DOI:10.16749/j.cnki.jecjtu.2014.03.017

文章编号:1005-0523(2014)03-0115-05

南京地铁鸡鸣寺站地下连续墙深层水平位移特性研究

武文永,曹雪山

(河海大学土木与交通学院,江苏 南京 210000)

摘要:根据南京地铁鸡鸣寺站深基坑工程监测数据,分析了地下连续墙变形性状,对基坑施工过程进行了数值模拟,进一步分析了第四道混凝土支撑及深层支撑竖向间距对地下连续墙水平位移的影响。研究表明,该工程地下连续墙水平位移成抛物线型位移,最大水平位移位置下降到21.5 m后不再因开挖加深而下降;仅改变最后一道支撑位置对地下连续墙最终变形影响不大;合理采用混凝土支撑以及增加一道支撑可以有效控制地下连续墙的水平位移。

关键词:深基坑;地下连续墙;变形性状;有限元分析

中图分类号:TU470 **文献标志码**:A

随着城市建设的高速发展,地下空间的开发和利用已经成为现代化城市建设的重要内容和发展方向。南京正在大力发展地铁建设,鸡鸣寺站周围建筑密集,地质情况复杂,周围环境保护的要求较高,因此该站围护结构选用地下连续墙,为了确保基坑施工的安全和质量,地下连续墙的变形控制便成为了关注的重点。Ou[1]分析台北地区粉质砂土和粉质粘土交互地层区域8个实例,发现围护结构的最大侧向变形与基坑开挖深度(H)比值在0.2%~0.5%。徐中华[2]对上海软土地区93个基坑工程监测结果进行研究和总结,发现地下连续墙的最大侧移基本介于0.1% H和1.0% H之间,平均值约为0.42% H;地下连续墙最大侧移位置大致位于开挖面附近,并分析了墙底以上软土厚度、支撑系统刚度、插入比、坑底抗隆起稳定系数、首道支撑位置等因素对地下连续墙变形的影响。乔亚飞[3]对无锡地区深基坑工程地下连续墙变形进行统计分析,发现围护结构的最大侧移介于0.05% H和0.25% H之间,平均值约为0.12% H;最大侧移介于0.7 H和1.1 H之间,均值约为0.9 H;并分析了开挖深度、围护结构插入比、首道支撑位置对地下连续墙变形的影响。李淑[4]对北京地区基坑工程地下连续墙变形进行了统计分析,发现地下连续墙最大侧移介于0.04% H和0.218% H之间,平均值约为0.103% H。上述文献中,不同地区地下连续墙最大侧移变化幅度很大,那么鸡鸣寺站设计中地下连续墙深层水平位移监测报警值为32 mm的取值是否合理,为了控制变形可以采取哪些措施都值得讨论。因此,本文结合南京地铁三号线鸡鸣寺深基坑工程,通过数值模拟与基坑监测数据相结合研究该基坑工程地下连续墙的变形特点,为同类地层地区地下连续墙设计和施工提供参考。

1 工程概况

鸡鸣寺站车站外包总长178.26 m,标准段外包总宽22.3 m,开挖深度26 m,车站采用明挖顺作、局部盖挖顺作法施工,车站主体围护结构采用1 000 mm地下连续墙,平均桩长34.2 m,进入中风化岩层≥1.5 m。车站自上而下共采用五道支撑,第一、第四道支撑为1 000×1 000钢筋混凝土支撑,第二、三、五道支撑为φ609×16钢管支撑,五道支撑分别位于距桩顶0,7,13,17,22 m处。基坑开挖深度范围内,主要为杂填土、粉砂夹粉土、粉土夹粉砂层。

收稿日期:2013-10-08

作者简介:武文永(1989—),男,硕士研究生,研究方向为道路与铁道工程;曹雪山(1970—),男,副教授,硕士生导师,研究方向为路基工程新技术。

(C)1994-2022 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

2 地下连续墙变形实测数据分析

图1是鸡鸣寺地铁车站深基坑工程接近基坑长边中部位置的一个监测点的不同开挖深度下的深层水平位移曲线,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,这与刘建航[5]的研究结果相一致。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没有位移。因此,地下连续墙的深层水平位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,但是开挖超过23 m之后最大侧移位置不再下降。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[6],因此最大侧移位置一般位于开挖面附近。

