DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2022.06.048

大型深基坑逆作法施工对围护桩的影响研究

邓小仕
(四川公路桥梁建设集团有限公司勘察设计分公司，四川 成都 610041)

摘　要：为了分析开挖工法对支护结构的影响，得到深基坑围护桩在不同开挖步序下的变形规律与受力特性，运用数值分析手段模拟重庆市轨道交通六号线一期工程江北城站的基坑开挖过程，基坑开挖为大型深基坑逆作法开挖。得到的计算值与工程实测值基本吻合，验证了数值方法的正确性，评估了深基坑支护结构设计和施工方案的可行性。研究结论可为类似工程的施工与设计提供参考。

关键词：深基坑；逆作法；围护桩；数值模拟
中图分类号：TU457　　**文献标志码：**B　　**文章编号：**1009-7716(2022)06-0182-04

0 引　言

目前，深基坑工程还处于在实践中摸索的阶段。在工程实践中主要用理论导向，经验判断，现场监控三者结合的方法来指导深基坑的设计和施工，尚缺乏成熟的规范技术。在深基坑的设计施工中，围护桩与土体间由于侧摩阻力相互作用，如果不注意土体应力释放引起的围护结构变形，则会对基坑的施工和设计安全造成不利影响，同时给基坑工程实际的监控测量点的确定带来影响。采用有限元数值模拟和分析，得出基坑开挖过程中围护桩的变形受力规律，以及围护桩受力最薄弱的部位等，对促进深基坑的设计与施工有着积极的意义。

本文以重庆轨道交通 6 号线江北城车站 43 m 深基坑为依托工程展开研究，对该基坑采用逆作法施工的过程进行三维有限元数值模拟分析，得出不同开挖步序下围护桩的受力变形规律，并跟工程实际数据进行对比分析，为类似工程施工提供参考依据。

1 工程概况

重庆市轨道交通六号线一期工程江北城站设计为六号线与九号线的地下换乘站。基坑深约 43 m，下部岩质边坡及暗洞仰坡采用锚杆加喷混凝土支护，上部土层采用桩板挡墙支护。基坑开挖采用逆作法，自上而下，随挖随支。围护桩设计参数为东侧为圆桩，其他三侧为方桩。

收稿日期：2022-02-14
作者简介：邓小仕(1987—)，女，硕士，工程师，从事勘察设计工作。

地层由上而下依次可分为第四系全新统填土层、残坡积层和侏罗系中统沙溪庙组沉积岩层。各层岩土分别为素填土、粉质粘土、砂质泥岩、砂岩。基坑所处地层大部分为砂岩地层。

2 数值模型及开挖工序

2.1 参数及模型选取

本模型计算边界条件确定：基坑的尺寸为 42 m×66 m，水平边界一般取基坑尺寸的 3～5 倍，取 142 m×166 m，基坑的开挖深度为 43 m，上下边界一般取开挖深度的 3～5 倍，下边界取 120 m。水平边界取水平约束，下边界取竖直约束，上边界为自由边界。有限元模型单元数 159 926，节点数 169 187。有限元模型见图 1。

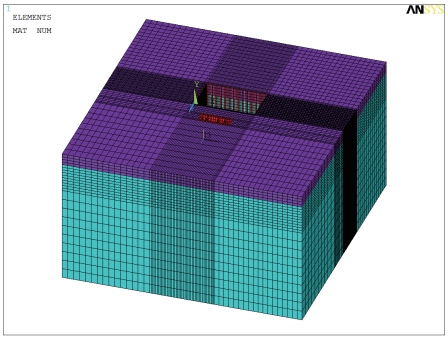

图 1　有限元模型图

计算中，土体采用实体单元，桩采用梁单元，锚索采用杆单元。锚索预应力的施加采用降温法实现。

2.2 开挖步骤

根据深基坑工程具体特点以及场地的具体情况，开挖原则根据每层锚索高度进行分层高度开挖，回填土层每层开挖高度不大于 1 m，岩质边坡待该层边坡支护完成后再进行下一层土石方开挖。车站基坑逆

作法施工程序：施工支护排桩，基坑顶部第一层开挖支护（开挖土体，桩间土层锚喷 C25 混凝土，钻孔施工第一层预应力支护锚索），依次往下分 8 层开挖支护。开挖至第一道锚索标高为第一步，施作第一道锚索为第二步，依次，直到施作第八道锚索为第十六步，因此模型计算共考虑 16 步。

3　围护桩应力位移分布情况分析

基坑的开挖过程中的主要变形为围护结构的位移，基底隆起和地表沉降。

基坑逐步向下开挖时，土体应力释放，基坑周围土体的初始应力发生改变使地层产生位移。围护桩内侧土体的开挖导致的荷载不平衡使围护桩发生位移和变形，围护桩的变形又引起地层移动，地表沉降，使基坑外侧的塑性区增大，因而使基坑外围土体向基坑内侧挤压致使基坑底部隆起。围护桩外侧受主动土压力，内侧部分受被动土压力。

