

深基坑开挖导致邻近建筑群大变形损坏的实测分析

史春乐^{1,2}, 王鹏飞², 王小军², 芮科^{3,4}, 雷国辉^{3,4}

(1. 昆山市住房和城乡建设局, 江苏 昆山 215300; 2. 昆山市建设工程质量检测中心, 江苏 昆山 215300;
3. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 4. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098)

摘 要: 深基坑开挖对邻近建筑物的变形和安全有着重要的影响, 然而, 深基坑自身安全开挖却导致邻近建筑群变形损坏的工程实录却并不多见。为此, 结合某高档综合楼 12 m 深基坑开挖工程施工过程的现场监测结果, 分析了深基坑开挖导致邻近 11 幢建筑物的沉降变形发展过程, 及其与地基条件、基坑开挖施工工序、支护结构水平位移、建筑物基础型式之间的关系。结果表明, 深厚的淤泥质粉质黏土夹粉砂地基及基坑降水是诱发 6 幢建筑物产生超过 100 mm 沉降变形而损坏的根本原因, 有效的止水帷幕和降水措施是控制该类地基深基坑开挖工程对邻近建筑物影响的关键。

关键词: 深基坑开挖; 沉降; 水平位移; 现场测试

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2012)S0-0512-07

作者简介: 史春乐(1969-), 男, 江苏宜兴人, 高级工程师, 从事岩土工程监测检测及建设科技管理工作。E-mail: 1347458970@qq.com。

Field monitoring analysis of damage of buildings due to large deformations caused by adjacent deep excavations

SHI Chun-le^{1,2}, WANG Peng-fei², WANG Xiao-jun², RUI Ke^{3,4}, LEI Guo-hui^{3,4}

(1. Bureau of Housing and Urban-Rural Development of Kunshan, Kunshan 215300, China; 2. Kunshan Construct Engineering Quality Testing Center, Kunshan 215300, China; 3. Key Laboratory of Geomechanics and Embankment Engineering of Ministry of Education, Hohai University, Nanjing 210098, China; 4. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: Deep excavation has an important impact on the deformation and safety of its adjacent buildings. However, very limited case histories on damage of adjacent buildings caused by a safely constructed deep excavation are available. Field monitoring is carried out during the construction of a 12 m-deep excavation for the foundation of a luxury complex building. The settlement deformations of 11 adjacent buildings caused by the deep excavation are analyzed. Also investigated are the settlement-related ground conditions, construction process of the deep excavation, lateral displacements of retaining structures, and foundation types of the adjacent buildings. It is shown that the ground conditions, namely a thick mucky silty clay containing silty sand, and dewatering are the underlying causes leading to damage of 6 buildings with settlements over 100 mm. An effective water-resisting curtain and dewatering measures are the key to control the influence of deep excavation on the adjacent buildings.

Key words: deep foundation excavation; settlement; lateral displacement; field monitoring

0 引 言

深基坑开挖将不可避免地引起周围地基土体的变形^[1], 在城市建(构)筑物和地下埋管(沟)设施密集区的深基坑开挖工程, 除了要保障基坑自身的安全之外, 有效控制基坑邻近建(构)筑物和埋管(沟)设施的变形也是决定其成败的关键。近年来, 深基坑开挖自身坍塌的事故时有发生报道, 典型的如杭州地铁湘湖站的基坑坍塌事故^[2]; 深基坑开挖导致邻近建筑物变形的案例也时有发生报道, 但大都以成功受控的小变形为主^[3-6]。深基坑开挖对邻近建筑物影响的理论和室内离心模拟试验分析研究已日渐深入^[5-8], 但相比而言,

深基坑自身安全开挖却导致邻近建筑物甚至建筑群变形损坏的案例却并不多见。

本文报道了昆山中茵世贸广场深基坑开挖工程施工过程中导致邻近建筑群变形损坏的实测结果及其分析, 以供类似工程参考并为验证理论分析提供依据。

1 工程概况

昆山中茵世贸广场位于昆山市中山路与前进西路

基金项目: 国家自然科学基金项目(50878075); 江苏省高校青蓝工程
基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2011B02814)
收稿日期: 2012-08-24