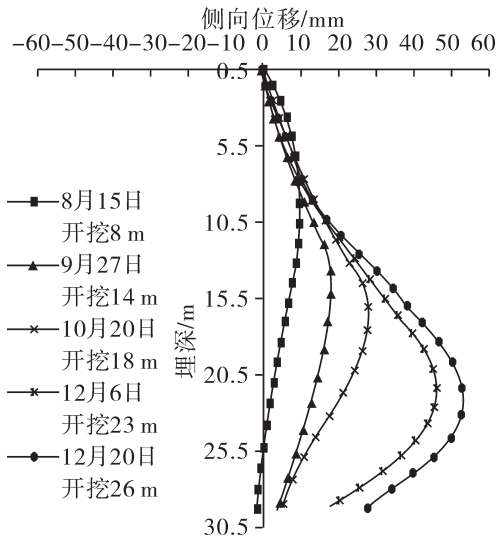


图1 地下连续墙深层水平位移监测值

Fig.1 Monitored results for horizontal displacement of the diaphragm wall

开挖23 m时,地下连续墙最大侧移为深度21.5 m处的46.75 mm,开挖至坑底26 m时,地下连续墙最大侧移为深度21.5 m处的53.59 mm。可见开挖超过23 m后最大侧移位置没有下降。鸡鸣寺站上部土层以粉土、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)本工程设计中32 mm的监测报警值偏小。《建筑基坑工程监测技术规范GB50497-2009》中地下连续墙深层水平位移监测报警值建议取值40~50 mm,或0.4% H至0.5% H;南京处于软土地区,根据Ou、徐中华研究结果地下连续墙最大侧移均值约为0.3% H至0.42% H;本工程最终变形53.59 mm,比报警值大67%。

4)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,这也符合时空效应原理[7]。

3 连续墙变形数值模拟

3.1 有限元模型的建立

本文用岩土工程有限元分析软件PLAXIS2D对基坑的开挖进行计算分析。

由于基坑几何模型的对称性,分析时只考虑其一半(左边)。根据基坑的实际尺寸取土层边界为宽71 m,深50 m。计算时采用15节点三角形平面单元模拟岩土体;土体材料模型采用HS模型[8];用板单元模拟地下连续墙;采用界面单元模拟连续墙两侧与土作用面,通过给界面选取合适的界面强度折减因子考虑结构与相邻土体之间的粘聚力和内摩擦角;用锚锭杆模拟横向支撑;并对地下连续墙附近网格进行加密;模型的底部边界施加完全固定约束,左侧边界施加水平向约束,右侧边界施加对称边界条件;计算过程中不考虑地下水位[9]。具体数值计算模型见图2。

(C)1994-2022 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

由上至下基坑土层分布及其基本计算参数如表3所示。

表3　鸡鸣寺基坑土层计算参数

Tab. 3　Soil parameters of Jimingsi pit

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	2	5	5	7	5	2	5	1	17
土体容重/(KN·m^{-3})	18.6	18.2	18.3	18.8	18.7	19.6	19.2	18.9	22	36
粘聚力/kPa	5	10	13	4	4	39	21	18	30	400
内摩擦角/(°)	15	15	25.1	31.9	31.4	23.3	23.4	19.6	28	38
渗透系数/(m·d^{-1})	1	1	0.026	1	1	0.001	0.432	0.001	1	1E−4
E_{50}^{ref}/kPa	5.46×10^3	6.49×10^3	9.82×10^3	1.19×10^4	1.12×10^4	6.86×10^3	6.63×10^3	6.13×10^3	2.00×10^4	4.61×10^4
E_{oed}^{ref}/kPa	5.46×10^3	6.49×10^3	9.82×10^3	1.19×10^4	1.12×10^4	6.86×10^3	6.63×10^3	6.13×10^3	2.00×10^4	4.61×10^4
E_{ur}^{ref}/kPa	5.46×10^4	6.49×10^4	9.82×10^4	1.19×10^5	1.12×10^5	6.86×10^4	6.63×10^4	6.13×10^4	2.00×10^5	4.61×10^5
m	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
R_{inetr}	0.65	0.65	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	1	1

3.2　计算结果与监测结果对比分析

图3为开挖至坑底时，计算模型的总应力图，图中表明深度10 m左右墙体所受压应力达到100 kN·m^{-2}。图4为开挖至坑底时地下连续墙深层水平位移计算值和监测值沿深度变化曲线。开挖至坑底时地下连续墙最大侧移计算值为50.44 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偏小，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。

