

Deformation and Force Numerical Analysis of Deep Foundation Pit in Soil-Rock Dualistic Stratum

Guo Kang, Huang Cong, Zhang Huang, Ding Jianwen

School of Transportation, Southeast of University, Nanjing, China

Email address:

894609987@qq.com (Guo Kang), 220183175@seu.edu.cn (Huang Cong), 220173120@seu.edu.cn (Zhang Huang),
jwding2006@163.com (Ding Jianwen)

To cite this article:

Guo Kang, Huang Cong, Zhang Huang, Ding Jianwen. Deformation and Force Numerical Analysis of Deep Foundation Pit in Soil-Rock Dualistic Stratum. *Science Discovery*. Vol. 6, No. 6, 2018, pp. 506-513. doi: 10.11648/j.sd.20180606.31

Received: October 30, 2018; **Accepted:** November 26, 2018; **Published:** December 12, 2018

Abstract: Based on the finite element calculation software Plaxis, the numerical simulation of the deep foundation pit of the Nanjing Metro Engineering Second-Bridge-Park Station was carried out. The calculation results were in good agreement with the monitoring values of the surface settlement 5m away from the foundation pit as well as two typical horizontal displacement of the pile, indicating the reliability of the model. The model was used to analyze the soil deformation, surface settlement, pile displacement and pile stress in the soil-rock combination stratum. The results showed that the pile deformation mainly occurred in the soil part in the deep foundation pit of soil and rock combination stratum. Moreover, the maximum displacement was below the middle part of the soil part; the maximum surface settlement was located 0.35H away from the pile (H was of excavation depth); the sudden change of the pile body was basically at the boundary between the soil and the rock as well as the bottom part of the pit, which showed that the deformation of the foundation pit of the soil-rock combination stratum was closely related to the thickness of the soil layer and the excavation depth of the foundation pit. Numerical simulation using Plaxis software could provide a proof for the design and construction of foundation pits.

Keywords: Soil-Rock Dualistic Stratum, Deep Excavation, Finite Element Method, Deformation of Foundation Pit, Force of Foundation Pit

土岩组合地层深基坑变形与受力数值分析

郭康, 黄聪, 张煌, 丁建文

东南大学交通学院, 南京, 中国

邮箱

894609987@qq.com (郭康), 220183175@seu.edu.cn (黄聪), 220173120@seu.edu.cn (张煌), jwding2006@163.com (丁建文)

摘要: 基于有限元计算软件Plaxis, 对南京地铁工程二桥公园站深基坑进行数值模拟计算, 其计算结果与距离基坑外5m处地表沉降监测值及两个代表性的桩体深层水平位移相比基本吻合, 说明了其模型的可靠性。利用本模型分析深基坑开挖对土岩组合地层中土体变形、地表沉降、桩体位移和桩体的受力情况, 其结果表明: 在土岩组合地层中, 桩体变形主要发生在土体部分, 而且最大位移处于土体中下部; 地表沉降最大值位于距离桩体0.35H (H为基坑开挖深度) 处; 桩体受力骤变位置基本处于土岩分界处和坑底部分, 说明土岩组合地层基坑的受力变形情况与土层的厚度和基坑的开挖深度有很大关系。利用Plaxis 软件进行数值模拟可以对基坑的设计、施工提供依据, 具有一定的工程参考价值。

关键词：土岩组合地层，深基坑，有限元，基坑变形，基坑受力

1. 引言

随着城市化进程的不断加快，高层建筑如雨后春笋般拔地而起，地铁在公共交通中的地位不断提高，随之各种深基坑、超深基坑和复杂地质条件下的基坑不断涌现。在基坑开挖过程中，基坑两侧土体的原有应力状态被破坏，从而引起土体的应力重新分布，导致基坑两侧岩土体受力变形，对既有建筑物或构筑物产生影响[1]。因此，全面了解基坑两侧岩土体在基坑开挖过程中的受力变形情况显得尤为重要。对于纯土体基坑支护设计理论已经基本成熟，但是在土岩组合二元地层中的基坑设计仍然是个难题。刘红军等[2]，通过实测数据与有限元分析结果对比，得出在上覆土层较薄的岩石地区，围护结构的变形主要出现在土层部分。王惠民[3]等，对内支撑支护深基坑开挖全过程进行了数值模拟，得出了支撑刚度对支护桩位移、支撑轴力的影响规律。

本文运用岩土有限元分析软件PLAXIS 2D对土岩组合地层进行基坑分层开挖模拟，得出内支撑轴力、桩体水平位移和坑外地表沉降变化规律，为此类基坑的设计与施工提供依据。

2. 工程概况

2.1. 工程地质与水文条件

该工程为南京地铁一号线北延工程二桥公园站，该车站深基坑位于栖霞区太新路上，基坑开挖深度为18.5~23.84m，基坑长为325.5m，宽为24m，属大型深基坑工程。二桥公园站南侧为空旷地带，基坑北侧为笆斗山古