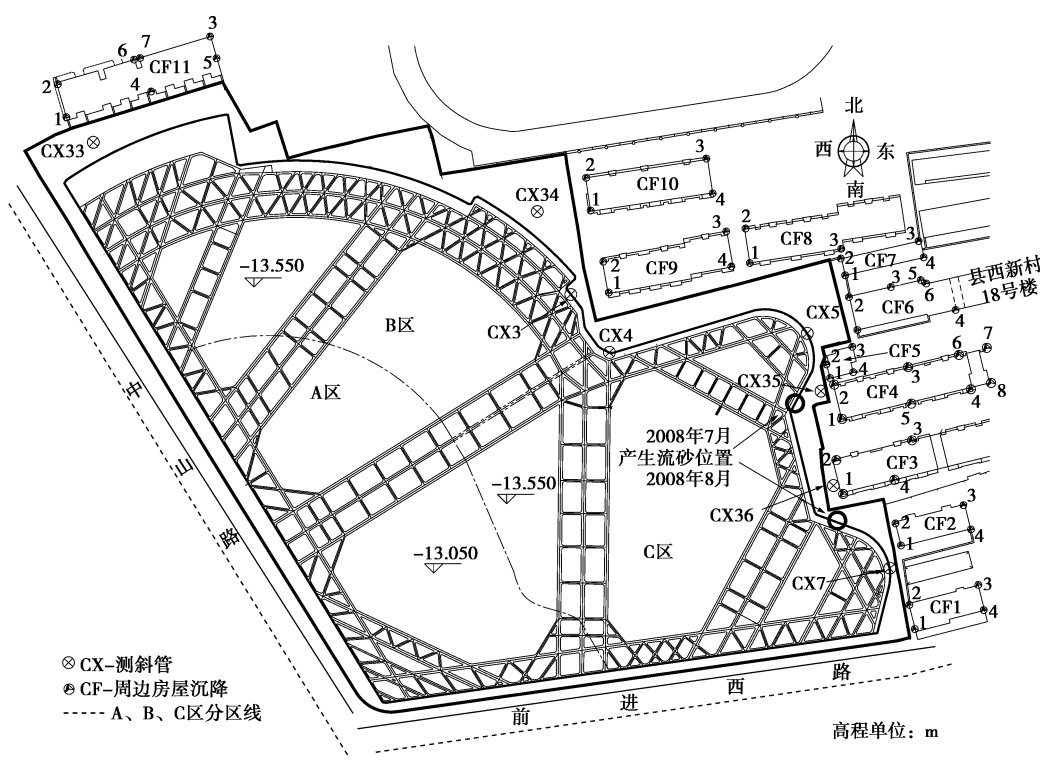


图 1 基坑支护系统及测试仪器平面布置图

Fig. 1 Plan layout of retaining system and instrumentations of foundation excavation

交汇处东北侧。是一座集办公、酒店、公寓、超市零售为一体的高档综合楼,上部结构主体由 1 栋 14 层办公楼和 1 栋 11 层公寓楼组成,建筑结构为框架剪力墙,下部结构除局部观赏水域外均设地下室 2 层,基础型式为桩筏基础。

昆山中茵世贸广场深基坑开挖工程围护系统平面和立面布置如图 1, 2 所示。基坑东侧为县西新村住宅楼群,北侧为一体育运动场所及少量住宅楼。邻近建筑群的编号、名称、结构型式以及地基基础型式如表 1 所示。

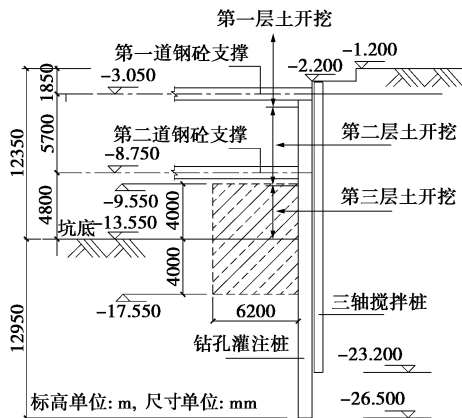


图 2 B 区和 C 区基坑支护系统立面布置图

Fig. 2 Vertical layout of retaining system of foundation excavation in zones B and C

2006 年 3 月完成工程地质勘察。2007 年 3 月完成

基坑围护设计。2007 年 8 月 1 日开工, 2008 年 9 月底开挖至坑底, 2009 年 8 月 1 日基坑工程全部施工完成。

2 场地地质条件及测试仪器布置

场地地貌形态单一, 隶属长江三角洲冲积平原, 最大勘探深度 70.3 m 以浅为一套第四纪晚更新世以来的冲积—滨海相沉积物。土层分布及相应的物理力学性质指标如表 2 所示^[9]。场地原为昆山市白水潭公园、嘉顿酒家鹿都宾馆及居民住宅楼等。

场区勘探孔口高程介于-0.20~2.78 m (依据 1985 年国家高程基准)。地下水由上部孔隙潜水和下部微承压水组成, 水力联系密切, 均具随季节性变化之特征, 年变幅一般在 1 m 左右。潜水主要赋存于浅部黏性土中, 受大气降水入渗和部分侧向径流补给。勘探期间测得潜水初见水位介于 0.25~0.55 m, 稳定水位介于 0.26~0.80 m。微承压水主要赋存于③₃层粉砂、⑤层粉土、⑥₃层粉土、⑩层粉砂中, 其导水性一般, 富水性相对较好, 受上部浅层水垂直入渗和侧向径流补给, 勘探期间测得稳定水位介于-0.88~0.20 m。

