

DOI: 10.11779/CJGE20221081

软土地基历史建筑地下空间开发的设计与实践

王卫东^{1,2}, 胡耘^{*2,3}, 沈健^{2,3}, 徐中华^{2,3}

(1. 华东建筑集团股份有限公司, 上海 200011; 2. 上海基坑工程环境安全控制工程技术研究中心, 上海 200011;

3. 华东建筑设计研究院有限公司上海地下空间与工程设计研究院, 上海 200011)

摘要: 上海历史风貌区某街坊保护性综合改造项目, 为满足更新扩容需求, 于历史建筑(B楼)下方并紧贴文保建筑(A楼)新增3层地下空间, 面临既有建筑保护、空间受限条件下施工作业等众多技术难题。综合地下空间开发需求、文保和历史建筑保护要求、软土地质条件、狭小作业空间、安全、造价和工期等各方面的因素, 采用历史建筑利用首道支撑作为平移平台并与基坑开挖同步的往复平移技术, 实现了大体量砌体建筑地下空间整体开发及对历史建筑的保护; 采用以低净空锚杆静压桩与文保建筑条形基础组成沉降控制复合加固基础为主的文保建筑变形控制技术, 实现了新增地下空间施工期间紧邻文保建筑的保护。结合该项目的成功实施, 介绍历史建筑下方、紧贴文保建筑新增地下空间所遇到的问题、解决思路、采用的关键技术及实施效果。

关键词: 软土地基; 地下空间开发; 文保建筑; 历史风貌建筑; 往复平移; 基础加固

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2023)12-2445-09

作者简介: 王卫东(1969—), 男, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事岩土工程设计与研究工作。Email: weidong_wang@arcplus.com。

Design and practice of underground space development of existing historical buildings in soft soils

WANG Weidong^{1,2}, HU Yun^{*2,3}, SHENG Jian^{2,3}, XU Zhonghua^{2,3}

(1. Arcplus Group PLC, Shanghai 200002, China; 2. Shanghai Engineering Research Center of Safety Control for Facilities Adjacent to

Deep Excavations, Shanghai 200002, China; 3. Shanghai Underground Space Engineering Design & Research Institute, East China

Architecture Design & Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200011, China)

Abstract: A three-storey basement has been newly constructed underneath a century-old historical building in Shanghai, which is close to a cultural protection building at three sides. In view of various difficult factors encountered such as the protection requirements, the soft soil foundation, the working space and other factors, a complete development strategy for underground space is adopted. By reciprocally translating the historical buildings together with excavating downwards, the overall development of the underground space of large masonry buildings and the protection of historical buildings are realized. The strip foundations of the building are reinforced using low-clearance anchor static pressure piles and polyester grouting to reduce building settlement during construction. Based on the successful implementation of the project, new challenges, key techniques and their effects with regard to underground space development underneath existing cultural protection and historical buildings in soft soils are presented.

Key words: soft soil foundation; underground space development; cultural preservation building; historical building; building translation; foundation reinforcement

0 引言

上海市区内分布着大量作为城市历史、艺术和文化重要载体的历史风貌区和历史建筑, 随着城市化进程的发展上述区域突显出日益严重的人口、交通、环境等问题。地下空间开发在延续其整体历史环境与空间肌理格局的同时, 提升了既有空间功能和价值、改善了人居环境, 是焕发历史风貌区功能与活力、实现

城市内涵发展的重要途径。

在历史风貌区开发地下空间, 面临新增地下空间上方或周边历史建筑保护, 及空间受限条件下施工作

基金项目: 上海市科学技术委员会科研项目(22dz1203700); 上海市住房和城乡建设管理委员会科研项目(沪建科 2021-002-039); 上海市优秀技术带头人计划资助项目(20XD1430300)

收稿日期: 2022-09-01

***通信作者** (E-mail: yun_hu@arcplus.com.cn)

业等一系列问题,技术难度大、工程实践经验少,尤其在高位软土地基条件下面临更大挑战^[1]。以上海软土地基历史风貌区某街坊保护性综合改造项目为例,介绍历史建筑下方、紧贴文保建筑新增3层地下空间所遇到的问题、解决思路、采用的关键技术及实施效果,为类似工程开发策略的选择和设计施工提供参考。

1 工程概况

1.1 工程背景

上海中心城区某历史风貌保护区内百年历史的老街坊,为实现保护性更新,在原位保护街坊内文物保护单位(以下简称A楼)和历史风貌建筑(以下简称B楼)的同时,于B楼下方新增3层地下空间(图1)。新增地下空间埋深约18 m,满布中庭区域,北、东、南3侧紧贴A楼,距离A楼上部结构外墙普遍约4 m(局部约3 m),距离A楼条形基础外边线普遍不足3 m。西侧道路下方存在运营的地铁区间隧道,上行线隧道与地下室外墙距离约11~13.5 m。