墓葬群保护区，规划为笆斗山主体公园；地下水包括地下潜水和岩层裂隙水。地下潜水初见水位埋深 0.60m~8.70m，稳定水位埋深 0.90m~9.20m。

拟建站区地处阶地，阶地间坳沟地貌单元，上部分布为素填土，下部普遍分布为可塑状黏性土，强度中等；下部土层主要为可塑~硬塑黏性土，强度中等~中高；下伏基岩为侏罗系象山群砂岩，受地质构造和风化作用的影响，局部裂隙较为发育，岩石强度变化较大。各土层物理参数见表1所示（数据来源于二桥公园站详细工程地质勘查资料）。

2.2. 基坑设计概况

根据工程地质条件和周边环境及基坑挖深，本深基坑采用顺作法整体施工方案，基坑支护采用排桩内支撑支护方式。附属围护结构均采用钻孔灌注桩+旋喷桩止水支护形式，围护桩采用Φ1000@1400钻孔灌注桩，混凝土采用C35，基坑围护桩嵌固深度 2.5~8m；设三道支撑，第一道为钢筋混凝土支撑（断面尺寸 800mm×800mm，间距为9.7m，混凝土标号为C35），其余支撑为Φ609，长度21.9m，厚度16mm钢管支撑，分别距桩顶8m，15m，水平间距为3m；四周采用Φ800@1400三重管旋喷桩止水帷幕。

3. 基坑监测

本工程共进行6项监测项目：桩顶水平位移、围护桩深层水平位移（测斜）、地表沉降、内支撑轴力、地下水位监测、立柱沉降。基坑监测点如图1所示。剖面EF为典型剖面，基坑典型剖面图如图2所示。

