

# 地铁隧道下穿历史风貌建筑影响的实测与分析

徐泽民<sup>1,2</sup>, 韩庆华<sup>1</sup>, 郑刚<sup>1\*</sup>, 张立明<sup>2</sup>

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072; 2. 天津市地下铁道集团有限公司, 天津 300051)

**摘要:** 两座历史风貌建筑物紧邻地铁车站, 并且盾构在其下方穿越, 需对建筑物的变形进行严格控制。对建筑物的保护, 针对性提出地面袖阀管注浆加固、车站基坑盖挖逆作法、地连墙截断承压水、冻结、车站内水平注浆加固、优化盾构机掘进参数等施工方案及措施。通过对基坑开挖与降水、端头加固、盾构掘进等阶段的监测数据进行分析, 研究了不同施工阶段对建筑物变形影响的规律及特点, 实测结果表明: 合理的盾构掘进参数能够将建筑物的沉降控制在较小范围内; 冻结孔施工、地下水通过冻结区盾尾间隙进入刀盘前方等均可引起建筑物的显著沉降; 建筑物基础与隧道之间存在淤泥质土层时, 在淤泥质土层下方进行注浆不能对自重较大的建筑物进行有效抬升, 但对自重较小建筑物的抬升则有一定的效果, 但注浆在淤泥质土层中引起孔压的消散可导致建筑物在后期产生沉降; 盾构机进入冻结体前应做好全断面注浆止水, 切断前后水力联系, 盾构机掘进困难时, 不应随意增大盾构推力。

**关键词:** 历史风貌建筑; 盾构掘进; 基坑; 注浆; 冻结; 沉降

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2013)02-0364-11

作者简介: 徐泽民(1980-), 男, 博士, 主要从事隧道及地下工程等方面的研究工作。E-mail: tianjinmetro1@163.com。

## Field monitoring and analysis of effects of metro tunnels under historic buildings

XU Ze-min<sup>1,2</sup>, HAN Qing-hua<sup>1</sup>, ZHENG Gang<sup>1</sup>, ZHANG Li-ming<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Tianjin Metro Group Co., Ltd., Tianjin 300051, China)

**Abstract:** Two historic buildings are subjected to the impact of nearby excavation and underlying tunneling, which has to be strictly controlled. Countermeasures include ground sleeve valve pipe grouting, top-down method of metro station excavation, diaphragm cut-off wall of confined water, freezing method outside the end well, and optimized parameters of shield tunneling. The settlements of the historic buildings induced by underlying tunneling, dewatering and excavation of nearby underground metro station, freezing and grouting outside end well are measured and analyzed. The field measured data show that the settlements of buildings can be minimized by applying the optimized shield tunneling parameters. Leakage during the construction of horizontal freezing hole and tunneling may cause significant settlement of overlying buildings. The building with large weight can hardly be lifted by grouting when there is soft clayey soil layer between building foundation and grouting. While the building with small weight can be lifted under such conditions. However, the rise of the building can be part offset by the consolidation of soft clayey soil due to the dissipation of the excessive pore water pressure generated during grouting. Freezing zone is vital to leakage prevention during tunneling in the freezing zone before the shield enters the end well. The effect must be evaluated, especially before the large jack force is adopted to advance the shield.

**Key words:** historic building; shield tunneling; foundation pit; grouting; freezing; settlement

## 0 引 言

天津地铁 3 号线某区间位于市区繁华地段, 区间建筑物密集, 且多为 20 世纪 30 年代建筑, 部分为保护性建筑。风貌大楼为区间盾构穿越的最后一栋, 并且紧邻车站基坑, 邻近大楼的洋行为普通一层砖混结构, 天然基础。

基坑开挖和降水均会导致地表下沉, 对邻近建筑物和周围环境会产生较大危害<sup>[1]</sup>, 盾构在建筑物下面

穿越, 对上覆地层产生扰动<sup>[2-4]</sup>, 从而使房屋发生倾斜、不均匀沉降等变形<sup>[5]</sup>。目前, 对深基坑工程相邻建筑物的保护措施主要有以下几种: 加强支护结构、采用

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973 计划)项目(2010CB732106); 住房和城乡建设部研究开发项目(2012-k5-14); 天津市建交委科学技术计划项目(2010-6)

收稿日期: 2012-05-03

\*通讯作者

地基加固进行建筑物原位加固、按照时空效应原理控制开挖支护施工以及设置坑外隔离桩(隔断法)等<sup>[6-7]</sup>, 盾构掘进引起地面建筑物不均匀沉降, 根据现场条件, 一般采取地面注浆加固、隧道内注浆加固<sup>[8-10]</sup>等措施, 文献中研究的保护措施都是基于基坑或盾构隧道, 没有全面考虑基坑和盾构施工对邻近建筑物的影响。

本文以实际监测数据为依据, 结合施工方案, 全面分析了地铁施工, 包括车站基坑开挖、基坑降水、端头注浆与冻结加固、盾构掘进等方面对地面历史风貌建筑的影响, 对城市类似工程具有重要借鉴意义。

## 1 工程概况

### 1.1 建筑物概况

风貌大楼建于1934年, 该楼为6层砖混结构, 建筑平面近似呈“U”字形, 南北朝向, 主体建筑物总高度约为25 m, 半地下室, 筏板基础。该建筑现为天津市历史风貌建筑, 为重点保护等级, 同时亦属于天津市文物保护单位, 目前建筑物为办公经营用房, 大楼外观如图1所示。



图 1 某历史风貌大楼

Fig. 1 Photo of a historic building

### 1.2 工程地质情况

受海进海退的影响, 天津地区形成较有规律的沉积层。市区内表层一般为人工填土层, 填土层下部分布有零星的新近沉积层, 新近沉积层下部依次分布各陆相层及海相层, 具有明显的海陆交互相沉积层。风貌大楼地质断面如图2所示, 土体物理力学指标如表1所示。

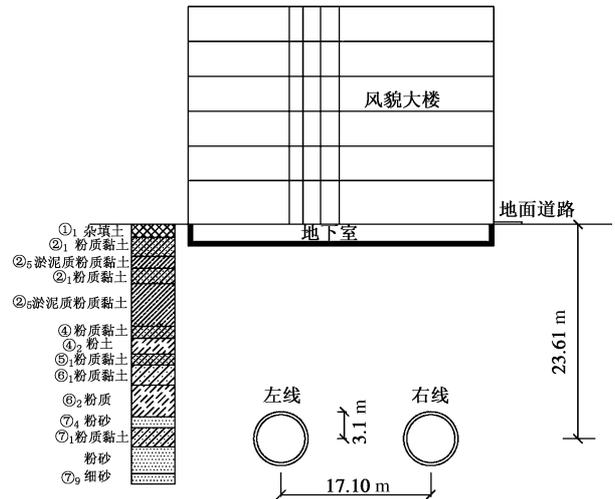


图 2 地质断面

Fig. 2 Geological section

### 1.3 车站基坑施工方案

车站外包总长 133 m, 标准段总宽 26 m, 车站主体占地面积约 8500 m<sup>2</sup>, 主体结构为多层多跨箱形框架结构, 地连墙作围护结构, 基坑施工方案采用盖挖逆作法施工, 地连墙均穿透影响基坑开挖施工的第二承压水层, 首先施工靠近风貌大楼一侧 1 m 厚地连墙, 并完成其上面的盖板施工。基坑距风貌大楼最近距离约 8 m, 洋行基础距地下连续墙外边线最近仅 0.93 m, 车站基坑与建筑物平面位置关系如图 3 所示。

