DOI:10.16749/j.cnki.jecjtu.2015.01.013



文章编号:1005-0523(2015)01-0065-06

# 狭长深基坑支护结构设计的有限元分析

王步翔 ,曹雪山

(河海大学土木与交通学院,江苏 南京 210098)

**摘要**:以南京某地铁车站深基坑工程为研究对象,介绍该工程场区的地质条件,支护形式及施工工序;分析该基坑在开挖过程中围护结构的位移、支撑轴力及基坑周围土体地表沉降的变化,通过有限元软件Plaxis对基坑开挖进行数值模拟,并将计算结果与实测结果进行比较分析,二者结果基本吻合,并且通过进一步研究得到了支护结构抗弯刚度EI、坑边超载及开挖对基坑变形规律的影响结果。增加支护结构的抗弯刚度能一定程度减小地连墙的水平位移,随着坑边超载$P$的不断增大墙顶水平位移不断加大,当$P$=50 kPa时,围护结构墙顶范围内发生明显屈服。而随着开挖深度的不断增大,超载对地连墙水平位移的影响系数不断减小。基坑开挖时。地下连续墙最大侧移位置大致位于开挖面附近,且随着开挖深度的增大而逐渐下移。当土体开挖至坑底且未施工底板和垫层时,此时基坑处于最危险状态。

**关键词**:有限元;地连墙;抗弯刚度;数值分析

**中图分类号**:TU470 **文献标志码**:A

伴随城市化进程的加快,城市土地开发引发的交通问题愈来愈困扰着城市的发展,各大城市地铁建设也相继开动。地铁工程建设中深基坑的规模、形式和数量都空前发展[1],出现了越来越多以地下连续墙为围护结构的狭长深基坑。深基坑开挖是地下工程施工中的一个综合性岩土工程难题,基坑开挖过程中不但要保证基坑支护结构自身安全与稳定,而且还要控制因大面积卸荷导致周围土体的变形,从而确保周围邻近建筑物和地下管线的正常使用。

本文以南京某地铁车站狭长深基坑开挖工程为例,应用有限元软件Plaxis模拟分析基坑开挖引起的邻近浅基础建筑物沉降及支护结构的变形规律。并且通过进一步研究支护结构卡抗弯刚度EI、地连墙嵌固深度及施工工况对基坑变形规律的影响,为该支护形式下的深基坑设计与施工提供一定参考。

## 1 工程概况

南京地铁4号线某车站平面外包尺寸为253.737 m×22.7 m(见图1),底板埋深约27 m。车站主体围护结构采用地下连续墙加6道内支撑结构形式,地下连续墙厚度为1.2m,采用H型钢接头止水,墙深35 m,墙趾主要进入K-3-1中风化泥岩泥质粉砂岩、k-3-2中风化含砂砾岩夹砂砾岩层、K-3-3中风化含砂砾岩夹砂岩层(破碎),采用明挖顺做法施工。车站主体设2道封堵墙,分为A、B、C三个基坑施工,封堵墙一设置于右线DK12+676.085,封堵墙二设置于右DK12+582.300。其中基坑A和B为2道混凝土支撑(第一道和第五道)+4道钢支撑,基坑C为1道混凝土支撑(第一道)+5道钢支撑。基坑施工顺序:车站主体按照A-C-B顺序开挖施工,封堵墙一和封堵墙二在B基坑开挖时进行凿除施工。第一、五层均采用钢筋砼支撑(断面尺寸分别为800 mm×1 000 mm,1 100 mm×1 000 mm),其余均为$\Phi$609×16钢管支撑。