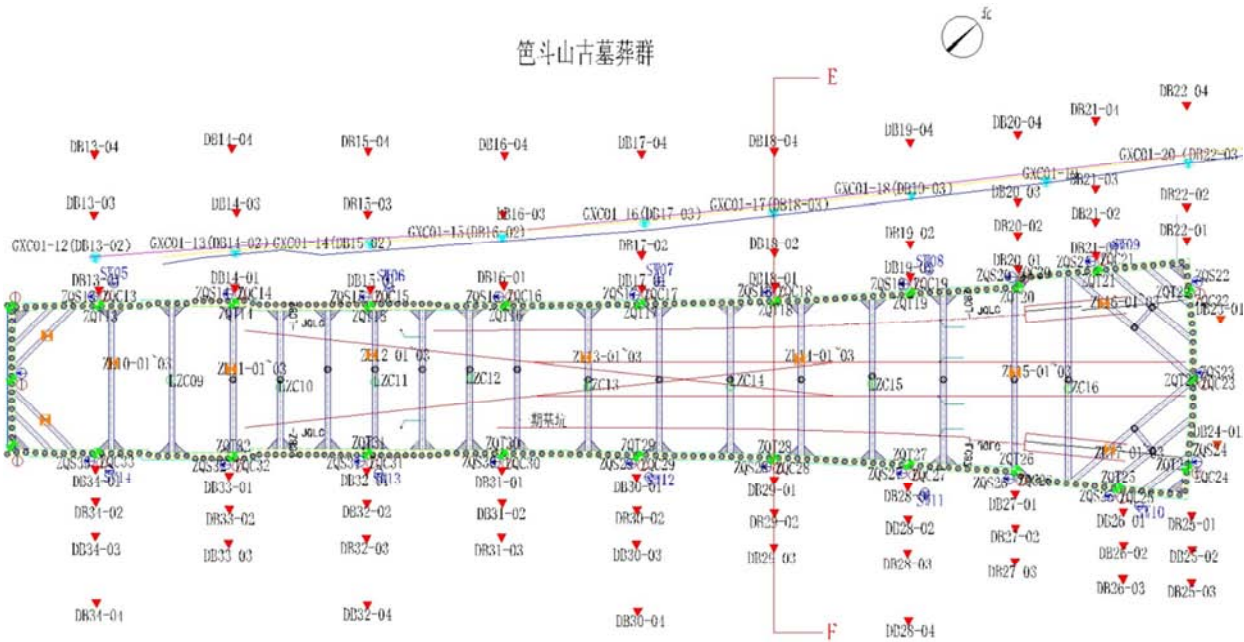


图1 基坑测点布置平面图。

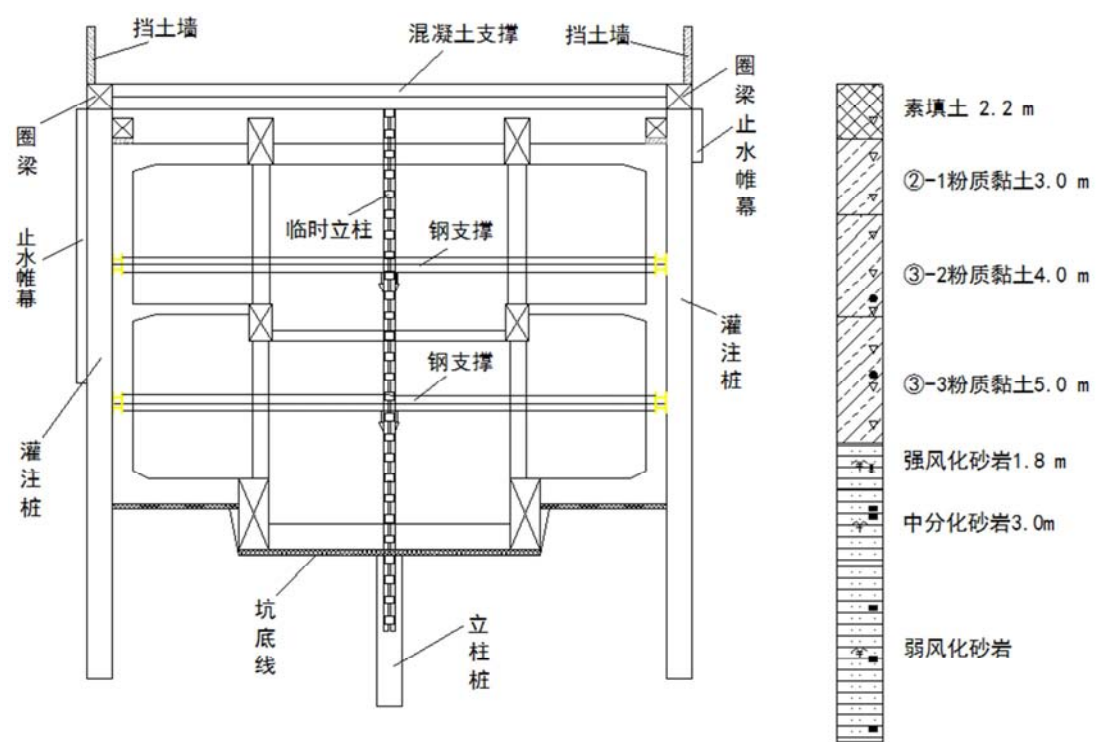


图2 基坑典型剖面。

表1 岩土物理力学性质。

编号	地层名称	层厚 /m	重度 $\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	弹性模量 E_n/Mpa	泊松比 ν	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$
1	①-素填土	2.2	18.5	5.00	0.38	15.0	12.0
2	②-1粉质黏土	3.0	19.1	5.94	0.32	18.0	17.1
3	③-2粉质黏土	4.0	19.1	6.33	0.30	28.0	18.0
4	③-3粉质黏土	5.0	19.6	8.49	0.28	56.0	22.8
5	强风化砂岩	1.8	21.0	30.00	0.22	43.0	30.0
6	中风化砂岩	3.0	26.0	4.14×10^3	0.18	900.0	42.0
7	微风化砂岩		30.0	1.70×10^4	0.12	1200.0	57.0

4. 数值模拟

为简化计算，对有限元模型建立如下假设：①基坑开挖采用平面应变模型；②围护结构及内支撑采用弹性受力状态，围护桩体采用无厚度板单元模拟；③桩体施工及开挖引起的土体应力改变不予考虑[4]。

4.1. 本构模型的选取

Plaxis具有线弹性模型、Mohr-Coulomb模型、土体硬化模型、小应变土体硬化模型、软土蠕变模型等。本文分析土体采用Mohr-Coulomb模型；众所周知，土在外力作用下会产生可以恢复的弹性变形和不可恢复的塑形变形。本文应用Mohr-Coulomb模型更接近土受力实际情况[5-8]。

土的特性是部分弹性和部分塑形，其变化可以假定为弹性和塑形两部分[9]，得

$$d \in_{ij} = (d \in_{ij})_e + (d \in_{ij})_p \tag{1}$$

假定塑形应变增量与塑形势 Q 的应力梯度成正比，得

$$(d \in_{ij}) = d\lambda \frac{\partial Q}{\partial Q_{ij}} \tag{2}$$

式中 $d\lambda$ 为比例常数。塑形势函数 Q 为

$$Q = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} \tag{3}$$

支护桩采用等效厚度的板单元来模拟，围护结构与土之间采用零厚度接触面单元模拟土与结构相互作用；Plaxis 2D中锚锭杆是具有一个节点的弹性弹簧单元，一端固定，弹簧刚度（轴向刚度）为定值，可用锚锭杆来模拟内支撑。

4.2. 模型的建立

该模型采用二维平面应变模型，网格划分采用15节点三角形单元。有限元模型中取基坑的开挖深度为19m，宽为24m。为简化计算，取1/2基坑尺寸进行建模，即模型坑内宽度为12m。Lim and Briaud[10]等人的研究表明基坑开挖竖影响范围为基坑深度的3倍左右。基

坑开挖模型的建立，在水平方向上，模型的坑内部分自基坑中心至支护桩，坑外部分为基坑开挖深度（H=19m）的4倍，自支护桩向外延伸76m；竖直方向为3倍基坑开挖深度，设置为57m[11,12]。该模型总尺寸为88m×57m。

4.3. 模型参数计算与赋值

利用板单元来模拟钻孔灌注桩，根据等效厚度理论，计算公式如下：

$$d = 0.838D \sqrt[3]{\frac{1}{1 + \frac{t}{D}}} \tag{4}$$

式中， d 为等效厚度， D 为桩直径， t 为桩净距。板结构的轴向刚度表示为：

$$EA = Edh \tag{5}$$

式中 E 为板材料的弹性模量，根据混凝土等级，本文取 $E = 32 \times 10^9 \text{ Pa}$ ， h 为单位高度，取1m。板结构的抗弯刚度表示为：

$$EI = E \frac{d^3 h}{12} \tag{6}$$

由以上参数求得板单元的参数如表2。
由支撑的参数求得内支撑的参数如表3。

表2 板单元特性。

轴向刚度 $EA/(kN \cdot m^{-1})$	抗弯刚度 $EI/(kN \cdot m^{-1})$	等效长度 d/m	等效板重度 $w/(kN \cdot m^{-2})$	泊松比 ν
2.003×107	6.542×105	0.626	14.398	0.200