表 1 风貌大楼下土体物理力学指标

Table 1 Physical and mechanical parameters of the soil

土层	层底深度 /m	压缩模量 $E_s$ /MPa	含水率 %	孔隙比 $e$	黏聚力 $c$ /kPa	内摩擦角 $\varphi$ ( $^\circ$ )
① <sub>1</sub> 杂填土	1.8	4.8	31.9	0.91	22.8	20.8
② <sub>1</sub> 粉质黏土	2.9	5.7	30.9	0.87	32.0	16.2
② <sub>5</sub> 淤泥质粉质黏土	4.4	4.2	35.6	1.03	33.3	16.1
② <sub>1</sub> 粉质黏土	7.4	5.7	30.9	0.87	32.0	16.2
② <sub>5</sub> 淤泥质粉质黏土	12.0	4.2	35.6	1.03	33.3	16.1
④ <sub>1</sub> 粉质黏土	13.4	6.0	29.7	0.84	21.2	21.5
④ <sub>2</sub> 粉土	15.2	7.2	28.6	0.79	13.1	21.9
⑤ <sub>1</sub> 粉质粉土	16.5	4.9	24.6	0.69	31.3	18.9
⑥ <sub>1</sub> 粉质黏土	18.8	4.9	24.1	0.64	27.5	19.9
⑥ <sub>2</sub> 粉土	22.4	9.8	23.0	0.65	26.5	15.0
⑦ <sub>4</sub> 粉砂	23.6	13.2	19.4	0.56	17.7	22.6
⑦ <sub>1</sub> 粉质黏土	25.8	6.1	24.3	0.68	35.9	18.7
⑦ <sub>4</sub> 粉砂	28.8	13.2	19.4	0.56	17.7	22.6
⑦ <sub>9</sub> 细砂	30.0	14.7	21.3	0.63	10.0	35.2



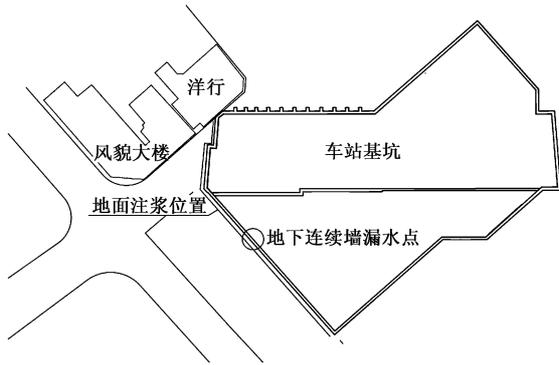


图3 车站基坑与建筑物平面位置关系

Fig. 3 Plane position of metro station and buildings

建筑物地基加固方案如下:洋行为历史文物建筑,由于年代久远,洋行墙体及门窗已局部破坏,一层砖混结构,属低层建筑,基础薄弱,保护要求高,在地下连续墙施工前及基坑开挖前均需重点保护,必须对该建筑进行提前加固。根据现场实际情况,由于施工场地受限,因此对洋行基础下土层采用定向斜孔袖阀管注双液浆的方法进行加固,此外,在房屋周边对土层采用直孔袖阀管注双液浆的方法进行止水加固,袖阀管注浆平面布置如图4所示。

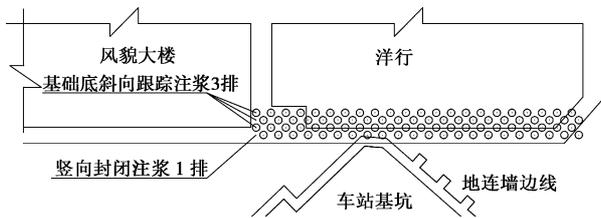


图4 袖阀管注浆平面布置图

Fig. 4 Plane position of sleeve valve pipe grouting

斜向跟踪注浆孔呈梅花形布置,行距 700 mm,排距 700 mm,袖阀管施工孔径 $\phi 91$  mm,共计 3 排,注浆半径 400 mm,注浆孔垂直深度为基础地面以下 6 m,在基坑外侧与洋行之间设置 1 排竖向封闭注浆管,注浆孔呈梅花形布置,孔距 600 mm,注浆孔垂直深度为基础底面以下 15 m,注浆材料采用水泥水玻璃双液浆,注浆压力 0.5 MPa。

通过对楼房基础下土层进行裂隙和压密注浆,将封闭土层中的裂隙、充填土层中的空洞、固结土层中水分,从而改善建筑底面以下 6 m 土层的环境,提高土层的承载力,增强土层的稳定性,以达到控制楼房下沉的目的。

#### 1.4 盾构施工方案

本区间盾构隧道穿过粉质黏土、粉土、粉砂等多种地层,所通过的地层比较复杂。地层大部分为软土地层,自稳能力差,在地下水的影响下极易产生坍塌,

在此地层中采用盾构法施工时主要考虑通过对掌子面施加一定的压力,从而保持掌子面的稳定,并防止形成泥饼。根据考虑到的地质因素,在本工程中采用土压平衡盾构,其具备这样一些特点:密闭型盾构、配备软岩刀具而且能够在不同的工作模式下方便转换。

对盾构施工影响范围内地面建筑的不均匀沉降控制是本工程的重点,通过采取房屋情况调查、掘进参数优化、及时跟踪注浆、加强监测等措施,左线盾构机于 2011 年 4 月 11 日到达风貌大楼下方,盾构机进洞位置隧道顶部覆土厚度 20.51 m,大楼与隧道的断面位置关系如图 2 所示,平面位置关系如图 5 所示。

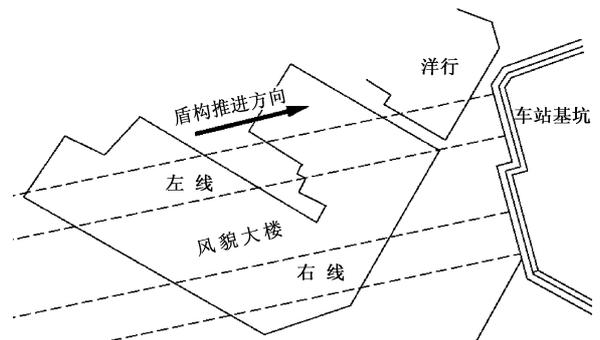


图5 大楼与隧道平面位置关系

Fig. 5 Plane position of buildings and tunnel

#### 1.5 端头井加固方案

由于盾构进洞位置的地层全部为粉砂(土)层,并存在微承压含水层,紧邻海河,地下水丰富,地面为历史风貌保护建筑,盾构接收按照《天津市轨道交通地下工程质量安全风险控制指导书》<sup>[11]</sup>中的规定,被定义为一级工程安全风险,经专家论证须采取加固措施。车站接收端头受地面条件限制,不具备地面加固条件,因此采用洞内加固,根据周边环境、地下管线分布、隧道埋深、工程地质和水文地质条件,采用洞内水平注浆和水平冻结相结合的加固方案。

水平注浆和水平冻结主要加固盾构进洞位置的⑥<sub>1</sub>粉质黏土、⑥<sub>2</sub>粉土、⑦<sub>4</sub>粉砂、⑦<sub>1</sub>粉质黏土、⑦<sub>4</sub>粉砂和⑦<sub>9</sub>细砂(见图 2),注浆加固开始于 2010 年 11 月 27 日,至 2010 年 12 月 31 日完成,左线冻结开始于 2011 年 2 月 24 日,至 2011 年 4 月 19 日结束,右线冻结开始于 2011 年 4 月 1 日,至 2011 年 6 月 22 日结束。

##### (1) 注浆加固

加固长度按照盾构机长度加 2.4 m 计算,水平注浆加固长度为 11.5 一步 m,注浆加固范围为盾构隧道范围及周边 3 m。注浆孔侧视和平面布置如图 6、7 所示。