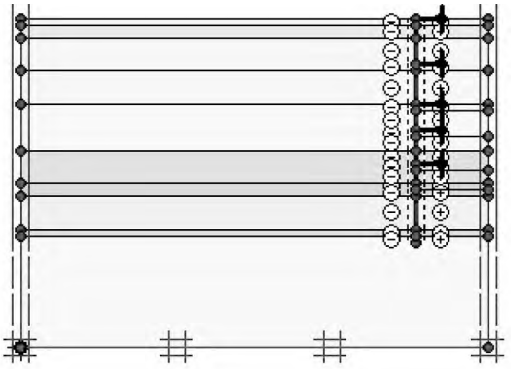


图2　鸡鸣寺基坑PLAXIS2D计算模型

Fig. 2　PLAXIS2D model for Jimingsi pit

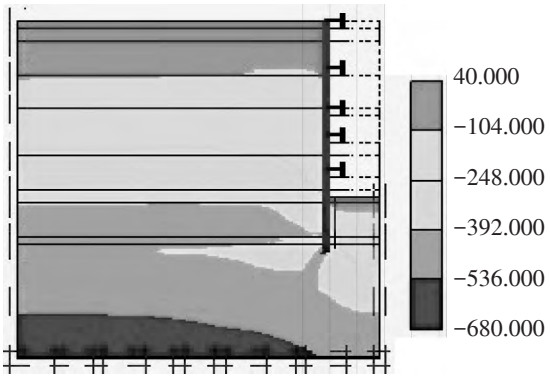


图3　最终总应力图(单位：kN·m^{-2})

Fig. 3　Final total stress

3.3　地下连续墙变形特性影响因素分析

3.3.1　第四道支撑形式对地下连续墙变形的影响

本工程第一、第四道支撑采用钢筋混凝土支撑，其余为钢支撑。为了研究第四道混凝土支撑对地下连续墙变形的影响，控制其他影响因素一致，假定第四道支撑采用钢支撑，对基坑的变形进行计算，图5为第四道支撑采用钢支撑的计算值与第四道支撑为混凝土支撑的计算值与监测值对比图。从图5中可以看出第四道支撑为钢支撑时地下连续墙水平位移最大值为57.68 mm，距桩顶24 m。对比第四道支撑采用混凝土支撑形式的计算值，地下连续墙最大位移增大了14%，最大值位置没有改变。可见采用混凝土支撑可以

(C)1994-2022 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

减小地下连续墙的变形。因此当基坑变形控制要求较高或者周围环境保护要求较高时可以在地下连续墙位移较大区域采用钢筋混凝土支撑,可以有效抵抗基坑变形。

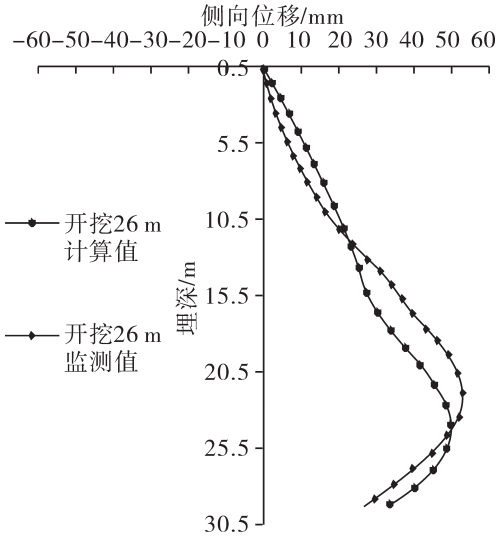


图4 数值计算结果和实测结果对比

Fig. 4 Comparison of numerical computing results and monitored ones

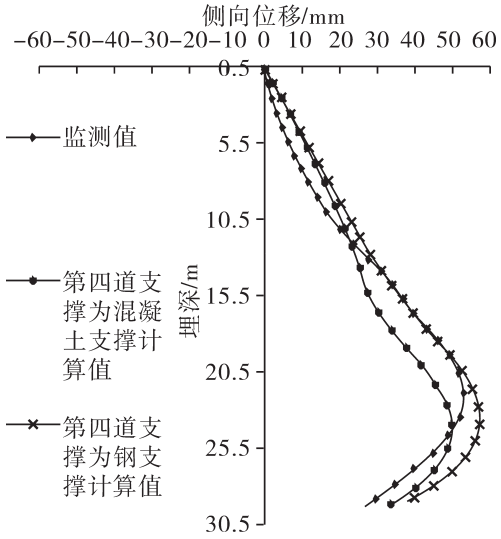


图5 不同支撑形式下的深层水平位移

Fig. 5 Horizontal displacement with different support

3.3.2 竖向支撑间距对地下连续墙变形的影响

根据已有研究成果,深基坑工程支撑布设一般遵循“上疏下密”要求,而本工程第四道支撑与第五道支撑间距为5 m,第五道支撑与坑底距离为4 m。本工程在第四道支撑安装之后变形明显增加,这一现象除了与基坑暴露时间有关是否还和深层支撑竖向间距不够密有关。本文分析了第五道支撑位于不同深度时开挖至坑底地下连续墙的水平位移情况;增加一道钢支撑即前四道支撑位置及型式不变,第五道支撑位于20 m处,第六道支撑位于23 m处开挖至坑底地下连续墙的水平位移情况,结果如图6。