表3 内支撑材料特性参数。

	轴向刚度 $EA/(kN \cdot m^{-1})$	等效长度 $/m$	支撑间距 $Ls(m)$	支撑预应力 $F_0(kN)$
钢筋混凝土支撑	2.05×107	6.00	9.70	0.00
第一道钢支撑	6.50×106	10.00	3.00	100.00
第二道钢支撑	6.50×106	10.00	3.00	200.00

4.4. 模拟施工过程

对于该计算剖面模拟施工过程分6个阶段进行：①嵌入灌注桩和设置第一道钢筋混凝土支撑，灌注桩打入深度为22m；②降水并开挖至7m深；③施工第一道钢支撑，施加预应力100kN；④降水并开挖至12m深；⑤施工第二道钢支撑，并施加预应力200kN；⑥降水并开挖至19m深。根据典型剖面建立的几何模型和最终施工图如图3所示。

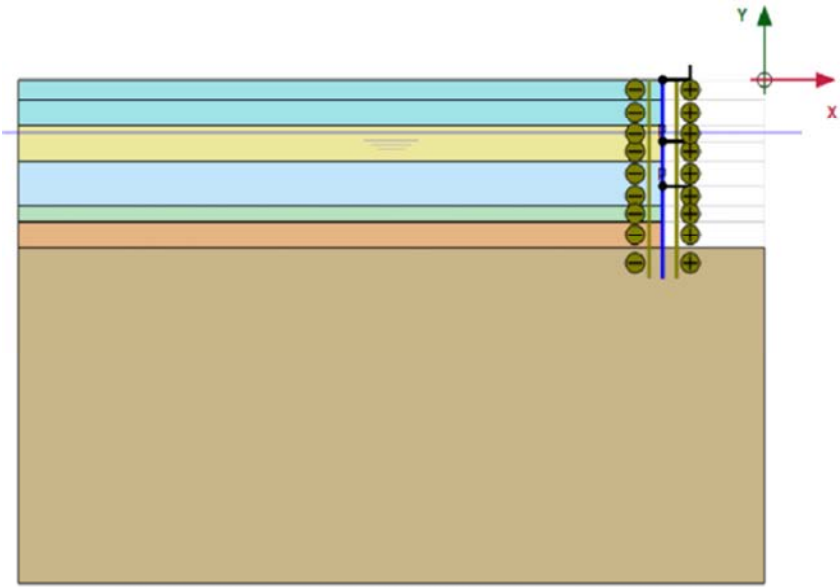


图3 几何模型及最终施工图。

5. 计算结果及分析

经过程序计算后，最终结果输入如图4所示，其中位移放大50倍。该模型共生成20555个节点，基坑外地表最大沉降为13.8mm，位于距离桩体6.6m的位置。基坑开挖过程中，桩体产生了向基坑内侧的变形，且变形量随着深度的增加先增大后减小。桩体的变形主要发生在土体层中，中风化砂岩层基本没有发生变形。桩的最大轴力为-1009kN，位于距地表18.6m处；最大剪力为-493kN，位于距地表16m处；最大弯矩为-1229kN·m，位于距地表16.1m处。

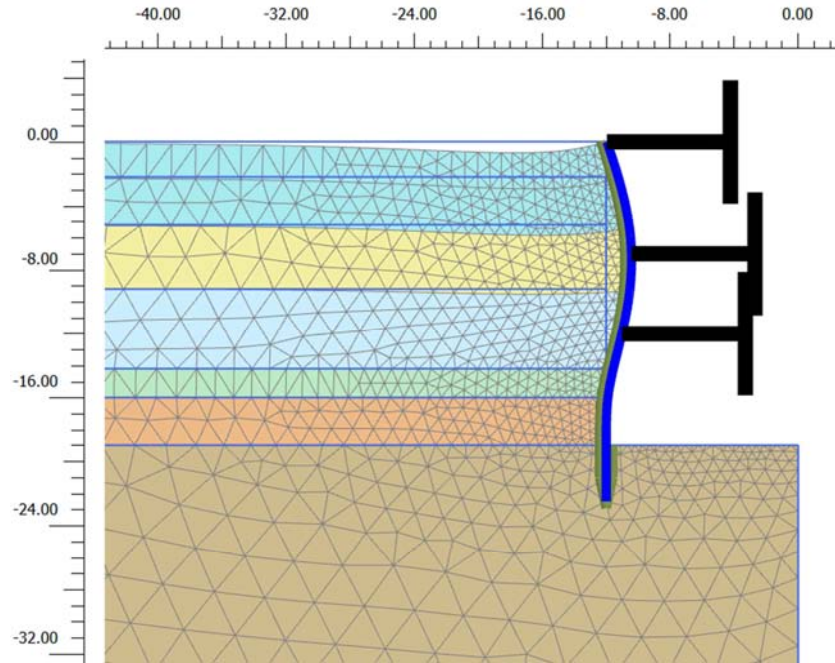


图4 最后输出界面。

5.1. 计算结果与实测结果对比

取基坑外5m处监测点DB19-02、DB28-02为实测点，地表的沉降监测值和计算值对比如图5所示。由图所示，坑外5m处地表沉降计算值略大于实测值，这是因为开挖时基坑受到空间的、三维的约束，而数值模拟计算值是完全理想的二维条件下得到的，与实际存在差异。在实际情况下，随着水位的下降，土体会进一步固结，使土的力学参数提高，因此会产生计算值略大于监测值[9]。

