

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2023.036



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



# 基于改进三阶段法的隧道下穿建筑风险评估

郭逸凡, 郑俊杰, 刘辉

(华中科技大学土木与水利工程学院, 武汉 430074)

**摘要:**对地铁隧道施工可能引起的沿线建筑损伤进行风险评估具有重要意义,如何兼顾效率和准确性是隧道下穿建筑风险评估中的一个难题。提出一种改进的三阶段建筑损伤评估方法,在前两个阶段同时从隧道开挖对建筑的危害性和建筑自身的易损性两个角度对隧道下穿建筑的风险进行初筛,在第3阶段对隧道下穿建筑的风险进行多指标详细评估。在风险初筛中,用Peck经验公式和极限拉应变法评估隧道开挖对建筑的危害性,将建筑完损程度和建筑物理特征作为建筑易损性评估的依据。在建筑损伤风险详细评估中建立三维有限元数值模型,并选取多个控制指标综合评估隧道下穿引起的建筑损伤风险。以某盾构隧道下穿砌体建筑工程为例,应用改进三阶段法验证所提方法的合理性,结果表明引入易损性评估作为风险初筛的另一依据可以有效避免低估风险。对比评估结果与实测结果的可知,改进三阶段法能较为准确地评估隧道下穿建筑的风险。

**关键词:**改进三阶段法;隧道下穿建筑;建筑损伤;易损性;风险评估

中图分类号:TU94 文献标志码:A 文章编号:2096-6717(2024)04-0091-09

## Risk assessment of tunnel undercrossing building based on improved three-stage method

GUO Yifan, ZHENG Junjie, LIU Hui

(School of Civil and Hydraulic Engineering, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074, P. R. China)

**Abstract:** It is of great significance to assess the risk of building damage along the line that may be caused by metro tunnel construction. How to balance efficiency and accuracy is a challenge for risk assessment of tunnel underpass buildings. An improved three-stage building damage assessment method is proposed, in which the risk of tunnel underpass buildings is initially screened in the first two stages simultaneously from the perspective of both the hazard of tunnel excavation to the building and the vulnerability of the building itself, and a detailed multi-indicator assessment of the risk of tunnel underpass buildings is performed in the third stage. In the initial risk screening, Peck empirical formula and the ultimate tensile strain method are used to assess the hazard of tunnel excavation to the building, and the building integrity and the building's physical characteristics are used as the basis for building vulnerability assessment. In the detailed assessment of buildings damage risk, a three-dimensional finite element numerical model is established and multiple control indicators are selected to comprehensively assess the building damage risk caused by tunnel underpass. A shield tunnel underpass

收稿日期:2022-12-23

基金项目:国家自然科学基金(52078236)

作者简介:郭逸凡(1993-),男,主要从事岩土工程研究,E-mail:guoyifan@hust.edu.cn。

郑俊杰(通信作者),男,教授,博士生导师,E-mail:zhengjj@hust.edu.cn。

Received: 2022-12-23

Foundation item: National Natural Science Foundation of China (No. 52078236)

Author brief: GUO Yifan (1993-), main research interest: geotechnical engineering, E-mail: guoyifan@hust.edu.cn.

ZHENG Junjie (corresponding author), professor, doctoral supervisor, E-mail: zhengjj@hust.edu.cn.

masonry building project is taken as an example to verify the rationality of the proposed method, and the results show that the introduction of vulnerability assessment as another basis for initial risk screening can effectively avoid underestimation of risk. The comparison of the assessment results with the measured shows that the improved three-stage method can accurately assess the risk of tunnel underpass buildings.

**Keywords:** improved three-stage method; tunnel underpass building; building damage; vulnerability; risk assessment

地铁是一种缓解城市地面交通压力的重要交通方式。隧道施工不可避免地会扰动地层,进而影响周边地表建筑的安全<sup>[1]</sup>。建筑损伤指建筑局部或整体发生各种形式的破坏,其风险表示建筑发生破坏的可能性及严重程度。对隧道开挖引起的建筑损伤进行风险研究具有重要的意义<sup>[2]</sup>。

已有众多学者研究了隧道开挖引起的建筑损伤。Giardina等<sup>[3]</sup>利用室内试验法研究了隧道开挖引起的砌体结构的损伤。Cao等<sup>[4]</sup>利用人工智能的方法预测了隧道掘进引起建筑损伤的实时风险。Zhao等<sup>[5]</sup>采用数值模拟法评估了隧道开挖引起建筑损伤的概率。Basmaji等<sup>[6]</sup>采用解析法开发了一个评估隧道开挖引起的建筑损伤程度的模型。由Mair等<sup>[7]</sup>提出的三阶段法依据隧道开挖对建筑的危害等级对具有不同危害性的建筑执行不同详细程度的损伤风险评估,合理实现了安全性和计算成本之间的平衡。因此,三阶段法被广泛应用于建筑损伤风险评估中<sup>[8-9]</sup>。传统的三阶段法在前2个阶段仅依据隧道开挖对地表建筑的危害性来筛选需要进行第3阶段详细损伤风险评估的建筑,而未考虑建筑自身的易损性,这可能会导致遗漏因自身易损性较高而需要详细损伤风险评估的建筑。实际上隧道开挖对建筑的危害性较高与建筑自身的易损性较高都是导致隧道开挖引起建筑损伤的重要原因。

针对上述问题,笔者提出一种改进的三阶段建筑损伤风险评估方法。该方法在传统三阶段法的基础上引入了建筑易损性的评估,目的是识别出更容易受隧道开挖影响而导致其损伤的建筑,这部分建筑需要更高的关注度和详细的风险评估。改进三阶段法中的建筑易损性评估分为2个阶段进行,在第1阶段和第2阶段分别选取建筑完损程度和建筑物理特征作为评估建筑易损性的指标,并对易损性较高的建筑执行详细的损伤风险评估。此外,还建议在第3阶段建筑损伤详细评估中,依据数值模拟得到的建筑变形特征选取多个安全控制指标来综合判断隧道下穿引起建筑损伤风险的可接受性。以某盾构隧道下穿砌体建筑为例,应用改进三阶段法的结果验证所提方法的合理性。

