

偏压荷载下深基坑支护结构非对称变形与控制技术研究

钟翰虎¹, 李聪^{1,2}, 李雨林¹, 朱纯¹, 雍攀³, 屈星⁴(1. 长沙市公共工程建设中心, 湖南 长沙 410000; 2. 湖南省交通规划勘察设计院有限公司, 湖南 长沙 410200;
3. 湖南路桥建设集团有限责任公司, 湖南 长沙 410000; 4. 长沙理工大学, 湖南 长沙 410114)

摘要:该文以某偏压深基坑支护结构非对称变形为例进行研究。通过采用现场监测与Plaxis 2D方法,分析非对称地表荷载对基坑支撑结构的变形影响,并进一步对其控制技术进行探讨。监测结果表明:支护结构在开挖过程中偏离偏压一侧,呈现扭转变形模式。基坑围护结构变形对路面沉降影响较大,特别是当其最大位移超过21 mm时,地表沉降随着围护结构变形的增大而迅速增大。Plaxis 2D模拟分析了5种优化设计方案,结果表明:基坑内土体加固较其他方案对围护结构变形控制效果最佳。

关键词:深基坑; 非对称荷载; 现场监测; 围护桩; 大变形

随着中国地铁项目的快速发展,深基坑工程数量迅速增加。基坑设计和施工中的一个主要问题是基坑与周围环境的相互作用。偏压基坑是由于基坑周边环境影响而产生一种特殊的结构形式。在城市复杂环境下进行深基坑建设,往往使基坑面临近接边坡、路堤和建筑材料堆放等情况,上述情况均会在基坑两侧产生不均匀偏载,由此产生的不平衡力会改变基坑支护结构的传力和变形模式,将增加基坑开挖的风险^[1-2]。

目前,相关的研究主要集中在基坑开挖对临近既有建(构)筑物或地表沉降的影响方面^[3-5]。而对于既有建(构)筑物所产生的偏压荷载对深基坑建设过程中支护结构的影响研究较少。

该文通过对某偏压基坑进行现场监测获得基坑围护结构的变形和相应的地面沉降,并进一步采用有限元法探讨偏压基坑支护体系变形控制技术。

基坑施工区域处于城市主干道,车流量较大,在施工过程中,道路交通不能中断,而放坡会占用部分行车道,影响交通通行,因此基坑设计采用钻孔灌注桩悬臂支护、钻孔灌注桩加内支撑支护形式。勘察场地地下水类型分为第四系松散层中的上层滞水及基岩裂隙中的基岩裂隙水,场地钻孔初见水位为素填土中的上层滞水,埋深1.0~4.6 m。由于基坑临近高边坡、城市快速路,同时地下管线众多,为防止由于基坑开挖引起路面塌陷、下沉、开裂等,同时为深入了解高边坡所产生的偏载对基坑的影响,选取典型断面对基坑开挖进行施工全过程监测。工程所在地为丘陵地貌,场地范围内地层由上至下依次为填土层、黏土层、粉质黏土层、砾砂层、砾质黏土层、全风化花岗岩层。深基坑平面图如图1所示。

1 工程简介

1.1 工程概况

某深基坑平面呈矩形布置,基坑底平面尺寸长437 m,宽27.7~37.7 m,主线基坑底标高为47.3~54.5 m,基坑深度为2.8~14.2 m。基坑一侧存在高为7.5 m、坡率为1:2的高边坡,对临近高边坡一侧产生约60 kPa偏压荷载,使基坑呈现非对称受力状

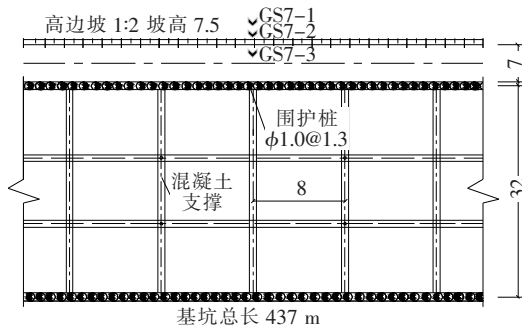


图1 深基坑平面(单位:m)

