

文章编号: 1006-4710(2013)03-0266-07

西安地铁二号线建设对钟楼古建筑影响

张承客¹, 李宁^{1,2}

(1. 西安理工大学 岩土工程研究所, 陕西 西安 710048;

2. 中国科学院 寒区旱区环境与工程研究所冻土工程国家重点实验室, 甘肃 兰州 730000)

摘要: 地铁盾构施工对土层的扰动将导致周围地表及地面古建筑的不均匀沉降, 建立其控制标准是国内隧道工程遇到的研究课题之一。针对西安地铁二号线绕穿西安钟楼古建筑问题, 建立能够反映钟楼台基青砖及砖土之间接缝和上部木结构的有限元数值模型, 采用输入位移边界荷载方法来模拟盾构施工对钟楼古建筑的影响, 同时分析了有无隔离排桩下钟楼关键部位沉降量、沉降差、局部倾斜、应力大小及上部木结构构件的内力, 并依此确定地层沉降控制标准, 为地下开挖经过钟楼等含有木质结构古建筑的相似工程提供参考。

关键词: 西安地铁; 钟楼古建筑; 沉降控制; 数值分析

中图分类号: U231.3 **文献标志码:** A

Influence of Xi'an Subway Line No. 2 Construction on Bell Tower Ancient Architecture

ZHANG Chengke¹, LI Ning^{1,2}

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China;

2. State Key Laboratory of Frozen Soil Engineering, Cold and Arid Region Environmental and Engineering Research Institute, Chinese Academy of Sciences, Lanzhou 730000, China)

Abstract: Disturbance of soil layer caused by subway shield-driven tunneling construction may lead to the uneven settlement of surrounding land surface and the ancient architectures on the ground, so that the establishment of its control standard is one of the research projects encountered by the domestic tunneling engineering. With an aim at the ancient architecture problem of Xi'an subway No. 2 line passing through around Xi'an Bell Tower, it is necessary to establish a FEM numerical model which is able to reflect the joints among the platform blue bricks and brick-soil and the upper wooden structure of the Bell Tower. The input displacement boundary loading method is adopted to simulate the effect of shield-driven tunneling construction upon the ancient architecture of the Bell Tower, and at the same time, the quantity of settlement, the difference of settlement, the local inclination, the magnitude of stress and the inner force of member parts of the upper wooden structure of Bell Tower key component are analyzed in the case of having or non-having isolation row piles, on the basis of which, the control norm for stratum settlement is decided, whereby providing the valuable references for the underground excavation passing through the Bell Tower and the ancient architectures with wooden structures.

Key words: Xi'an subway; Bell Tower Ancient Architecture; settlement control; numerical analysis

西安地铁二号线南北向穿越西安市的主城区, 不可避免地穿越国家级文物保护建筑——西安明城墙及钟楼。在钟楼处采取左、右线分开绕行以隧道方式通过, 左、右线距钟楼台基 15 ~ 17 m, 隧道轨顶

埋深约 17 m, 隧道顶面埋深约 12.8 m。盾构施工会导致地面沉降和地层移动, 对钟楼的影响主要表现在对券形门洞附近部位、临地铁一侧台基外侧青砖以及上部木结构的影响。青砖间(其接缝材料采用

收稿日期: 2013-02-20

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(11002108, 51179153)。

作者简介: 张承客, 男, 博士生, 研究方向为地下工程及岩体动力学。E-mail: zck927@126.com。

李宁, 男, 教授, 博导, 研究方向为地下洞室、边坡稳定性分析及冻土力学。E-mail: ningli@xaut.edu.cn。

白灰)以及砖土之间,其粘结性相对较差,台基产生不均匀沉降时,易从这些薄弱部位产生裂缝,从而导致青砖发生错动;上部木结构变形若产生不协调,则可能发生结构失稳。故研究西安地铁的盾构施工及运行对钟楼古建筑物的影响显得非常有必要,同时对如何更佳保护钟楼也可提供一些参考意见。

对地铁建设对钟楼影响的研究主要有:地铁绕穿钟楼时采用的施工方法及加固保护措施^[1-4],王文斌等^[5]就隧道盾构施工对钟楼的影响进行了数值模拟预测,王鑫^[6]考虑了地铁单洞和双洞开挖下对钟楼影响的有限元分析。但以上的研究均没有考虑钟楼台基的青砖之间及砖土之间接缝,也未对上部台基和上部木结构进行分析。