## 1 改进的三阶段建筑损伤评估方法

改进的三阶段建筑损伤评估方法的流程如图1所示。

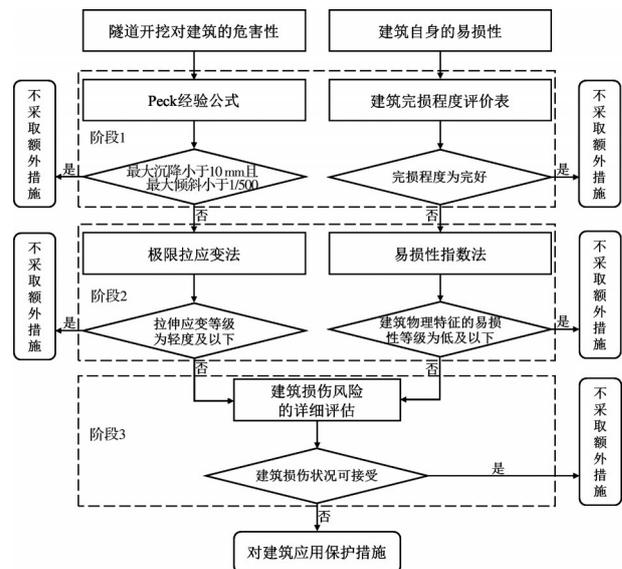


图1 改进的三阶段建筑损伤评估方法流程

Fig. 1 Process of the improved three-stage building damage assessment method

### 1.1 隧道开挖对建筑的危害性评估

隧道开挖对建筑的危害性即指隧道开挖引起建筑变形的程度。危害性评估的第1阶段是对建筑最大沉降和最大倾斜的初步评估。在该步骤的沉降和倾斜的评估中假定为自由场条件,并假定建筑的变形服从地表的变形,再根据地表沉降和倾斜的预测结果计算建筑位置范围内的最大沉降和倾斜。隧道开挖引起的横向地表沉降由Peck<sup>[10]</sup>提出的经验公式计算。

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

式中: $S_v(x)$ 为与隧道轴线距离为 $x$ 处的地表沉降; $x$ 为计算点与隧道轴线的水平距离; $i$ 为沉降槽宽度系数,即隧道轴线到反弯点的水平距离; $S_{vmax}$ 为最大地表沉降,不排水条件下可表示为

$$S_{vmax} = \frac{\sqrt{\pi} V_L D^2}{4\sqrt{2} i} \quad (2)$$

式中: $V_L$ 为地层损失率,黏性土地区分布范围在

0.20%~2.0%<sup>[11]</sup>;  $D$ 为隧道直径。

O'Reilly等<sup>[12]</sup>建议沉降槽宽度系数  $i$ 可由经验公式计算。

$$i = Kz_0 \quad (3)$$

式中:  $K$ 为槽宽参数,砂土和砾石取0.25~0.45,黏土取0.4~0.6<sup>[13]</sup>;  $z_0$ 为隧道埋深。

表征地表倾斜的斜率  $\theta$ 可通过对地表沉降曲线求导得到。

$$\theta = \frac{-S_{vmax} \cdot x}{i^2} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad (4)$$

可以看出,  $x = \pm i$ 时斜率  $\theta$ 的绝对值最大,为  $0.607S_{vmax}/i$ 。

各地水文地质条件的差异以及隧道施工方式的不同有时会导致Peck公式的拟合效果不理想<sup>[14]</sup>。因此,一些研究依据施工方式和地质等条件引入额外参数来改进Peck公式,以达到提高沉降预测准确性的目的<sup>[15-16]</sup>。

利用式(1)~式(4)计算得到建筑的最大沉降和倾斜后,将其与Rankin<sup>[17]</sup>提出的阈值作比较,若最大沉降大于10 mm或最大倾斜大于1/500,则进入第2阶段的危害性评估,若小于该阈值则忽略隧道开挖对建筑的危害性。

危害性评估的第2阶段是利用极限拉应变法评估建筑的最大拉应变<sup>[18-19]</sup>。该阶段忽略建筑的刚度,认为建筑完全柔性,并以反弯点为界分为上凸区和下凹区,如图2所示。将建筑视为弹性梁,并以挠度比  $\Delta/L$ 作为沉降引起变形的指标,可得到最大弯曲应变  $\epsilon_b$ 和最大剪切应变  $\epsilon_d$ 的表达式。

$$\epsilon_b = \frac{\Delta}{L} \left( \frac{L}{12t} + \frac{3IE}{2tLHG} \right)^{-1} \quad (5)$$

$$\epsilon_d = \frac{\Delta}{L} \left( 1 + \frac{HL^2G}{18IE} \right)^{-1} \quad (6)$$

式中:  $H$ 为建筑高度;  $L$ 为上凸区或下凹区的建筑长度;  $E$ 和  $G$ 分别是建筑的杨氏模量和剪切模量,这里

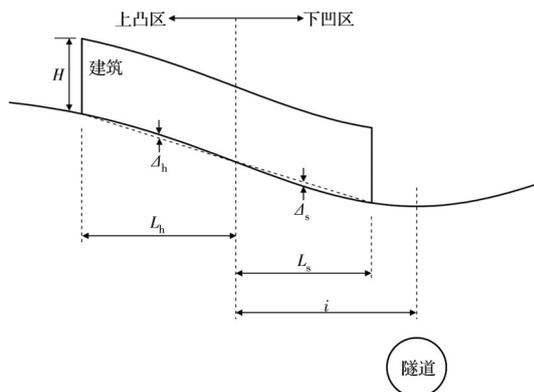


图2 建筑变形示意图

Fig. 2 Schematic diagram of building deformation

认为砌体建筑的  $E/G=2.6$ ;  $I$ 为截面惯性矩,下凹区为  $H^3/12$ ,上凸区为  $H^3/3$ ;  $t$ 为中性轴到梁边缘的最大距离,下凹区为  $H/2$ ,上凸区为  $H$ 。