昆山市处于地震活动相对较平稳的地区, 区域稳定性较好。场区及邻近地带没有较新活动断裂等不良工程地质作用, 第四系覆盖层厚度约 200~300 m, 未发现岩溶、滑坡、暗塘、暗浜、液化土层等不良地质现象, 故场区的稳定性较好。

表 1 深基坑邻近建筑物情况
Table 1 Situations of buildings adjacent to deep excavation

编号	建筑物名称	结构 型式	层 数	基础型式	建造 时间	距离基 坑最短 距离/m	最大 沉降 /mm	最小 沉降 /mm	安全性等级 及建议
CF1	常乐里 4 号楼	砖混	6	天然地基, 不埋式钢筋混凝土筏板基础、 板厚 350	1980s	8.7	125.2	12.8	Cu 级, 建议加固
CF2	常乐里 2 号楼	砖混	6	天然地基, 不埋式钢筋混凝土筏板基础、 板厚 350	1980s	6.6	104.3	24.1	Cu 级, 建议加固
CF3	怡馨苑 1 号楼	砖混	6	水泥搅拌桩桩长 10 m 复合地基, 条形基 础、埋深 1.4 m	1990s	10.4	128.7	48.1	Au 级, 建议维修
CF4	怡馨苑 2 号楼	砖混	6	水泥搅拌桩桩长 10 m 复合地基, 条形基 础、埋深 1.3 m	1990s	9.4	110.9	14.6	Au 级, 建议维修
CF5	海峰卫生服务中心	砖混	1	天然地基	1990s	5.5	139.6	72.3	未评定
CF6	县西新村 16 号楼	砖混	4	天然地基, 不埋式钢筋混凝土筏板基础、 板厚 400	1992	17.4	57.1	9.5	Bu 级, 建议维修
	县西新村 18 号楼	砖混	6	天然地基, 不埋式钢筋混凝土筏板基础、 板厚 400	1992	57.1			Bu 级, 建议维修
CF7	县西新村自行车库	砖混	1	天然地基	1992	20.1	11.3	2.4	未评定
CF8	怡馨苑 7 号楼	砖混	7	沉管灌注桩基础, 直径 426, 桩长 27~29 m, 单桩极限承载力 800 kN, 桩数 255 支	1990s	16.9	8.4	7.1	Au 级, 建议维修
CF9	怡馨苑 9 号楼	砖混	6	沉管灌注桩基础, 直径 426, 桩长 26.5 m, 单桩极限承载力 840 kN, 桩数 147 支	1990s	10.0	20.1	10.2	Au 级, 建议维修
CF10	怡馨苑 10 号楼	砖混	7	沉管灌注桩基础, 直径 426, 桩长 27.5 m, 单桩极限承载力 800 kN, 桩数 401 支	1990s	20.2	12.2	2.9	Au 级, 建议维修
CF11	中山路 189 号楼	砖混	7	沉管灌注桩基础, 细节不详	1990s	12.6	102.7	38.9	未评定

表 2 基坑开挖场地土层的物理力学性质指标
Table 2 Physical and mechanical properties of soils in foundation excavation site

土层代号及名称	层底高程 /m	层厚 /m	重度 /(kN·m ⁻³)	含水率 /%	孔隙比	固快黏聚力 /kPa	固快内摩擦角 /(°)	压缩模量 /MPa
① ₁ 回填土	-3.14~1.48	1.00~4.50			1.022			
① ₂ 素填土	0.36~1.65	0.50~1.80						
① ₃ 淤泥	-3.94~-0.75	0.30~1.10						
② 粉质黏土	-1.91~-0.24	0.50~2.80	19.0	34.0	0.933	28.0	12.3	4.44
③ ₁ 淤泥质粉质黏土	-11.70~-2.45	0.90~11.10	18.2	40.0	1.092	15.4	14.9	3.3
③ ₂ 淤泥质粉质黏土	-15.21~-5.44	1.70~13.80	18.3	40.4	1.090	16.6	16.5	3.45
③ ₃ 粉砂	-18.10~-6.75	0.70~4.50	18.9	32.8	0.910	13.2	28.7	12.43
③ ₄ 淤泥质粉质黏土	-23.50~-11.44	0.40~5.40	18.2	37.9	1.060	17.8	15.2	3.97
④ ₁ 粉质黏土	-27.29~-14.55	0.80~6.80	20.1	23.2	0.668	39.7	17.4	7.12
④ ₂ 粉质黏土	-28.87~-15.10	1.00~12.00	20.1	23.2	0.859	35.4	15.3	5.18
⑤ 粉土	-31.27~-17.02	4.60~14.50	19.7	25.8	0.715	9.9	30.8	14.52
⑥ ₁ 粉质黏土	-34.40~-25.89	0.90~6.30			0.901			5.08
⑥ ₂ 粉质黏土夹粉土	-43.49~-35.31	1.50~9.10			0.888			5.45
⑥ ₃ 粉土	-45.80~-38.11	0.80~5.00			0.809			14.84
⑦ ₁ 粉质黏土	-50.20~-40.27	1.50~9.10			0.816			7.28
⑦ ₂ 粉质黏土夹粉土	-52.20~-43.63	0.80~5.00			0.757			7.26
⑧ 粉土夹粉质黏土	-56.49~-52.06	3.00~8.50			0.737			8.08
⑨ 粉质黏土	-64.79~-57.40	控制 2.50~10.80			0.648			8.23
⑩ 粉砂		控制 10.30						