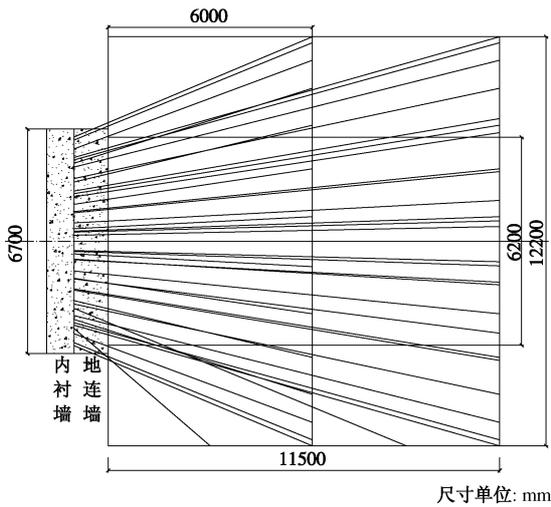


图 6 注浆孔侧视图

Fig. 6 Side view of grouting holes

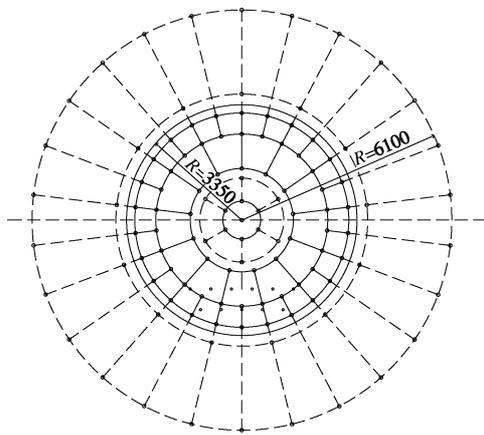


图 7 注浆孔平面布置图

Fig. 7 Layout of grouting holes

注浆材料为水泥 - 水玻璃双液浆, 浆液配比如下: 水泥浆水灰比 ( $W : C$ ) = 1 : 1, 水泥 : 水玻璃比 ( $C : S$ ) = 1 : 1, 水玻璃浓度为 35Be'。

注浆采取从上往下、间隔跳孔、先外圈、后内圈 的顺序进行。全断面注浆的注浆压力取值为 2.0~3.0 MPa, 注浆扩散半径设计考虑为 1.5 m, 采用钻杆后退式注浆, 前期填充注浆阶段限压不限量, 后期注浆段 每米注浆量控制在 0.3~0.6 m<sup>3</sup>, 现场根据实际情况进 行调整, 达到注浆压力或注浆量的 1.5~2 倍, 即可封 孔停止注浆。

### (2) 冻结加固

设计采用分区域短管水平冻结、圆筒状冻土帷幕 加固盾构出洞位置地层, 冻结孔数 54 个, 测温孔 4 个。积极冻结时间为 40 d, 冻结帷幕平均温度低于 -10℃, 冻结壁交圈时间为 18~20 d。端头冻结孔布置 如图 8 所示, 冻结帷幕设计剖面如图 9 所示。

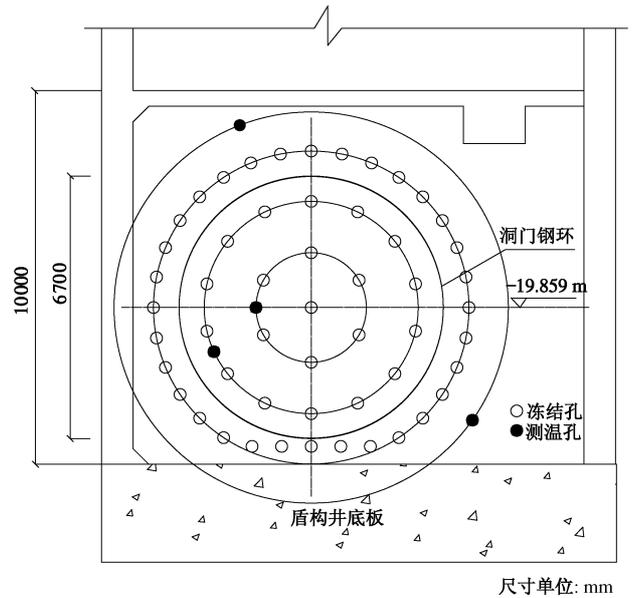


图 8 冻结孔布置

Fig. 8 Layout of freezing holes

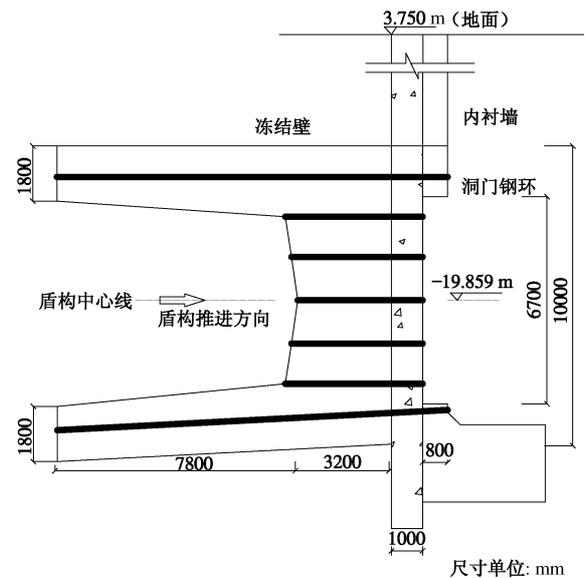


图 9 冻结帷幕设计剖面

Fig. 9 Design profile of freezing curtain

## 2 建筑物监测与分析

### 2.1 测点布置

由于车站基坑施工和盾构掘进由不同的施工单位 实施, 因此建筑物各测点沉降观测也是分别进行的。 基坑施工对建筑物沉降影响的测点布置如图 10 所示, 测点 1~13 于 2008 年 5 月 25 日 布 设 并 开 始 沉 降 观 测, 盾 构 施 工 对 建 筑 物 沉 降 影 响 的 测 点 布 置 如 图 11 所 示, JHY1~JHY9 于 2010 年 11 月 21 日 布 设 并 开 始 沉 降 观 测, JHY10~JHY14 于 2011 年 4 月 27 日 布 设 并 开 始 沉 降 观 测。

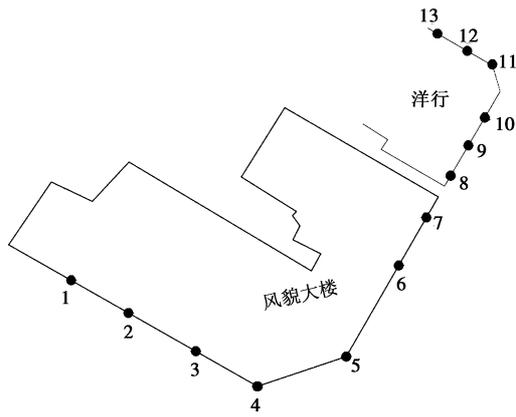


图 10 基坑施工期建筑物沉降监测布点图

Fig. 10 Plan of monitoring points for building settlement during construction of metro station

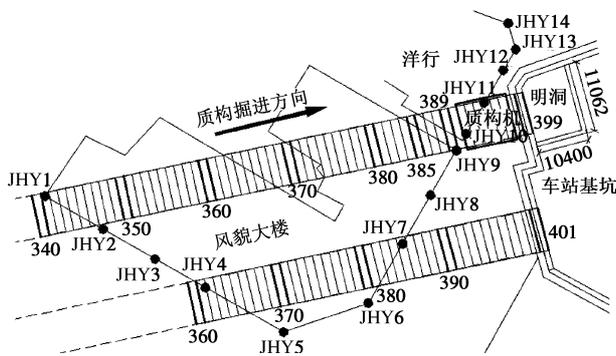


图 11 盾构施工期建筑物沉降监测布点图

Fig. 11 Plan of monitoring points for building settlement during shield tunneling

