

文章编号:1673-9469(2015)02-0006-04

doi:10.3969/j.issn.1673-9469.2015.02.002

建筑基坑变形及支撑结构设计研究

曾晓云

(石河子大学 建筑工程学院,新疆 石河子 832000)

摘要:根据现场实测资料分析围护结构变形规律,运用有限元分析软件 PLAXIS 进行了数值模拟计算,并将计算结果与实际监测值相比较,分析结果表明:建立的有限元模型地下连续墙弯矩计算结果符合实际情况;计算得到的深层水平位移曲线呈现为“两头小,中间大”的抛物线形位移,而且最大侧移位于开挖面附近且随开挖深度不断下移;横向支撑可以有效减小地下连续墙的弯矩,采用混凝土支撑效果更加明显;但是地下连续墙受拉区域主要受开挖深度的影响,支撑的影响不大。

关键词:建筑基坑;围护结构;变形;有限元分析;PLAXIS

中图分类号:TU473.2

文献标识码:A

Study on the deformation of building foundation pit and support structure design

ZENG Xiao-yun

College of Water & Architectural Engineering Conservancy, Shihezi University, XinJiang ShiHeZi 832000, China

Abstract: The deformation rule of retaining structure was analyzed by according to the field monitoring data. Numerical simulation calculations were carried out by using finite element analysis software being PLAXIS and the numerical simulation results were compared with actual monitoring data. The results showed that moment of underground continuous wall obtained from finite element model met with actual situation. The deep horizontal displacement curve appeared as parabola being middle part and small at two ends. The maximum displacement located nearby excavation face and the increased with the increase of excavation depth. The transverse brace could effectively decrease the moment of underground continuous wall. The effect of concrete support was more obvious. The tensile region of underground continuous wall was affected mainly by excavation depth and less support structure.

Key words: building foundation pit; retaining structure; deformation; finite element analysis; PLAXIS

基坑开挖是一个土体卸载的过程,在此过程中,土体的弹性模量、压缩模量也在变化。在卸载过程,由于存在土压力,围护结构的土应力差值在变化^[1],会造成地下连续墙产生向坑内的侧向位移。随着基坑不断开挖,围护结构变形量在增加、变形最大量位置也在变化。王印昌^[2]在围护结构受力分析中采用了反分析法,通过弯矩分析得出地连墙变化规律;李刚^[3]根据地铁深基坑监测数据给出了变形特征。但二者只研究了地连墙的变形特征,并没给出影响因素以及地连墙的厚度参考值。围护结构变形的影响因素中有土层的物理

性指标也有力学指标。本文利用计算软件 PLAXIS 分析地连墙变形影响因素,提出一些控制变形的建议。

1 工程概况

武定门站位于秦淮河古河道地貌单元区,岩土层分布不均匀。受人类活动影响,填土层厚度较大,为 3.1~5.2 m,车站南端和中南部局部地段分布有淤泥、淤泥质填土。填土层组成物的均匀性变化大,密实度差,具有强度低、压缩性高、渗透性不均匀的特征。

收稿日期:2014-10-27

基金项目:国家自然科学基金项目(51468058)

作者简介:曾晓云(1977-),女,新疆昌吉州人,硕士,从事结构工程基本理论与工程应用研究。

从上到下土层为杂填土、素填土、粉土夹粉砂、粉砂夹粉土、粉质粘土、粉土夹粉质粘土、粘土、风化岩石。场地地下水类型主要为浅层潜水、微承压水和基岩裂隙水。南京地区地下水位最高一般在7~8月份,最低多出现在旱季12月份至翌年3月份。本工程初、详勘外业施工时间和利用勘察资料的外业作业时间在1~4月和11~12月,期间量测的潜水稳定水位在地面以下1.4~2.4 m,高程为7.77~8.33 m(吴淞高程系),水位起伏和地形起伏基本一致。水位受季节性变化影响较大,年变化幅度在0.5~1.0 m左右。浅层潜水含水层包括①人工填土、中-晚全新世冲淤积成因的②-1c3+b3-4层粉土与粉质粘土互层和②-2b3-4层粉质粘土-淤泥质粉质粘土。