场区地基为不液化地基, 土层厚度变化较大, 分布均匀性较差。②层粉质黏土压缩性中等偏高、工程性能一般, ③₁、③₂、③₄层淤泥质粉质黏土压缩性高、易流触变、工程性能差, ③₃粉砂层透镜体分布。

3 基坑围护系统及降水

如图 1 所示, 基坑周长约 840 m, 面积约 34000 m²。场地坑外平均地坪标高为-1.20 m (建筑相对标高),

相当于 2.60 m 绝对高程。依据主体结构设计布置, 基坑 A 区坑底标高为-13.05 m, B 区和 C 区坑底标高为-13.55 m, 坑深 11.85~12.35 m。局部集水井、电梯井处坑底更深。坑底位于③₂层淤泥质粉质黏土或③₃层粉砂中。

围护结构按一级基坑设计, 采用钻孔灌注桩挡土、水泥搅拌桩止水、2 道钢筋混凝土支撑和局部坑底水泥搅拌桩加固的方案, 如图 2 所示。钻孔灌注桩直径

1 m, 间距 1.2 m, A 区桩底标高-25.7 m, B 区和 C 区桩底标高-26.5 m。水泥搅拌桩采用 $\Phi 650$ 型三轴搅拌桩, 一喷一搅施工, 每幅之间间距 900 mm, 相互搭接 650 mm (即套打 1 个孔位), 中山路侧插入深度 20 m, 长度 19 m, 其余侧粉砂层埋藏深厚处适当加长至深度 22 m, 长度 21 m, 水泥掺入量 20%, 水灰比 1.8~2.0, 28 d 无侧限抗压强度不小于 1.5 MPa。支撑型式为对撑桁架、角撑桁架和环形桁架结合使用。第 1 道支撑中心标高-3.05 m, 圈梁顶标高-2.6 m, 断面为 1300 mm \times 900 mm, 支撑主杆断面为 1300 mm \times 900 mm 或 1000 mm \times 900 mm, 次杆 800 mm \times 800 mm。第 2 道支撑中心标高-8.75 m, 围檩断面为 1400 mm \times 900 mm, 支撑主杆断面为 1400 mm \times 900 mm 或 1000 mm \times 900 mm, 次杆 800 mm \times 800 mm。局部坑底加固针对③₃层粉砂较薄或缺失的部位, 采用 $\Phi 700$ 型双轴水泥搅拌桩相互搭接 200 mm 进行加固, 两喷两搅施工, 加固区为格构形, 深度 7.5 m 和 8 m, 其中坑底以下 4 m, 宽度 6.2 m, 水泥掺入量在坑底以上为 7%, 坑底以下为 12%, 水灰比 0.55, 28 d 无侧限抗压强度不小于 0.8 MPa。上述设计采用的混凝土强度等级均为 C30, 水泥强度等级均为 32.5。

基坑降水采用真空负压深井井点, 按单井有效抽水面积约 230 m² 布置 163 口, 井深 17~18.4 m, 采用两级滤水管, 将地下水位控制在坑底以下 1 m。浅层土体采用深 5.8 m 轻型井点辅助降水, 确保水位降低至支撑底面以下 0.5 m。土方开挖前进行坑内预降水。

4 现场监测及施工工序

现场监测项目主要包括围护结构顶部和立柱的竖直和水平位移、围护结构和坑周土体的深层水平位移、支撑轴力、坑外水位、以及邻近建筑物的沉降和裂缝。由于篇幅所限, 本文主要介绍邻近建筑物沉降及其相关的深层水平位移的监测结果分析, 其测点布置如图 1 所示。基坑开挖的施工工序如表 3 所示。

5 监测成果及分析

图 3 为深基坑开挖导致邻近 11 幢建筑物沉降的监测结果, 其中实线表示靠近基坑一侧测点的监测结果, 虚线表示其它测点的监测结果。图 4 为深基坑开挖引起的邻近建筑物附近支护结构的深层水平位移监测结果, 图 5 为深基坑开挖后期补充监测的建筑物附近土体的深层水平位移监测结果。图 4 和图 5 中的实线表示开挖至坑底的监测结果, 虚线表示基坑施工完成时的监测结果。