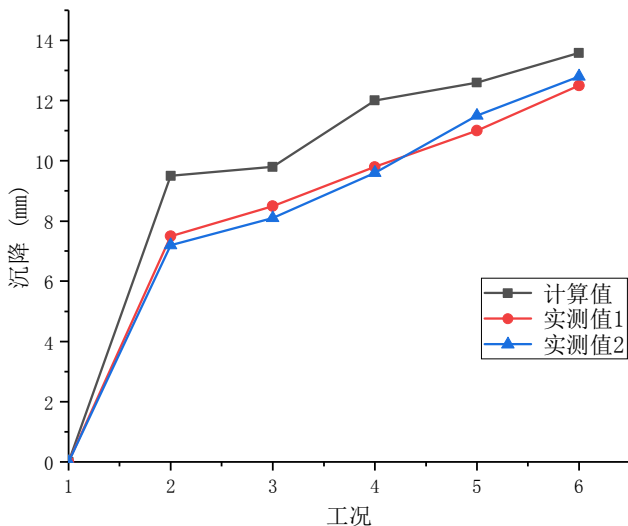


图5 坑外5m 处地表沉降。

取基坑两侧桩体深层水平位移监测点ZQT19、ZQT27为实测点，图6为基坑开挖结束桩体深层水平位移(测斜)实测值与计算值对比图。由图可以看出计算值与实测值最大变形位置基本相符，最大位移处计算值略大于实测值，

这是因为实测值为基坑还没有达到完全稳定状态时所得。但实测值和计算值在变化

趋势和数值大小上基本吻合，说明Plaxis建立的模型是可靠的，能对桩基的受力和变形情况做出有效预测，为基坑的设计提供有力的证据。

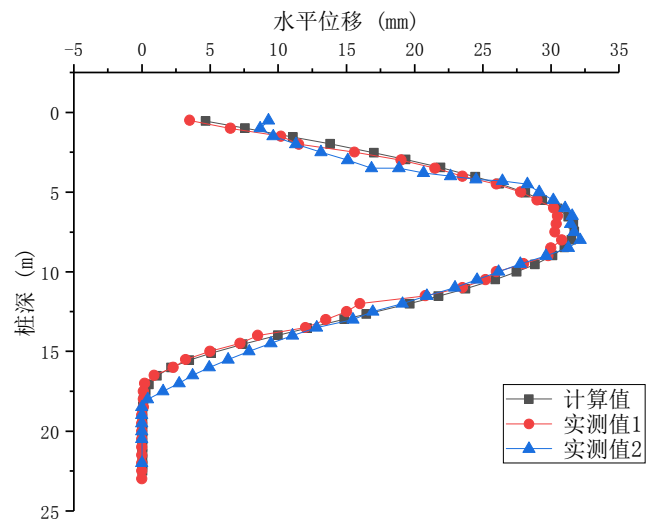


图6 测斜实测值与计算值对比图。

5.2. 基坑变形分析

(1) 基坑外土体变形

坑外土体变形云图如图7所示。由图可以看出：在竖直方向上，土体变形主要发生在桩体一半位置偏上，而且，变形主要存在于土层之中，变形呈现两边小，中间大的“大肚”状，最大变形位于灌注桩中部偏上。这主要是因为下部岩石层力学性能高于上部土层，灌注桩嵌入岩层中，桩体与岩层产生较好的支护作用，自稳性能好。在水平方向