车站内部结构为钢筋混凝土箱型结构,采用地下连续墙+内支撑的支护结构,采用1 000 mm地下连续墙加6道内支撑支护形式,选取标准段地连墙作为研究对象,地连墙长度约为26 m,进入中风化岩层 ≥ 1.5 m。第一道与第四道水平支撑采用900 mm \times 1 000 mm钢筋混凝土支撑,其余三道采用壁厚为16 mm,直径为609 mm的钢支撑。

2 监测结果对比分析

2.1 地下连续墙、土体深层水平位移

主体围护结构、土体的深层水平位移是利用测斜仪通过事先埋入结构或土体中的测斜管,测出开挖过程结构或土体的变形情况。主体围护结构、土体的变形是反映基坑开挖状况最直观、最可靠,也是最重要的指标之一,其变形的增大始终是基坑施工中关注的关键^[4-5]。本文主要以标准段上一个监测断面为分析对象,该断面上墙体深层水平位移测点为ZQT05,该断面深层水平位移测点监测情况如图1所示。

从图1中可以看出:(1)深层水平位移曲线呈现为“两头小,中间大”的抛物线形位移,这是因为第一道混凝土支撑刚度大,墙顶几乎没有位移,随着基坑的开挖,墙体腹部向坑内移动,而墙底进入风化岩层,地下连续墙底部几乎不发生位移。因此,地下连续墙侧移曲线呈现抛物线形;(2)最大侧移位置位于开挖面附近且随开挖深度不断下移,基坑开挖过程中围护墙在两侧压力差的作用下产生水平向位移,在开挖面附近压力差最大,因此最大侧移位置一般位于开挖面附近。而实测值

中,开挖超过23 m之后最大侧移位置不再下降,这是因为武定门站上部土层以粉土、粉土夹粉砂为主,而20 m以下为性质较好的粘土。在开挖粉砂土层时上部连续墙体就已经产生较大变形,开挖至坑底时反而产生的变形较小。而且基坑第四道支撑采用混凝土支撑,刚度较大,而且刚性连接可以增加围护体系的整体刚度,减小连续墙体的变形。因此,易变形土层的深度以及支撑形式的选择都会影响连续墙体最大变形位置,在开挖易变形土层时注意对连续墙体变形的控制以及深层支撑适当选择混凝土支撑,这对减少基坑整体变形有重要意义;(3)基坑暴露时间越长,变形增长越快。开挖18~23 m之间土层用了46天,开挖至23 m变形明显增加;第五道支撑架设完成后15天之内开挖至坑底,所以开挖至26 m变形趋于平缓。由此可见暴露时间对基坑变形有着重要的影响,这也符合时间效应原理^[6]。