收稿日期:2021-10-04(修改稿)

基金项目:湖南省教育厅科学研究项目(编号:19B031)

作者简介:钟翰虎,男,大学本科,工程师。

1.2 基坑施工及监测方案

为减少基坑开挖对周边环境的影响,并保证施工安全,基坑两侧围护结构采用差异化设计,临近高边坡一侧桩长 23.6 m、直径为 1.2 m,远离高边坡一侧桩长 22.1 m、直径为 1.0 m。围护结构的支撑体系自上向下由 1 道混凝土支撑和 3 道钢支撑组成。

由于该深基坑的长度是其宽度和深度的 16 倍以上,在深基坑的中部可以忽略转角效应^[6]。因此,可选择基坑中部区域标准断面 GS7 来监测围护桩的横向变形和附近的地面沉降。监测断面上设 3 个监测点,具体布置如图 1 所示,监测断面施工进度如表 1 所示。施工阶段自完成混凝土支撑开始计算。

表 1 施工进度

施工阶段	施工工序	时间/d
1	开挖至-6 m	19
2	挖至-10 m	26
3	安装第 1、第 2 道钢支撑	12
4	完成开挖	14
5	安装第 3 道钢支撑、施作底板	11
6	拆除第 3 道钢支撑	24
7	施作中板	9
8	拆除第 1 道钢支撑	9
9	施作顶板	8
10	拆除混凝土支撑	20

2 现场监测结果

2.1 围护桩变形

图 2 为监测断面开挖期间围护结构水平位移。

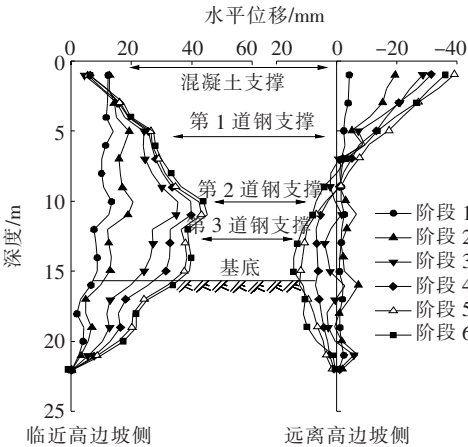


图 2 基坑围护结构水平位移

由图 2 可知:临近高边坡一侧桩的变形表现出与远离高边坡一侧不同的变形模式。随着开挖至基底

时,临近高边坡侧围护桩向开挖一侧发生了较大水平位移,符合深基坑施工中常见围护结构变形规律^[7]。而远离高边坡侧围护结构则出现了一种特殊变形模式,即桩顶向基坑外部移动,其下部则向坑内移动。从而使得基坑整体呈现远离偏载一侧的扭转变形。造成这种变形模式的主要原因为高边坡产生的偏载增大了偏压一侧围护结构上的主动土压力,从而推动基坑围护结构向非偏压一侧位移,同时该主动土压力大于引起远离偏压一侧围护结构上部向外位移的被动土压力,从而使得远离偏压一侧围护结构上部呈现出向基坑外部变形的情况。监测断面的围护桩横向变形最大值为 50.9 mm,冠梁上的最大值为-40 mm。

2.2 路面沉降

图 3 为在深基坑施工期间监测断面偏压一侧的地面沉降变化情况。

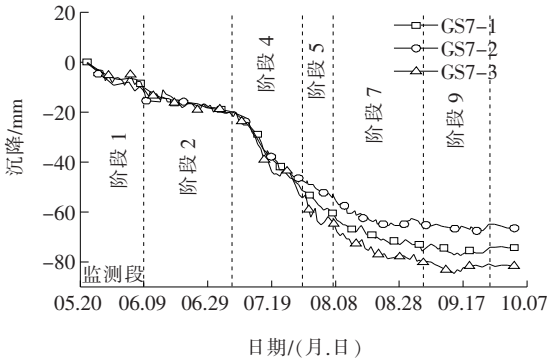


图 3 地面沉降变化

从图 3 可以看出:深基坑开挖过程中,包括底板浇筑情况下地表沉降一直持续增加,尤其在施工阶段 2 之后,围护结构变形超过 21 mm 时,地表沉降急剧增大。最终在中间板浇筑后趋于稳定,监测段的最大沉降达到 84.6 mm。