取基坑开挖第一步和施作预应力锚索第一步进行分析，研究开挖支护后围护桩的位移应力分布情况。

3.1　开挖第一步

（1）桩位移分析

从图 2、图 3 中可以看出开挖第一步后桩南北侧的最大水平位移为 13.5 mm，发生在基坑北侧短桩的桩顶，方向为向基坑外侧方向。桩东西侧的最大水平位移为 13.7 mm，发生在基坑东侧的圆桩。

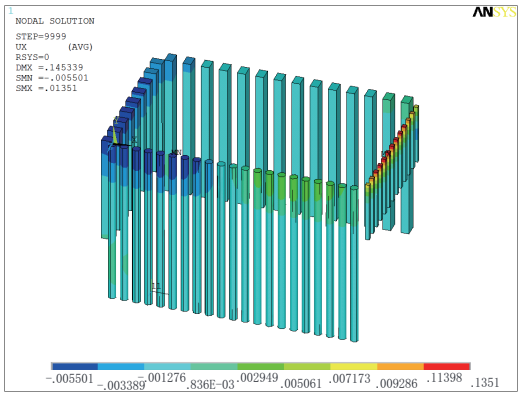

图 2　围护桩南北方向的位移云图

由此可见，基坑开挖的过程中，围护结构的最大位移一般发生在基坑长边的跨中部位，短边位移相小于长边位移。

（2）桩应力分析

从图 4、图 5 中可以看出开挖第一步后桩的最大第一主应力为 7.01 MPa，发生在基坑北侧的短桩中上部。最小第三主应力为 -10.7 MPa，发生在东侧圆桩下部。

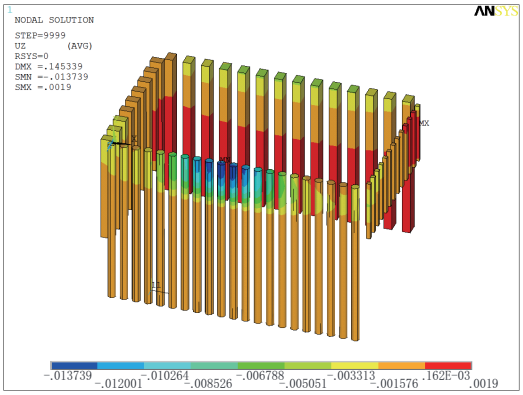

图 3　围护桩东西方向的位移云图

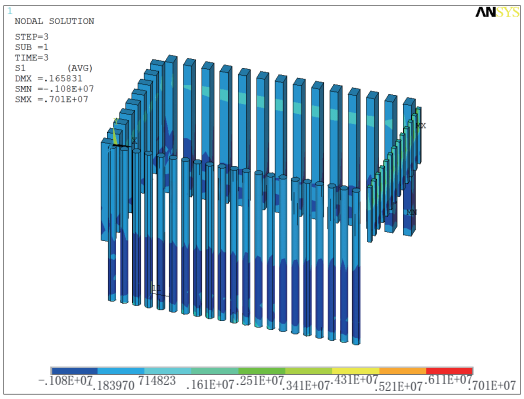

图 4　围护桩第一主应力图

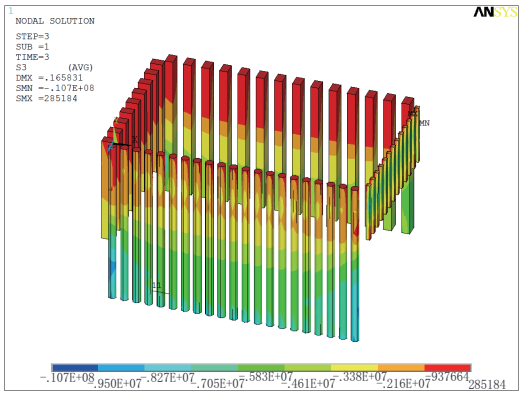

图 5　围护桩第三主应力图

3.2　支护第八步

位移分析：

从图 6、图 7 看出，深基坑开挖至底部后，支护桩最大水平位移增大到 15.7 mm，满足规范要求，不影响结构稳定性。支护桩的最大位移向下发展，发生在桩深度 29 m 左右，约为基坑开挖深度的 2/3 处，圆桩嵌固在泥岩中的桩底的水平位移很小，可以忽略。桩所受应力增大，最大应力满足结构受力要求。