本文建立了综合考虑隧道和钟楼地基、台基、上部木结构的有限元数值模型,运用奥地利数值仿真分析系统 FINAL^[7],研究钟楼在地铁盾构施工时地表发生不同量值的地面沉降下其内部关键部位应力和沉降及结构安全性态,为地铁施工引起的地面沉降的控制建立标准。

1 工程地质条件及土层岩性

西安钟楼所处地貌部位属于盆地内冲积平原与黄土台塬之间的过渡地带,称为“黄土梁洼”。地铁绕穿钟楼区段内主要影响的地层是第四系人工筑填土、风积黄土、残积古土壤及冲积粉质粘土、粉土、砂土等。

钟楼台基结构为砖表土芯,中间为以黄土为主的素填土分层夯筑而成,外包砖砌体为青砖砌筑而成。地基土层上部为第四系全新统人工填土,中部为中上更新统风积黄土及残积古土壤,下部为中更新统冲积粉质粘土、粉土、砂土,具体参见图1的台基及地基土层剖面图。

2 数值分析模型及试验条件

钟楼始建于明洪武十七年(1384年),距今已有近630年的历史,是一座重檐三滴水四角攒尖木结构的建筑,台基为方形,边长35.5m,高8.6m,用青砖白灰砌筑而成,四面正中有高、宽各6m的券洞以连通四街。基座之上为木质结构的整体,楼身主体高27.4m,楼为二层木结构,平面方形,面阔、进深各二间,周回廊,拈尖顶构架采用抹角梁和井口枋,彻上明造。钟楼属于国家级的重要保护文物,年代久远,抗变形能力较差,无论是由于施工时造成的影响还是后期运营过程中的影响都将是不可忽视的。

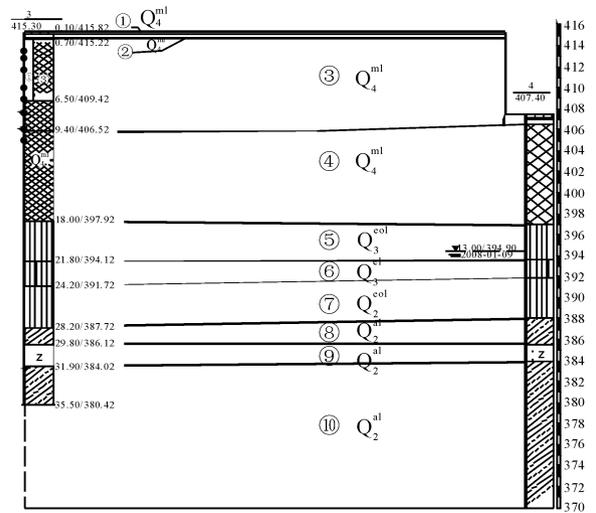


图1 钟楼台基及地基土层剖面图

Fig. 1 The section plane of Bell Tower foundation

2.1 分析剖面选取

本文以地铁绕穿钟楼为研究对象,所分析的剖面位置及地铁与钟楼的平面布置如图2所示,隔离排桩布置位置及范围见图2中所标示的围绕钟楼带状部位。

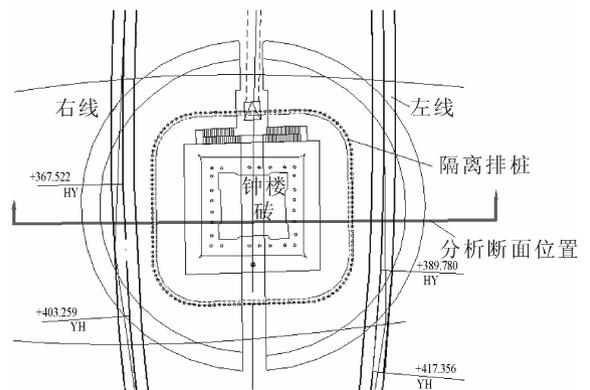


图2 地铁绕钟楼布置及分析断面位置图

Fig. 2 The plan of subway around Bell Tower and analysis section position

2.2 地层及钟楼台基、木结构物理力学参数

钟楼台基(包括正中券洞外包)为45cm×22cm×10cm的青砖构成外墙,室内试验得到青砖抗拉强度0.4~0.8MPa,抗压强度10~18MPa。钟楼青砖参数按照IV~V类围岩的经验值取值。具体参数见表1。