为了得到建筑的总应变,需要将水平应变叠加到弯曲应变和剪切应变中。建筑在沉降槽内位置  $x$  处的水平位移可由式(7)计算。

$$S_h(x) = \frac{x}{z_0} S_v(x) \quad (7)$$

建筑在上凸区或下凹区的平均水平应变  $\epsilon_h$ 可表示为

$$\epsilon_h = \frac{S_{h1} - S_{h2}}{L} \quad (8)$$

式中:  $S_{h1}$ 和  $S_{h2}$ 为建筑位于上凸区或下凹区两端的水平位移。

总弯曲应变  $\epsilon_{bt}$ 可由最大弯曲应变和水平应变直接叠加求得。

$$\epsilon_{bt} = \epsilon_b + \epsilon_h \quad (9)$$

总剪切应变  $\epsilon_{dt}$ 可由最大剪切应变和水平应变通过莫尔圆叠加求得,这里认为砌体建筑的泊松比为0.3,此时总剪切应变可表示为

$$\epsilon_{dt} = 0.35\epsilon_h + \left[ (0.65\epsilon_h)^2 + \epsilon_d^2 \right]^{0.5} \quad (10)$$

总弯曲拉应变和总剪切拉应变的较大值被认为是建筑的最大拉应变  $\epsilon_{max}$ 。将最大拉应变与表征建筑不同损伤等级的极限拉应变  $\epsilon_{lim}$ 相比较,可得到建筑的损伤程度。基于极限拉应变的建筑损伤等级划分见表1。当损伤等级为中等及以上时,需要进入第3阶段对隧道开挖引起的建筑损伤风险进行详细的评估。

表1 基于极限拉应变的建筑损伤等级划分<sup>[7]</sup>

Table 1 Classification of building damage grade based on ultimate tensile strain<sup>[7]</sup>

损伤类别	损伤等级	极限拉应变 $\epsilon_{lim}/\%$
0	可忽略	0~0.05
1	非常轻微	0.05~0.075
2	轻微	0.075~0.15
3	中等	0.15~0.3
4	严重	>0.3

## 1.2 建筑自身的易损性评估

易损性被定义为系统及其组成部分响应危害性事件及其影响的程度或能力<sup>[20]</sup>。本研究中建筑的易损性则为建筑受到隧道开挖引起的地表沉降影响而发生损伤的难易程度。易损性评估的第1阶段是对隧道下穿施工前建筑完损程度的初步评估。该步骤是通过目视检查的方式从建筑外观的角度对建筑的完损程度做出快速直观的判断。参考相关文献<sup>[21]</sup>给出砌体建筑完损程度评价表,见表2。若建筑的完损程度为完好,则可不考虑建筑自身的易损性,若完损程度达到轻度损伤或更严重,则进

入第 2 阶段的易损性评估。

表 2 砌体建筑完损程度评价

Table 2 Assessment of masonry building damage degree

完损程度	特征描述
完好	建筑整体无可见变形;墙体无裂缝;墙面平整;门窗无可见变形
轻度损伤	建筑整体有轻微变形;少量墙体开裂,裂缝宽度小于 5 mm;少量砌块移位/松动/破损/缺失;门窗有轻微变形
中度损伤	建筑整体有明显变形;部分墙体开裂,裂缝宽 5~15 mm;部分砌块移位/松动/破损/缺失;门窗有明显变形
重度损伤	建筑整体有严重变形;大量墙体开裂,裂缝宽度大于 15 mm;大量砌块移位/松动/破损/缺失;门窗有严重变形

易损性评估的第 2 阶段是利用易损性指数法基于建筑物理特征来评估建筑的易损性<sup>[22]</sup>。各建筑的物理特征不同是导致其抵抗地表变形能力各异的主要原因,因此,在该阶段以易损性指数  $V$  来表征建筑的不同物理特征对隧道开挖导致的变形损害的敏感性。为了获得建筑的物理特征,需要对建筑的基本信息进行详细的调研。建筑的物理特征可细分为结构特征和几何特征两部分,其中结构特征由上部结构形式、基础类型以及上部结构与基础的连接方式 3 个影响因素组成,几何特征由建筑位置、建筑形状以及建筑长高比 3 个影响因素组成。在易

损性指数法中,为建筑物理特征的每个影响因素定义了 4 个易损性级别,分别对应了易损性评分 1~4。建筑的结构特征在易损性评分中通常所占权重较大<sup>[23]</sup>。建筑物理特征的各影响因素对应的易损性评分及其权重见表 3。表 3 中建筑位置是指建筑中心与隧道轴线的距离;建筑长高比是指建筑纵墙长度与建筑高度之比;建筑形状依据 Polsby 等<sup>[24]</sup>提出的不规则参数  $I_s$  确定。

$$I_s = 16 \frac{A}{P^2} \quad (11)$$

式中: $A$  为建筑面积; $P$  为建筑周长。

表 3 基于建筑物理特征的易损性评分

Table 3 Vulnerability scoring based on building physical characteristics

建筑物理特征	影响因素	权重 $p_i$	易损性评分 $S_i$			
			1	2	3	4
结构特征	上部结构形式	1.0	剪力墙结构	框架结构	砖混结构	砖石/砖木结构
	基础类型	1.0	桩基础	满堂基础	条形基础	独立基础
	连接方式	1.0	铰接	传统连接	固定连接	其他连接
几何特征	建筑形状	0.5	0.75~1.0	0.5~0.75	0.25~0.5	0~0.25
	建筑位置	0.5	>30 m	20~30 m	10~20 m	0~10 m
	建筑长高比	0.5	0~1	1~2	2~3	>3