值得一提的是, 在开挖基坑最后一层土过程中, 位于基坑东侧坑壁曾出现过 2 次流砂现象。如图 1 所示, 2008 年 7 月产生第 1 次流砂, 导致附近坑边围墙外侧绿化带土体出现明显的下陷和裂缝。2008 年 8 月产生第 2 次流砂, 导致邻近建筑物 CF3-1 测点两天沉降量为 8.34 mm, 沉降速率达 4.17 mm/d。虽然 2 次流砂最终均被施工单位及时封堵住。但已对邻近建筑物的沉降变形造成了不可恢复的影响。

虽然在基坑开挖施工过程中, 采用了坑外土体注浆措施以求保护邻近建筑物免受变形损坏, 但是从图 3 中可以看出, 整个基坑施工过程导致邻近建筑物仍然产生了不同程度的沉降变形, 随着施工工序的推进, 沉降持续发展。绝大部分沉降量发生在工序 6 结束即基坑开挖至坑底之前, 并且在工序 6 阶段即第 3 层土开挖阶段, 产生的沉降量较大。

表 1 倒数第 2 列给出了所有建筑物的最大沉降监测结果, 其中, CF1、CF2、CF3、CF4、CF5、CF11 共 6 幢建筑物的累计最大沉降超过 100 mm, 而 CF7、CF8、CF9、CF10 共 4 幢建筑物的累计最大沉降量不超过 21 mm, CF6 的累计最大沉降量为 57.1 mm。

由表 1 可知, CF1、CF2、CF3、CF4 均为 6 层砖混结构, 建筑荷载差别不大, 虽然具有不同的基础型式, 包括天然地基不埋式钢筋混凝土筏板基础和 10 m 长水泥搅拌桩复合地基条形基础, 但是其累计最大沉降量均超过 100 mm, 这可能主要是由于其距基坑支

表 3 现场监测及施工工序
Table 3 Schedule of field monitoring and construction

时 间	工 序
2007 年 6 月初	0. 基坑监测工作介入, 对基坑周边房屋进行布点监测
2007 年 6 月中旬至 9 月初	1. 围护桩内测斜管埋设, 此时间段 C 区取第 1 层土
2007 年 9 月初至 11 月初	2. 取 A、B 区第 1 层土并完成第 1 道水平支撑
2007 年 11 月初至 11 月底	3. 坑内降水, 11 月底基坑东南角沉降较大, 场地停止降水, 同时在东南角坑外进行注浆加固
2007 年 12 月至 2008 年 2 月下旬	4. 基坑停工, 期间未降水
2008 年 2 月底至 5 月中旬	5. 取第 2 层土, 第 2 道支撑全部完成, 期间按需降水
2008 年 5 月下旬至 9 月底	6. 取第 3 层土, B、C 区底板部分完成, 期间按需降水, 底板浇筑完成后停止降水
2008 年 9 月底到 12 月中旬	7. 底板全部浇筑完成, 并于 11 月中旬开始拆除第 2 道支撑, 负二层地下室施工
2008 年 12 月中旬到 2009 年 5 月	8. 第 1 道支撑拆除完毕, 基坑回填至负一层地下室标高
2010 年 6 月	9. 基坑监测工作结束