2.3 钟楼台基砌体及上部木结构分析模型

钟楼台基中青砖采用三角形六节点(LST)等参实体单元模拟,考虑Mohr-Coulomb屈服准则判断砖砌体的塑性屈服状态。隧道衬砌管片采用二维曲梁

单元(BEAM6)模拟,考虑弹性本构模型。

钟楼台基青砖之间(其接缝材料采用白灰)、砖土之间接触面的模拟和反映,采用 FINAL 有限元分析程序独有的 COJO 单元,单元的模型如图 3 所示,单元参数分别为灰缝和砖土界面的 c, φ 值,具体取值见表 1。这种单元考虑接触面的固定、滑动、张开三种接触条件,收敛迅速,能很好模拟具有初始裂缝和无初始裂缝两物体间的摩擦滑动、张开和闭合^[8-10]。

表 1 钟楼地层、材料及界面物理力学参数表

Tab.1 The parameters of soil and brick

层名(号)	力学参数					平均厚度/m
	弹性模量 E_0/MPa	泊松比 μ	天然容重 $\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	抗剪强度 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	
城砖 1	1 000.0	0.20	19.0	1 500.0	27.0	0.3
芯墙土 3 (加权平均)	7.0	0.27	19.3	18.0	12.0	8
素填土 4	4.5	0.28	18.2	16.0	8.0	8
黄土 5	5.0	0.30	19.0	17.0	10.0	4
古土壤 6	7.0	0.29	19.8	22.0	8.0	2
黄土 7	8.0	0.27	20.0	28.0	12.0	5
粉质粘土 8	10.0	0.27	20.3	22.0	12.0	4
粉质粘土 9	11.0	0.28	20.0	24.0	10.0	17
钟楼上部木材	15 500	-	20.0	-	-	-
灰缝	-	-	-	800.0	20.0	-
砖土界面	-	-	-	0~12	10.0	-

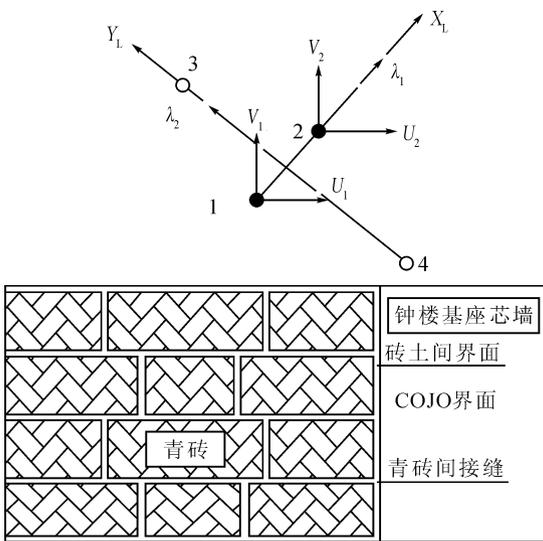


图 3 青砖、砖土之间接触单元
Fig.3 The contact element of brick-brick and brick-soil

围 12 根圆柱承重,柱下端通过柱脚石搁在砖土基础上,上端则分别延伸到各自对应的屋顶处。圆柱之间由具有较大高跨比的梁连接,梁与柱榫头结合。

本文对上部木结构建模时简化成框架结构^[11],简图见图 4。主要考虑中心 4 根内金柱、周围 12 根外金柱及连接彼此的较大高跨比的连接构件梁,梁与柱榫头结合,其它一些辅助构件在模型中未予考虑。模型中取一柱列,忽略次要构件的影响。取木材为松木,木材的材料参数见表 1。分析中将顶部屋面、重檐荷载等等效成节点力附加于各立柱顶端,而忽略其相应于质量影响小得多的刚度效应。

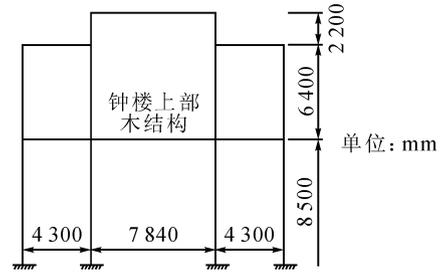


图 4 钟楼上部木结构计算简图
Fig.4 Calculation diagram of Bell Tower wooden structures

2.4 钟楼分析剖面有限元模型

本文研究选取穿过钟楼内、外金柱沿着东西方向的典型分析剖面,因分析剖面对称性的特点,在模型建立过程中仅考虑右线地铁盾构施工对钟楼古建筑物的影响。模型的边界尺寸:上部取至钟楼顶部,考虑到地铁隧道的尺寸效应,左边界取 5 倍洞径,右边界取至距钟楼台基 3 倍洞径,下边界取为盾构隧道 3 倍洞径,模型简图如图 5 所示。