将所有影响因素的易损性评分  $S_i$  乘其权重  $p_i$  后相加即为建筑的易损性指数  $V$ 。

$$V = \sum_{i=1}^6 (S_i \cdot p_i) \quad (12)$$

在易损性指数的计算中,若某项影响因素的信息缺失,则保守起见对该影响因素按最高级别易损性评分计算。

基于易损性指数的建筑易损性等级划分见表 4。当建筑的易损性等级为中等及以上时,需要进入第 3 阶段对隧道开挖引起的建筑损伤风险进行详细评估。

### 1.3 建筑损伤风险的详细评估

在隧道开挖引起的危害性较高或建筑自身的易损性较高的情况下,需要在第 3 阶段对隧道开挖引起的建筑损伤风险进行详细评估。在该阶段的评估中,需进一步考虑以下细节:隧道的施工细节,包括隧道的开挖方式和开挖过程;建筑的构造细

表 4 基于易损性指数的建筑易损性等级划分

Table 4 Classification of building vulnerability grade based on vulnerability index

易损性等级	易损性指数 $V$
可忽略	4.5~7.875
低	7.875~11.25
中	11.25~14.625
高	14.625~18

节,包括建筑各部分的材料及其刚度;隧道下穿建筑的三维效应,包括建筑和隧道的相对位置以及隧道-土体-建筑三者的相互作用。在该阶段中,采用三维有限元模型可以很好地考虑上述细节。依据有限元计算结果可得出建筑变形特征,然后依据建筑变形特征可相应选取多个建筑安全控制指标以对建筑损伤进行多角度的详细评估。建筑损伤详细评估的结果被用来最终判断建筑损伤风险是否可接受,若不可接受,则需对建筑采取保护措施。

## 2 案例研究

### 2.1 工程概况

选取文献[25]中某盾构隧道下穿砌体建筑作为案例进行研究。建筑与隧道位置关系平面图如图 3 所示。该隧道为单圆结构形式,隧道外径 6.2 m,内径 5.5 m,衬砌管片选用 C50 混凝土,环宽 1.5 m,环间以错缝拼装方式施工。隧道下穿砌体建筑区段隧道埋深为 13.4~15.4 m。场地条件复杂,地层主要有杂填土、黏质粉土、粉质黏土和细砂等。隧道下穿的建筑为 2007 年建造的 7 层砌体结构,建筑长 75 m,宽 13 m,高 18.8 m,一层为半地下室,其余每层层高 2.8 m。建筑长度方向与隧道轴线夹角  $\alpha$  约为  $23^\circ$ 。建筑竖向承重结构为砖墙和砖柱,横向为钢筋混凝土楼板,混凝土强度等级为 C25。基础采用钢筋混凝土条形基础,混凝土强度等级为 C30。

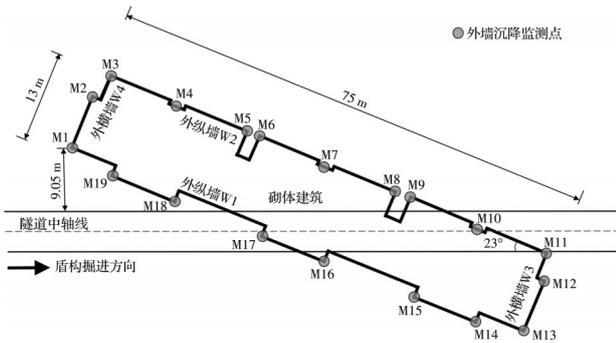


图 3 建筑与隧道位置关系平面图

Fig. 3 Plane position relationship between building and tunnel

### 2.2 改进三阶段法的应用

首先进行第 1 阶段的建筑损伤评估。根据该工程的场地施工经验,取槽宽参数  $K$  为 0.45,取地层损失率  $V_L$  为 0.6%,取隧道埋深  $z_0$  为 13.4 m。计算可得建筑最大沉降  $S_{vmax}$  为 11.97 mm。建筑最大沉降的初步评估结果大于阈值规定的 10 mm,需进一步评估隧道开挖对建筑的危害性。依据隧道下穿施工前对该建筑外观的现场检查结果与砌体建筑完损程度评价表对照,可认定该建筑出于建筑老化等原因处于轻度损伤的状态,需进一步评估其自身的易损性。

隧道开挖对建筑的危害性及建筑自身的易损性的初步评估结果都表明需进行第 2 阶段的建筑损伤评估。在第 2 阶段的危害性评估中,选取外纵墙 W1 和 W2 作为研究对象,评估其最大拉应变值。该建筑与隧道之间并非正交,因此,在计算与建筑外纵墙平行的地表沉降曲线与水平位移曲线时,应考虑隧道轴线与建筑外纵墙的夹角  $\alpha$  的影响,将  $x = x' \sin \alpha$  代入式(1)和式(7)中。划分此建筑上凸区和下凹区的反弯点应相应地改为  $i' = i / \sin \alpha$ 。

纵墙 W1 和 W2 依据极限拉应变法计算的各应变值见表 5。从表 5 中可以看出,墙体上凸区的最大拉应变大于下凹区的最大拉应变。将墙体的最大拉应变与表 1 对照可知,此阶段建筑损伤等级的评估结果为可忽略。因此从危害性的角度认为不需要进行建筑损伤的详细评估。

表 5 极限拉应变法的计算结果

Table 5 Calculation results of ultimate tensile strain method

墙体编号	墙体区域	$\epsilon_0 / \%$	$\epsilon_a / \%$	$\epsilon_b / \%$	$\epsilon_{br} / \%$	$\epsilon_{dt} / \%$	$\epsilon_{max} / \%$
W1	上凸区	0.006 59	0.005 66	0.010 53	0.017 13	0.012 57	0.017 13
	下凹区	0.022 79	0.009 02	-0.021 17	0.001 62	0.009 05	0.009 05
W2	上凸区	0.007 24	0.005 73	0.010 00	0.017 24	0.012 17	0.017 24
	下凹区	0.016 09	0.008 42	-0.024 37	-0.008 28	0.009 41	0.009 41