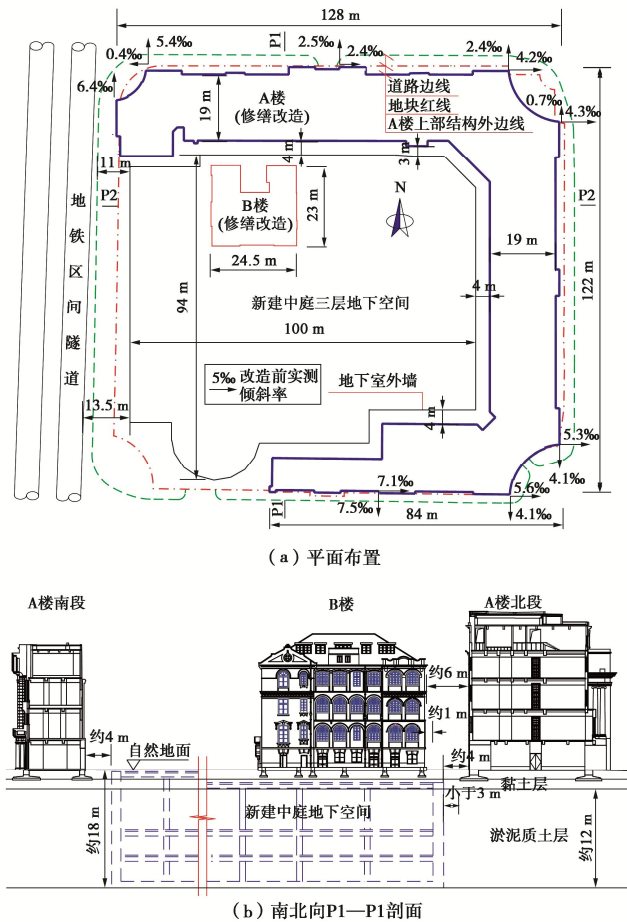


图1 新建中庭地下空间与保护建筑关系

Fig. 1 Relationship between underground space and protection buildings

1.2 保护建筑概况

A楼始建于1912年,为上海市第一批第二类优秀

历史建筑,1989年被列为上海市文物保护单位。该建筑地上4~5层,建筑面积21740 m²,主体建筑平面呈“匚”型,采用钢筋混凝土与砌体混合结构、天然地基条形基础(图2(a))。

B楼建成于19世纪末20世纪初,地上4层,建筑面2100 m²,平面呈“凹”型,为砖木混合结构,采用砖墙、砖壁柱作为竖向承重构件,普遍采用刚性大放脚基础(图2(b))。

上述两栋建筑建成至今已逾百年,期间发生了较大的沉降和不均匀沉降。A楼整体表现为朝向外围的倾斜,数值为2‰~8.5‰(图1(a));B楼整体略向北倾斜,平均斜率为2.88‰。此外两栋保护建筑结构也出现了不同程度的损伤,文物管理部门对A楼和B楼均提出了原位保护的原则和较高的保护要求。

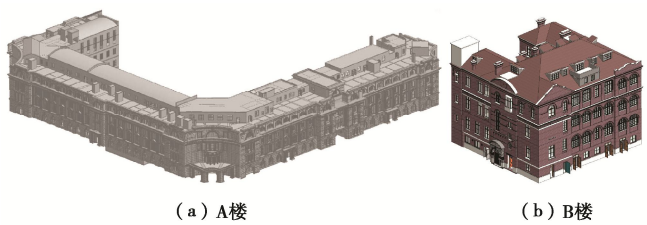


图2 保护建筑形态示意图

Fig. 2 Schematic diagram of protection buildings

1.3 工程地质、水文地质概况

上海为长江三角洲滨海平原地貌,建设场地为上海典型软土地层,地下室埋深范围内主要为②层填土、③层淤泥质黏土和④层淤泥质土,淤泥质土孔隙率大于1.0,抗剪强度低,土性软弱,图3给出了场地内东西向的典型地质展开图和各土层主要物理力学参数。

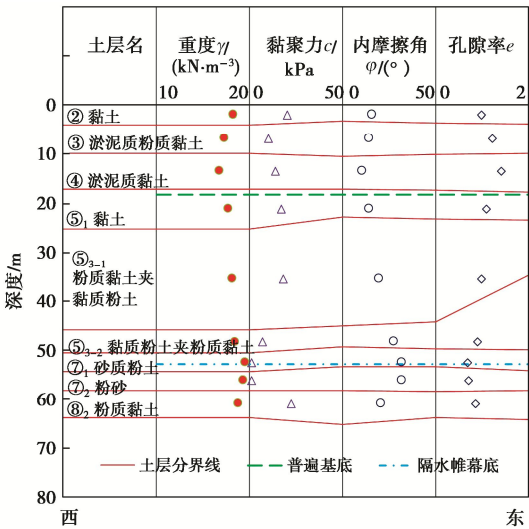


图3 典型地层分布及物理力学参数

Fig. 3 Distribution and mechanical parameters of typical strata

场地地下水有潜水、⑤₃₋₂微承压含水层和⑦层承压水,⑤₃₋₂层微承压含水层与⑦层承压含水层连通。

为防止突涌破坏, 开挖至普遍基底时承压水头需降低约 5 m, 落深区最大水头降深约需 8 m, 需关注承压水降压对周边环境的影响。

2 主要工程问题和总体设计

2.1 面临的主要工程问题

(1) 受限条件下历史风貌建筑地下空间开发

在浅基础的历史建筑下方新增地下空间, 历史建筑的保护主要有原位托换^[2-3]和往复平移两种方式^[4-5]。原位托换的方式需进入 B 楼内部密集施工托换深基础, 经测算需布置约 110 根约 48 m 长(含地下空间范围内 18 m)托换桩, 相比往复平移造价更高、施工周期更长。此外, 如图 1(b)所示, 原位托换方式下, B 楼北侧与 A 楼结构外边距仅约 6 m, 地下室外墙内边线距离 B 楼外墙约 1 m, 狭小空间施工深基坑围护结构难度极大。综上, 优先采用往复平移的方式开发 B 楼地下空间。

若能将 B 楼平移至待建地下空间以外暂时停放, 或将整体地下空间分区实施后于结构上方往复平移 B 楼, 则与常规地下空间建设无异。但本工程 3 侧为 A 楼环抱, 一侧为市政主干道, 周边无施工场地, 不具备 B 楼外移临时放置的条件。又因地铁保护需要, 地下空间已划分为 I, II, III 区实施(图 4), 且 II, III 区尺寸不足以停放 B 楼, 建设单位也难以接受进一步分区实施所带来的造价和工期的增加。故需打破常规, 寻求技术可行、经济和工期均较优的 B 楼保护和地下空间开发方案。

(2) 3 侧卸荷情况下文保建筑变形控制

如图 1 所示, 中庭地下空间开发产生 3 侧紧贴 A 楼的深基坑工程, 基坑面积约 7700 m², 挖深 18.2 m, 围护结构施工、基坑开挖和降水等均会对 A 楼产生不同程度的影响。A 楼平面布置呈特殊的“匚”型, 长宽比较大, 且未设置变形缝, 条形基础坐落于软土地基上, 历经百年已产生较大的沉降并存在显著的不均匀沉降(一层勒脚线最大相对高差约 380 mm), 少量承重砖墙出现了沉降裂缝, 自身抗变形能力较差。前期分析表明, 若不对 A 楼采取有效的变形控制措施, 仅基坑开挖引起的 A 楼基础附加沉降最大值就超过 70 mm。因此除加强基坑围护结构变形控制外, 需要同时采取有效措施提升 A 楼自身抗变形能力。对浅基础的保护建筑采用桩基础进行预防性托换是常用的方法^[6], A 楼体地上 4~5 层, 荷载重体量大, 完全托换需设置约 1500 根 30 m 长钢管桩, 投资造价高、施工周期长。经房屋质量检测, A 楼大部分承重构件基本完好, 且上部结构将进行保护性修缮, 主要需求是控