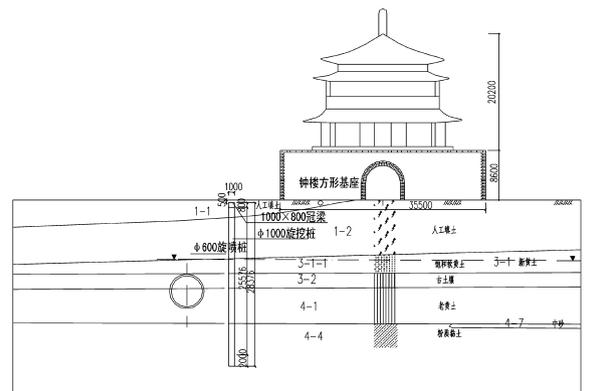


图 5 分析剖面模型简图
Fig.5 The plan of analysis section FEM model

2.5 盾构施工对地层及钟楼影响模拟

本文考虑到具体地铁盾构施工过程模拟的复杂性,对钟楼古建筑物基础采用施加位移边界荷载的办法来模拟盾构施工引起的不同量值地面沉降对钟

钟楼主体属穿斗式木结构,主要由中心 4 根、周

楼古建筑物的影响^[12]。

实际地铁工程中,人们一般是利用 Peck 曲线来预测天然地表沉降^[13],本文假定钟楼基础在盾构施工作用下地面沉降也符合 Peck 曲线形态,地面沉降曲线表示为:

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

式中, s 为地面任一点的沉降值; s_{\max} 为地面沉降的最大值,位于沉降曲线的对称中心上(对应于隧道轴线位置); x 为从沉降曲线中心到所计算点的距离; i 为从沉降曲线对称中心到沉降曲线拐点的距离。

本文针对地铁盾构施工引起的不同地面沉降值及其范围,将地面沉降槽深度为 5、10、15、17、20、25、30、35、40 mm 时分别进行模拟分析(其中 17 mm 为根据试验段得到的地铁盾构施工引起的地表沉降量)。

根据公式(1)计算沉降曲线,并根据沉降曲线施加位移边界荷载,研究钟楼地基隔离前后(隔离方式:在盾构隧道和钟楼基础之间设置隔离排桩,桩间距 1.3 m)在不同的地基沉降值下各关键部位的沉降量、沉降差、局部倾斜及拉应力,分析钟楼古建筑的稳定和安全情况。

根据国家文物局和文物保护司的要求,盾构通过后钟楼台基最大沉降控制值不大于 5 mm,钟楼倾斜控制不大于 0.5‰。

3 地铁施工对钟楼影响分析

3.1 不考虑钟楼地基加固

3.1.1 钟楼台基沉降分析

图 6 标示出钟楼台基和上部木结构的关键部位。在地铁隧道中心上方不同最大沉降值下,钟楼台基各关键部位的沉降值见表 2,其中最大沉降值为 17 mm 时的地面沉降槽矢量图见图 7。

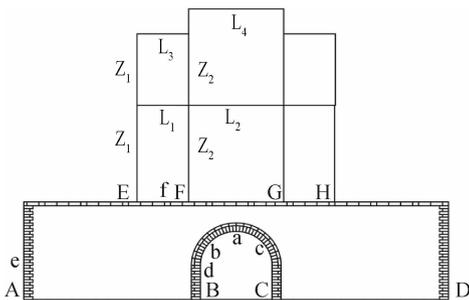


图 6 钟楼关键部位示意图

Fig. 6 The plan of bell tower key section

从图 7 可以看出,地面最大沉降量发生在隧洞轴线正上方,沉降槽的右侧反弯点距离隧道轴线约为 13.0 m,该点相对于隧道轴线部位的局部倾斜随

着沉降量的增大而有一定幅度的增大。地面最大沉降量为 17.0 mm 时,在右侧反弯点处地基(OA 段)局部倾斜为 0.8‰。当地表最大沉降达到 25 mm 时,右侧反弯点局部倾斜为 1.2‰,钟楼倾斜为 0.2‰,钟楼台基最大沉降值为 5.68 mm,超过 5 mm。

表 2 不同沉降槽深度下钟楼台基关键部位沉降值
Tab. 2 Bell Tower key point settlement under different maximum settlement of foundation

关键点	不同沉降量(mm)下沉降值/mm								
	-5	-10	-15	-17	-20	-25	-30	-35	-40
A	-1.14	-2.28	-3.41	-4.10	-4.55	-5.68	-6.81	-7.95	-9.08
B	-0.25	-0.49	-0.74	-0.87	-0.98	-1.23	-1.47	-1.72	-1.96
C	-0.11	-0.21	-0.31	-0.37	-0.42	-0.52	-0.63	-0.73	-0.84
D	0.22	0.44	0.66	0.79	0.89	1.11	1.32	1.55	1.76
E	-0.53	-1.06	-1.59	-1.88	-2.12	-2.65	-3.17	-3.70	-4.22
F	-0.33	-0.67	-1.00	-1.18	-1.33	-1.66	-1.99	-2.32	-2.65
G	-0.11	-0.23	-0.34	-0.40	-0.45	-0.57	-0.68	-0.79	-0.91
H	0.01	0.02	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.08	0.10