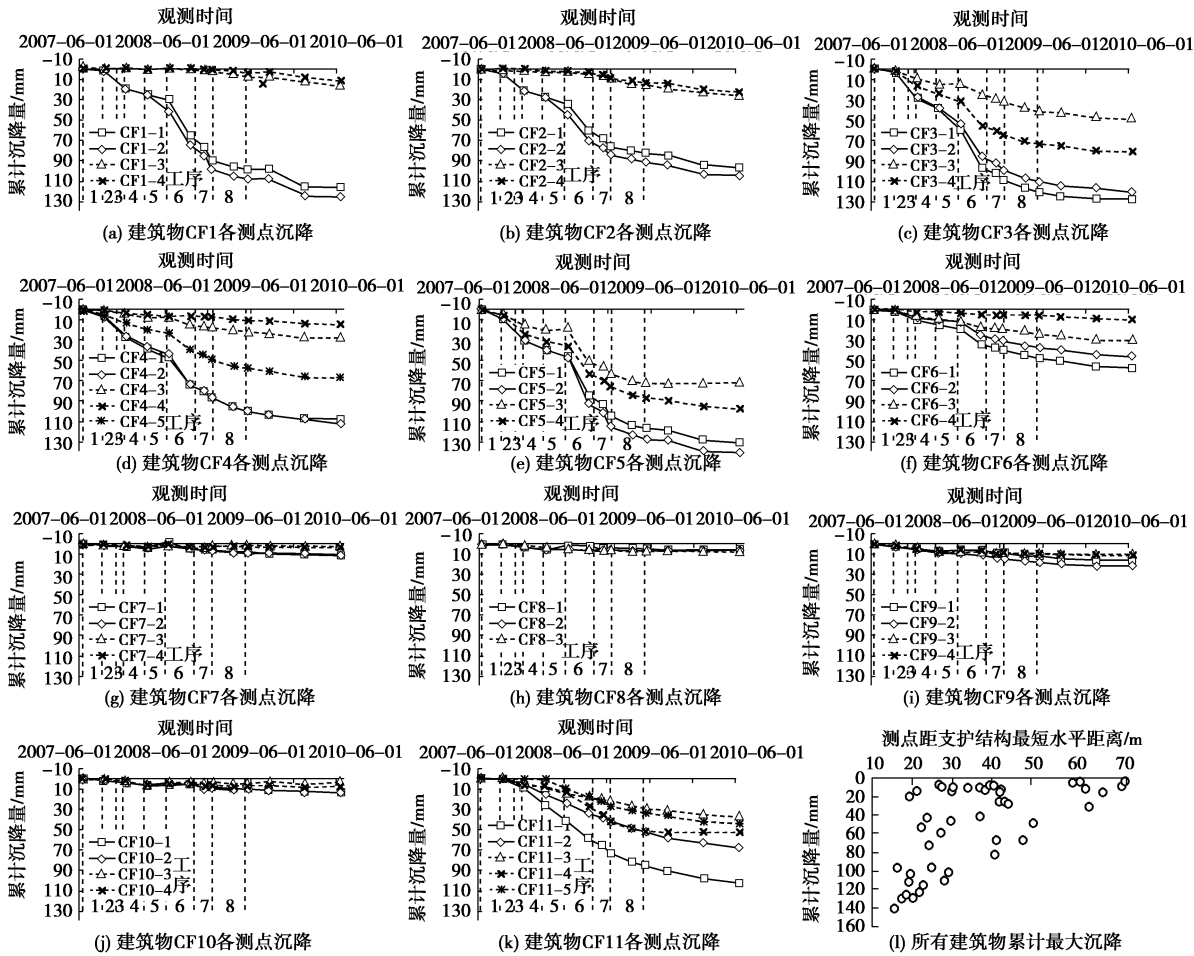


图 3 深基坑开挖导致邻近建筑物的沉降

Fig. 3 Settlement of buildings caused by adjacent deep excavation

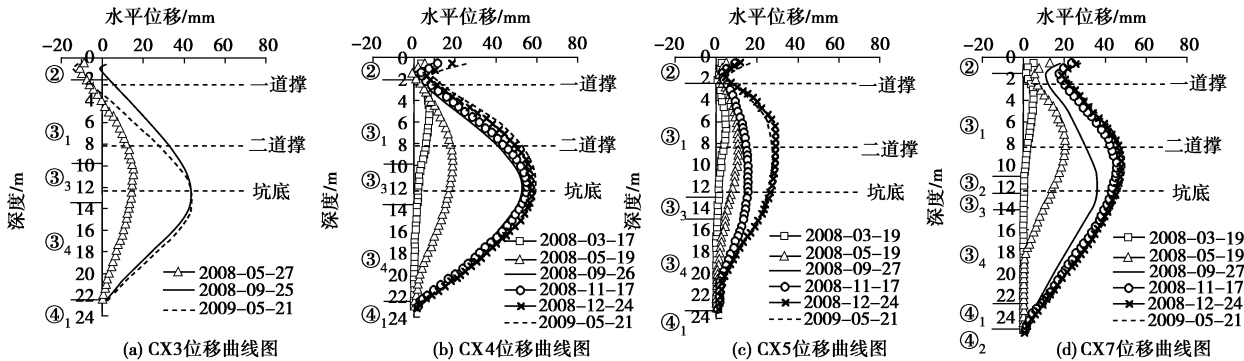


图 4 建筑物附近支护结构测斜监测结果

Fig. 4 Monitored inclinometer results for retaining structure adjacent to buildings

护结构距离太近, 仅为 6.0~10.4 m, 以及建筑场地为厚达 20 余米的淤泥质粉质黏土地基所致。图 3 中的实线与虚线之间的间距显示了建筑物的差异沉降, 很明显, CF1 和 CF2 这 2 幢建筑物的差异沉降量最大, 按照《民用建筑可靠性鉴定标准》^[10], 其安全性等级评定为 Cu 级, 如表 1 最后 1 列所示。