上，随着开挖深度的增大，变形逐渐增大。水平方向最大总位移31.6mm，位于地表以下7.4m位置。

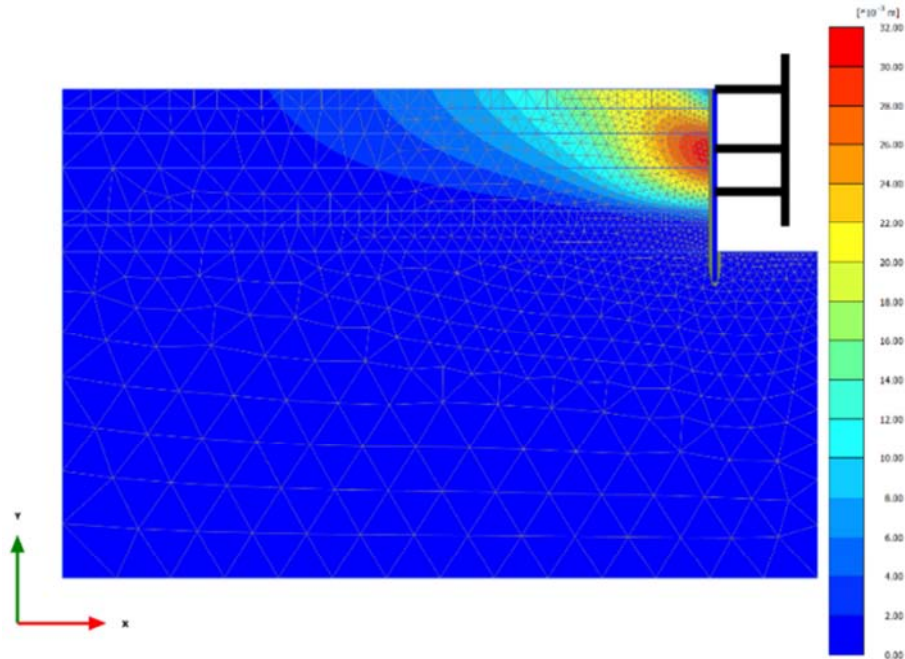


图7 土体变形云图。

(2) 坑外地表沉降

坑外75m内的地表沉降如图8所示，由图可以发现：坑外地表沉降随基坑开挖深度的增大而增大，地表沉降随着距离桩体距离的增大呈现先增大后减小的趋势，地表沉降最大值发生在距离桩体6.6m的位置，最大沉降值为13.8mm。而且，随着基坑的开挖，发生最大地表沉降的位置基本没有发生变化。工况3、5地表沉降值较上一工况基本没有发生变化，因此，设置内支撑并不会对已沉降的地表产生影响。图9为基坑外地表沉降计算值与实测值对比图，由图可以看出，计算值与实测值沉降变化曲线大致是相同的，均在基坑外7m左右出现沉降最大值，但计算值略大于实测值。

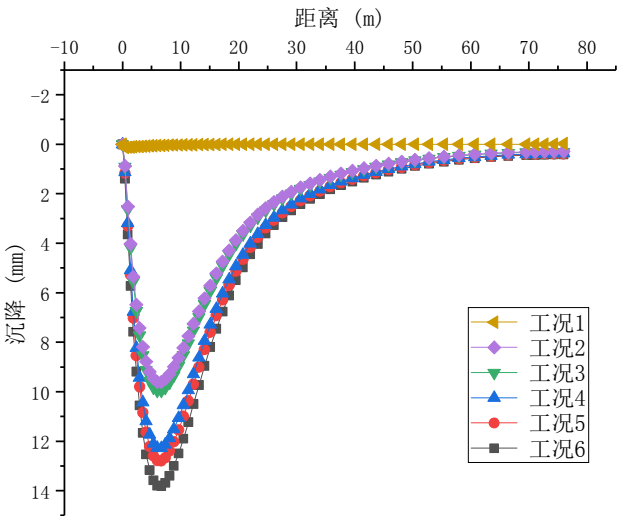


图8 基坑外侧地表沉降。

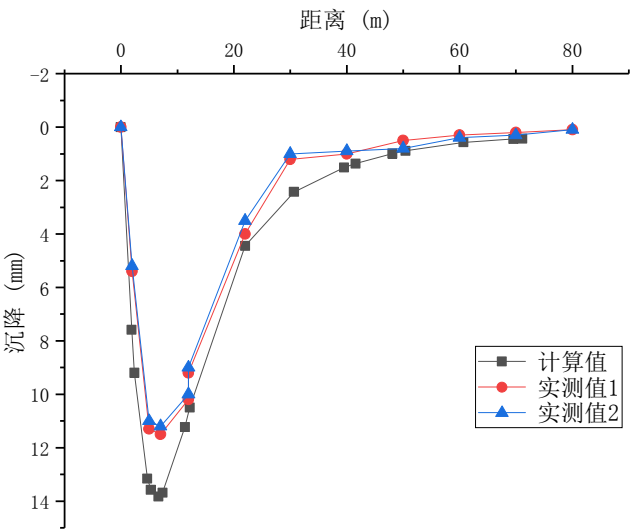


图9 地表沉降计算值与实测值对比图。

(3) 灌注桩变形

图10为钻孔灌注桩深层水平位移，由图10可以得出：①由于基坑的开挖使灌注桩产生向基坑内侧的变形，随着基坑开挖深度的增大，位移逐渐增大；②桩体位移从桩顶至桩底，呈现先增大后减小的趋势，呈“大肚”状，最大位移在灌注桩中部偏上的位置；③随着基坑的开挖，开挖面以下土体也发生变形，随着开挖深度的增大，变形逐渐增大；④灌注桩最大位移出现的位置，随着基坑的开挖基本保持不变。基坑开挖结束桩体最大水平位移为31.7mm，位于距桩顶7.4m处；⑤灌注桩15m以下基本没有发生变形，这是由于灌注桩上部为易变形的土体，下部为力学性能稳定的砂岩，不易产生变形。