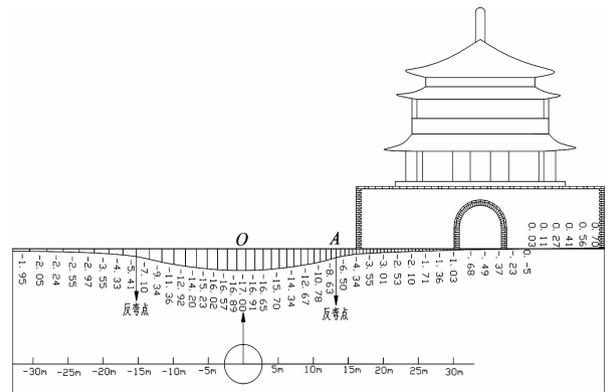


图 7 钟楼基础沉降槽矢量图

Fig. 7 Settlement trough of Bell Tower foundation

3.1.2 钟楼台基应力状态分析

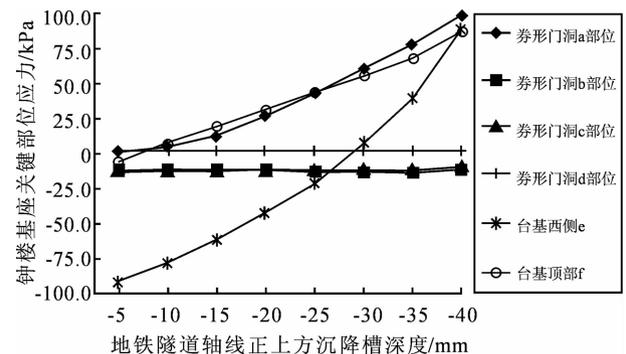


图 8 钟楼台基关键部位应力在不同最大沉降下的变化曲线

Fig. 8 Bell Tower key point stress curve considering different maximum settlement of foundation

表3 不同沉降槽深度下钟楼台基关键部位应力值
Tab.3 Bell Tower key point stress under different maximum settlement of foundation

关键部位	不同沉降量(mm)下应力值/kPa									
	-5	-10	-15	-17	-20	-25	-30	-35	-40	
券形门洞	a	0.8	4	12.1	20.1	26.3	42.7	59.7	77	97.7
	b	-11.2	-11.6	-12	-12.3	-12.4	-12.9	-13.3	-13.7	-12.2
	c	-13	-12.8	-12.7	-12.6	-12.5	-12.4	-12.2	-12	-9.4
	d	1.7	1.7	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.6
台基西侧	e	-91.5	-77.5	-61.7	-50.9	-43.1	-20.6	6.8	39.7	87.9
台基顶部	f	-5.7	6.5	18.8	26.5	31.0	43.2	55.4	67.6	86.5

注:表中符号“+”表示应力为拉应力,“-”表示压应力。

从表3和图8可看出,随着沉降槽深度的增大,钟楼台基关键部位拉应力快速增大或者从压应力转变为拉应力,钟楼台基拉应力主要发生在券形门洞洞顶、台基墙角及台基顶部部位,这些部位可能成为台基表面裂缝出现的部位。

当地面沉降槽深度为40.0 mm时,最大拉应力

不超过100 kPa,发生在券形门洞顶拱(a点),未超过青砖之间接缝材料的极限抗拉强度 $[\sigma_{\max}] = 0.2 \sim 0.4$ MPa。

3.1.3 钟楼上部木结构构件内力状态分析

在不同沉降槽深度下钟楼上部木结构构件所受的内力状态见表4。

表4 不同沉降槽深度下钟楼上部木结构构件内力值
Tab.4 Bell Tower wooden structure stress under different maximal settlement of foundation