对于不同开挖面的情况,绘制了不同开挖阶段的开挖面作为工况,分7个工况,如图2所示。

**收稿日期**:2014-11-05

**作者简介**:王步翔(1990—),男,硕士研究生,研究方向为隧道与深基坑工程;曹雪山(1970—),男,副教授,硕士生导师,研究方向为深基坑与路基工程新技术。

(C)1994-2024 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

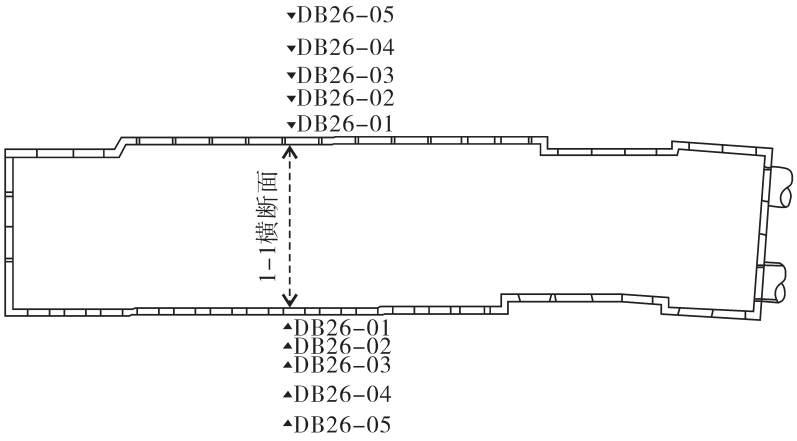



**图1 主体基坑平面图**

**Fig.1 The main body of foundation pit floor plan**

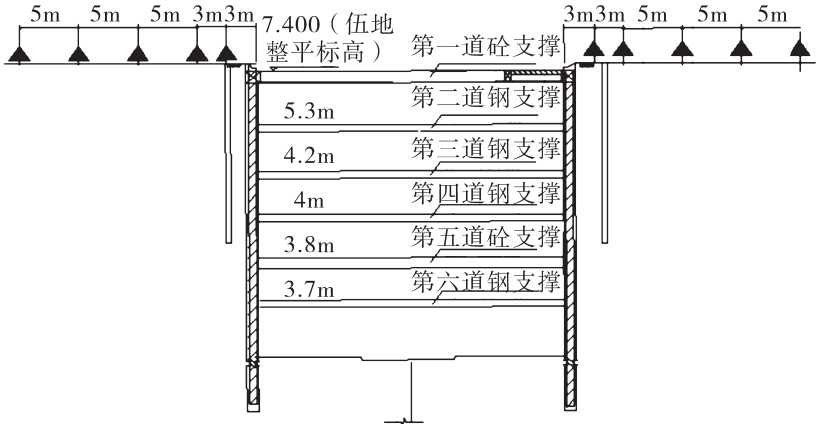



**图2 主体基坑立面图**

**Fig.2 The main body of foundation pit elevation**

## 2 地连墙的变形性能及模型的选取

### 2.1 地连墙的变形性能

地下连续墙作为施工阶段的支护结构，同时又可在正常使用阶段作为结构外墙使用，承受永久水平和竖向荷载[2]。而地下连续墙作为受弯构件，主要是水土压力，这在支护形成过程中便起作用。基坑开挖卸土过程中地下连续墙最大水平位移的控制是工程关注的重点[3]。徐中华[4]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。李淑[5]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。乔亚飞[6]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；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。

### 2.2 计算模型的选取

基坑工程中的土体在开挖过程中实际上经历复杂的加荷、卸荷应力路径，摩尔-库伦模型虽能较好地描述土体的破坏行为，但却不能较好地描述土体在破坏之前的变形行为，也不能考虑应力历史的影响及区分加荷和卸荷。因此，采用摩尔-库伦模型得到的土体和支护结构的变形与工程实测结果相差很大[7]。

HS模型综合了DC模型与一般弹塑性模型的思想，能较好考虑非线性、压硬性、加卸载模量差异等，考虑开挖问题中主要应力路径差异。在硬化模型中，土体有3个强度参数，即三轴排水试验的割线刚度 $E_{50}^{ref}$，固结试验的切线刚度 $E_{oed}^{ref}$ 和卸载再加荷刚度 $E_{ur}^{ref}$。$m$ 为刚度应力水平相关幂指数：模拟软黏土 $m$ 的应取成