3.3　不同开挖步序对桩的受力影响分析

3.3.1　单桩的水平位移

围护结构水平位移是判断基坑稳定的重要依据。由于基坑的开挖，基坑外围的主动土压力使围护桩向基坑内侧移动。土体开挖尚未施作预应力锚索，

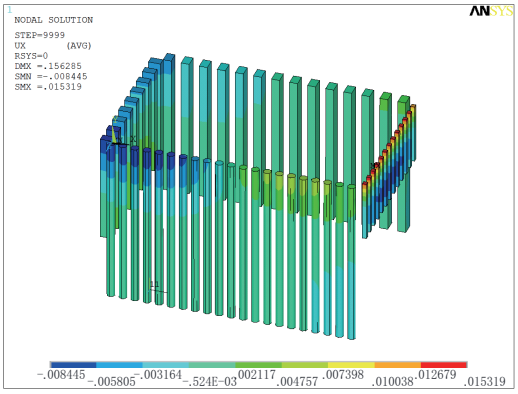

图 6　围护桩南北方向的位移云图

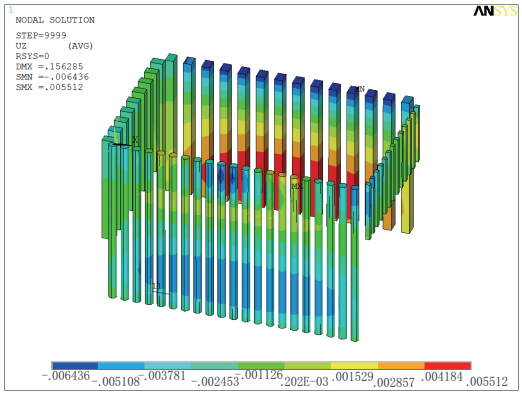

图 7　围护桩东西方向的位移云图

围护桩上部类似于悬臂状态，土体应力急速释放，桩顶变位明显增加。围护桩水平位移规律很明显，随着基坑的开挖有明显变化。为说明单桩的水平位移变化情况，现取基坑东侧圆桩中部的一个桩，在上面定义一路径，图 8 给出该路径上第一、三、五、八步开挖时水平位移曲线。

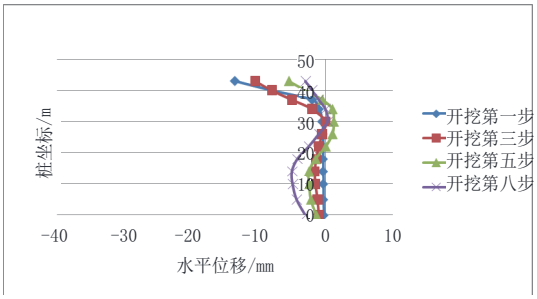

图 8　不同步序下单桩水平位移

基坑开挖过程是土体应力释放的过程。当开挖第一步时，挖深较浅，还未施加预应力锚索，此时围护桩桩顶位移最大，向着基坑内侧变位，当施加预应力锚索后其桩顶位移有缓解趋势向基坑外侧移动。随着开挖深度的增加，基底土体隆起，围护桩向内侧的变位逐渐恢复，有向外移动的趋势，桩腹部向基坑内侧突起。

3.3.2　基底隆起量

在基坑向下竖直开挖时，破坏了土体的初始应力，由于土体的自重应力的解除，基坑周边土体向坑内挤压，基底土体水平应力增加，使围护桩产生水平位移。卸载后土体为了保持荷载的平衡产生回弹，致使基底土体向上隆起，隆起量分布为中间最大向两侧逐渐减小。整个围护结构周围出现一定的塑性区，并出现一定的地表沉降。随着开挖深度的增加，隆起量和基坑周围地表沉降呈现逐渐增大趋势。由于开挖后对基底采取及时灌浆处理，隆起量在合理范围内。如图 9 所示，取基底中部三个典型测点进行隆起量分析。

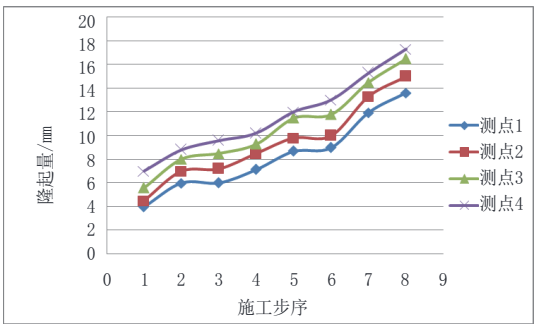

图 9　不同步序下基底隆起量

3.3.3　桩的应力

由图 10 中看出，围护桩受力的最大工序在基坑第八层土的开挖，围护桩受的最大主压应力值为 15.7 MPa。最大主拉应力值为 8.26 MPa。均满足规范要求。随着开挖深度的增加，围护桩的最大拉压应力都呈现增大趋势，及时的施作预应力锚索可以使这种增大趋势减缓。