构件内力(矩)	断面/mm	不同沉降量(mm)下内力值								
		-5	-10	-15	-17	-20	-25	-30	-35	-40
Z_1 /kN	$\Phi 550$	-0.1	0.8	1.6	2.1	2.5	3.4	4.2	5.1	6.0
Z_2 /kN	$\Phi 700$	-1.2	-2.4	-3.5	-4.2	-4.7	-5.9	-7.0	-8.2	-9.3
L_1 /kN·m	500×700	-1.8	-3.6	-5.4	-6.3	-7.1	-9.0	-10.6	-12.5	-14.1
L_2 /kN·m	500×700	-1.1	-2.2	-3.4	-4.0	-4.5	-5.7	-6.8	-8.0	-9.0
L_3 /kN·m	550×400	-0.6	-1.1	-1.6	-1.9	-2.2	-2.7	-3.2	-3.8	-4.2
L_4 /kN·m	550×480	0.3	0.5	0.8	0.9	1.1	1.4	1.6	1.9	2.1

注:构件 Z_1 、 Z_2 考虑柱的轴力, L_1 、 L_2 、 L_3 、 L_4 考虑梁的弯矩值。轴力以“+”为拉,“-”为压;弯矩以“+”表梁下部受拉,“-”表梁上部受拉,下同。

表中钟楼木结构各构件内力随着沉降槽深度的增大均有所增大。当地面沉降槽深度为40.0 mm时,柱中最大轴力(拉)不超过6.0 kN,拉应力不超过25.0 kPa,位于 Z_1 中;最大轴力(压)不超过10.0 kN,位于 Z_2 中。梁中弯矩最大不超过15.0 kN·m,梁下部所受拉应力不超过350 kPa,位于 L_1 中。不会拉断或剪坏上部木柱和木梁。

当钟楼地基未考虑加固时,按钟楼台基最大沉降控制值不大于5 mm的要求进行控制时,地铁隧道上方地表最大沉降量应控制在20 mm以内。

3.2 考虑钟楼地基加固后

加固方法:在盾构隧道和钟楼基础之间设置隔离排桩,桩间距1.3 m,桩尖进入地层下部粉质黏土2 m,跳桩施工,在桩间施工旋喷封闭。桩顶设冠梁。

3.2.1 钟楼台基沉降分析

表5 加固后不同沉降槽深度下关键部位沉降值
Tab.5 Bell Tower key point settlement under different maximum settlement of foundation after reinforcement

关键点	不同沉降量(mm)下沉值/mm								
	-5	-10	-15	-17	-20	-25	-30	-35	-40
A	-0.93	-1.85	-2.78	-3.39	-3.70	-4.63	-5.55	-6.48	-7.41
B	-0.24	-0.48	-0.71	-0.84	-0.95	-1.19	-1.43	-1.66	-1.90
C	-0.09	-0.18	-0.27	-0.32	-0.36	-0.46	-0.55	-0.64	-0.73
D	0.20	0.41	0.61	0.73	0.81	1.01	1.22	1.42	1.62
E	-0.46	-0.92	-1.38	-1.65	-1.83	-2.29	-2.75	-3.21	-3.67
F	-0.30	-0.60	-0.91	-1.07	-1.21	-1.51	-1.81	-2.11	-2.42
G	-0.10	-0.19	-0.29	-0.34	-0.38	-0.48	-0.57	-0.67	-0.77
H	0.01	0.02	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.09	0.10

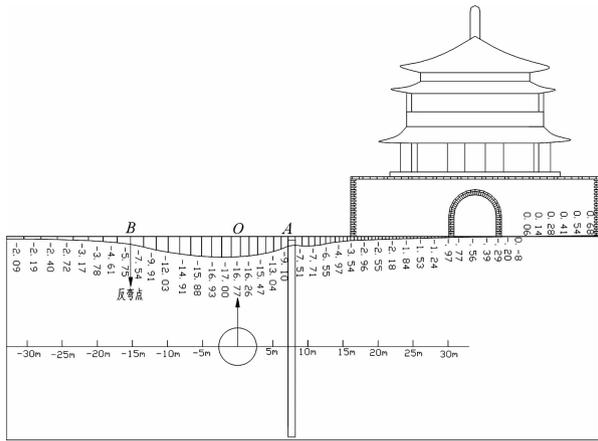


图9 考虑加固后钟楼基础沉降槽矢量图
Fig.9 Settlement trough of Bell Tower foundation

从表5和图9可以看出,沉降槽的左侧反弯点距离隧道轴线约为13.5m,该点相对于隧道轴线的局部倾斜随着沉降量的增大而有一定幅度的增大;右侧距离隧道轴线为7.2m,位于隔离排桩处。地面最大沉降量为20.0mm时,左侧OB段局部倾斜为0.9‰,右侧OA段局部倾斜为1.5‰,钟楼台基最大沉降不超过4mm,钟楼倾斜为0.12‰,反映了隔离排桩等加固措施发挥了明显的作用。