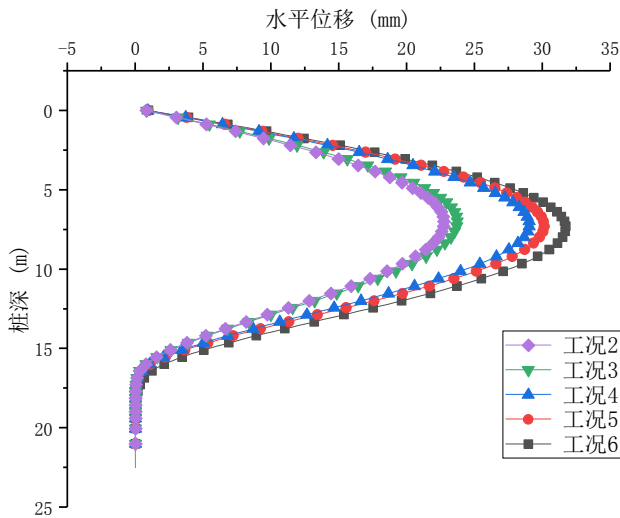


图10 桩体深层水平位移。

5.3. 支护结构内力分析

(1) 灌注桩轴力分析

图11描绘了基坑开挖完全灌注桩轴力随深度的变化曲线。由图11可以看出：随着桩深的不断增大，轴力逐渐增大。轴力最大值为 $1009.8 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ，发生在桩18.6m深处。当桩深达到16m左右的时候，轴力发生第一次突变，第二次突变发生在桩深19m处。轴力的第一次突变主要是因为此处是中风化砂岩，中风化砂岩力学性能与土体有显著差异，使之发生突变。第二次突变是因为基坑已经开挖完全，达到了基坑开挖深度19m，并且以下为强风化砂岩，岩石力学性质稳定，有很强大的固定作用，在岩层对灌注桩的反力作用下，使之发生突变。

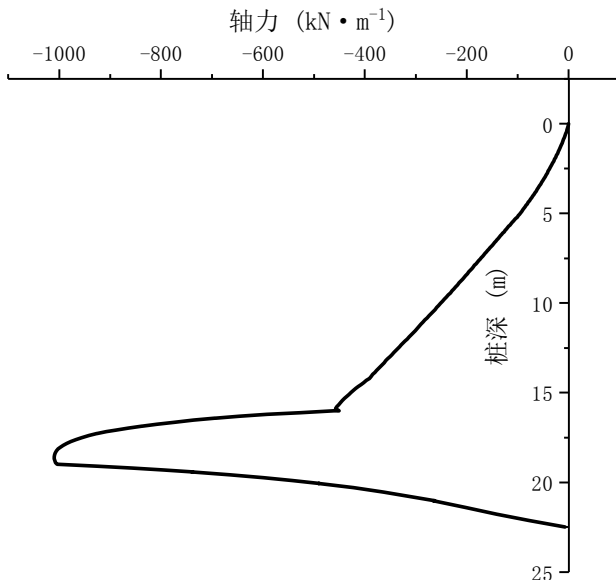


图11 轴力变化曲线。

(2) 灌注桩剪力分析

图12描绘了基坑开挖完全灌注桩剪力随深度的变化曲线。从图12中可以看出：剪力首先为正值，随着桩深的

增大，剪力呈阶梯型向负向发展，剪力阶梯型骤变的位置和内支撑设置的位置大致重合。剪力最大值为 $713.4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ，发生在桩16.9m处。剪力发生三次突变，分别为16m、16.9m和19m，剪力第一次突变和轴力第一次突变发生位置一致，主要是因为此处是中风化砂岩，中风化砂岩力学性能与土体有显著差异；第二次突变主要是因为由于岩层以上的土体压力与岩层对灌注桩的反力相互作用，使之发生突变；第三次主要是因为此处为基坑开挖深度19m，由于岩层的嵌固作用使之发生突变。

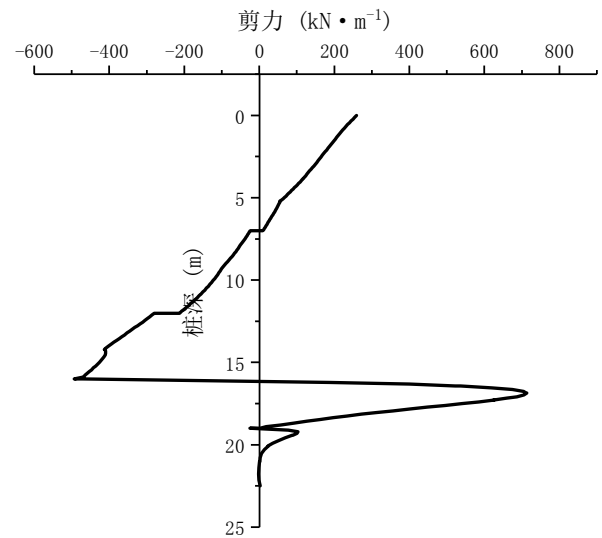


图12 剪力变化曲线。

(3) 灌注桩弯矩分析

图13为灌注桩弯矩随深度的变化曲线。

由图13可以看出：弯矩首先为正值，随着桩深的增大逐渐变为负值。灌注桩弯矩同轴力和剪力变化曲线类似，发生两次骤变，分别为16m和19m，主要是因为此处为中风化砂岩和基坑底部。弯矩最大值为 $-1228.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$ ，发生在桩深16.1m处。