制基坑施工期间 A 楼附加变形, 以此为出发点, 寻求变形控制、工期、造价的平衡。

2.2 地下空间开发总体设计

综合地下空间开发需求、保留建筑保护要求、软土地基条件、施工作业条件, 安全、造价和工期等各方面因素, 结合地铁隧道保护要求, 中庭地下空间分为主区 I 区和邻近地铁的窄条型 II, III 区(图 4)先后明挖顺作实施。针对上节所述主要问题, 采用 A 楼基础加固、上部结构修缮, I 区整体开挖, B 楼利用首道支撑作为平移平台并与基坑开挖同步往复平移的地下空间开发总体设计, 关键实施环节如图 5 所示。

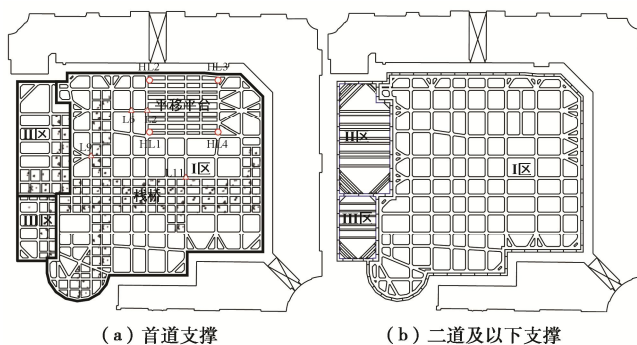


图 4 分区及支撑平面布置图

Fig. 4 Layout of pit support

阶段①: A 楼基础加固, 中庭桩基(除 B 楼原址区域外)施工, 基坑围护结构(除受 B 楼影响无法施工区域外)施工; B 楼平移平台施工(图 5(a))。

阶段②: B 楼平移下底盘、上托盘、滑脚、滑轨施工, B 楼上部结构临时加固、基础切割; B 楼由原址向东平移约 32 m 至平移平台; 施工原受 B 楼影响区域基坑围护结构(图 5(b))。

阶段③: B 楼停放于平移平台, I 区基坑整体分层分块向下开挖至基底(图 5(c))。

阶段④: I 区地下结构整体回筑至地下一层, 保留第二道支撑(以控制首道撑拆除时围护结构顶口变形), 优先施工 B 楼终址区域地下结构顶板(图 5(d))。

阶段⑤: B 楼在平移平台顶升 0.84 m, 浇筑新滑道, 往西平移至新建地下室结构顶板上并固定(图 5(e))。

阶段⑥: I 区平移平台及剩余首道支撑拆除并封闭 I 区地下室顶板, 之后依次施工 II, III 区, 待 II, III 区地下结构完成后, 拆除 I 区第二道支撑、割除钢立柱(图 5(f))。

基于上述地下空间开发总体设计, 基坑工程实施前, 先行对 A 楼基础采用 $\Phi 325 \text{ mm} \times 8$ 锚杆静压钢管桩加固, 利用加固桩和 A 楼自身浅基础形成沉降控制复合加固基础, A 楼上部结构在地下空间开发过程中同步进行修缮和加固。

中庭基坑采用抗变形能力较强的地下连续墙结合多道水平支撑支护，近 A 楼侧的基坑典型剖面如图 6 所示。普遍区域地下连续墙厚 1000 mm，两侧设置 29 m 深三轴水泥土搅拌桩槽壁加固，以减小地墙成槽对环境的影响。I 区设置 4 道十字正交布置的钢筋混凝土水平支撑，首道支撑东北侧兼做 B 楼平移平台（图 4（a）），其水平支撑杆件和竖向支承体系综合基坑支护和平移需求布置和加强。II，III 区设置一道钢筋混凝土支撑和四道伺服轴力控制钢支撑（图 4（b））。I 区邻近 A 楼设置 7.6 m 宽裙边加固，强加固深度自第四道支撑低至基底以下 5 m（图 6）。

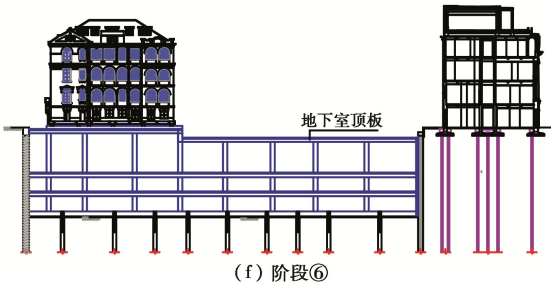
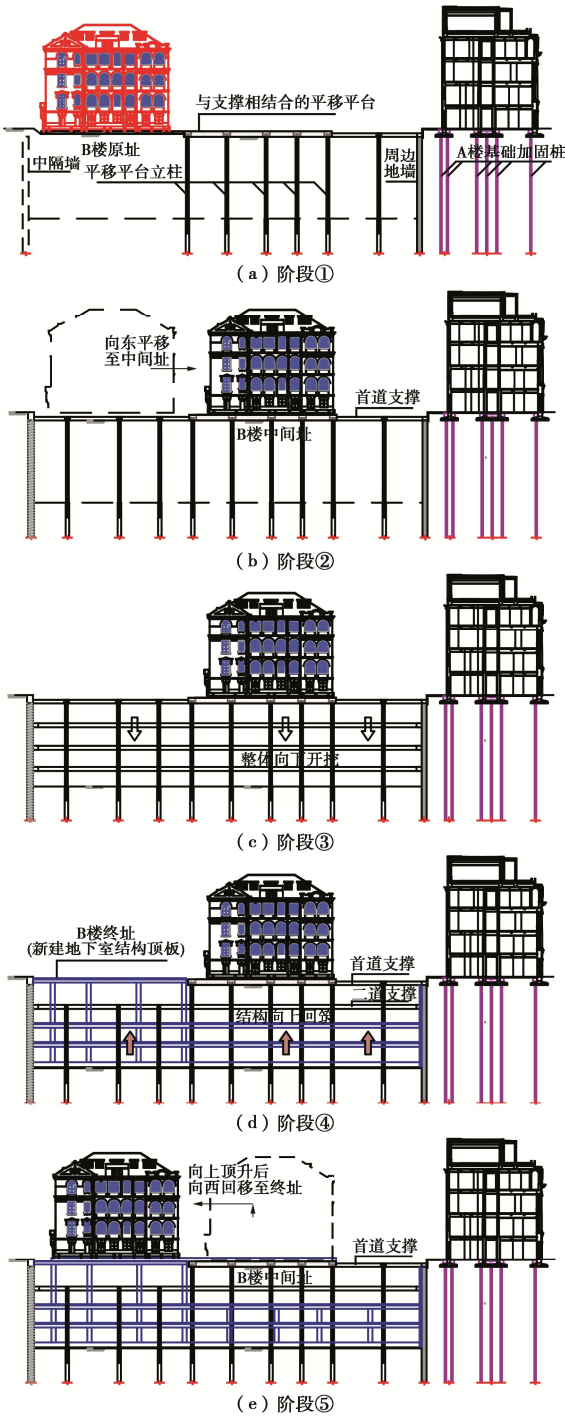