由图 1 和表 1 可知, CF5 和 CF7 均为直接坐落于

天然地基上的 1 层砖混结构, 建筑面积相对不大, 荷载不大, CF7 的累计最大沉降量仅为 11.3 mm, 但 CF5 的累计最大沉降量却接近 140 mm。从图 3 (e) 可以看出, 工序 5 结束即开挖完第 2 层土时, CF5 的累计最大沉降量已接近 50 mm, 工序 6 结束即开挖完第 3 层土时, CF5 的累计最大沉降量已接近 100 mm, 这主要是由于 CF5 距离基坑最近距离仅为 5.5 m、以及

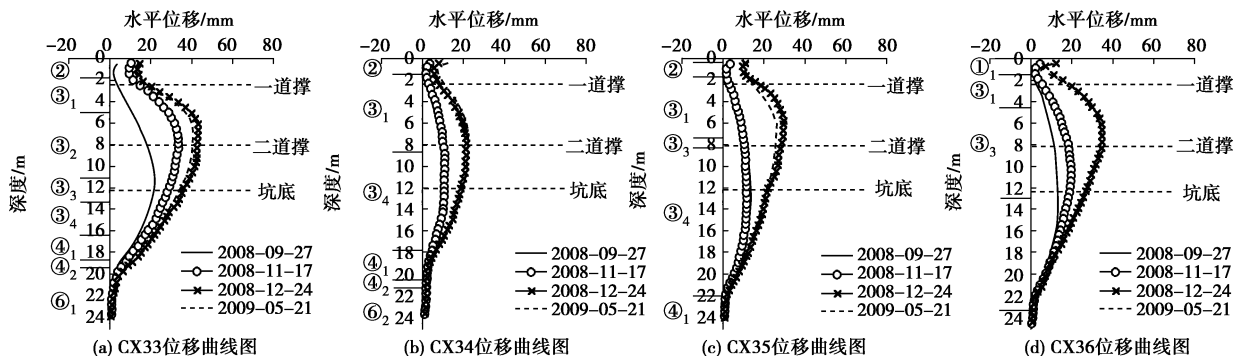


图5 基坑开挖后期补充的建筑物附近土体测斜监测结果

Fig. 5 Monitored inclinometer results for soil adjacent to buildings during the final stage of construction

附近基坑侧壁在开挖第3层土期间产生的流砂所致。

由图1和表1可知,CF6即县西新村16号4层砖混结构与县西新村18号6层砖混结构为同排住宅楼,基础型式为天然地基不埋式钢筋混凝土筏板基础,CF6的累计最大沉降量达57.1 mm,安全性等级评定为Bu级。而CF8、CF9、CF10为6层或7层砖混结构,基础型式为沉管灌注桩基础,距离基坑支护结构侧壁最短距离分别为16.9, 10.0, 20.2 m,其累计最大沉降量分别为8.4, 20.1, 12.2 mm。这3幢建筑物沉降变形相对较小的原因应主要归功于其所采用的桩基础型式。

CF11为7层砖混结构,也采用沉管灌注桩基础,除CF11-1测点录得累计最大沉降量为102.7 mm外,其余测点累计最大沉降量小于70 mm,与上述具有相同基础型式和相近建筑荷载的CF8、CF9、CF10相比,其沉降变形明显偏大,这可能是由于图1所示CF11距离基坑较近,仅为12.6 m,且其建筑物纵墙与基坑边平行的缘故。文献[7]的数值分析结果也显示,当建筑物纵墙与基坑边平行时,其抵抗沉降变形的能力是最小的。在这点上,两者是一致的。

图3(1)所示为所有建筑物各测点的累计最大沉降量与测点到支护结构最短水平距离之间的关系图,可以看出,建筑物的沉降量随着距支护结构距离的增加而减小,65 m以外基本不受影响。

从图4和图5可以看出,无论是支护结构还是坑外土体的水平位移基本都小于50 mm,与其邻近的超过100 mm的建筑物沉降相比,相对较小。显然,建筑物的沉降变形,除了与支护结构和土体的水平位移相关外,还与基坑降水引起坑外高压压缩性的淤泥质粉质黏土的固结变形有明显的关系,这一点在图3基坑开挖不同工序中持续发展的沉降量也得到了充分地体现。比如,在工序4即基坑开挖及降水暂停施工约3个半月期间,邻近建筑物的沉降仍然在发展,而且,在工序8即2009年5月基坑回填全部完成之后,到

2010年6月1日监测工作结束期间,邻近建筑物的沉降增量虽然较小,但部分建筑物的沉降仍然在持续发展,甚至尚未达到《建筑变形测量规范》^[11]中规定0.01~0.04 mm/d的稳定标准,比如CF11。