在后文中，盾构施工给出的各施工阶段引起建筑物的时间 - 沉降曲线是累积的，即每个时间段开始各点的沉降均是上一个时间段结束时间的沉降。

### 2.2 车站基坑施工对建筑物的影响

车站基坑施工采用盖挖逆作法，首先施工靠近风貌大楼一侧地连墙并及时完成盖板施工，同时地连墙穿透影响基坑开挖施工的第二承压水层，因此也降低了降水施工对建筑物的影响。建筑物监测自 2008 年 5 月 25 日开始，车站主体结构于 2010 年 11 月完工，至 2010 年 12 月 25 日风貌大楼和洋行各测点时间 - 沉降情况如图 12, 13 所示。

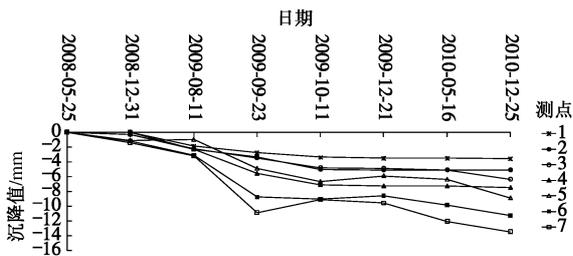


图 12 车站基坑施工期间大楼各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 12 Settlement of historic building during construction of metro station

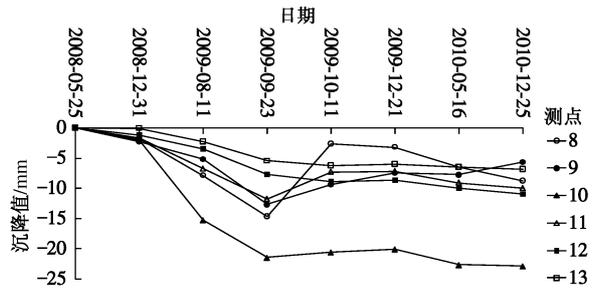


图 13 车站基坑施工期间洋行各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 13 Settlement of bank building during construction of metro station

从图 12, 13 可以看出，2009 年 9 月 23 日对大楼和洋行都是一个重要拐点，主要原因是 9 月 23 日在地连墙接缝处发生漏水（如图 3 所示），为保护周边建筑物，在地连墙外侧（如图 3 所示）自地面向下注入大量水泥水玻璃双液浆，导致大楼和洋行均出现隆起，由于测点 8 处于建筑物角部，故隆起较为明显，之后至主体结构完工都处于平稳状态，大楼 7 点累计沉降 13.5 mm，洋行 10 点累计沉降 22.9 mm。

### 2.3 端头井加固对大楼的影响

#### (1) 注浆加固的影响

车站主体结构完成后，由另一施工单位进场开始进行盾构端头井注浆加固施工，并重新布置监测点进行建筑物沉降监测（如图 11 所示）。端头井注浆加固于 2010 年 11 月 27 日开始施工，至 2010 年 12 月 31 日完成。12 月 5 日和 12 月 7 日分别在地面不同位置发生冒浆现象，第一次冒浆位置在洋行内，第二次冒浆位置在大楼与洋行之间，这两次冒浆位置距离大楼 JHY9 号点较近。通过这两次地面冒浆现象说明地层土质较软，或者存在孔洞，前期扰动过的土层还没有完成固结。端头井注浆过程中大楼各测点时间 - 沉降情况如图 14 所示。

从图 14 可以看出，端头井外土体注入大量双液浆后，JHY1~JHY6 略有隆起，最大隆起 1.34 mm，JHY7~JHY9 略有轻微下沉，最大沉降 1.32 mm，总体上各测点比较稳定。

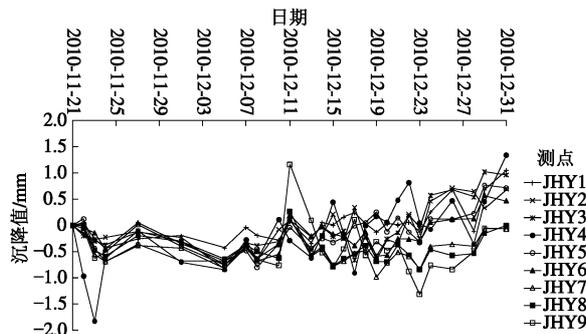


图 14 端头井注浆加固期间大楼各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 14 Settlement of historic building during grouting of end well

(2) 冻结加固的影响

a) 冻结施工造成的影响

左线洞门于 2011 年 1 月 1 日开始钻孔, 1 月 25 日冻结孔施工结束, 在此期间, 右线洞门未进行施工。2011 年 1 月 19 日在施工左下部外圈冻结孔时发现漏水点, 第一个漏水点在冻结孔附近的主体结构洞门钢环与地下连续墙的交接面位置, 第二个漏水点位置在冻结孔附近的主体结构表面。漏水原因是冻结孔穿透地下连续墙后, 地下承压水进入冻结钻孔的孔洞内, 然后从结构薄弱处流出。

右线洞门于 2011 年 3 月 15 日开始钻孔, 3 月 29 日冻结孔施工结束, 在施工过程中未发生漏水情况, 对地面建筑物未产生影响。

左线冻结孔施工过程中大楼各测点时间 - 沉降情况如图 15 所示。

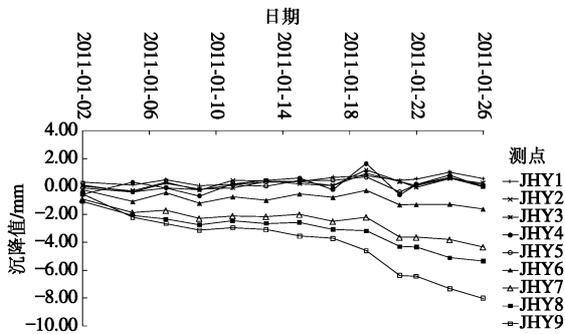


图 15 冻结孔施工期间大楼各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 15 Settlement of historic building during construction of frozen holes of end well

从图 15 可以看出, 由于冻结孔钻孔施工漏水位置在大楼 JHY9 点下方, 造成 JHY9 及邻近的 JHY6、JHY7、JHY8 测点都有所下沉, 其中 JHY9 点下沉 8.02 mm, 其余测点 JHY1~JHY5 基本处于稳定状态。

(2) 土体冻结造成的影响

左线洞门于 2011 年 2 月 24 日开始冻结, 右线洞门于 2011 年 4 月 1 日开始冻结, 至 2011 年 4 月 11 日左线盾构机进入大楼下方, 此阶段为冻结对大楼的影响, 大楼各测点时间 - 沉降情况如图 16 所示。

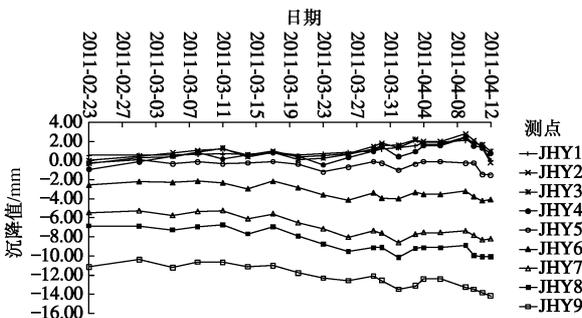


图 16 土体冻结期间大楼各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 16 Settlement of historic building during soil freezing outside end well