图 5 地下空间开发实施路线（东西向 P2—P2 剖面）
Fig. 5 Implementation route of underground space

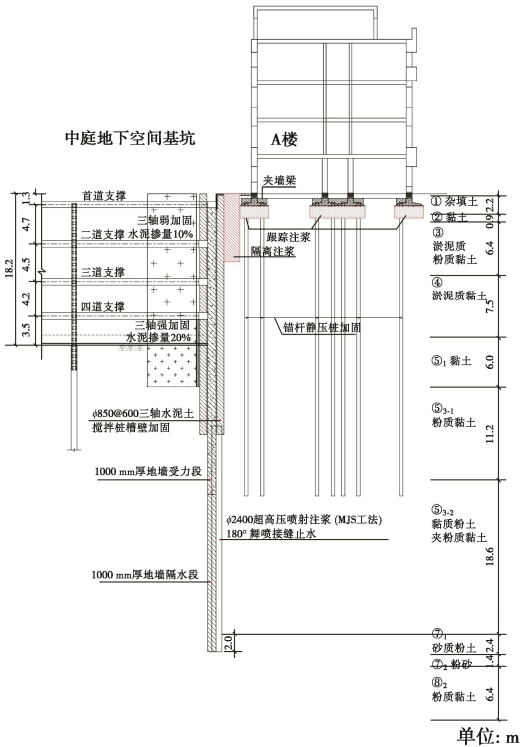


图 6 典型围护剖面

Fig. 6 Typical support section of foundation pit

同时采取措施控制承压水降压环境影响，经群井抽水试验表明，⑤_{3.2} 微承压含水层和⑦层承压水水力联系不紧密，单以⑦层计算抗突涌稳定性满足要求。外围地墙设隔水段，墙底埋深 52~55 m，隔断⑤_{3.2} 层微承压含水层，进入⑦层不小于 2 m；地墙采用十字钢板接头，槽段接缝外侧槽壁加固以下设置 MJS 定角度超高压喷射桩，进一步加强接缝止水。

3 历史建筑与基坑开挖同步的往复平移设计

B 楼结构自重约 3800 t，是上海最大体量的砌体建筑整体平移，更是首次进行基坑整体开挖条件下保护建筑于基坑上方往复平移，需将建筑物整体平移与基坑支护设计有机结合，充分考虑两者间的相互影响。平移平台的平面布置主要考虑两方面的需求，①B 楼平移后为原址所在位置的桩基、基坑围护施工提供足

够空间。②尽量缩小平移距离以控制平移工期和风险,平衡上述两方面因素后,最终选择平移至原址东侧约 32 m 处(图 7(a))。另外,为把 B 楼因百年使用期间周边地面变动而被掩盖的精美石材底座展露出来,更好恢复原有风貌,在平移平台上将 B 楼整体顶升 0.84 m,待终址位置地下结构完成后,浇筑二次平移滑道(图 7(b)),B 楼沿新浇筑的滑道往西迁回至新建地下结构顶板并固定。



(a) 移出阶段



(b) 迁回阶段

图 7 B 楼往复平移实景

Fig. 7 Scene of reciprocating translation of building B

3.1 基于平移对基坑影响的平移平台设计

B 楼平面尺寸约 24 m×23 m,考虑到迁回操作空间、上托盘梁外扩等因素,平移平台平面尺寸 29 m×26 m。平移平台区域支撑杆件的布置及截面兼顾滑道布置和支撑体系受力需求,平移平台东侧增加部分斜向杆件以便传递回迁阶段顶推反力(图 4(a))。杆件顶标高保持与 B 楼底托盘面标高一致,确保原址移出后滑脚可平稳过渡至支撑梁上。

平移平台杆件设计在常规基坑支撑设计的基础上,叠加平移附加荷载作用。B 楼平移作用于支撑的附加荷载分为竖向和水平向两部分。竖向荷载主要为 B 楼自重,在平移和停放期经由托换系统传递至滑脚(共 156 个)作用于平移平台,可通过建立 B 楼上部结构、托换体系和滑脚的整体模型得到各滑脚的分担荷载。经计算,各滑脚底荷载标准值为 26~874 kN,总体为中间大四周小。顶升阶段,B 楼自重转换为以顶升千斤顶为作用点。回迁阶段竖向附加荷载为移动荷载,通过分步计算得到杆件竖向受力变形包络值。水平向荷载主要为朝向平移方向的滑动摩擦力,以及回迁