3 设计优化探讨

3.1 模型建立与验证

为研究设计优化方法,该文采用二维平面应变有限元(Plaxis 2D)分析方法。所有土层均采用 15 节点单元建模,考虑到可能存在裂缝等缺陷,将模拟采用的混凝土刚度降低 20%。有限元模型和网格生成如图 4 所示。该模型的平均单元尺寸为 3.26 m,单元总数为 1 236 个。围护结构采用板单元进行模拟,地表为自由边界条件,模型侧面限制其水平方向位移,底部为固定边界条件。假设土为满足莫尔-库仑屈服准则的理想弹塑性材料,进行不排水分析。通过现场试验,得到

深基坑开挖的地层和支撑结构以及深基坑附近既有建(构)筑物的物理性质,其物理力学参数见表 2、3 所示。

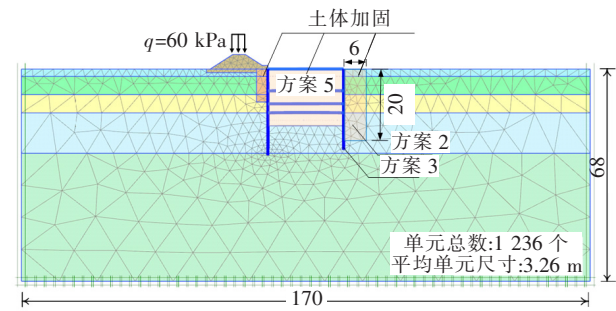


图 4 深基坑开挖数值模型(尺寸单位:m)

表 2 MC 模型的土体参数

土体名称	弹性模量/MPa	重度/(kN·m ⁻³)	泊松比	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
填土层	10	18.9	0.32	10	22.0
黏土层	16	19.2	0.30	20	20.0
粉质黏土层	15	17.8	0.23	8	31.0
砾砂层	20	17.3	0.31	20	22.5
砾质黏土层	30	18.0	0.31	29	31.0
全风化花岗岩层	200	18.4	0.25	80	38.0
加固土	120	20.0	0.30	60	30.0

表 3 支护结构参数

支护结构	EA/(kN·m ⁻¹)	EI/(kN·m ⁻¹)	γ/(kN·m ⁻³)	ν
围护桩	3.0×10 ⁷	2.5×10 ⁶	10	0.2
混凝土支撑	9.6×10 ⁷	8.0×10 ⁵	10	0.2
钢支撑	4.0×10 ⁶	1.7×10 ⁵	70	0.3

注:EA 为轴向刚度;EI 为抗弯刚度;γ 为重度;ν 为泊松比。

图 5 为测量的围护结构变形和地表沉降与数值模拟预测结果的比较。由于采用了 MC 模型,数值模拟分析给出的预测结果略小于开挖各阶段的结构变形。最终开挖阶段的最大水平位移比测量值低 15%左右,与 Likitlersuang^[8]的研究结果相似,最终开挖阶段的最大地表沉降预测值小于现场测量值的一半。以往的研究也表明,MC 模型预测的地表沉降与实测结果存在一定差异^[9-10]。因此,根据结构变形的预测结果讨论优化方案。通过对临近高边坡侧桩最大地面沉降与最大水平位移的分析,结合围护桩变形和现场监测结果讨论地表沉降的影响。