在第 2 阶段建筑的易损性评估中,依据工程概况可知该建筑物理特征各影响因素的易损性评分。根据式(12)计算得到该建筑的易损性指数为 15,对应易损性等级为高。因此,从易损性的角度认为需要对该建筑的损伤风险进行第 3 阶段的详细评估。

第 3 阶段利用 PLAXIS3D 有限元软件对盾构隧道下穿引起的建筑损伤风险进行详细评估。考虑边界效应与计算效率,有限元计算模型尺寸取长 150 m、宽 100 m、高 35 m。边界条件为底面固定约束,侧面法向约束,顶面自由。建筑与土体均采用实体单元,单元数为 289 285 个。模型土体采用小应变土体硬化(HSS)模型作为本构模型,各土层及其物理力学指标按照土层埋深自上至下的顺序列

于表 6。有限元整体模型如图 4 所示,图中土体依据表 6 分层建立。隧道掘进前仅考虑土体自重应力进行地应力平衡并清零土体初始位移。

在有限元模型中对实际建筑结构进行一定简化,考虑建筑的横墙、纵墙、楼板和基础并将它们视为理想弹性材料,不考虑梁和柱的影响<sup>[26]</sup>。在墙体相应位置设置门窗洞口。建筑墙体厚度取 240 mm,楼板厚度取 120 mm,基础厚度取 500 mm。考虑第 1 阶段的建筑完损程度评估结果对建筑各部分刚度进行一定折减:墙体弹性模量为 600 MPa,泊松比为 0.2;楼板弹性模量为 22.4 GPa,泊松比为 0.2;基础弹性模量为 24 GPa,泊松比为 0.17。

盾构机盾壳和衬砌管片均视为理想弹性体并

表6 土体物理力学指标

Table 6 Physical and mechanical properties of soil

土层编号	层厚/m	$\gamma$ /(kN/m)	$c$ /kPa	$\varphi$ /(°)	$G_0^{\text{ref}}$ / (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{0.7}$ / 10 <sup>-4</sup>	$E_{50}^{\text{ref}}$ / (kN/m <sup>2</sup> )	$E_{\text{ood}}^{\text{ref}}$ / (kN/m <sup>2</sup> )	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ / (kN/m <sup>2</sup> )
① <sub>1</sub> 人工填土	2.7	18.0	16.0	26.0	45 000	2.0	6 000	6 000	30 000
② <sub>31</sub> 黏质粉土	2.6	18.9	20.0	22.1	51 225	2.0	6 830	6 830	34 150
② <sub>32</sub> 黏质粉土	2.9	19.4	19.9	21.2	47 325	2.0	6 310	6 310	31 550
② <sub>21</sub> 粉质黏土	1.0	19.6	29.5	16.4	42 750	2.0	5 700	5 700	28 500
② <sub>33</sub> 黏质粉土	1.5	19.9	19.0	20.4	39 300	2.0	5 240	5 240	26 200
② <sub>22</sub> 粉质黏土	3.0	19.4	31.2	15.6	24 450	2.0	3 260	3 260	16 300
② <sub>34</sub> 黏质粉土	0.8	20.2	19.3	20.7	44 025	2.0	5 870	5 870	29 350
② <sub>51</sub> 细砂	7.6	19.4	1.5	32.0	72 045	2.0	16 010	16 010	48 030
② <sub>52</sub> 细砂	12.9	19.5	1.5	34.0	79 245	2.0	17 610	17 610	52 830

注: $\gamma$ 为土体重度; $c$ 为黏聚力; $\varphi$ 为内摩擦角; $G_0^{\text{ref}}$ 为初始剪切模量; $\gamma_{0.7}$ 为初始剪切模量衰减到70%时对应的剪应变; $E_{50}^{\text{ref}}$ 为主偏量加载刚度模量; $E_{\text{ood}}^{\text{ref}}$ 为侧限压缩刚度模量; $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 为卸载再加载刚度模量。

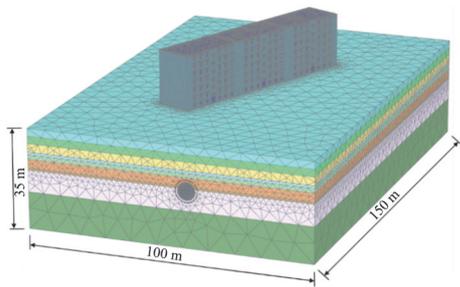


图4 有限元模型

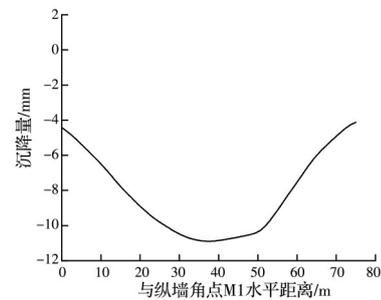
Fig. 4 Finite element model

采用板单元进行模拟。管片考虑0.75的刚度有效率<sup>[27]</sup>,弹性模量为25.8 GPa,泊松比为0.33,重度为25 kN/m<sup>3</sup>。盾构机长9 m,盾壳厚80 mm,弹性模量为210 GPa,泊松比为0.3,重度为40 kN/m<sup>3</sup>。管片与土体之间以及盾壳与土体之间设置界面单元来模拟其相互作用,并设置界面强度折减系数 $R_{\text{inter}}$ 为0.7。