阶段在支撑上设置顶推靠背受到顶推反力,与水土压力叠加后进行平移平台杆件平面内受力变形计算。

3.2 考虑基坑开挖影响的 B 楼沉降控制

停放于支撑上方的 B 楼,受软土深基坑开挖卸荷土体回弹影响将随支撑体系产生向上隆起,同时 B 楼 3800 t 自重作用于平移平台将使平台产生向下变形,需采取措施控制平移平台变形及其与周边支撑、栈桥区域的不均匀变形。通过建立平移平台的三维结构模型,并作用上一节所述滑脚荷载,可得到平移平台立柱荷载,经计算单柱最大设计荷载约 4190 kN。采用 4L200×20 格构柱插入 Φ900 mm 灌注桩作为竖向支承结构,立柱桩有效桩长 50 m(持力层⑧₃粉质黏土),承载力特征值 4240 kN,平面上结合滑脚分布加密布置。考虑到平移平台停放期间 B 楼会随基坑开挖发生沉降和不均匀沉降,采用在基坑变形稳定后、回迁前于平移平台顶升的方案,通过顶升后滑道的二次浇筑、B 楼整体回落于顶标高一致的新滑道上,可消除停放期间产生的附加不均匀沉降。

图 8 给出了 B 楼于平移平台停放期间,实测上托盘四角点及支撑、栈桥和平移平台区域立柱桩顶的竖向变形随基坑开挖的时程曲线(测点位置见图 4(a))。由图可见,受开挖卸荷影响 B 楼向上隆起,隆起量随基坑开挖深度的增加呈匀速发展,且在开挖到基底之后趋于稳定,4 个角点的最终隆起量在 20~40 mm,越靠近基坑中部隆起量越大。平移平台、栈桥和支撑区域立柱隆起量实测数据也表明,在背景工程的软土地层条件、挖深和竖向荷载范围内,隆起量与立柱距离坑边的最小距离之间成正相关,受所在区域类型(平移平台、栈桥或支撑区域)影响较小。B 楼平移过程中同时在 4 楼室内角点布置了自动化静力水准竖向变形监测,以东北角点为基准测量其他角点的相对变形,图 9 给出了回落及二次平移期间结果,回落到位后西北角与东南角沉降差由回落前的约 20 mm 减小至不足 1 mm,可见通过顶升后回落消除附加差异沉降效果明显。二次平移期间数据有所波动,平移到位后稳定在 2 mm 左右。

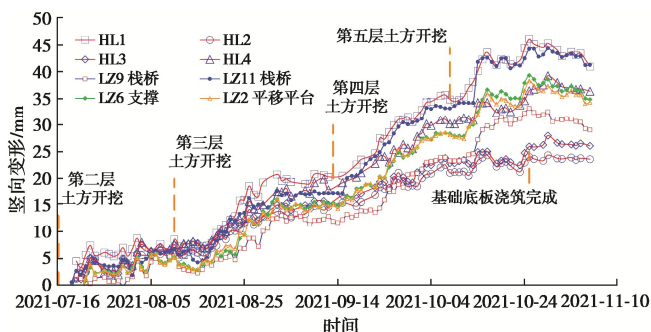


图 8 B 楼上托梁基坑开挖期间竖向变形时程曲线

Fig. 8 Vertical deformations caused by excavation

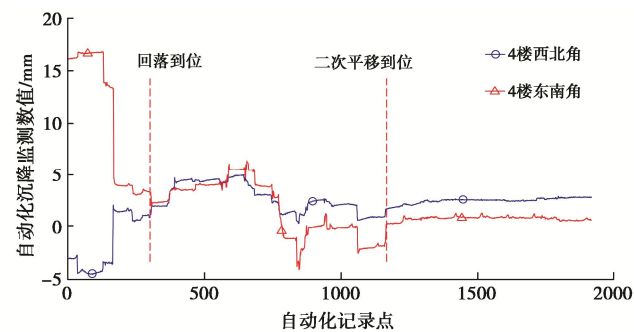


图9 回迁期间B楼4楼自动化静力水准竖向变形时程曲线
Fig. 9 Automatic vertical deformations during relocation

4 文保建筑变形控制设计

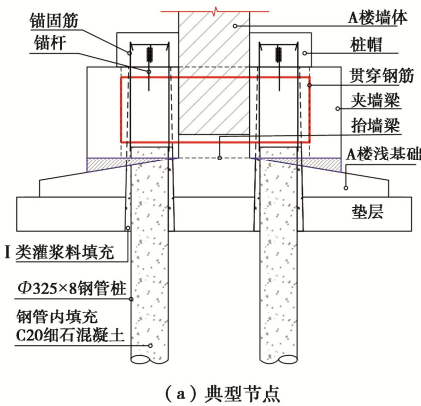
基于A楼结构基础型式和现状，以控制基坑实施引起A楼附加变形为目标，采用变形源控制（基坑支护结构加强）、保护对象加固（A楼基础加固）、传播路径阻隔（基坑与保护对象之间土体改良）多维度变形控制设计。其中，基坑支护结构设计前文已经介绍，本节重点介绍保护对象基础加固和传播路径阻隔设计。

4.1 文保建筑附加沉降控制复合加固基础设计

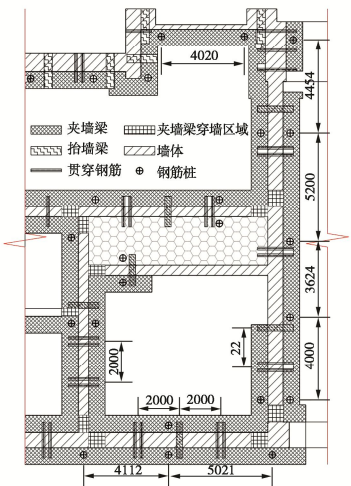
如前所述，利用新增相对稀疏布置的钢管桩和原A楼基础共同组成沉降控制复合加固基础（图10），经前期综合分析，新增钢管桩承载力特征值之和占A楼荷载30%的情况下，可在满足附加沉降控制需求的同时实现较好的经济和工期效益。钢管桩和基础转换结构共同组成了基础加固体系，其中基础转换结构由夹墙梁、抬墙梁、地梁等构件组成。夹墙梁沿现有墙体两侧布设，并在墙端部贯通；抬墙梁或贯穿箍筋沿夹墙梁纵向间隔1~2 m贯穿墙体设置。基础转换结构体系将上部荷载部分传递至桩基础的同时，也通过贯通布置的夹墙梁增强了原基础的整体性和刚度。加固桩采用Φ325 mm×8 钢管桩，有效桩长30 m，持力层为⑤₃₋₁ 粉质黏土夹黏质粉土，单桩承载力设计值550 kN。如图10（b）所示，加固桩平面上沿墙布置，普遍区域双侧布置，外围外墙下方单侧布桩，间距2~3 m，共布置约400根。相比全托换方案，沉降控制复合加固基础节省加固桩约70%。