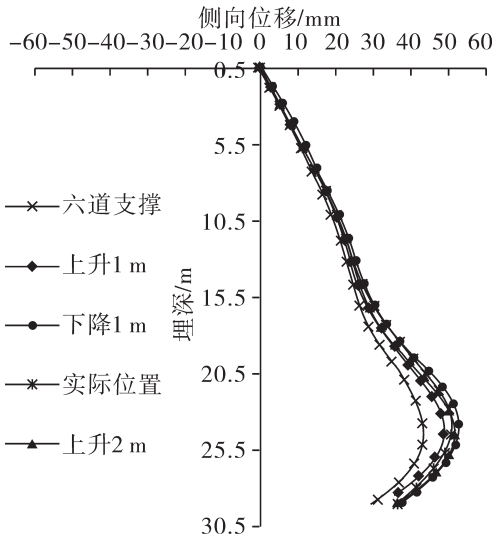


图6 改变最后一道支撑位置深层水平位移情况

Fig. 6 Horizontal displacement with the last support in different positions

计算结果表明,第五道支撑位置的变化对地下连续墙水平位移最大值,以及水平位移最大值的位置影响不大。而架设6道支撑后地下连续墙水平位移最大值为距桩顶24.5 m处的43.18 mm,比架设五道支撑减少了14.4%,可见架设六道支撑可以有效控制地下连续墙的变形。缩小支撑间距,可以减少基坑无支撑暴露时间,符合时空效应原理。综上,加密深层支撑可以有效控制地下连续墙的变形,仅改变最后一道支撑的位置对地下连续墙的最终变形影响不大。

4 结语

由于基坑工程的高风险性,以及需要考虑环境效应,所以基坑工程在施工过程中需要密切注意基坑的变形情况,而地下连续墙水平位移可以反应基坑的安全与否以及判断周边环境状态,在基坑监测中是一项

(C)1994-2022 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

重要指标。本文先根据实测数据分析南京河漫滩地质条件下某基坑地下连续墙的变形特性。然后采用数值分析方法分析研究了影响地下连续墙水平位移的因素。主要结论如下：

1）监测数据显示：本工程地下连续墙侧移呈“两头小，中间大”抛物线型；侧移最大值位置下降到21.5 m后不再随开挖深度的增加而下降；当基坑暴露时间过长基坑变形会显著增加。

2）本工程设计中地下连续墙监测报警值取32 mm偏小。

3）采用HS模型以及合理选择土体、地下连续墙、支撑参数建立的模型，计算所得到的地下连续墙水平位移与实测数据相吻合。

4）该工程第四道混凝土支撑可以有效控制地下连续墙的水平位移。

5）在深层增加一道支撑可以有效控制地下连续墙的水平位移，小幅度改变最后一道支撑位置对地下连续墙的最终变形影响不大。

参考文献：

[1] OU C Y, HSIPH P G,CHIOU D C. Characteristics of ground surface settlement during excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal,1993,30(5):758-767.
[2] 徐中华,王建华,王卫东.上海地区深基坑工程地下连续墙的变形性状[J].土木工程学报,2008,41(8):81-86.
[3] 乔亚飞,丁文其,王军,等.无锡地区地铁车站深基坑变形特性[J].岩土工程学报,2012,34(S),761-766.
[4] 李淑,张顶立,房倩,等.北京地区深基坑墙体变形特性研究[J].岩石力学与工程学报,2012,31(11):2344-2353.
[5] 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.
[6] 靳雪梅.地下连续墙的理论计算与工程实测对比分析[D].太原:太原理工大学,2009.
[7] 李岩松,邹吉聪.上海自然博物馆基坑地下连续墙变形研究[J].华东交通大学学报,2012,29(2):51-56.
[8] 刘雾,贺晨.基于PLAXIS基坑围护桩水平位移特性的分析[J].中南林业科技大学学报,2011,31(8):142-146.
[9] 刘小丽,马悦,郭冠群,等.PLAXIS2D模拟计算基坑开挖工程的适用性分析[J].中国海洋大学学报,2012,42(4):19-25.

Characteristics of Diaphragm Wall Deformation at Jimingsi Subway Station in Nanjing

Wu Wenyong, Cao Xueshan

(College of Civil and Transpartation Engineering, Hohai University, Nanjing 210000, China)

Abstract: According to the deep foundation pit monitoring data of Jimingsi subway station in Nanjing, the deformation behavior of diaphragm wall is analyzed. Finite element analysis is conducted on the construction process of deep foundation pit. Furthermore, factors affecting diaphragm wall are investigated, and two of them, including the fourth reinforce concrete support and the vertical spacing of deep support, are selected for further analysis. Studies show that the form of horizontal displacement of diaphragm wall is parabolic. The maximum horizontal displacement down to 21.5 meters no longer continues with excavation depth increasing. Reasonable support and increasing the use of concrete support can effectively control the horizontal displacement of diaphragm wall.

Key words: deep foundation pit; diaphragm wall; the deformation behavior; finite element analysis

(C)1994-2022 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net