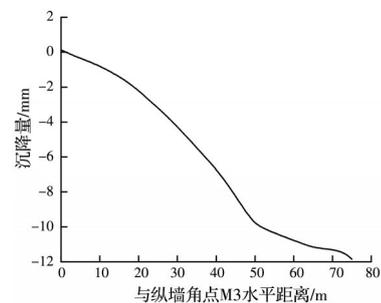
盾构隧道掘进采用生死单元法模拟盾构分步开挖<sup>[28]</sup>,设置3 m为一个施工步,共50个施工步。盾构机掌子面压力设为140 kPa,并以9 kPa/m沿竖向向下递增。盾尾后方注浆压力为260 kPa,并以14 kPa/m沿竖向向下递增。千斤顶压力设为635.4 kPa。衬砌管片设置收缩率为0.6%来模拟地层损失率。

盾构隧道下穿砌体建筑后,建筑纵墙底部沉降的有限元计算结果如图5所示。从图5可以看出,建筑的沉降曲线并不光滑,这是由于门窗的存在引起的建筑刚度分布不均。纵墙W1的变形特征为明显的挠曲变形,而纵墙W2的变形特征更偏向于整体倾斜。单一的控制指标难以对建筑的复杂破坏损伤形态进行准确的评估<sup>[29]</sup>,因此,对建筑损伤风险采取多指标的评估。

建筑的最大沉降值是衡量建筑损伤最简单直接的指标<sup>[30]</sup>。由图5可知,建筑的最大沉降值为



(a) 纵墙 W1



(b) 纵墙 W2

图5 建筑纵墙底部沉降有限元计算结果

Fig. 5 Calculation results of bottom settlement of building longitudinal wall

11.91 mm,与第1阶段的评估结果非常相近。将该值与Rankin<sup>[17]</sup>建议的建筑风险分级标准对比可知,建筑的沉降风险等级为低风险。

建筑挠曲变形会使荷载向建筑两端集中,进而引起墙体开裂,这是导致建筑损伤的重要原因。因此,选取建筑最大挠度比作为衡量建筑损伤的一个指标。以纵墙W1的最大挠度比 $D_{\text{Rmax}}$ 表征建筑的挠曲变形,由式(13)计算。

$$D_{\text{Rmax}} = \frac{\Delta_{\text{max}}}{L_{\text{w}}} \quad (13)$$

式中: $\Delta_{\text{max}}$ 为最大相对挠度,即以墙体两端点为两参考点连线的最大位移; $L_{\text{w}}$ 为两参考点距离,即纵墙

长度。计算可得纵墙 W1 的最大挠度比值为  $8.9 \times 10^{-5}$ 。将该值与傅金阳<sup>[31]</sup>建议的建筑挠曲变形分级方法对比可知,建筑的挠曲变形风险等级为可忽略。

建筑倾斜变形会使建筑由重心偏移引起结构内部应力重新分布,这是导致建筑损伤的重要原因。因此,选取建筑整体倾斜作为衡量建筑损伤的一个指标。以纵墙 W2 的整体倾斜  $\omega$  表征建筑的整体倾斜,可由式(14)计算。

$$\omega = \frac{\delta_{W2}}{L_w} \quad (14)$$

式中: $\delta_{W2}$ 为纵墙 W2 两端点的差异沉降。计算可得纵墙 W2 的整体倾斜值为  $1.6 \times 10^{-4}$ 。经对比该建筑的整体倾斜远低于规范<sup>[32]</sup>中规定的整体倾斜允许值 0.004,可忽略建筑的倾斜变形风险。

案例中隧道与建筑呈一定角度斜交,会使建筑受到三维变形模式的影响,产生永久性的扭曲变形<sup>[33]</sup>。建筑扭曲变形会引起建筑结构变形与墙体开裂,是导致建筑损伤的重要原因<sup>[34]</sup>。因此,选取建筑整体扭曲作为衡量建筑损伤的一个指标。建筑的整体扭曲  $T_w$  可由式(15)计算<sup>[35]</sup>。

$$T_w = \frac{[S_v M_3 - S_v M_{11}] - [S_v M_1 - S_v M_{13}]}{L_w B_w} \quad (15)$$

式中: $S_v M_1$ 、 $S_v M_3$ 、 $S_v M_{11}$  和  $S_v M_{13}$  为建筑 4 个角点的沉降值; $B_w$  为建筑横墙长度。计算可得建筑的整体扭曲值为  $1.3 \times 10^{-5} \text{ m}^{-1}$ 。将该值与杨宇友等<sup>[36]</sup>建议的建筑扭曲变形分级标准对比可知,建筑的扭曲变形风险等级为可忽略。

案例中砌体建筑属于小刚度建筑,小刚度建筑通常以墙体裂缝宽度作为判断建筑破坏的指标<sup>[37]</sup>。Burland 等<sup>[38]</sup>指出拉应变是确定裂缝开展的基础参数。因此,选取最大拉应变作为衡量建筑损伤的一个指标。经有限元计算,建筑纵墙的主拉应变云图如图 6 所示。从图 6 中可以看出,主拉应变集中区域主要分布在门窗洞口附近,自墙体底部向上逐渐减小。纵墙 W1 和纵墙 W2 的最大主拉应变分别为 0.022 4% 和 0.014 9%,均分布于墙体底部。将该值与表 1 对比可知,建筑的最大拉应变风险等级为可忽略。依据 Boscardin 等<sup>[18]</sup>的研究可知,该等级的拉应变仅可能引起墙体出现宽度小于 0.1 mm 的毛细裂缝。纵墙 W1 的最大沉降和最大差异沉降均小于纵墙 W2,但纵墙 W1 的最大拉应变大于纵墙 W2,这说明挠曲变形的变形特征比整体倾斜的变形特征更容易导致墙体产生拉应变进而造成建筑破坏。建筑最大拉应变的第 3 阶段详细评估结果大于第 2 阶段,说明在有些情况下极限拉应变法并不保守。这主要是由两个原因引起的:极限拉应变法无法考