最小净空约1.6 m，桩孔紧贴既有墙体，部分桩孔边缘距墙体净间距仅为17 mm。为应对净空低、施工空间狭小的难点，基于软土地层特点，采用锚杆静压方式成桩，通过对上压式压桩设备进行小型化改造后成功应用于本工程，最大压桩力可达1500 kN。如图11（a）所示，桩端进入持力层之前压桩力增长缓慢，进入⑤₃₋₁层后压桩力增加明显。达到设计压桩深度后，普遍压桩力为设计极限承载力（1100 kN）的

30%~60%。以桩M438为例（图11（b）），压桩完成时压桩力约为375 kN，为设计极限承载力的33%，静置1 d后提高38%至800 kN，静置3 d后达到设计极限承载力，之后趋于平缓。



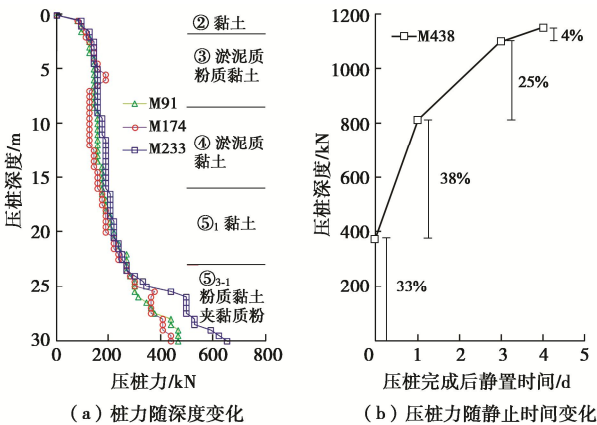
(a) 典型节点



(b) 典型平面布置

图10 A楼基础加固示意图

Fig. 10 Layout of foundation reinforcement



(a) 桩力随深度变化

(b) 压桩力随静置时间变化

图11 实测压桩曲线

Fig. 11 Curves of measured forces of piles

A楼内部一层普遍净空4.5 m，部分净空2.7 m，锚杆静压桩施工期间开展了建筑竖向变形监测，外侧施工单排锚杆桩，内侧施工双排，以A楼东北段为例，

实测外侧测点 (F11~F14) 锚杆桩压桩施工引起建筑物附加沉降约 2~4 mm, 内侧测点 (F30~F32) 为约 5~8 mm 处于可控范围内。

4.2 变形传播路径阻隔设计

A 楼采用沉降控制复合加固基础后, 地基土依然分担了 70% 荷载, 为进一步控制基坑开挖引起的 A 楼变形, 采用多阶段动态控制的微扰动改性聚酯注浆设计, 通过填充土中孔隙对变形传播途径中浅基础变形最为敏感的基础下方和基础侧面两部分土体进行改良 (图 6)。

基坑开挖前, 地下连续墙槽壁加固施工后对 A 楼基础与中庭基坑围护体之间土体进行隔离注浆加固, 加固深度 8 m (覆盖邻近浅基础荷载作用于围护体的深度)。隔离注浆完成后在距注浆点 0.2, 1, 2 m 进行原位检测, 动力触探击数分别比原状土提高了约 30%, 15%, 5%。基坑开挖过程中, 结合 A 楼及基坑变形监测情况, 对 A 楼基础下方地基土进行跟踪注浆, 控制沉降发展, 加固深度为基础下 1~2 m。

4.3 基坑开挖 A 楼变形控制效果

图 12 以附加变形较大的 A 楼北侧中段监测点为例, 给出了 A 楼附加沉降随基坑开挖工况的时程曲线。由图可见, 在开挖到基底之前, A 楼变形发展均较为平稳, 最大值普遍在 10 mm 以内, 可见沉降控制复合加固基础有效控制了 A 楼变形; 该过程中近基坑侧和远基坑侧沉降差异较小, 说明加固后 A 楼基础整体性较好。开挖到基底之后, 远基坑侧沉降基本稳定, 近基坑侧沉降出现显著增长, 该增量约占基坑开挖引起 A 楼沉降量的 50% 左右, 其原因在于开挖至基底后因挖深较深且底板浇筑时间较长, 软土地基条件下土体蠕变持续增长, 造成环境变形的发展。

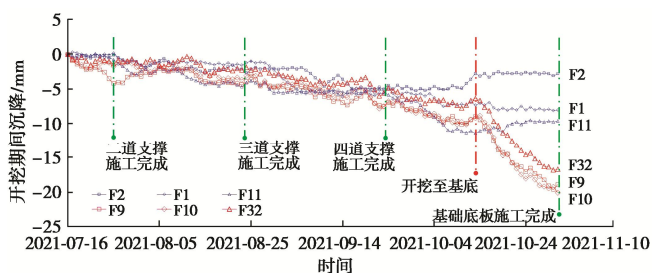


图 12 A 楼 (北侧) 沉降随基坑开挖发展时程曲线

Fig. 12 Settlement development of building A by excavation

图 13 给出了 I 区开挖到基底时地墙深层水平位移最大值和由基坑开挖引起的 A 楼基础附加沉降分布。地墙深层水平位移最大值分布上表现出明显的空间效益, 即各边跨中大、转角小, 最大值约 79 mm, 位于北侧中部, 普遍区域最大水平位移约 40~60 mm, 西侧中隔墙受多方面有利因素影响 (刚度大、超载小、

小坑满堂加固等) 其最大水平位移约 20~40 mm。A 楼因基坑开挖引起的附加沉降普遍在 20 mm 以内 (F37, F38 因位于车辆出入口, 受施工超载频繁作用数值相对较大), 均值为 7.7 mm; 近基坑侧的内圈最大值约 18 mm, 均值 10.6 mm, 远基坑侧外圈均值 5.4 mm。A 楼附加沉降数值的空间分布与地墙深层水平位移存在较好的对应性。