从图 16 可以看出, 自左线洞门于 2011 年 2 月 24 日开始冻结, 截止至 2011 年 4 月 11 日左线盾构机进入大楼下方, 测点 JHY5、JHY6、JHY7、JHY8、JHY9 处于继续缓慢下沉状态, 其中土体冻结过程中大楼 JHY9 点沉降 5.8 mm, 截止 2011 年 4 月 11 日, JHY9 点累计沉降 13.48 mm。可能是因为大楼整体向车站基坑方向倾斜, 因此, 距车站远端的测点 JHY1、JHY2、JHY3、JHY4 相应略有上升。通常情况下建筑物在冻结的作用下要产生不同程度的隆起, 但是这个位置的冻结不但不隆起反而各测点下沉, 这可能是冻结孔成孔阶段因冻结孔漏水引起大楼沉降的延续, 同时, 因大楼自重较大, 大楼基础下、冻结区以上又分布有两层厚度总达 6.1 m 左右的淤泥质土层(②<sub>5</sub>淤泥质粉质黏土), 冻结区产生的体积膨胀效应被②<sub>5</sub>淤泥质粉质黏土的压缩所抵消。

2.4 盾构掘进对大楼和洋行的影响

(1) 左线穿越和停机保压期对大楼的影响

2011 年 4 月 11 日左线盾构机到达大楼下方, 至 4 月 19 日盾构机下穿大楼到达洞门外 1 m 位置(如图 11 所示), 由于盾构机在冻结体内掘进速度较快, 以及未能很好封堵盾构掘进后衬砌与冻结区土体间的空隙(为减小盾构掘进阻力, 刀盘处采用了扩径超挖措施), 在盾构机刀盘位置有水流出并伴有泥沙, 盾构机立即停止掘进, 为控制楼房继续沉降, 在盾尾后 386 环、387 环、388 环和 389 环(见图 11)大量注入水泥浆、水泥水玻璃双液浆, 以及盾尾油脂和聚氨酯, 由于漏水原因, 左线盾构机自 4 月 19 日开始至 8 月 20 日一直处于待机保压状态, 未进行施工, 左线盾构机穿越期和停机保压期大楼各测点时间 - 沉降情况如图 17 和 18 所示, 洋行在盾构机停机保压期间各测点时间 - 沉降情况如图 19 所示。

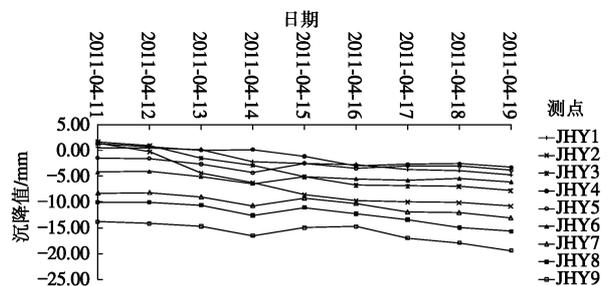


图 17 左线穿越期间大楼各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 17 Settlement of historic building during tunneling of left line

从图 17 可以看出, 左线盾构机穿越期间, 造成大楼 JHY7、JHY8、JHY9 分别下沉 4.79, 5.60, 5.61 mm, 其他测点沉降较小, 说明盾构掘进对大楼造成的沉降在正常影响范围内。

左线盾构机停机保压期间, 从图 18 可以看出, 由

于左线盾构机进入冻结区后引起的盾尾处地下水沿盾构机壳体和冻结区间超挖形成的间隙进入刀盘前锋并通过螺旋输送机排除,导致 JHY6~JHY9 测点发生了较大的下沉。此外,右线盾构机于 2011 年 5 月 11 日进入风貌大楼下,至 6 月 22 日完成接收,右线下穿期间也对大楼造成一定程度的沉降,至 6 月初后,因注浆的作用,各测点的下沉趋势基本停止。

从图 19 可以看出,因左线下穿过程中引起漏水、注浆等复杂原因,洋行各测点均出现较大波动。其中距左线隧道最近的 JHY10、JHY11 点因注浆产生了较大的隆起,其余各测点也是先下沉、后轻微隆起。但注浆结束后,各测点转为下沉趋势,这估计是因为注浆引起的以②<sub>5</sub> 淤泥质粉质黏土为主的土层中超孔隙水压力消散引起土层固结所致。

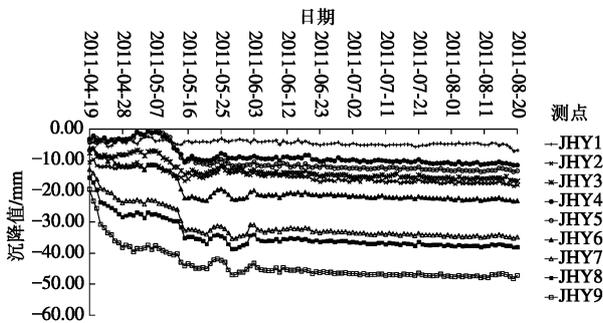


图 18 左线停机保压期大楼各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 18 Settlement of historic building during tunneling of left line shield stop

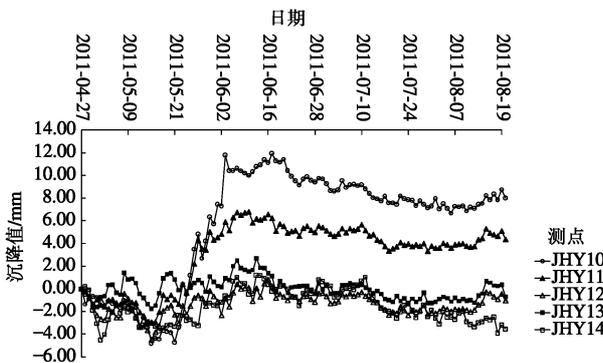


图 19 左线停机保压期洋行各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 19 Settlement of bank building during tunneling of left line shield stop

由于在图 18, 19 所示的时间区间内,大楼和洋行经历了左线盾构穿越、左线冻结区漏水、左线冻结区注浆、右线穿越等影响,故将图 18, 19 所示的沉降再进行进一步的阶段分析。

(2) 洋行沉降观测情况

左线盾构机下穿大楼,掘进至如图 11 所示位置,自 2011 年 4 月 19 日后,由于在盾构机刀盘位置有水

流出并伴有泥沙,引起地面风貌大楼各测点沉降严重(如图 18 所示),为对大楼一侧的洋行进行保护,于 2011 年 4 月 27 日布点并开始沉降观测,见图 11 中 JHY10~JHY14 测点,右线盾构机于 5 月 10 日到达大楼下方,在此期间洋行各测点时间 - 沉降情况如图 20 所示。

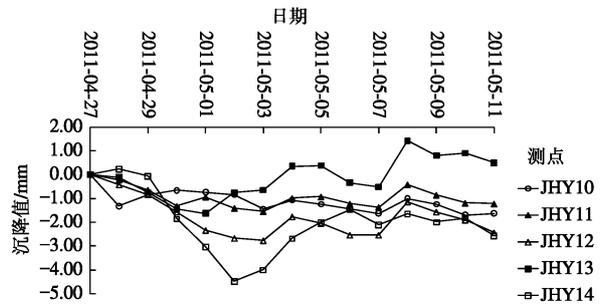


图 20 右线盾构穿越前洋行各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 20 Settlement of historic building before tunneling of right line under historic building

4 月 27 日至 5 月 10 日期间,为控制大楼沉降,在左线隧道内大量注浆,同时,右线接收端门正在进行冻结,因此,从图 20 可以看出,洋行各测点在开始阶段出现轻微下沉后,又有隆起并趋于稳定。