(C)1994-2024 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

1.0,对于砂土和粉土$m$取0.5附近的值[8]。

考虑到狭长基坑中,基坑整体空间效应对地下连续墙各个槽段影响较小,因此对每个槽段进行单独分析是一种可取的方法[9]。对于深基坑工程,不允许土体产生过大的变形,所以几何非线性一般不予考虑[10]。计算时把基坑剖面看作对称的,单元剖分计算只取一侧。

**2.3　计算参数的选取**(见表1、表2)

**表1　土层的材料特性**

**Tab.1　The material properties of soil**

| 参数 | 土层名称 | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 杂填土 | 素填土 | 淤泥质粉质黏土 | 粉质黏土 | 泥质粉砂岩 | 砾砂岩 | 中风化岩 |
| 土层厚度/m | 1.5 | 2.3 | 6.2 | 11.3 | 4.7 | 7.5 | 16.5 |
| 土体容重/(kN·m$^{-3}$) | 18.5 | 19.1 | 18.4 | 19.7 | 21.4 | 24.2 | 34.3 |
| 粘聚力/kPa | 5 | 10 | 13 | 39 | 32 | 160 | 360 |
| 内摩擦角/(°) | 15 | 15 | 25.1 | 23.3 | 25 | 36 | 38 |
| 渗透系数/(m·d$^{-1}$) | 1 | 1 | 0.001 | 0.026 | 0.432 | 1E−4 | 1E−4 |
| $E_{50}^{ref}$/kPa | 6.5×10$^3$ | 8.43×10$^3$ | 9.82×10$^3$ | 7.55×10$^3$ | 1.12×10$^4$ | 1.64×10$^4$ | 3.69×10$^4$ |
| $E_{oed}^{ref}$/kPa | 6.5×10$^3$ | 8.43×10$^3$ | 9.82×10$^3$ | 7.55×10$^3$ | 1.12×10$^4$ | 1.64×10$^4$ | 3.69×10$^4$ |
| $E_{ur}^{ref}$/kPa | 3.25×10$^4$ | 4.22×10$^4$ | 4.91×10$^4$ | 3.78×10$^4$ | 5.6×10$^4$ | 8.2×10$^4$ | 1.85×10$^5$ |
| m | 0.6 | 0.6 | 0.79 | 0.67 | 0.55 | 0.5 | 0.5 |
| $R_{inter}$ | 0.6 | 0.6 | 0.65 | 0.7 | 0.8 | 1 | 1 |

**表2 地下连续墙计算参数表**

**Tab. 2 Calculation parameters of the supporting structure**

| 轴向刚度/kN | 抗弯刚度/(kN·m$^{-2}$) | 等效厚度/m | 容重/(kN·m$^{-1}$) |
|---|---|---|---|
| 4.2×10$^7$ | 5.04×10$^6$ | 1.2 | 8.4 |

## 3　Plaxis计算分析

计算时采用15节点三角形单元模拟土体,用板单元模拟地连墙,地连墙两侧与土的接触面用10节点无厚度接触面单元模拟。横向支撑看作弹性杆件,选用锚锭杆单元模拟。网格划分精度选择中等程度,并对地下连续墙及基坑底部附近的网格进行局部加密。计算时土体的计算深度取基坑开挖深度的2.5倍,计算宽度自开挖边界向外取开挖深度的两倍。边界条件:模型左右两侧$X$方向水平约束,模型底部水平向和竖直向约束。因地下连续墙已穿越含水层进入相对隔水层,基坑内地下水以疏干降水为主。此处不再考虑基坑开挖地下水位对围护结构及周围土体的影响,地下水位取为基底。考虑地面超载因素影响,按照设计值5 kPa计算,作用在距基坑2 m以外,宽度为5 m。计算模型网格划分如图3所示,基坑施工步骤如表3所示。