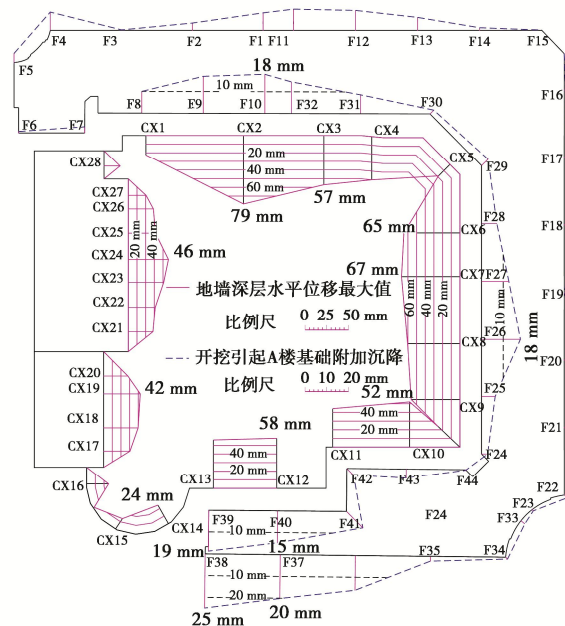


图 13 开挖引起的 A 楼沉降增量和地墙测斜最大值分布

Fig. 13 Settlement increments caused by excavation and distribution of maximum value of diaphragm wall

5 实施效果

该项目于 2019 年底开始启动 A 楼基础加固施工, 2020 年底完成 B 楼首次平移, 2021 年 7 月开始 I 区二层土开挖, 2021 年 9 月开挖至基底 (图 14 (a)), 2021 年 10 月完成 I 区基础底板浇筑, 受新冠疫情影响, 于 2022 年 7 月完成 B 楼回迁 (图 14 (b)) 和 I 区地下结构顶板封闭, 具体施工情况如表 1 所示。

图 15 给出了 I 区开挖过程中, 周边地墙测斜最大点位地墙深层水平向变形在各工况下的分布, 可见随基坑开挖深度的增加各测点变形逐渐增大, 以图 15 (a) 中 CX2 为例, 开挖二、三、四和五层土方引起的围护体最大水平变形增量分别为 11, 23, 20, 33 mm, 发生最大变形和最大增量的位置逐渐下移且位于开挖面附近。相邻工况两条测斜曲线所包围的面积即为该位置因地墙变形引起的土体单位延长米体积变化 (ΔV), 可以一定程度上反映基坑开挖对周边环境的影响。同样以图 15 (a) 中 CX2 为例, 开挖二、三、四和五层土方引起的单位延长米 ΔV 分别为 0.24,

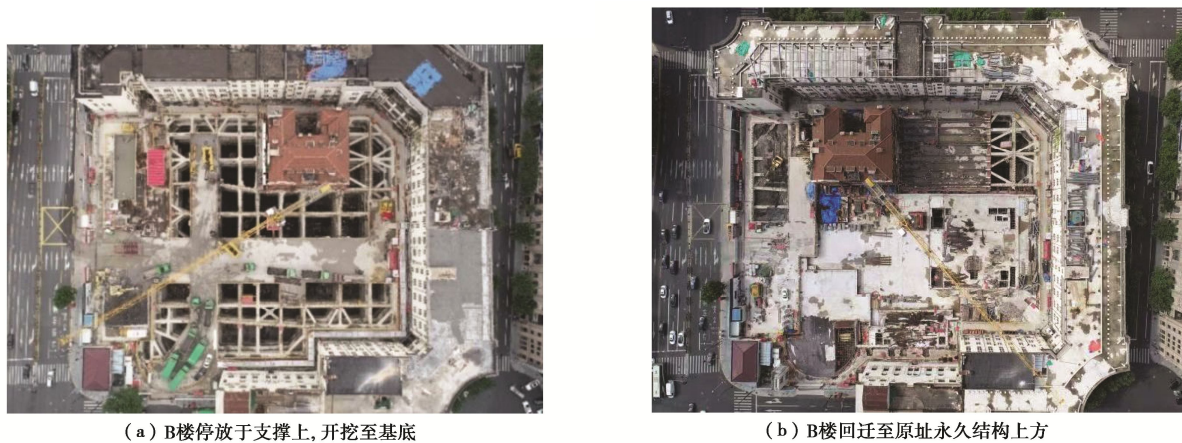


图 14 主体区域开挖至基底航拍
Fig. 14 Excavation of main area to foundation base

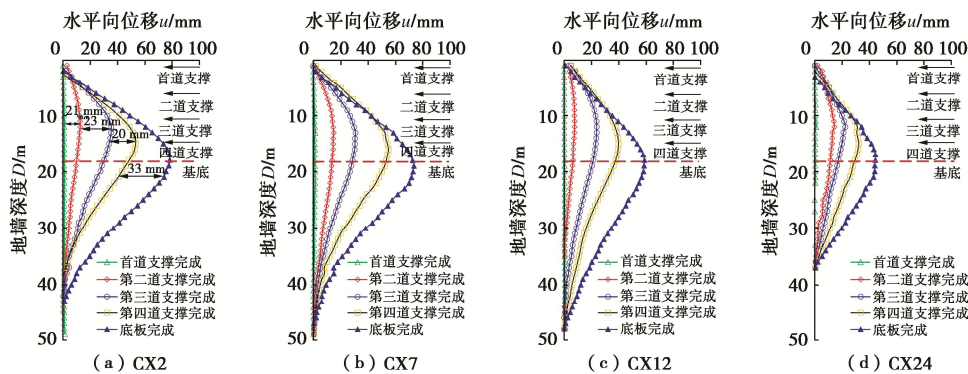


图 15 地下连续墙在各工况下的侧向变形

Fig. 15 Lateral deformations of diaphragm wall under various working conditions

0.43, 0.25, 0.72 m³, 这与图 12 所反映的 A 楼沉降与基坑开挖工程时程曲线具有较好的对应性。

表 1 实施工况表

Table 1 Working conditions		
编号	时间	工况
S0-1	2019.12—2020.09	A 楼基础加固（穿插清障）
S0-2	2020.09—2021.01	围护体施工
S0-3	2020.10—2020.10	隔离注浆施工
S0-4	2020.11—2020.12	平移平台施工
S0-5	2020.12—2020.12	B 楼移出
S0-6	2020.11—2021.05	坑内加固施工、工程桩施工
S1	2021.06—2021.07	首道支撑封闭、试降水
S2	2021.07—2021.08	第二层土方开挖至-6.100
S3	2021.08—2021.09	第三层土方开挖至-10.600
S4	2021.09—2021.10	第四层土方开挖至-14.800
S5	2021.10—2021.10	第五层土方开挖至基底
S6	2021.10—2021.11	基础底板施工

