，注浆压力 0.4 MPa 以面荷载的形式作用于相应环号上来防止土体塌陷。

3.2 建筑物沉降计算结果

模型中选取的土体损失率与现场土体损失率相

关，取右线的土体损失率在北墙处为 0.51%，在南墙处为 0.82%；左线的土体损失率在北墙处为 2.60%，在南墙处为 3.02%。为了简化计算，建筑物南北侧之间的盾构径向收缩率定为线性变化，来简化南、北两侧墙体变形的不一致性。

图 6 为南北侧外墙沉降实测值与有限元计算结果对比图，由图中可以看出，有限元计算结果和实际值吻合较好，为后面分析建筑物在已有位移下内部墙体的应变奠定了基础。

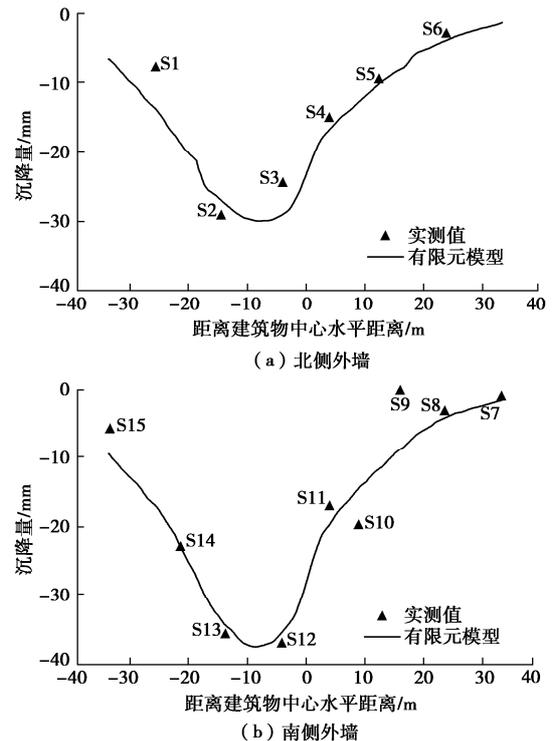


图 6 外墙沉降与有限元模型对比图

Fig. 6 Comparison between settlements of external walls and FEM results

3.3 墙体主应变计算结果

通过有限元计算，建筑物在上述变形的基础上，北侧内墙和南侧内墙的最大主拉应变云图（由北向南观察墙体）如图 7 所示。Burland 等^[6]认为，砌体结构建筑物发生开裂的临界拉应变为 0.05%，因此主拉应变云图的图例最低拉应变起点设置为 0.05%，在此条件下显示的墙体产生主拉应变的区域即为可能产生开裂的区域。

由图 7 可以看出，北侧内墙的最大主拉应变为 0.141%，南侧内墙的最大主拉应变为 0.153%。两侧内墙最大主拉应变最大值都位于建筑物底层并靠近门洞处，向上发展并逐渐减弱。两墙相隔距离较近，其沉降大小相差不大，但是门窗开口的存在使得墙体内部应变分布更加复杂化，由于应力集中而导致的局部砌体开裂，在横向承重墙上可能会引发局部破坏。

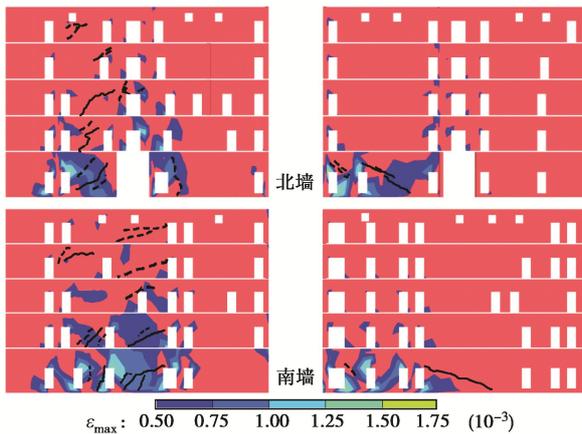


图7 内墙主应变云图（由北向南观测）

Fig. 7 Principal strain nephogram of internal walls

将有限元计算最大主应变云图与现场实际开裂情况进行整合分析, 可知有限元计算的主拉应变大于0.05%的区域能够很好地展示出墙体实际开裂情况。并且墙体的开裂受到主拉应变的控制, 相对其它区域, 主拉应变值较大的区域其产生裂缝的可能性更大。从图中可以看出来, 实际开裂较严重的地方往往也是有限元计算中主拉应变较集中的区域。