(3) 右线穿越期间大楼和洋行沉降情况

2011 年 5 月 10 日右线盾构机到达大楼下方,至 5 月 20 日已穿过大楼,右线穿越期间大楼和洋行各测点时间 - 沉降情况如图 21, 22 所示。

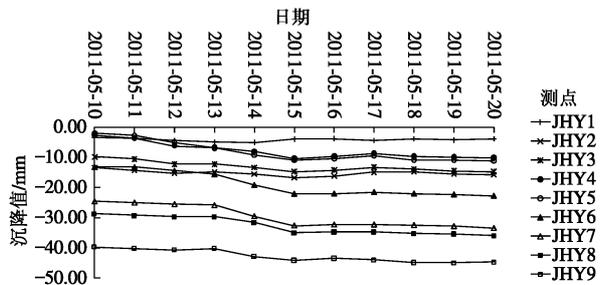


图 21 右线穿越期间大楼各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 21 Settlement of historic building during tunneling of right line under historic building

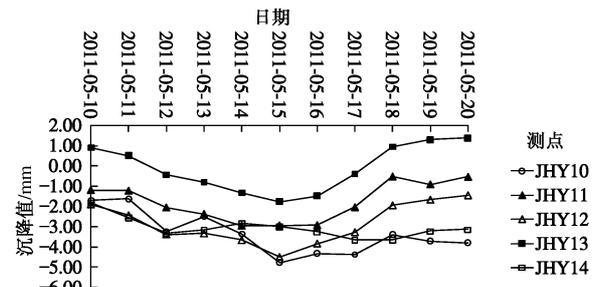


图 22 右线穿越期间洋行各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 22 Settlement of bank building during tunneling of right line under historic building

从图 21 可以看出, 右线穿越期间, 测点 JHY4、JHY5、JHY6、JHY7、JHY8 分别下沉 7.42, 9.12, 9.64, 8.89, 7.33 mm, 其他测点变化较小, 说明右线穿越对大楼造成的沉降仍在正常范围内。

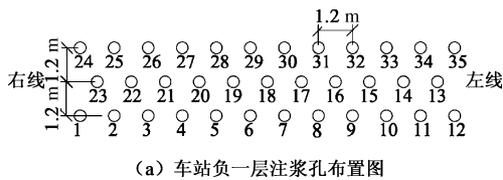
从图 22 可以看出, 洋行各测点仍在较小范围内波动。

(4) 左线注浆加固对大楼和洋行的影响

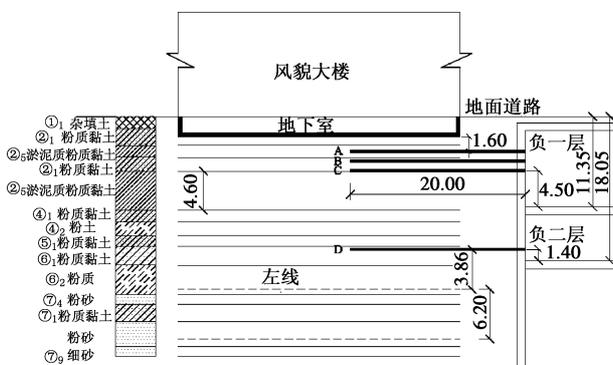
a) 加固方案

由于左线盾构机在接收过程中引起漏水并带有泥沙, 风貌大楼局部累计沉降量已超过 40 mm, 各测点沉降量较大, 虽然在隧道内进行多次注浆, 但大楼各测点沉降量和沉降速率未得到有效控制, 同时在以后的左右线接收、冻结体融沉等方面都会产生一定的沉降变形, 大楼不均匀沉降将达到极限, 因此为保证大楼结构安全和盾构机顺利进洞, 需要对大楼下方左线掘进影响范围内再次进行注浆加固弥补地层损失, 加固采用水平注浆方式, 对大楼地基所在的②<sub>1</sub>粉质黏土层进行加固, 注浆材料为水泥水玻璃双液浆, 风貌大楼下注浆压力取值为 1.0~1.5 MPa, 洋行下注浆压力控制在 0.3~0.5 MPa。

在左线对应的车站负一层, 上下共布置 3 排注浆孔 (如图 23 (a)、(b)、(c) 所示), 第一排距离负一层中板 4.5 m, 向上每 1.2 m 布置一排, 第一排孔共 12 个, 水平间距 1.2 m, 第二排共 11 个, 水平间距 1.2 m, 第三排孔 12 个, 水平间距 1.2 m, 注浆孔梅花形布置, 如图 23 所示, 最上一排孔距离楼房基础 1.6 m, 注浆范围如图 24 所示。



(a) 车站负一层注浆孔布置图



(b) 注浆孔位置剖面图

图 23 左线注浆孔平面与剖面图

Fig. 23 Plane and cross-section of grouting of left line

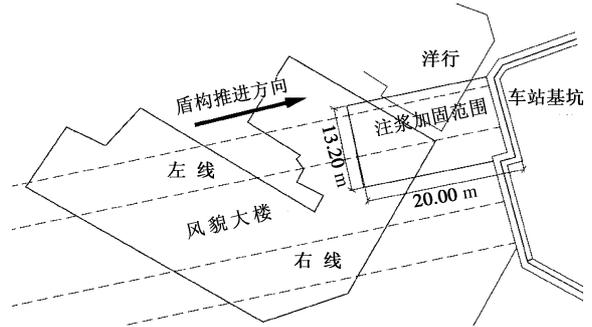


图 24 左线注浆加固范围平面图

Fig. 24 Plane reinforcement in grouting zone of left line

b) 左线注浆加固期间大楼和洋行各测点沉降观测情况

注浆加固分 3 次进行, 第一次于 2011 年 5 月 20 日开始, 至 6 月 19 日结束, 第二次于 2011 年 8 月 16 日开始, 至 10 月 8 日结束, 第三次即融沉注浆于 10 月 12 日开始, 至 11 月 8 日结束。第一次注浆加固期间大楼和洋行的各测点时间 - 沉降情况如图 25, 26 所示。

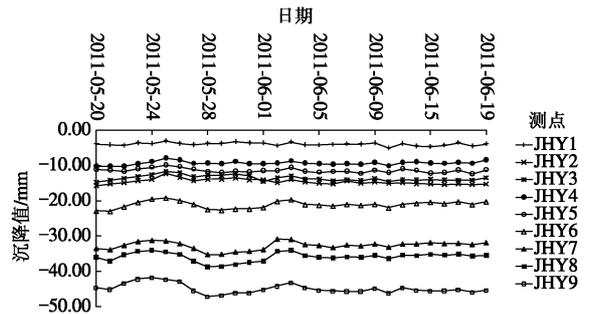


图 25 左线第一次注浆加固期间大楼各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 25 Settlement of historic building during first phase of grouting

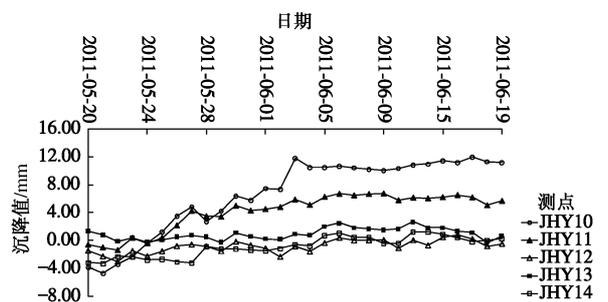


图 26 左线第一次注浆加固期间洋行各测点时间 - 沉降曲线

Fig. 26 Settlement of bank building during first phase of grouting

由图 23, 25 和 26 可以看出, 第一次注浆加固是在淤泥质土层上方进行, 对于自重较大的 6 层大楼, 注浆对建筑物只能产生较小量 (3 mm 左右) 的抬升, 但建筑物很快又随之下沉, 这显然是淤泥质土中产生的超孔压消散、软土层固结引起, 因此, 需采取多次