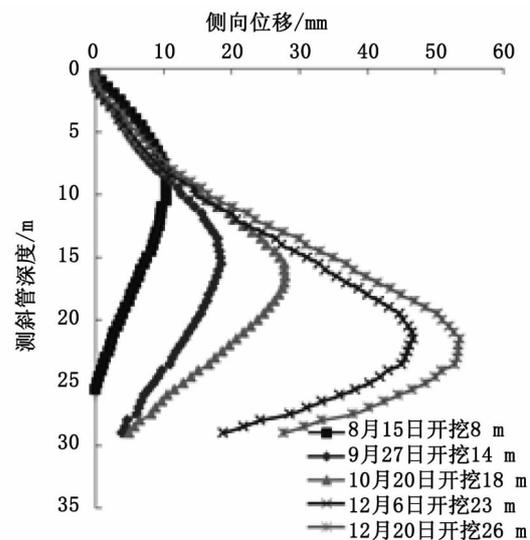


图1 ZQT05累计位移曲线

Fig.1 The cumulative displacement curve of ZQT05

2.2 围护墙顶竖向位移

本工程中围护墙顶沉降测点紧邻位于地下连续墙深层水平位移测点,本文选择测点ZQC07、ZQC16作为分析对象,基坑施工开挖期间这两个测点位移变化曲线如图2。

图2中位移变化可分为四个阶段:2012年7月至2012年10月,累计位移曲线呈上升趋势;2012年10月至2012年12月,累计位移曲线呈下降趋势;2012年12月后变化趋于稳定。从这两个测点的变化曲线可以看出在开挖期间围护结构的变化比较一致。围护墙顶竖向位移测点ZQC07和

ZQC16 在 2012 年 6 月至 2012 年 10 月处于上升阶段,最大上抬量分别为 3.11 mm 和 3.56 mm,这是由于基坑的开挖卸荷引起坑底土体回弹,以及地下连续墙一侧土体侧限的解除,从而带动所有的地下连续墙向上位移。自 2012 年 10 月以后围护桩顶的变形处于下沉阶段并逐渐趋于稳定,这是因为 2012 年 10 月后基坑已开挖约 20 m,接近坑底,随着混凝土底板浇筑使土体荷载增加,并随着下部结构的施工,基础底板和每层结构梁板刚度形成后对围护桩产生有效的约束,结构自重的不断增加,基底以下被动区的土体回弹受到限制并产生少量压缩变形,故围护墙整体发生下沉,并最终趋于稳定。

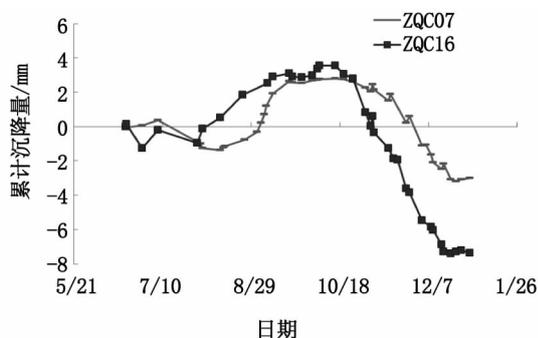


图2 围护墙顶竖向位移

Fig.2 The vertical displacement of the top of retaining wall

2.3 坑外地表沉降

本文选择 DB07 和 DB16 断面共 6 个测点作为分析对象,施工开挖期间坑外地表沉降曲线如图 3 所示。

从图 3 中可以看出:(1)随着基坑开挖深度增加,地表沉降加大,从 2012 年 8 月开始开挖至 2012 年 12 月底开挖至 26 m,沉降曲线呈波动下降形式,当底板浇筑完成后,曲线下降走势出现拐点,呈平缓直线;(2)地表沉降最大位置并非距基坑最近的地方,坑外地表沉降形态呈“凹”字型。每个监测断面上沉降监测点与基坑距离依次为 2、5、10 m,从监测数据可以看出,距基坑边 10 m 的测点累计变化量最大,说明本基坑周边土体沉降呈“凹”形特征;(3)围护结构暴露的时间越长,坑外地表沉降变化越大,开挖 18~23 m 之间土层用了 46 天,DB07 断面地表沉降增加了 63.6%~71.4%,DB16 断面地表沉降增加了 64.3%~73.1%,第五道支撑架完成后 15 天之内开挖至坑底,DB07 断面地表沉降增加了 4.1%~8.3%,

DB16 断面地表沉降增加了 1.9%~9.5%,基坑暴露时间越长,地表沉降增长幅度越大,这一变形现象也与地下连续墙变形形状相符合;(4)车辆荷载会加大地表沉降,DB16 断面位于工地围挡外太平北路上,交通流量大,在车辆荷载作用下地表沉降明显大于位于基坑内的 DB07 断面。