比较非对称深基坑与对称深基坑的变形模式,发现

围护桩的变形模式与图 2 相似。结果表明:偏压荷载是深基坑支撑系统扭转变形的主要原因。针对监测段变形较大的情况,该文进一步探讨相应的设计优化方案。

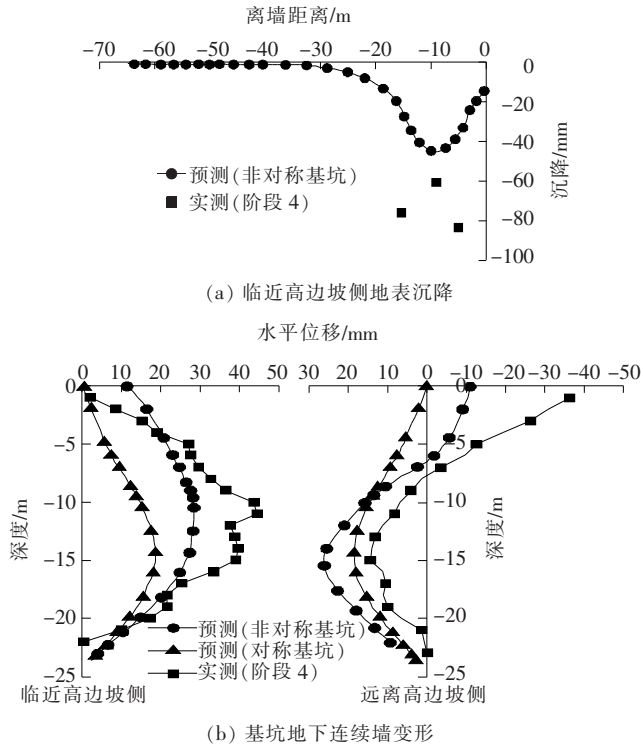


图 5 测量结果和预测结果对比图

3.2 不同优化方案的结果

模拟 5 种不同的设计方案,讨论监测段中限制扭转变形的合适设计方案。

- (1) 方案 1:模拟实际设计方案。
- (2) 方案 2:基于方案 1 在临近高边坡桩外侧进行土体加固,探讨是否可通过对基坑另一侧的土体进行加固达到限制基坑扭转变形的目的。加固范围见图 4。
- (3) 方案 3:在方案 1 的基础上,延长远离高边坡侧桩嵌入花岗岩地层中的长度。将桩底嵌入岩体是控制围护结构变形的有效方法。因此,在初步设计中,把远离高边坡侧的围护桩设计嵌入岩体,探讨将远离偏压一侧围护结构延长对变形的控制效果(图 4)。
- (4) 方案 4:进一步将方案 2 与方案 3 结合,讨论该复合优化方案的效果。
- (5) 方案 5:基坑内土体加固。在此类工程中,由于相邻结构的影响,加固范围可能受到限制。一些设计方案倾向于加固深基坑内的土体。因而,该方案采用对整个基坑内部开挖区域进行土体加固(图 4)。

图 6 为 5 种不同设计方案下围护结构水平位移模拟结果。图 6 表明:设计方案 2、3、4 相较原方案 1 在

围护结构变形控制方面有所改进,但优化效果有限。方案2、3、4的最大水平位移分别为25.3、27.4和24.2 mm。由于围护桩的变形对路面沉降有显著影响,特别是当最大水平位移超过21 mm时,上述方案仍不能较好地控制路面路基沉降。相比之下,方案5可以有效地减小深基坑两侧围护桩的水平位移,将其水平位移限制为17.5 mm,较方案1的最大水平位移27.3 mm,临近高边坡侧最大变形量显著减小,减小35.8%。对比实测数据可以看出:方案5可以将围护结构最大水平位移控制在阶段2与阶段3之间,从而可得到该阶段下路面最大沉降值约为25 mm,与之最终路面沉降84.58 mm相比,路面最大沉降量减少约70%。