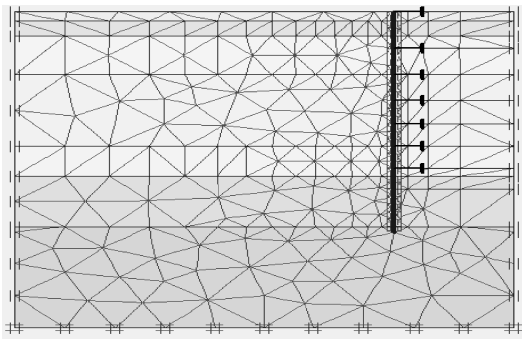


**图3　有限元模型网格图**

**Fig. 3　The finite element model mesh**

**表3　模拟基坑施工步骤**

**Tab.3　Construction procedures for simulation**

| 工序 | 工 况 |
|---|---|
| 1 | 开挖地表下0.5 m |
| 2 | 架设第一道支撑、开挖至地表下5.8 m |
| 3 | 架设第二道支撑、开挖至地表下10 m |
| 4 | 架设第三道支撑、开挖至地表下14 m |
| 5 | 架设第四道支撑、开挖至地表下17.8 m |
| 6 | 架设第五道支撑 、开挖至地表下21.5 m |
| 7 | 架设第六道支撑、开挖至坑底 |

(C)1994-2024 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

### 3.1 结果分析

由图4可知,工序2下,墙体最大水平位移为10.01 mm,位于地表下5 m处;工序3时,墙体最大水平位移为11.02 mm,位于地表下11 m处;工序4时,墙体最大水平位移为15.18 mm,位于地表下13.7 m处;工序5墙体最大水平位移为20.02 mm,位于地表下17.48 m;工序6墙体最大水平位移为22.1 mm,位于地表下21.9 m处;工序7墙体最大水平位移为29.6 mm,位于地表下26.2 m处。地下连续墙最大侧移位置大致位于开挖面附近,且随着开挖深度的增大而逐渐下移。如图5所示,通过将计算结果与实测结果进行比较分析,二者结果基本吻合。在软土中开挖基坑,当土体开挖至坑底且未施工底板和垫层时,此时基坑处于最危险状态。

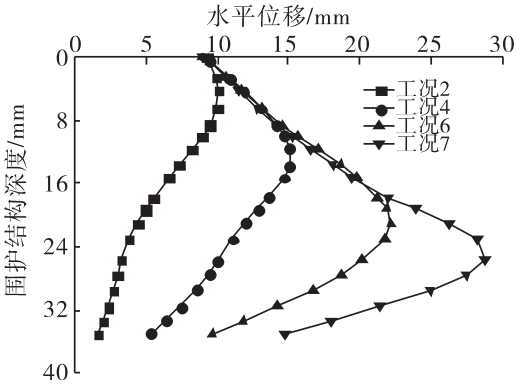



图4 各施工步围护桩水平位移

Fig. 4 Horizontal displacement of the supporting structure in each construction step

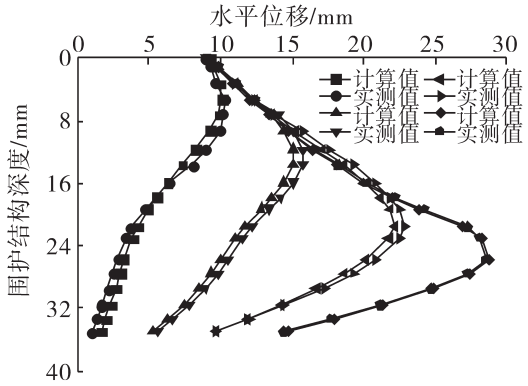



图5 不同工况下计算值和实测值对比

Fig. 5 The contrast of calculated and measured values under different working conditions

在不同工序下,随地表点与基坑距离的增加,地表点的平均沉降在减少,说明随着距离的增大,土体因开挖所受到的扰动逐渐变小,且随着开挖深度的不断增大,周边地表沉降开始趋于平缓。开挖至地表下23 m时(见图6),周边地表沉降开始趋于稳定。