图8为两内墙主拉应变方向图。砌体结构裂缝开裂的方向与主拉应变的方向呈正交关系, 由图中可以看出两内墙的主拉应变方向与实测的裂缝开展具有较好的吻合。而内墙的主拉应变方向与位置呈现相关性, 位于沉降曲线峰值左侧的主拉应变方向为左上至右下, 位于沉降曲线峰值右侧的主拉应变方向为左下至右上。

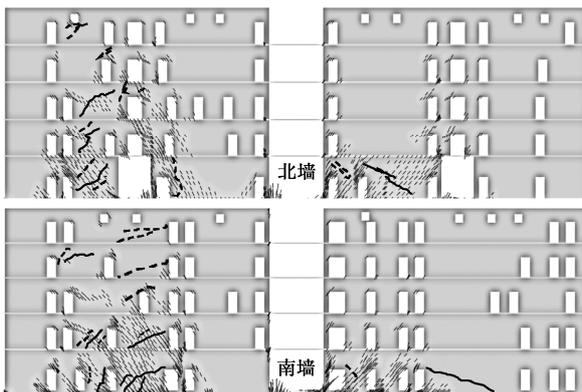


图8 内墙主应变方向图（由北向南观测）

Fig. 8 Principal strain direction of internal walls

3.4 基于最大主应变的建筑物损伤评价

Boscarding 等^[8]通过大量的工程实例, 提出建筑物的损伤等级实际上由最大主拉应变决定。表5为建筑物损伤等级与最大主拉应变之间的对应关系。根据表5可知, 北墙的损伤等级为“轻微”, 南墙的损伤等级为“中等”, 这与通过表3 损伤描述确定的“轻微”

至“中等”评估结果相符。

表5 最大主拉应变与损伤等级对应关系表^[8]

Table 5 Corresponding relations between damage level and maximum principal tensile strain

损伤等级	最大主拉应变
可忽略	0~0.05%
非常轻微	0.05%~0.075%
轻微	0.075%~0.15%
中等	0.15%~0.3%
严重至非常严重	>0.3%

4 结 论

本文研究了盾构隧道下穿某砌体结构建筑物的工程实例。通过对盾构下穿后建筑物沉降及墙体开裂情况的分析, 以及建筑物—地层相互作用的三维有限元模拟分析, 研究了建筑物沉降与开裂位置、开裂程度的内在规律, 验证了现有损伤评估方法的可靠性。本文对盾构施工过程中砌体建筑保护具有一定的指导作用和参考价值。

(1) 左线盾构掘进时因遇到软硬交界地层, 盾构机停机喷涌, 造成了地层较大沉降。由此导致砌体结构建筑物纵墙出现长0.6~7.6 m、宽0.5~5.0 mm的斜向裂缝, 抹灰层出现空鼓、脱落, 部分门窗开闭受限。根据基于损伤现象的损伤评估, 建筑物处于“轻微损伤”至“中等损伤”。

(2) 在水平方向上, 裂缝产生的位置主要位于建筑物沉降曲线峰值的两侧, 且多数裂缝与门洞位置相关联。在沉降曲线的峰值附近, 建筑物发生正向挠曲(下凹), 但此处墙体的开裂现象并不明显。而在沉降曲线斜率最大的区域, 裂缝的发展较为明显, 且大多数为斜裂缝。砌体结构建筑物的损伤主要产生于墙体沉降曲线的斜率最大处, 而非墙体的最大沉降处。

(3) 将有限元计算最大主应变云图与现场实际开裂情况进行整合分析, 可以看出有限元计算的主拉应变大于0.05%的区域能够很好的展示出现实墙体的开裂规律, 且裂缝开裂的方向与主拉应变的方向呈正交关系。北侧内墙的最大主拉应变为0.141%, 南侧内墙的最大主拉应变为0.153%。根据基于最大拉应变的损伤评估, 与基于表观损伤描述的评估评估结果相符, 均为“轻微”至“中等”, 表明基于最大主应变的损伤等级方法具有合理性。

参考文献:

- [1] XU Y S, SHEN S L, DU Y J. Geological and hydrogeological environment in Shanghai with geohazards to construction and maintenance of infrastructures[J]. Engineering Geology, 2009,