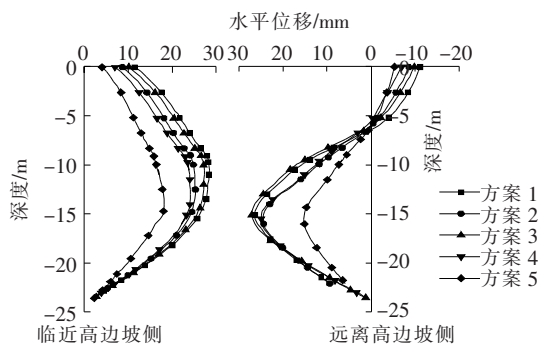


图6 不同设计方案围护结构水平位移模拟结果

对于偏压基坑,偏压一侧围护结构向坑内移动,围护结构后的土压力介于静止和主动土压力之间,而非偏压侧围护结构可能向坑外移动,围护结构后的土压力介于静止和被动土压力之间。对称基坑设计中常用基坑外侧主动土压力计算,而对于偏压基坑,如此将导致计算结果不合理,基坑的安全性得不到有效保障。该文通过研究得出对基坑内土体进行加固,可有效增强偏压一侧围护结构内力和支撑轴力,再将该支撑轴力作为荷载施加到非偏压侧围护结构上,从而达到减小非偏压侧基坑变形的目的。由此可见,对深基坑内土体进行加固是非对称地表荷载作用下深基坑开挖的最优控制方案。

4 结论

(1) 基坑围护结构的水平变形表明,非对称地表荷载作用下深基坑的变形模式为扭转变形。这主要是

由于在开挖过程中,高边坡会增大作用在围护结构上的主动土压力,从而推动基坑围护结构向远离偏压一侧扭转变形。

(2) 偏压荷载作用下,地表沉降迅速增大,且对围护结构变形敏感。当偏压侧的桩体变形达到21 mm时,沉降急剧增大。因此,控制围护桩的变形是控制地表沉降的关键因素。

(3) 模拟结果表明:对基坑内土体进行加固可以很大程度上控制支撑体系的扭转变形。该方法可有效减小偏压侧围护结构最大水平位移,从而控制临近道路即边坡的沉降变形。

参考文献:

- [1] 张学文. 建筑密集区地铁车站深基坑施工关键技术研究[J]. 中外公路, 2018, 38(2): 40—44.
- [2] 李玉岐, 周旋, 谢康和. 坑外荷载对软土地区基坑开挖变形性状的影响[J]. 建筑科学与工程学报, 2016, 33(4): 97—102.
- [3] 郑刚, 李志伟. 坑角效应对基坑周边建筑物影响的有限元分析[J]. 天津大学学报, 2012, 45(8): 688—699.
- [4] 张戈, 毛海和. 软土地区深基坑围护结构综合刚度研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(5): 1467—1474.
- [5] 秦坤元, 刘五一, 肖育斐, 等. 深基坑开挖对邻近边坡稳定性影响与控制[J]. 中外公路, 2019, 39(4): 15—19.
- [6] Blackburn JT, RJ Finno, JF Roboski. Three-Dimensional Effects for Supported Excavations in Clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(1): 30—36.
- [7] 陈勇超, 何忠明, 王利军, 等. 复杂环境下超大深基坑开挖变形演化规律研究[J]. 矿冶工程, 2020, 40(2): 33—36.
- [8] Suched Likitlersuang, Surarak Chanaton, Wanatowski Dariusz, et al. Finite Element Analysis of a Deep Excavation: A Case Study from the Bangkok MRT[J]. Soils and Foundations, 2013, 53(5): 756—773.
- [9] Xuemin Zhang, Yang Junsheng, Zhang Yongxing, et al. Cause Investigation of Damages in Existing Building Adjacent to Foundation Pit in Construction[J]. Engineering Failure Analysis, 2018, 83(1): 117—124.
- [10] 张浩, 王建华, 尹振宇, 等. 考虑各向异性对软土隧道沉降的影响[J]. 土木建筑与环境工程, 2013, 35(S1): 96—99, 133.