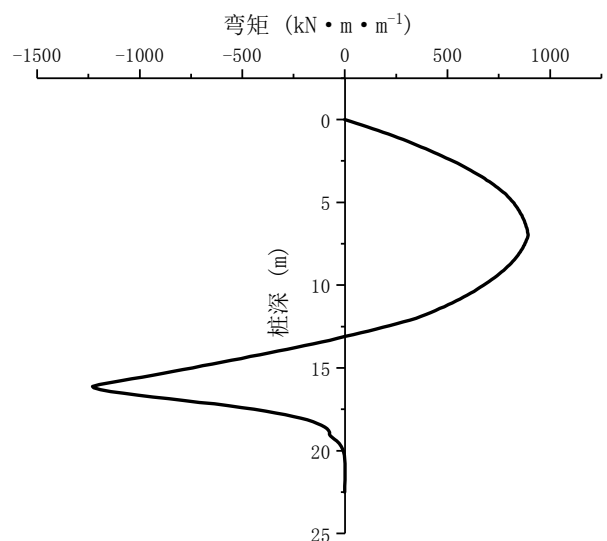


图13 弯矩变化曲线。

6. 结论

基于南京地铁一号线北延工程二桥公园站深基坑工程, 利用软件Plaxis对土岩组合地层中的深基坑进行变形与受力数值模拟, 并与监测数据进行对比分析, 发现计算结果和监测数据基本吻合, 说明建立的Plaxis模型是可靠的, 证明通过板结构模拟钻孔灌注桩和Mohr-Coulomb模型模拟土体是行之有效的。因此, 在深基坑的设计、施工过程中, Plaxis对基坑的变形与灌注桩的受力可以进行比较好的模拟分析, 可为基坑的设计、施工提供重要参考。

在土体变形中, 坑外地表沉降随着距离桩体距离的增大, 呈现先增大后减小的趋势, 最大沉降位于距离桩体 $0.35H$ (H 为基坑开挖深度) 处; 在土岩组合地层中, 桩体深层水平位移主要发生在土体部分, 岩层部分桩体基本没有发生位移, 桩体位移随着桩深的增大呈现先增大后减小的趋势, 呈“大肚”状, 桩体最大位移位于土体部分的中部以下位置, 而并不是位于桩顶; 桩体内力骤变位置主要发生在内支撑设置位置、土岩分界位置和坑底部分, 因此, 内支撑的设置位置、土体部分厚度和桩体的嵌固深度对基坑的稳定性有很大影响, Plaxis支护结构内力分析可以对桩体的刚度设计提供依据。

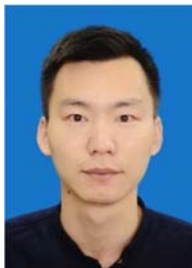
项目

江苏省研究生科研与实践创新计划项目(No.SJCX18-0045)。

参考文献

- [1] 周香莲, 王建华. 北仑电厂循环水泵房基坑监测分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(s1): 1802-1805.
- [2] 刘红军, 张庚成, 刘涛. 土岩组合地层基坑工程变形监测分析[J]. 岩土工程学报, 2010(s2): 550-553.
- [3] 王惠民, 戢贞建, 王勇, 等. 深基坑中内支撑对支护桩的影响分析[J]. 低温建筑技术, 2017, 39(4): 78-81.
- [4] 刘红军, 李东, 孙涛, 等. 二元结构岩土基坑“吊脚桩”支护设计数值分析[J]. 土木建筑与环境工程, 2009, 31(5): 43-48.
- [5] Long M. Database for Retaining Wall and Ground Movements due to Deep Excavations[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2001, 127(3): 203-224.
- [6] 施有志, 林树枝, 赵花丽. 地铁深基坑开挖效应土体小应变参数敏感性分析——以厦门地区为例[J]. 工程地质学报, 2016, 24(6): 1294-1301.
- [7] 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(s1): 761-766.
- [8] 刘红军, 孙玺, 姜德鸿. “二元”基坑中内支撑支护结构的三维数值分析与监测[J]. 中国海洋大学学报(自然科学版), 2012, 42(9): 81-87.
- [9] 刘红军, 于雅琼, 王秀海. 土岩组合地层旋喷桩止水桩锚支护基坑变形与受力数值分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(s1): 297-302.
- [10] Briaud J L, Lim Y. Tieback Walls in Sand: Numerical Simulation and Design Implications[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(2): 101-110.
- [11] Wang S, Ling X, Song X, et al. Diaphragm wall deformation behaviors analysis of deep excavation in soft soil metro station[C]// International Conference on Electric Technology and Civil Engineering. IEEE, 2011: 5856-5859.
- [12] 刘红军, 王亚军, 姜德鸿, 等. 土岩组合双排吊脚桩桩锚支护基坑变形数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2011(s2): 4099-4103.
- [13] 刘红军, 翟桂林, 郑建国. 土岩组合地层加锚双排桩基坑支护结构数值分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(s1): 103-107.
- [14] 邓旭. 深基坑开挖对坑外深层土体及邻近隧道的影响研究[D]. 天津大学, 2013.
- [15] 施有志, 葛修润, 李秀芳, 等. 地铁深基坑施工对周边管线影响数值分析[J]. 中山大学学报(自然科学版), 2017, 56(6): 83-93.

作者简介



郭康(1992-), 男, 河南商丘人, 东南大学, 硕士, 研究方向: 岩土工程。