另外,施工过程中发现,坑内管井降水时,水量较大,停止抽水后,管井内水位回升较为迅速。这说明,基坑止水帷幕并没有非常有效地切断坑内和坑外的水力联系,以至于邻近建筑物所处的高压缩性淤泥质粉质黏土地基因水位下降而产生固结,这应该是导致邻近建筑物,尤其是坐落于天然地基上的浅层筏板基础型式的建筑物,产生变形损坏的根本原因。

6 结 论

通过对昆山中茵世贸广场深基坑工程导致邻近建筑群变形损坏的实测分析,得到以下4点结论。

(1)在深厚软土夹粉砂地基、邻近建筑物密集区的深基坑工程,有效地止水帷幕是防止流砂、减小软土流动变形的关键,合理的降水措施,比如坑外回灌,是降低基坑外土体固结变形的关键。

(2)深基坑导致邻近建筑物的沉降变形随着建筑物与基坑支护结构距离的增加而减小。本工程监测结果显示,65 m以外的建筑物基本不受其影响。

(3)不同的基础型式对于由深基坑开挖引起建筑物地基变形的抵抗能力不同,在这方面,沉管灌注桩基础明显优于浅层筏板基础和水泥搅拌桩复合地基条形基础,在深厚的软土地基条件下,10 m深的复合地基与浅层筏板基础相比,并没有明显的优势,因此,下卧层软土的固结变形不可忽视。

(4)建筑物的纵墙与基坑边平行时,对于深基坑开挖引起建筑物地基变形的抵抗能力最差。

参考文献:

- [1] 王卫东, 徐中华, 王建华. 上海地区深基坑周边地表变形性状实测统计分析[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(11): 1659

- 1666. (WANG Wei-dong, XU Zhong-hua, WANG Jian-hua. Statistical analysis of characteristics of ground surface settlement caused by deep excavations in Shanghai soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(11): 1559 - 1666. (in Chinese))
- [2] 张旷成, 李继民. 杭州地铁湘湖站“08.11.15”基坑坍塌事故分析[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊 1): 338 - 342. (ZHANG Kuang-cheng, LI Ji-min. Accident analysis for "08.11.15" foundation pit collapse of Xianghu Station of Hangzhou metro[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S1): 338 - 342. (in Chinese))
- [3] 顾开云, 许磊. 复杂条件下基坑变形控制——亚龙总部大楼基坑工程设计研究[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(增刊): 1577 - 1581. (GU Kai-yun, XU Lei. Displacement control under deep foundation pits complicated conditions — design of the foundation pit of Yalong General Headquarters Building[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(S0): 1577 - 1581. (in Chinese))
- [4] 覃卫民, 张照仪, 王浩, 等. 武汉团结小区商住楼工程基坑施工监测分析[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(增刊): 1830 - 1833. (QIN Wei-min, ZHANG Zhao-yi, WANG Hao, et al. Analysis of excavation monitoring for Tuanjie building in Wuhan[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(S0): 1830 - 1833. (in Chinese))
- [5] 李进军, 王卫东, 邸国恩, 等. 基坑工程对邻近建筑物附加变形影响的分析[J]. 岩土力学, 2007, **28**(增刊): 623 - 629. (LI Jin-jun, WANG Wei-dong, DI Guo-en, et al. Analysis of the influence of excavation engineering on additional deformation of adjacent buildings[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(S0): 623 - 629. (in Chinese))
- [6] 王卫东, 徐中华. 预估深基坑开挖对周边建筑物影响的简化分析方法[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊 1): 32 - 38. (WANG Wei-dong, XU Zhong-hua. Simplified analysis method for evaluating excavation-induced damage of adjacent buildings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S1): 32 - 38. (in Chinese))
- [7] 郑刚, 李志伟. 基坑开挖对邻近任意角度建筑物影响的有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(4): 615 - 624. (ZHENG Gang, LI Zhi-wei. Finite element analysis of response of buildings with arbitrary angle adjacent to excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(4): 615 - 624. (in Chinese))
- [8] SON M, CORDING E J. Responses of buildings with different structural types to excavation-induced ground settlements[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2011, **137**(4): 323 - 333.
- [9] 江苏苏州地质工程勘察院. 昆山中茵世贸广场岩土工程勘察报告[R]. 苏州: 江苏苏州地质工程勘察院, 2006. (Jiangsu Suzhou Geological Engineering Investigation Institute. Geotechnical engineering investigation report for Kunshan Zhongyin World Trade Plaza[R]. Shuzhou: Jiangsu Suzhou Geological Engineering Investigation Institute, 2006. (in Chinese))
- [10] GB50292—1999 民用建筑可靠性鉴定标准[S]. 1999. (GB50292—1999 Standard for appraiser of reliability of civil building[S]. 1999. (in Chinese))
- [11] JGJ8 建筑变形测量规范[S]. 2007. (JGJ8 Code for deformation measurement of building and structure[S]. 2007. (in Chinese))

(本文责编 孙振远)