- 109(3/4): 241 - 254.
- [2] MENG F Y, CHEN R P, KANG X. Effects of tunneling-induced soil disturbance on the post-construction settlement in structured soft soils[J]. *Tunneling and Underground Space Technology*, 2018, **80**: 53 - 63.
- [3] 衡朝阳, 滕延京, 孙曦源. 地铁隧道下穿单体多层建筑物评价方法[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(增刊 2): 148 - 152.
- [4] SKEMPTON A W, MACDONALD D H. The allowable settlements of buildings[C]// *Proceeding of Institution of Civil Engineers*, 1956, London.
- [5] POLSHIN D E, TOKAR R A. Maximum allowable nonuniform settlement of structures[C]// *Proc 4th Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Butterworth's, 1957, London.
- [6] BURLAND J B, WROTH C P. Settlement of buildings and associated damage[C]// *Proc Conf on Settlement of Structures*. Pentech, 1974, London: 611 - 654.
- [7] BURLAND J B, BROMS B B, MELLO V F B. Behavior of foundations and structures[C]// *State-of-the-Art Report. Proc, 9th Int'l. Conf on Soil Mech and Found Engr, II*. 1977, Tokyo.
- [8] BOSCARDIN M D, CORDING E J. Building response to excavation-induced settlement[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1989, **115**(1): 1 - 21.
- [9] SON M, CORDING E J. Estimation of building damage due to excavation-induced ground movements[J]. *J Geotech Geoenviron Eng*, 2005, **131**(2): 162 - 177.
- [10] Matt Schuster, Gordon Tung-Chin Kung. Simplified model for evaluating damage potential of buildings adjacent to a braced excavation[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, **135**(12): 1823 - 1835.
- [11] CAMÓS C, MOLINS C, ARNAU O. Case study of damage on masonry buildings produced by tunneling induced settlements[J]. *International Journal of Architectural Heritage*, 2014, **8**(4): 602 - 625.
- [12] O'REILLY M P, NEW B M. Settlements above tunnels in the United Kindom — their magnitudes and prediction[C]// *Proceedings of tunnelling'82 symposium*, 1982, London.
- [13] GBJ3—88 砌体结构设计规范[S]. 1988. (GBJ3P—88 Code for design of masonry structures[S]. 1988. (in Chinese))
- [14] 刘念武, 陈奕天, 龚晓南. 软土深开挖致地铁车站基坑及邻近建筑变形特性研究[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(4): 1515 - 1525. (LIU Nian-wu, CHEN Yi-tian, GONG Xiao-nan, et al. Analysis of deformation characteristics of foundation pit of metro station and adjacent buildings induced by deep excavation in soft soil[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, **40**(4): 1515 - 1525. (in Chinese))
- [15] 滕延京, 姚爱军, 衡朝阳. 地铁隧道施工对周边环境影响的数值分析方法适宜性评价及其改进方法[J]. *建筑科学*, 2011, **27**(3): 4 - 7. (TENG Yan-jing, YAO Ai-jun, HENG Chao-yang. Suitability assessment and improved method for numerical analysis of peripheral environment impact in subway tunnel construction[J]. *Building Science*, 2011, **27**(3): 4 - 7. (in Chinese))
- [16] 朱亦弘, 徐日庆, 龚晓南. 城市明挖地下工程开发环境效应研究现状及趋势[J]. *中国工程科学*, 2017, **19**(6): 111 - 115. (ZHU Yi-hong, XU Ri-qing, GONG Xiao-nan. Research status and trends of environmental effects of urban excavation[J]. *Underground Engineering Development*, 2017, **19**(6): 111 - 115. (in Chinese))
- [17] 徐明, 邹文浩, 章龙管. 房屋刚度对隧道开挖引起的土体变形的影响[J]. *岩石力学与工程学报*, 2014, **33**(4): 838 - 848. (XU Ming, ZOU Wen-hao, ZHANG Long-guan. Influence of building stiffness on soil deformation induced by tunnelling[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2014, **33**(4): 838 - 848. (in Chinese))
- [18] 孙曦源, 衡朝阳, 周智. 北京地铁隧道下穿砌体结构建筑物诱发基础沉降规律实测研究[C]// *中国土木工程学会第十二届全国土力学及岩土工程学术大会*. 2015. (SUN Xi-yuan, HENG Chao-yang, ZHOU Zhi. An actual measurement research on building foundation settlement induced by under-crossing metro tunnel in Beijing[C]// *The 12th National Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, China Society of Civil Engineering. 2015. (in Chinese))
- [19] 夏森炜, 马引祥. 地铁工程周边房屋的安全评价研究[J]. *科技通报*, 2015, **31**(7): 69 - 72. (XIA Sen-wei, MA Yin-xiang. Research on the evaluation standard of metro engineering influence to the adjacent building[J]. *Bulletin of Science and Technology*, 2015, **31**(7): 69 - 72. (in Chinese))