3.2.2 钟楼台基应力状态分析

图10在考虑钟楼地基加固的情况下,钟楼台基

表6 加固后不同沉降槽深度下上部木结构构件内力值

Tab.6 Bell Tower wooden structure stress under different maximal settlement of foundation after reinforcement

构件内力 (矩)	断面/mm	不同沉降量(mm)下内力值								
		-5	-10	-15	-17	-20	-25	-30	-35	-40
Z_1 /kN	$\phi 550$	-0.4	0.1	0.7	1.0	1.1	1.7	2.3	2.8	3.3
Z_2 /kN	$\phi 700$	-0.7	-1.4	-2.1	-2.4	-2.6	-3.4	-4.1	-4.8	-5.4
L_1 /kN·m	500×700	-1.1	-2.2	-3.3	-4.1	-4.2	-5.3	-6.4	-7.6	-8.5
L_2 /kN·m	500×700	-0.6	-1.1	-1.8	-2.0	-2.2	-2.8	-3.5	-4.1	-4.5
L_3 /kN·m	550×400	-0.4	-0.7	-1.1	-1.3	-1.3	-1.7	-2.0	-2.4	-2.7
L_4 /kN·m	550×480	0.1	0.3	0.4	0.5	0.5	0.7	0.8	1.0	1.0

从表6可以看出,在考虑钟楼地基加固的情况下,钟楼上部木结构各构件所受内力减小明显,量值减小幅度为30%。当地面沉降槽深度为40.0mm时,柱中最大轴力(拉)不超过4.0kN,拉应力不超过15.0kPa,位于 Z_1 中;最大轴力(压)不超过6.0kN,位于 Z_2 中。梁中弯矩最大不超过9.0kN·m,梁下部所受拉应力不超过210kPa,位于 L_1 中。不会拉断或剪坏上部木柱和木梁。

目前地铁二号线从西安北站到会展中心已开通运行,现场监测也没有显示钟楼出现较大沉降和倾斜等影响其安全性的现象,表明采用的隔离排桩等加固措施及可靠的盾构施工技术是有效的。

各关键部位拉应力减小明显,量值减小幅度有50%。

城墙关键部位拉应力位于在券形门洞洞顶、台基顶部部位。当沉降量为40.0mm时,最大拉应力不超过30kPa,发生在台基顶部部位(f点),仅为未加固工况下的30%,小于极限抗拉强度 $[\sigma_{\max}] = 0.2 \sim 0.4$ MPa。台基墙角(e点)均为压应力,最大值不超过120kPa。

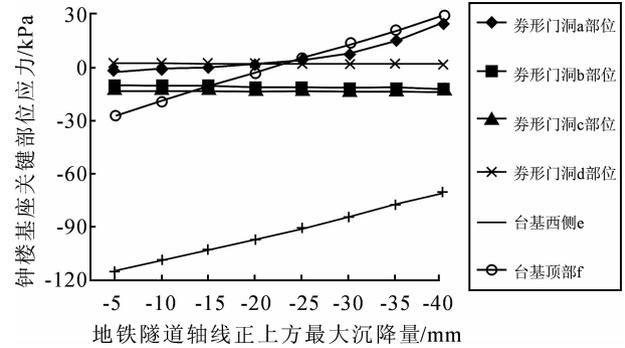


图10 加固后关键部位应力在不同最大沉降下的变化曲线
Fig.10 Bell Tower key point stress curve considering different maximum settlement of foundation after reinforcement

3.2.3 钟楼上部木结构构件内力状态分析

在不同沉降槽深度下钟楼上部木结构构件所受的内力状态及安全状态如表6所示。

4 结论

本文分析了对钟楼地基加固前后(加固方式:在盾构隧道和钟楼基础之间设置隔离排桩,桩间距1.3m)在地铁盾构开挖引起不同地面沉降下钟楼关键部位沉降量、应力大小及上部木结构构件的内力等变化趋势,以界定钟楼地基在一定的变形下,钟楼变形、应力状态及安全状态,并确定地层沉降控制标准。得出如下一些结论。

1) 不考虑钟楼地基加固

当地表最大沉降为20mm时,右侧反弯点局部倾斜为0.9‰,钟楼倾斜为0.15‰,钟楼台基最大沉

降值为 4.55 mm,未超过 5 mm。在不同沉降槽深度下,钟楼台基拉应力发生在券形门洞洞顶、台基墙角及台基顶部部位。钟楼台基砌体结构和上部木结构中拉应力均在允许抗拉强度内。