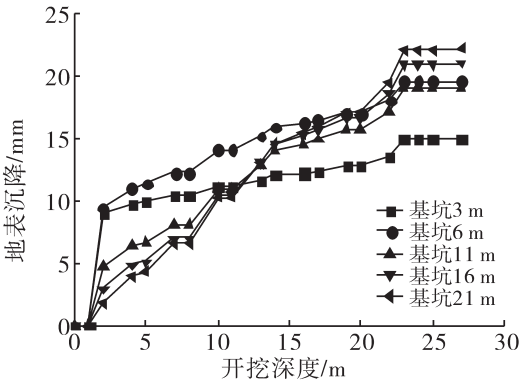



图6 监测点与基坑距离对地表沉降的影响

Fig.6 Influence of distance between monitoring point and foundation pit on the surface subsidence

### 3.2 考虑坑边超载的影响

考虑地面超载因素影响,如图7所示,作用在距基坑2 m以外,宽度为5 m,分别取$P$=5 kPa,$P$=10 kPa,$P$=15 kPa,$P$=20 kPa,$P$=30 kPa,$P$=50 kPa。随着$P$的不断增大墙顶水平位移不断加大,当$P$=50 kPa时,围护结构墙顶范围内发生明显屈服。而随着开挖深度的不断增大,超载对地连墙水平位移的影响系数不断减小。基底压力的分布形式对地基中应力计算的影响将随深度的增加而减小,到一定深度,地基中应力分布几乎与基底压力的分布形式无关。

### 3.3 考虑抗弯刚度EI的影响

当板桩的插入深度满足最小值要求时,继续增加插入深度对减小侧向位移几乎没有效果[11]。并且在中风化岩中,抓槽作业困难,易造成垂直度偏差,并影响地下连续墙接头质量,易造成接缝倾斜、开叉、夹泥等,甚至影“H”型钢接头及钢筋笼吊放。而增加支护结构的抗弯刚度能一定程度减小地连墙的水平位移。由图8可以看出:当抗弯刚度从EI减小到0.5EI,墙体水平位移明显增加。而当抗弯刚度增加到2EI时,围护结构的水平位移明显减少,但当墙体抗弯刚度再次增加到5EI时,水平位移减小的幅度降低。当支护桩

(C)1994-2024 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

抗弯刚度较小时,支护桩的柔性比较大,支护结构的受力以支撑为主,支撑下部的桩体的水平位移不断增加;当支护桩的抗弯刚度增大时,支护桩的柔性减小而刚性增大,支护结构受力以桩体本身受力为主。

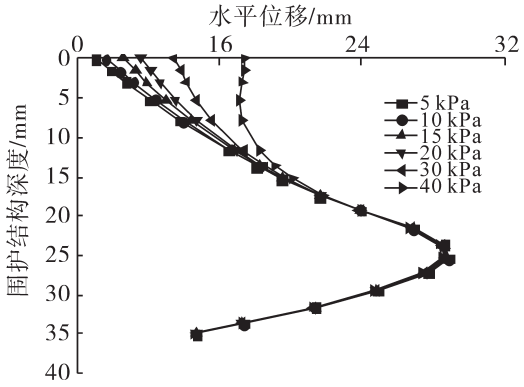



图7　不同堆载情况下支撑轴力变化图

Fig.7　Curves of s horizontal displacement under different loads

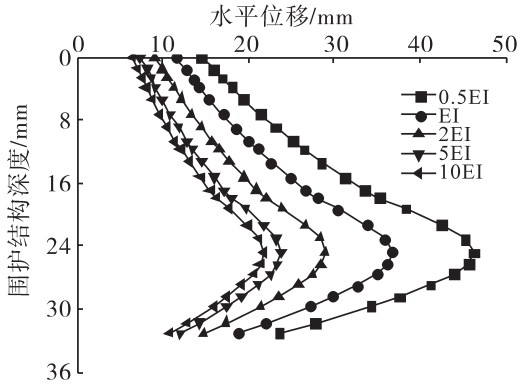



图8　不同地下连续墙刚度下支护结构侧移

Fig.8　Displacement for various underground continuous wall rigidities

## 4　结论

本文针对该地铁车站狭长深基坑支护结构设计以及基坑开挖,进行了有限元模拟分析,并将计算值与实测值进行对比,得出如下结论:

1)基坑开挖时,地下连续墙最大侧移位置大致位于开挖面附近,且随着开挖深度的增大而逐渐下移。通过将计算结果与实测结果进行比较分析,二者结果基本吻合。在软土中开挖基坑,当土体开挖至坑底且未施工底板和垫层时,此时基坑处于最危险状态。

2)在不同工序下,随地表点与基坑距离的增加,地表点的平均沉降在减少,说明随着距离的增大,土体因开挖所受到的扰动逐渐变小,且随着开挖深度的不断增大,周边地表沉降开始趋于平缓。开挖至地表下23 m时,周边地表沉降开始趋于稳定。

3) 在超载作用下,开挖初期时控制围护结构的变形尤为重要。随着坑边超载$P$的不断增大墙顶水平位移不断加大,当$P$=50 kPa时,围护结构墙顶范围内发生明显屈服。而随着开挖深度的不断增大,超载对地连墙水平位移的影响系数不断减小。

4)增大支护结构抗弯刚度,一定程度上可以减小地连墙的水平位移,合理的设计支护结构和支撑的刚度,并将二者控制在合适的比例量级范围内可以提升支护体系的变形性能。

**参考文献:**

[1] 台运好,吕凤梧,贾福源. 基坑开挖渗流场与应力场耦合计算及其环境影响分析[J].结构工程师, 2008, 24 (6) : 116-119.

[2] 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.

[3] 武文永,曹雪山.南京地铁鸡鸣寺站地下连续墙深层水平位移特性研究[J].华东交通大学学报,2014(3),115-119

[4] 徐中华,王建华,王卫东.上海地区深基坑工程中地下连续墙的变形性状[J].土木工程学报,2008,41(8):81-86.

[5] 乔亚飞,丁文其,王军,王春波.无锡地区地铁车站深基坑变形特性[J].岩土工程学报,2012,(S1): 761-766.

[6] 李淑,张顶立,房倩.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.

[7] 吕爱钟,蒋斌松.岩石力学反问题[M].北京:煤炭工业出版社,1998.

[8] JANBU J.Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests[J].ECSMFE Wiesbaden,1963(1):19-25.

(C)1994-2024 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

[9] 姜忻良,徐炳伟.狭长基坑中地下连续墙的简化计算模型[J].工程力学,2009,26(6):33-36.
[10] 高俊合,赵维炳.土体非线性影响的深基坑支护研究综述[J].水利水电科技进展,1997, 17(4):14-17.
[11] JARDINE R J,FOURIE A B,BURLAND J B. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure-interaction[J]. Geotechnique,1986,36(3):377-396.

# Finite Element Analysis on Design of Long and Narrow Deep Foundation Pit

Wang Buxiang, Cao Xueshan

(College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

**Abstract:** In deep foundation pit engineering of nanjing subway station as the research object, introduces the engineering geological conditions in jobsite, the support form and construction process; Analysis of the foundation pit displacement of retaining structure in the process of excavation and supporting axial force and the change of the surface settlement of soil around the foundation pit, the pit excavation are numerically simulated by finite element software Plaxis, analysis and comparing the calculated results with measured results, the two results are basically consistent, and the supporting structure is obtained by further research on bending stiffness EI, pit overload and the result of the influence of excavation of foundation pit deformation law. Can increase the flexural stiffness of supporting structure to a certain extent reduce the horizontal displacement of wall, with the increase of test pit overload P wall top horizontal displacement increasing, when $P$ = 50 kPa, retaining wall structure within the scope of apparent yield. As the increasing of excavation depth, the overload of the wall and decreases the influence of the horizontal displacement coefficient. In the excavation of foundation pit. Underground continuous wall maximum lateral position near the excavation surface, and down gradually along with the increase of excavation depth. When the soil excavation to the bottom slab and cushion layer, and construction at the moment of foundation pit in the most dangerous state.

**Key words:** finite element; ground wall; bending stiffness; numerical analysis

(责任编辑 王建华)

(C)1994-2024 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net