虑门窗的存在所引起的应力集中现象;极限拉应变法是基于平面内变形假设的,无法考虑三维变形模式的影响。

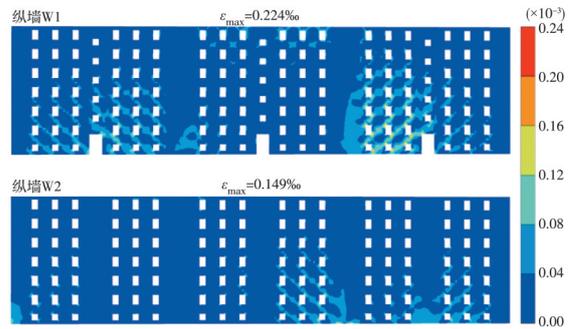


图 6 纵墙主拉应变云图

Fig. 6 Principal tensile strain nephogram of longitudinal walls

在该隧道下穿建筑工程施工后,开始对建筑沉降及裂缝状况进行现场监测,建筑沉降监测点布置如图 3 所示。依据隧道下穿建筑后各测点的监测数据,可计算出建筑安全控制指标的实测值。各控制指标的实测值与模拟值对比见表 7。从表 7 可知,建筑各安全控制指标的实测值与模拟值非常接近。此外,在对建筑墙体进行现场监测时未发现新增裂缝,与数值模拟得出的结论一致。实测结果验证了所提改进三阶段风险评估方法的准确性。

表 7 建筑安全控制指标实测值与模拟值对比

Table 7 Comparison between measured value and simulated value of building safety control indicators

控制指标	$S_{vmax}/\text{mm}$	$D_{Rmax}/10^{-5}$	$\omega/10^{-4}$	$T_w/10^{-5}\text{m}^{-1}$
模拟值	11.91	8.9	1.6	1.3
实测值	10.98	8.4	1.2	1.5

### 3 结论

1) 传统三阶段法在第 2 阶段依据极限拉应变法筛选需要详细损伤风险评估的建筑,而极限拉应变法无法考虑建筑中因门窗洞口的存在引起的应力集中现象以及三维变形模式的影响,导致其计算结果有时并不保守。因此,传统三阶段法可能会低估建筑损伤风险。

2) 引入建筑易损性评估来改进三阶段法,可从另一角度筛选需要详细损伤风险评估的建筑,通过增加判断依据来减小低估建筑损伤风险的概率。

3) 在第 3 阶段的建筑损伤风险详细评估中,依据建筑变形特征选取多安全控制指标来综合判断建筑损伤风险,可提高风险评估的准确性。

## 参考文献

- [1] 王梦恕. 中国盾构和掘进机隧道技术现状、存在的问题及发展思路[J]. 隧道建设, 2014, 34(3): 179-187.  
WANG M S. Tunneling by TBM/shield in China: State-of-art, problems and proposals [J]. Tunnel Construction, 2014, 34(3): 179-187. (in Chinese)
- [2] 张运强, 曹文贵, 周苏华. 盾构隧道施工对邻近建筑物破坏风险初步评估[J]. 长江科学院院报, 2021, 38(2): 119-124, 130.  
ZHANG Y Q, CAO W G, ZHOU S H. Preliminary risk assessment of shield tunnelling-included damage to adjacent buildings [J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2021, 38(2): 119-124, 130. (in Chinese)
- [3] GIARDINA G, MARINI A, HENDRIKS M A N, et al. Experimental analysis of a masonry façade subject to tunnelling-induced settlement [J]. Engineering Structures, 2012, 45: 421-434.
- [4] CAO B T, OBEL M, FREITAG S, et al. Real-time risk assessment of tunneling-induced building damage considering polymorphic uncertainty [J]. ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering, 2022, 8(1): 04021069.
- [5] ZHAO J Y, DEJONG M. Three-dimensional probabilistic assessment of tunneling induced structural damage using Monte-Carlo method and hybrid finite element model [J]. Computers and Geotechnics, 2023, 154: 105122.
- [6] BASMAJI B, DECK O, HEIB MAL. Analytical model to predict building deflections induced by ground movements [J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2019, 23(3): 409-431.
- [7] MAIR R, TAYLOR R, BURLAND J. Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling [C]//Conference on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Rotterdam, 1996: 713-718.
- [8] DEJONG M J, GIARDINA G, CHALMERS B, et al. Impact of the crossrail tunnelling project on masonry buildings with shallow foundations [J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, 2019, 172(5): 402-416.
- [9] 郭军. 地铁隧道开挖诱发的地表沉降对邻近建筑结构的影响研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2005.  
GUO J. Study on the influence of ground subsidence induced by subway tunnel excavation on adjacent building structures [D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2005. (in Chinese)
- [10] PECK R B. Deep excavations and tunneling in soft ground [C]//7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City: Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, 1969: 225-290.
- [11] 魏纲. 盾构隧道施工引起的土体损失率取值及分布研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(9): 1354-1361.  
WEI G. Selection and distribution of ground loss ratio induced by shield tunnel construction [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(9): 1354-1361. (in Chinese)
- [12] O'REILLY M P, NEW B M. Settlement above tunnels in the United Kingdom-their magnitude and prediction [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1983, 20(1): A18.
- [13] MAIR R J, TAYLOR R N. Bored tunnelling in the urban Environment [C]//Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1997: 2353-2385.
- [14] 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 M, ZOU W H, ZHANG L G. 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)
- [15] 江杰, 李弈杉, 卢鹏, 等. 盾构隧道施工引起地表沉降的 Peck 公式预测方法修正[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2017, 42(1): 236-242.  
JIANG J, LI Y S, LU P, et al. Correction of Peck formula based on surface subsidence caused by shield tunneling in Nanning [J]. Journal of Guangxi University (Natural Science Edition), 2017, 42(1): 236-242. (in Chinese)
- [16] 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.  
ZHANG Y Q, CAO W G, ZHOU S H, et al. Prediction of three-dimensional subsurface and subsurface settlement caused by shield tunnelling based on Peck formula [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2021, 18(1): 153-161. (in Chinese)
- [17] RANKIN W J. Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects [J]. Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications, 1988, 5(1): 79-92.
- [18] BOSCARDIN M D, CORDING E J. Building response to excavation-induced settlement [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 115(1): 1-21.
- [19] BURLAND J B. Behaviour of foundations and structures on soft ground [C]//Proc 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, 2: 495-546.
- [20] ZHANG H L. A redefinition of the project risk process: using vulnerability to open up the event-consequence link [J]. International Journal of Project Management, 2007, 25(7): 694-701.
- [21] CLARKE J A, LAEFER D F. Evaluation of risk assessment procedures for buildings adjacent to tunnelling works [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, 40: 333-342.