实施过程中的地下障碍物清障、基础加固施工、地墙成槽等对 A 楼也产生了不同程度的影响，图 16 给出了工程开始至 I 区基础底板浇筑完成，A 楼基础

附加变形分布和新增倾斜。

由图 16 显示，A 楼最大附加沉降约 64 mm，近基坑侧普遍在 40~50 mm，远基坑侧普遍在 10~20 mm。新增倾斜均朝向基坑（与 A 楼原有倾斜方向相反），最大值 0.32‰，平均 0.15‰，约为原有倾斜值的 3%。期间 A 楼未见明显裂缝发展，整体变形控制效果良好。

6 结 语

上海某百年历史街坊于中庭区域历史建筑(B 楼)下方并紧邻文保建筑(A 楼)新增三层地下空间。综合地下空间开发需求、文保和历史建筑保护要求、软土地层条件、狭小施工作业空间、工期、造价等各方面因素，经多方案比选，采用文保建筑基础加固、中庭基坑整体顺作、历史建筑在基坑上方往复平移的地下空间开发总体设计。

首次采用历史建筑与基坑开挖同步的往复平移方式，实现了大体量砌体建筑地下空间整体开发和历史建筑的保护。采用低净空锚杆静压钢管桩与文保建筑条形基础组成的附加沉降控制复合加固基础、基坑支

护结构加强和文保建筑与基坑间土体微扰动聚酯注浆改良相结合的多维度建筑附加变形控制技术, 经济有效地保障了地下空间开发期间紧邻文保建筑的安全和正常使用。

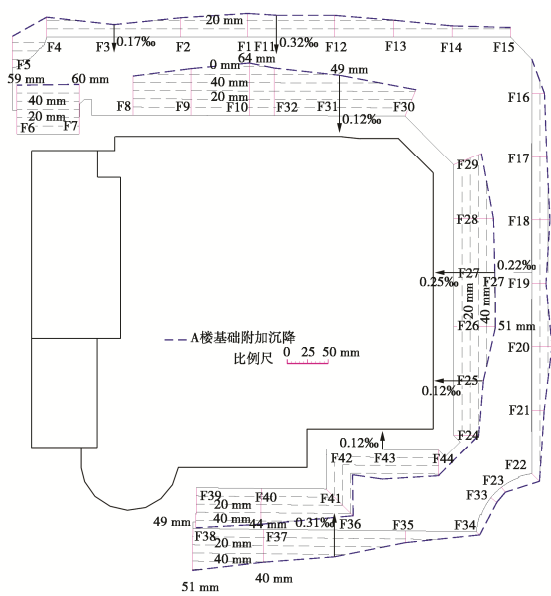


图 16 A 楼附加沉降和倾斜分布

Fig. 16 Settlement increments of building A

工程实施效果表明, 上述总体开发策略和相应技术的应用, 在完成地下空间开发的同时实现了对既有建筑的有效保护, 其成功实践可为软土地基类似工程地下空间开发策略的选择和设计施工提供参考。

参考文献:

[1] 王卫东, 丁文其, 杨秀仁, 等. 基坑工程与地下工程: 高效节能、环境低影响及可持续发展新技术[J]. 土木工程学报, 2020, **53**(7): 78-98. (WANG Weidong, DING Wenqi, YANG Xiuren, et al. Deep excavation engineering and underground engineering—new techniques of high-efficiency and energy-saving, low environmental impact, and sustainable development[J]. China Civil Engineering Journal, 2020,

53(7): 78-98. (in Chinese))
[2] 文颖文, 胡明亮, 韩顺有, 等. 既有建筑地下室增设中锚杆静压桩技术应用研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 224-229. (WEN Yingwen, HU Mingliang, HAN Shunyou, et al. Application of static bolt-pile technique to construction of basement of existing buildings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 224-229. (in Chinese))
[3] 吴江斌, 苏银君, 王向军, 等. 既有建筑地下空间开发中竖向托换设计及其对上部结构的影响分析[J]. 建筑结构学报, 2018, **39**(增刊 1): 314-320. (WU Jiangbin, SU Yinjun, WANG Xiangjun, et al. Vertical underpinning design of underground space development under existing buildings and its influence on superstructure[J]. Journal of Building Structures, 2018, **39**(S1): 314-320. (in Chinese))
[4] 杨风庆. 复杂工况下的保留建筑平移、旋转与顶升施工技术[J]. 建筑施工, 2018, **40**(9): 1576-1578, 1584. (YANG Fengqing. Construction technology for translation, rotation and jacking of preserved buildings under complex working conditions[J]. Building Construction, 2018, **40**(9): 1576-1578, 1584. (in Chinese))
[5] 章柏林. 上海音乐厅和上海玉佛寺大雄宝殿平移顶升工程的技术比较[J]. 建筑施工, 2018, **40**(6): 936-938. (ZHANG Bailin. Technical comparison of translation and jacking-up engineering between Shanghai concert hall and Shanghai jade Buddha temple grand hall[J]. Building Construction, 2018, **40**(6): 936-938. (in Chinese))
[6] 王林枫, 冉群, 刘波, 等. 锚杆静压桩加固既有建筑物地基及纠偏设计与施工[J]. 施工技术, 2005, **34**(8): 20-23. (WANG Linfeng, RAN Qun, LIU Bo, et al. Using anchor rod static pressure piles to strengthen original building foundation and deviation correction design and construction[J]. Construction Technology, 2005, **34**(8): 20-23. (in Chinese))