按钟楼台基最大沉降控制值不大于 5 mm 的要求进行控制,则地铁隧道上方地表最大沉降量的控制标准应在 20 mm 以内。

2) 考虑钟楼地基加固

根据提供的隔离排桩加固方案进行分析后显示:钟楼台基砌体结构内各关键部位和上部木结构构件内拉应力减小明显。地面最大沉降量为 20.0 mm 时,OB 段局部倾斜为 0.9‰,OA 段局部倾斜为 1.5‰,钟楼台基最大沉降不超过 4 mm,钟楼倾斜为 0.12‰,反映了钟楼地基隔离排桩等加固措施发挥了明显的作用。

3) 根据试验段得出的数据,认为地铁施工沉降量在 17 mm 左右,从文中可以看出,地铁施工引起的地面沉降不会对钟楼古建筑造成影响。但由于钟楼古建筑的重要性以及时间久远,采取适当的加固或保护措施以及现场监测布置是应该的也是必须的。

参考文献:

- [1] 陈爱侠,董小林,杨莉. 城市地铁项目建设对古建筑的影响[J]. 建筑科学与工程学报,2007,24(1):80-83.
Chen Aixia,Dong Xiaolin,Yang Li. Influence of urban subway project construction on heritage buildings[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering,2007,24(1):80-83.
- [2] 雷永生. 西安地铁二号线下穿城墙及钟楼保护措施研究[J]. 岩土力学,2010,31(1):223-228.
Lei Yongsheng. Research on protective measures of City Wall and Bell Tower due to underneath crossing Xi'an Metro Line No.2[J]. Rock and Soil Mechanics,2010,31(1):223-228.
- [3] 杨沛敏. 西安轨道交通二号线通过钟楼方案研究[J]. 基建优化,2006,27(3):97-101.
Yang Peimin. The second line of Xi'an track transportation through Bell Tower plan research[J]. Optimization of Capital Construction,2006,27(3):97-101.
- [4] 杨开忠. 西安地铁建设中的古建筑保护研究[D]. 北京:中国地质大学,2009.
Yang Kaizhong. Study of historical building preservation in the construction of Xi'an metro[D]. Beijing:China University of Geosciences,2009.
- [5] 王文斌,刘维宁,丁德云,等. 盾构隧道施工对西安钟楼影响的数值模拟预测[J]. 北京交通大学学报,2011,35(4):33-37.

Wang Wenbin,Liu Weining,Ding Deyun,et al. Discussion on risk management in urban subway projects[J]. Journal of Beijing Jiaotong University,2011,35(4):33-37.

- [6] 王鑫. 地铁项目建设对古建筑影响的有限元分析[D]. 西安:西安建筑科技大学,2008.
Wang Xin. The FEM analysis of influence of subway project construction on the ancient buildings[D]. Xi'an:Xi'an University of Architecture and Technology,2008.
- [7] Swoboda G. Program system final-finite element analysis program for linear and nonlinear structure[R]. Innsbruck: University of Innsbruck,1998.
- [8] 雷晓燕,Swoboda G,杜庆华. 接触摩擦单元的理论及其应用[J]. 岩土工程学报,1994,16(3):23-32.
Lei Xiaoyan,Swoboda G,Du Qinghua. Theory and application of contact-friction interface element[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,1994,16(3):23-32.
- [9] Swoboda G. Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM) [C]//Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics,Aachen,1979,2:581-586.
- [10] 姚显春,李宁,张承客. 锦屏水电站左岸拱间槽坡内洞室开挖对边坡稳定的影响分析[J]. 西安理工大学学报,2012,28(3):278-283.
Yao Xianchun,Li Ning,Zhang Chengke. An analysis of effect of inner cavern excavation in left bank trench slopes between aches upon side slope stability at Jinping Hydropower Station[J]. Journal of Xi'an University of Technology,2012,28(3):278-283.
- [11] 陈平,姚谦封,赵冬. 西安钟楼抗震能力分析[J]. 西安建筑科技大学学报,1998,30(3):277-279.
Chen Ping,Yao Qianfeng,Zhao Dong. An analysis on the seismic behavior of Xi'an Bell Tower[J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology,1998,30(3):277-279.
- [12] 李宁,顾强康,朱才辉,等. 西安地铁 2 号线下穿古城墙段地表沉降控制标准研究[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(S2):3753-3761.
Li Ning,Gu Qiangkang,Zhu Caihui,et al. Research on ground sedimentation criterion of Xi'an line-2 subway under circumvallation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2009,28(S2):3753-3761.
- [13] Peck P B. Deep excavations and tunneling in soft ground [C]//Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,Mexico City: Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos A C,1969:225-290.

(责任编辑 王卫勋)