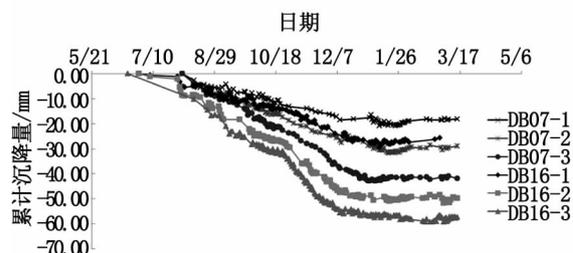


图3 坑外地表沉降曲线

Fig.3 The ground settlement curve out of pit

3 分析模型建立与计算分析

3.1 土体模型

本文截取武定门站主体结构基坑标准段一个平面进行模拟^[7-8],基坑标准段宽 22 m,开挖深度为 26 m,地下连续墙深度 34 m。根据经验,基坑影响范围为开挖深度的 2~3 倍,而且为了减小边界条件对结果的影响,需要选择较大的边界。由于基坑在宽度方向上几何对称,因此在建立有限元模型时只需要选择基坑宽度的一般即 11 m 进行分析。因此,本文土体边界宽 71 m,深 50 m。

根据工程地质勘探报告,以及相关工程地质手册,将土体分为 8 层,岩层分为 2 层。土层及岩层计算参数见表 1。

3.2 计算模型的建立

根据以上说明,有限元模型中,土体采用 15 节点三角形单元^[9]模拟,地下连续墙采用板单元模拟,地下连续墙与附近土体的接触面采用 10 节点 Goodman 单元模拟,支撑采用锚锭杆模拟。网格生成过程基于可靠三角剖分原理,通过搜索最优三角形单元来生成非结构性的网格,PLAXIS 软件中可以自动生成有限元网格。图 4 为有限元几何模型。

4 数值模拟计算结果与实测值对比分析

根据地下连续墙的受力情况,可以更好的理解地下连续墙的变形情况以及横向支撑与地下连续墙的相互作用^[10],图 5 为第三、五、七、九、十一

表 1 武定门站主体结构基坑土层计算参数

Tab. 1 Calculation parameter of foundation pit soil of body structure in Wuding gate station

土层名称	杂填土	素填土	粉土 夹粉砂	粉砂 夹粉土	粉砂 夹粉土	粉质 粘土	粉土夹粉 质粘土	粘土	强风 化岩	中风 化岩
土层厚度/m	1.5	2.5	5.5	6	5.5	4.5	1.8	4.9	1	17
土体容重/ $kN \cdot m^{-3}$	18.7	18.6	18.9	18.4	18.3	19.2	19.1	17.9	20	36
粘聚力/kPa	5	10	13	4	4	39	21	18	30	400
内摩擦角/ $^{\circ}$	15	15	25.1	31.9	31.4	23.3	23.4	19.6	28	38
渗透系数/ $m \cdot d^{-1}$	1	1	0.026	1	1	0.001	0.432	0.001	1	1E-4
E_{50}^{ref}/MPa	5.46	6.49	9.82	11.9	11.2	6.86	6.63	6.13	20.0	46.1
E_{oed}^{ref}/MPa	5.46	6.49	9.82	11.9	11.2	6.86	6.63	6.13	20.0	46.1
E_{ur}^{ref}/MPa	54.6	64.9	98.2	11.9	112	68.6	66.3	61.3	200	46.1
M	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5		0.5
R_{inetr}/MPa	0.65	0.65	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1