注浆、有效补偿下卧软弱土层固结方可有效地控制住大楼继续沉降，并使之趋于稳定状态。但对于洋行（JHY10~JHY14 测点），相同的注浆压力下，由于其自重较小，甚至出现了隆起，但从大多数测点（图 26）也可看出，注浆结束后，建筑物隆起趋势逐渐趋于稳定甚至略有下沉。

(5) 左线重新掘进后对大楼和洋行的影响

左线盾构机于 2011 年 8 月 20 日重新开始掘进，但由于隧道内再次发生漏水，造成大楼和洋行沉降较大，因此，进行了第二阶段注浆。重新开始掘进前后大楼和洋行沉降情况如图 27 和 28 所示。

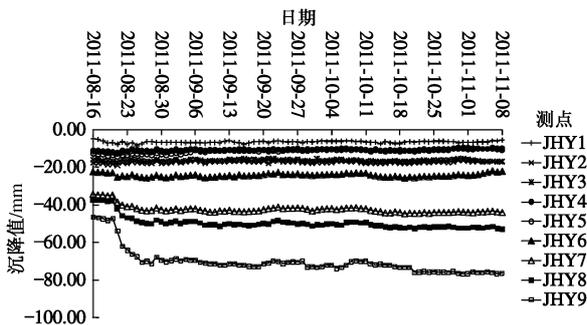


图 27 左线第二次注浆加固期间大楼各测点时间 - 沉降曲线  
Fig. 27 Settlement of historic building during second phase of grouting

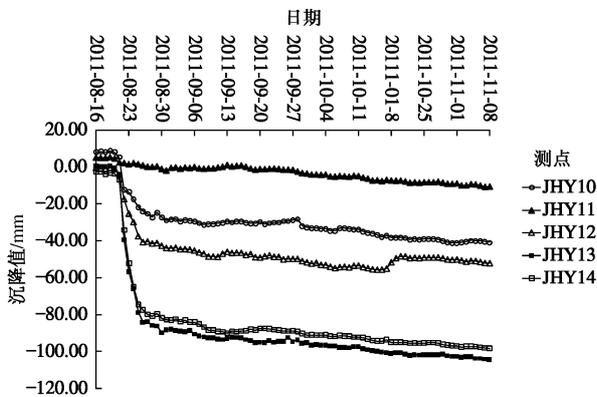


图 28 左线第二次注浆加固期间洋行各测点时间 - 沉降曲线  
Fig. 28 Settlement of bank building during second phase of grouting

从图 27, 28 可以看出，8 月 20 日后大楼和洋行均出现较大沉降，主要原因是左线盾构机于 8 月 20 日重新开始掘进，8 月 20 日下午开始掘进 391 环，总推力 12000 kN，8 月 21 日上午完成，8 月 21 日下午开始掘进 392 环，土压平衡盾构土仓压力正常为 0.1 Bar 左右，但盾构机掘进 392 环过程中土仓压力上升至 1.1~1.2 Bar，因此立即停止施工，开仓后发现土仓内已有积水，说明隧道内出现漏水情况，注聚氨酯堵水后，将土仓内的水抽出，继续进行掘进施工，至 8 月 22 日上午掘进完成 392 环和 393 环，并且盾构机刀

盘前锋进入明洞内（见图 11），明洞内回填的是 M2.5 砂浆。8 月 22 日下午继续进行掘进施工，总推力 14000 kN，8 月 22 日和 23 日两天掘进完成 394 环和 395 环，8 月 24 日至 8 月 29 日，左线未掘进施工，8 月 30 日开始掘进 396 环，总推力达到 28000 kN 时，盾构机仍无法前进。8 月 31 日和 9 月 1 日未掘进施工，9 月 2 日再尝试以总推力 22000 kN 掘进，仍无法推动，9 月 3 日试掘进施工，但仍无法掘进，9 月 4 日和 5 日未施工，9 月 6 日以总推力 31000 kN 开始试掘进施工，掘进速度 2 mm/min，由于推进困难，掘进速度很慢，掘进一段时间后停止。9 月 7 日在外加 20000 kN 液压油缸，总推力达到 51000 kN 的情况下，掘进速度仍小于 1 mm/min，9 月 8 日继续增加两个 2000 kN 液压油缸，总推力达到 55000 kN，掘进速度还是小于 1 mm/min，9 月 9 日以 55000 kN 总推力做最后尝试后，掘进速度仍小于 1 mm/min，因此停止掘进施工。

为了更为清楚地观察刚开始恢复掘进期间，隧道内漏水及采用大推力推进引起的建筑物沉降，将 8 月 16 日至 8 月 30 日建筑物沉降单独列出见图 29, 30。

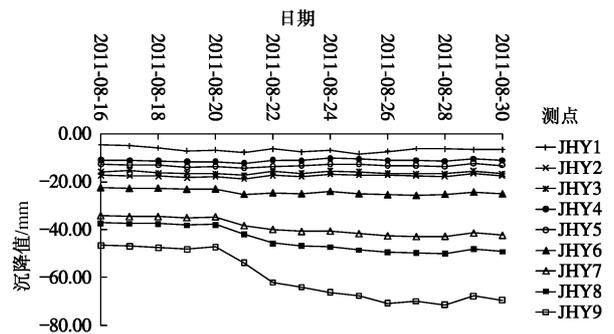


图 29 左线重新掘进后大楼各测点时间 - 沉降曲线（8 月 21 日—8 月 30 日）  
Fig. 29 Settlement of historic building during re-tunneling of left line

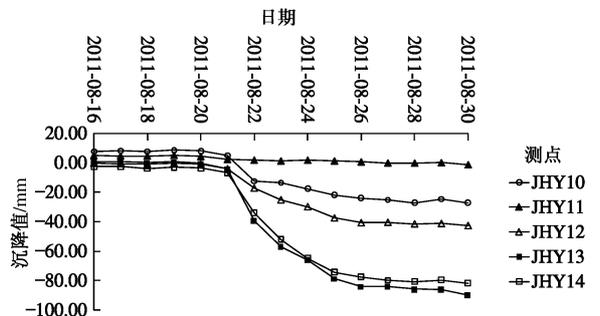


图 30 左线重新掘进后洋行各测点时间 - 沉降曲线（8 月 21 日—8 月 30 日）  
Fig. 30 Settlement of bank building during re-tunneling of left line

从图 27~30 可以看出，8 月 21 日左线重新开始

掘进后, 8月20日和8月22日两天 JHY9 点沉降增加 14.89 mm, JHY12 沉降增加 16.22 mm, JHY13 沉降增加 38.73 mm, JHY14 点沉降增加 30.54 mm, 主要原因是隧道内漏水, 以及较大的盾构推力对地层造成很大的扰动, 引起地面建筑物沉降严重。

鉴于隧道内漏水和盾构掘进引起建筑物显著沉降, 停止掘进后, 在负一层进行注浆后, 大楼和洋行的沉降得到有效控制。

#### (6) 盾构机掘进困难原因分析

9月17日开始破除盾构机中心上部砂浆, 截面为 1200 mm×1200 mm, 开挖长度为 1.2 m, 破除过程中发现盾壳表面固结了大量双液浆, 厚度约为 30 mm(见图 31), 判断明洞内砂浆强度过大和盾壳表面固结的双液浆为推力过大的主要因素, 故决定凿出盾体范围内中上部回填砂浆, 将盾体周围的浆液固结体进行全面清理, 以便盾构机所有盾体能顺利进入明洞。