- [22] PICIULLO L, RITTER S, LYSDAHL A O K, et al. Assessment of building damage due to excavation-induced displacements: The GIBV method [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2021, 108: 103673.
- [23] 陈洁金, 阳军生, 张永杰, 等. 下穿建筑物隧道施工风险评估方法[J]. *铁道科学与工程学报*, 2013, 10(4): 88-94. CHEN J J, YANG J S, ZHANG Y J, et al. Risk assessment methods of tunnel construction underpassing existing facilities [J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2013, 10(4): 88-94. (in Chinese)
- [24] POLSBY D D, POPPER R. The third criterion: Compactness as a procedural safeguard against partisan gerrymandering [J]. *Yale Law & Policy Review*, 1991, 9: 301-353.
- [25] 陈文. 基于应变控制的隧道盾构施工引起的砌体建筑损伤预测分析[J]. *公路*, 2019, 64(6): 270-277. CHEN W. Monitoring and analysis of ground settlement of tunnels constructed by shield method based on strain control [J]. *Highway*, 2019, 64(6): 270-277. (in Chinese)
- [26] 陈仁朋, 曾巍, 吴怀娜, 等. 盾构隧道下穿引起砌体结构建筑沉降损伤实例研究[J]. *岩土工程学报*, 2020, 42(12): 2301-2307. CHEN R P, ZENG W, WU H N, et al. Case study of tunneling-induced settlement and damage of masonry buildings [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2020, 42(12): 2301-2307. (in Chinese)
- [27] 黄宏伟, 徐凌, 严佳梁, 等. 盾构隧道横向刚度有效率研究[J]. *岩土工程学报*, 2006, 28(1): 11-18. HUANG H W, XU L, YAN J L, et al. Study on transverse effective rigidity ratio of shield tunnels [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, 28(1): 11-18. (in Chinese)
- [28] 戴轩, 郭旺, 程雪松, 等. 盾构隧道平行侧穿诱发的建筑纵向沉降实测与模拟分析[J]. *岩土力学*, 2021, 42(1): 233-244. DAI X, GUO W, CHENG X S, et al. Field measurement and numerical analysis for evaluating longitudinal settlement induced by shield tunneling parallel to building [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2021, 42(1): 233-244. (in Chinese)
- [29] 朱方宇. 盾构隧道施工对临近建筑物基础的影响分析[D]. 西安: 长安大学, 2020. ZHU F Y. Analysis of the influence of shield tunnel construction on the foundation of adjacent buildings [D]. Xi'an: Chang'an University, 2020. (in Chinese)
- [30] 张斌, 王瑞, 汪优. 南通地铁盾构下穿既有建筑诱发基础沉降分析[J]. *土木与环境工程学报(中英文)*, 2023, 45(3):24-33. ZHANG B, WANG R, WANG Y. Analysis of foundation settlement induced by shield construction of Nantong metro underpassing existing buildings [J]. *Journal of Civil and Environmental Engineering*, 2023, 45(3):24-33. (in Chinese)
- [31] 傅金阳. 富水复合地层浅埋暗挖地铁施工对邻近建筑物影响分析[D]. 长沙: 中南大学, 2010. FU J Y. Analysis on the influence of shallow-buried and underground-excavated subway construction on adjacent buildings in water-rich composite stratum [D]. Changsha: Central South University, 2010. (in Chinese)
- [32] 建筑地基基础设计规范: GB 50007—2011 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2012. Code for design of building foundation: GB 50007—2011 [S]. Beijing: China Planning Press, 2012. (in Chinese)
- [33] NAMAZI E, MOHAMAD H, HAJIHASSANI M. 3D behaviour of buildings due to tunnel induced ground movement [J]. *Transportation Geotechnics*, 2021, 31: 100661.
- [34] 丁祖德, 彭立敏, 施成华. 地铁隧道穿越角度对地表建筑物的影响分析[J]. *岩土力学*, 2011, 32(11): 3387-3392. DING Z D, PENG L M, SHI C H. Analysis of influence of metro tunnel crossing angles on ground buildings [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, 32(11): 3387-3392. (in Chinese)
- [35] 韩焯. 隧道施工引起地层位移及建筑物变形预测的实用方法研究[D]. 西安: 西安理工大学, 2007. HAN X. Study on practical method for predicting ground displacement and building deformation caused by tunnel construction [D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2007. (in Chinese)
- [36] 杨宇友, 张子新. 盾构隧道施工灾变机理与工程实践[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014. YANG Y Y, ZHANG Z X. Catastrophe mechanism and engineering practice of shield tunnel construction [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014. (in Chinese)
- [37] 陈龙. 城市软土盾构隧道施工工期风险分析与评估研究[D]. 上海: 同济大学, 2004. CHEN L. Study on risk analysis and evaluation of urban soft soil shield tunnel during construction period [D]. Shanghai: Tongji University, 2004. (in Chinese)
- [38] BURLAND J B, WROTH C P. Settlement of buildings and associated damage [C]//Conference on Settlement of Structures, Cambridge, 1974: 611-651.