施工步中地下连续墙的弯矩图,图中地下连续墙右侧为基坑。

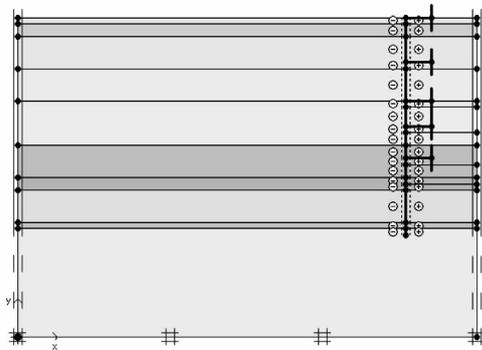


图4 有限元几何模型

Fig. 4 Finite element geometry model

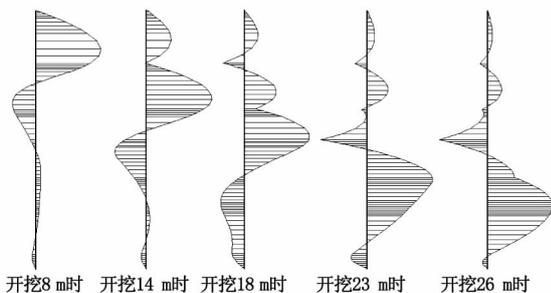


图5 不同开挖深度地下连续墙下弯矩图

Fig. 5 Bending moment diagram of underground continuous wall under with different excavation depth

从图 5 可以看出,基坑开挖 8 m 时由于未架设支撑,地下连续墙呈悬臂结构,此时在开挖范围内,上部地下连续墙向基坑内弯曲,即内侧受拉,而在开挖面之下,未被开挖的土体起到了支撑作用,支撑点以下连续墙外侧受拉;当基坑架设支撑继续开挖之后,地下连续墙内侧受拉区域随着开挖深度的增加而扩大,而且弯矩大小也随之增大,弯矩极值增加了 $220 kN \cdot m$ 左右,而在 7 m 深的

位置由于架设一道钢支撑,有效的减小了弯矩;当基坑开挖到 18m 时,地下连续墙内侧受拉范围继续扩大,此时 7 m 深处出现正弯矩,说明第二道钢支撑正有效的发挥作用;当基坑开挖到 23 m 时,连续墙内侧受拉区域继续增加,而且弯矩极值也增加到 $1 080 kN \cdot m$,与第二道、第三道支撑假设后对地下连续墙的弯矩影响相比较,17 m 处第四道支撑假设后,17 m 以上位置地下连续墙的弯矩减小更为明显,说明混凝土支撑的效果更好,因此当基坑稳定性要求较高时可以适当增加一道混凝土支撑;当基坑开挖至 26 m 时,地下连续墙 17 m 以上部分弯矩变化不大,17 m 以下内侧受压区域继续增大,而且弯矩极值继续增大。

本文实测值为接近基坑长边中部位的一个测斜监测点的不同开挖深度下的地下连续墙深层水平位移实测值,计算值取第三、五、七、九、十一施工步的结果并加以整理。图 5 为开挖至 26 m 时计算值与实测值的对比。计算得到的深层水平位移曲线呈现为“两头小,中间大”的抛物线形位移,而且最大侧移位置位于开挖面附近且随开挖深度不断下移。

开挖 26 m 深时地下连续墙最大侧移计算值为 $49.29 mm$,位于墙顶以下 24 m;而监测结果表明地下连续墙最大水平位移为 $53.59 mm$,位于墙顶以下 21.5 m。计算得到的地下连续墙水平位移最大值位置较实测值略小,误差在 8% 左右,地下连续墙水平位移分布模式以及数值大小与实测结果比较符合。上述数据对比分析表明,此实例参数的选择具有较高的可靠性。

随着开挖深度的增加,弯矩极值的位置也随之下移,而且除开挖 8 m 深时,极值位置一般位于开挖面以上 0.5 ~ 1.5 m,这与地下(下转第 27 页)

4 结论

1)不同截面高度轨道梁在仅受竖向温差荷载(60℃)作用下,竖向位移随环境温度升高而增加,随截面高度增加而增加,且各工况竖向挠跨比均大于1/6 500,不满足现有规定,现有规范过于严格。