图 31 盾壳表面布满双液浆固结体

Fig. 31 Tail skin covered by double grout concretion

9月22日下部固结体破除完毕, 盾构机以 22000 kN 推力掘进 100 mm, 初步判断盾构机已经脱困, 为确保盾构机全部盾体能顺利进入明洞, 对刀盘正面的砂浆继续进行破除, 破除长度 1.2 m, 9月24日完成, 确保后续接收可一次完成。

在清理完盾壳表面的浆体后, 左线盾构机于 10月12日顺利接收, 至此, 本区间左右线盾构隧道成功贯通。从图 27 可以看出, 以正常参数掘进后, 建筑物沉降的增加在正常范围内。

### 2.5 融沉注浆效果分析

10月12日左线盾构机完成接收后, 在车站内重新布置一排注浆孔共 9 个, 位于负二层底板上方 1.4 m, 水平间距 1.2 m(如图 23(d) 线所示), 加固范围见图 24, 试图进行注浆对建筑物进行抬升, 但从图 27 和 28 中 10月12日以后的建筑物沉降曲线看, 根据实际监测结果, 可看出加固效果并不明显。因此在车站负一层最下一排(C线)和中间一排(B线)之间重新打设了九个注浆孔, 从 2011年10月30日开始至 11月8日期间进行注浆加固, 大楼各测点沉降速率

趋于稳定。

## 3 大楼偏斜变形观测情况

基坑施工造成大楼 A 和 B 方向偏斜极小, 盾构施工造成大楼 A 方向偏斜极小, B 方向最大倾斜率 0.2%, 基坑和盾构累加造成大楼 A 方向最大倾斜率 0.028%, B 方向最大倾斜率 0.22%, 上述观测点的最大倾斜率尚未超出《危险房屋鉴定标准》JG J125—99<sup>[12]</sup>中规定的相关危险变形值。洋行由于不均匀沉降严重超标, 并产生很大的裂缝, 因此为保证安全, 对洋行进行了拆除重建。大楼偏斜观测如图 32 所示。

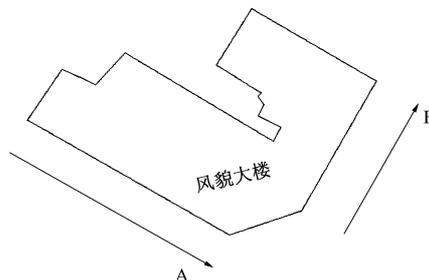


图 32 建筑物偏斜观测

Fig. 32 Monitoring of building inclination

## 4 结 论

邻近车站建筑物在地铁施工过程中, 将同时受到基坑施工、注浆、冻结、盾构穿越等多方面的影响, 本工程通过采取一系列应对措施, 确保了历史风貌建筑物的安全, 得出以下结论和建议:

(1) 盾构下穿建筑物时, 针对具体的土层情况和建筑物情况, 采取合理的盾构掘进参数, 建筑物的沉降可控制在较小的范围内。

(2) 当隧道与建筑物之间存在淤泥质土层分布时, 从淤泥层下方较大埋深处试图进行注浆对自重较大的地表建筑物进行抬升的效果不明显。这是因为在淤泥质土层以上的土层中进行注浆时, 由于注浆会在下卧软弱土层中产生较大孔压, 其消散相应引起软弱土层固结下沉, 导致对自重较大的建筑物抬升效果较小, 但多次补偿性注浆可起到稳定建筑物沉降的作用。对自重很小的建筑物则可产生明显的抬升作用。

(3) 鉴于在淤泥质土层以上的土层中进行注浆时, 由于注浆引起的软弱土层中孔压消散引起的软弱土层固结下沉, 因此, 需合理确定注浆加固所采用的注浆压力、注浆量等参数, 注浆压力过大反而会产生不利影响, 对本工程中的土质条件, 普通 6 层左右砖混结构房屋下注浆压力取值为 1.0~1.5 MPa, 而单层房屋和道路下注浆压力控制在 0.3~0.5 MPa。

(4) 盾构接收是盾构施工过程中的重大危险源,

特别是土层中以粉砂为主, 并含承压水, 盾构在进入冻结体前应首先做好全断面注浆止水, 切断前后水力联系, 盾构机在冻结体中掘进, 应根据实际土质情况和现场施工情况, 确定合适的注浆材料, 包括水泥浆、水泥水玻璃双液浆、化学浆液等。

(5)当盾构周围土体及土体与盾构接触面因盾尾注浆而被加固导致掘进困难时, 不能随意大幅度增大盾构推力而导致对土体的扰动程度加大, 从而引起建筑物沉降, 应进行详细的分析后采取合理技术措施。

#### 参考文献:

- [1] 施成华, 彭立敏. 基坑开挖及降水引起的地表各测点时间-沉降预测[J]. 土木工程学报, 2006, **39**(5): 117 - 121. (SHI Cheng-hua, PENG Li-min. Ground surface settlement caused by foundation pit excavation and dewatering[J]. Civil Engineering Journal, 2006, **39**(5): 117 - 121. (in Chinese))
- [2] PECK R B. Deep excavation and tunneling in soft ground[C]// Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. State of the Art Volume, Mexico City, 1969: 225 - 290.
- [3] CORDING E J, HANSMIRE W H. Displacements around soft ground tunnels[C]// 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: vol. General Rep, 1975: 571 - 632.
- [4] ATTEWELL P B, YEATES J, SELBY A R. Soil movement induced by tunneling and their effects on pipelines and structures[M]. Glasgow: Chapman & Hall, 1986.
- [5] 姜忻良, 赵志民, 李 园. 盾构隧道施工对邻近建筑物的影响[J]. 天津大学学报, 2008, **41**(6): 725 - 730. (JIANG Xin-liang, ZHAO Zhi-min, LI Yuan. Influence of shield tunnel construction on neighboring building[J]. Journal of Tianjin University, 2008, **41**(6): 725 - 730. (in Chinese))
- [6] 翟杰群, 贾 坚, 谢小林. 隔离桩在深基坑开挖保护相邻建筑中的应用[J]. 地下空间与工程学报, 2010, **6**(1): 162 - 166. (ZHAI Jie-qun, JIA Jian, XIE Xiao-lin. Practice of partition wall in the building protection projects near deep excavation[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2010, **6**(1): 162 - 166. (in Chinese))
- [7] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997, **4**: 860. (LIU Jian-hang, HOU Xue-yuan. Excavation engineering handbook[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997, **4**: 860. (in Chinese))
- [8] WISSER C, AUGARDE C E, BURD H J. Numerical modeling of compensation grouting above shallow tunnels[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2005, **29**: 443 - 471.
- [9] HELMUT F. SCHWEIGER, KITMMERER C. Numerical modeling of settlement compensation by means of fracture grouting[J]. Soils and Foundations, 2004, **44**(1): 71 - 86.
- [10] 唐智伟, 赵成刚, 张顶立. 地下工程抬升注浆设计方法及其抬升效果预测研究[J]. 土木工程学报, 2007, **40**(8): 79 - 84. (TANG Zhi-wei, ZHAO Cheng-gang, ZHANG Ding-li. Design of displacement grouting and prediction of the effect for construction of underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, **40**(8): 79 - 84. (in Chinese))
- [11] 天津市建设管理委员会. 天津市轨道交通地下工程质量安全风险控制指导书[R]. 天津, 2009. (Tianjin Construction Administration Committee. Tianjin underground rail transit engineering quality and safety risk control instruction[R]. Tianjin, 2009. (in Chinese))
- [12] JGJ 125—99 危险房屋鉴定标准[S]. 2004. (JGJ 125—99 Standard of dangerous building appraisal[S]. 2004. (in Chinese))