2)不同截面轨道梁在仅受侧向温差荷载(10℃)作用下,侧向位移随环境温度升高而增加,随截面高度增加而增加,且各工况侧向挠跨比均小于1/6 960,均满足现有规定。

参考文献:

- [1]杨文华.小跨度非预应力混凝土空心板梁桥日照温度效应与收缩研究[D].上海:同济大学,2005.
- [2]郭健.混凝土斜拉桥主梁的非稳态温度场与应力场分析[J].中国公路学报,2005,18(2):65-68.
- [3]李玉磊.磁悬浮轨道梁温度场及温度效应的研究[D].上海:上海交通大学,2010.
- [4]刘兴法.混凝土结构的温度应力分析[M].北京:人民

交通出版社,1991.

- [5]许杨建,王飞,杜海洋,等.边界不同恒温时功能梯度板平面稳态温度场[J].河北工程大学学报:自然科学版,2013,30(2):4-8.
- [6]DILGER W H, GHALI A, CHAN M, et al. Temperature stresses in composite box girder bridges [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1983, 109(6): 1460-1478.
- [7]BRANCO F A, MENDES P A, MIRAMBELL E. Heat of hydration effects in structures [J]. ACI Material Journal, 1992, 89(2): 139-145.
- [8]SAETTA A, SCOTTA R, VITALIANI R. Stress analysis of concrete structures subjected to variable thermal loads [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(3): 446-457.
- [9]TB10002.3-2005,铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范[S].
- [10]芦琴,朱显鹤,惠亚芳.热膨胀系数对混凝土温度应力的影响[J].水电能源科学,2010,28(8):106-107.
- (责任编辑 王利君)

(上接第9页)连续墙侧移最大值位置随基坑开挖深度的增加而下移,而且侧移最大值位置位于开挖面附近的现实情况是相符合的。

综上所述,横向支撑可以有效减小地下连续墙的弯矩,采用混凝土支撑效果更加明显;但是地下连续墙受拉区域主要受开挖深度的影响,支撑的影响不大;本文建立的有限元模型地下连续墙弯矩计算结果符合实际情况。

5 结论

1)计算得到的深层水平位移曲线呈现为“两头小,中间大”的抛物线形位移,而且最大侧移位置位于开挖面附近且随开挖深度不断下移。

2)横向支撑可以有效减小地下连续墙的弯矩,采用混凝土支撑效果更加明显;但是地下连续墙受拉区域主要受开挖深度的影响,支撑的影响不大;本文建立的有限元模型地下连续墙弯矩计算结果符合实际情况。

参考文献:

- [1]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.

- [2]王印昌.地下连续墙变形—内力的反分析方法[J].中国市政工程,2008(7):32-36.
- [3]朱向荣,方鹏飞,李刚.软土地基中超长桩工程性状试验分析[C]//中国土木工程学会.中国土木工程学会第九届土力学及岩土工程学术会议论文集,2003:589-592.
- [4]张雪松.建筑基坑支护工程安全的影响因素分析[J].黑龙江科技信息,2007(27):262.
- [5]刘冬,曹雪山,刘兴.深基坑围护结构侧向位移变化规律分析研究[J].河北工程大学学报:自然科学版,2014,31(3):31-34.
- [6]徐浩峰.软土深基坑工程时间效应研究[D].杭州:浙江大学,2003.
- [7]喻军华,金伟良,邹道勤.分析初始地应力场的位移函数法[J].岩土力学,2003,24(3):417-419.
- [8]刘利民,张建新.深基坑开挖监测时测斜管不同埋设位置量测结果的比较[J].勘察科学技术,1995(6):37-39.
- [9]胡春林,陈琍,罗仁安,等.高层建筑深基坑开挖施工期的监测和险情预报[J].岩土力学,1996,17(2):64-69.
- [10]姚伯金.基坑监测的一种施测方法[J].江苏测绘,1996(1):31-33.

(责任编辑 王利君)