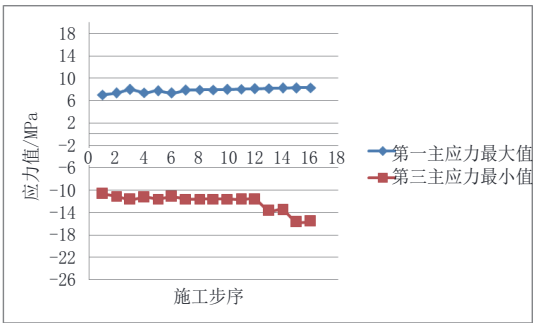

图 10　不同步序下一、三主应力

3.4　数值结果与现场数据对比分析

数值分析仅是理论上的一种计算，取到完全符合实际的地层参数存在较大困难，不可能考虑很多其它施工影响因素。该工程有大量的监控量测的科研监测数据，在这里，选取围护桩桩顶几个监控点的水平位移值与实测数据进行对比。图 11 给出基坑西侧中部一桩顶水平位移的监控实测值与数值计算模拟值。

图 12 为基坑底部一点竖向位移的监控实测值与数值计算模拟值的对比。

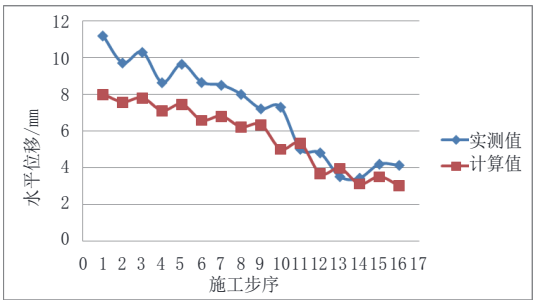

图 11　单桩水平位移实测值与计算值对比图

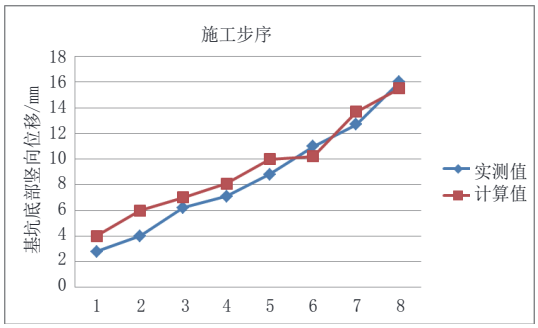

图 12　基坑底部竖向位移模拟计算值与监测值对比图

从图 11 可以看出第一次开挖桩顶水平位移最大,随着开挖深度的增加,桩顶向内侧的变位逐渐恢复。每一次支护后水平位移有所减小。单桩水平位移实测值与计算值变化规律基本一致，但计算值大于实测值,主要原因为:深基坑的三维空间效应的存在使实测值小于计算值；实际施工中围护桩桩顶施作了顶梁,而数值模型中没有考虑顶梁;开挖过程中地下水位的变化。从图 12 可以看出基坑底部竖向位移两者较为接近,且变化趋势相同,随着开挖深度的增加,底部竖向位移呈现逐渐增大趋势,由于合理支护位移在合理范围内。因此本文所建立模型能够反映真实情况。

4　结　论

本文通过对江北城车站 43 m 深基坑的数值模拟计算，将计算数据与监控量测数据进行了对比分析,可以总结出以下结论:

(1)基坑开挖时,围护桩的变形是导致周围地层移动的主要原因，施工时重点监控围护桩的桩顶水平位移。第一步是土体应力变化最剧烈的一步,因此必须控制好第一步开挖对围护桩的变形影响或及时采取支护措施;

(2)对于超深基坑,基坑的水平方向的三维空间效应显著。越靠近基坑坑壁边界,空间效果越明显,越靠近基坑跨中中部范围,空间效果越弱。表现为跨中水平位移明显大于坑壁边界的水平位移;

(3)模拟计算值与实测数据都表明在围护桩上及时施加预应力锚索,能够有效的遏制基坑变形的进一步发展。若基坑开挖迅速形成大面积临空面,地层应力重分布使结构劣化,需要合理的施工工序和正确的支护结构才可很好控制变形;

(4)将采用 ANSYS 有限元分析软件计算的单桩水平位移值与实际监测值进行对比，两者较为接近,且变化趋势相同,反映了本文所确立的有限元分析思路以及数值模型方法的准确性。

参考文献:

[1] 黄熙龄.高层建筑地下结构及基坑支护[M].北京:宇航出版社,1994.
[2] 杨雪强,刘祖德.论深基坑支护的空间效应[J].岩土工程学报,1998,20(2):74-78.
[3] 夏永存,董道祥,胡敏云,等.深基坑支护桩的受力特性和土压力[J].岩土工程学报,1999,21(2):222-226.
[4] 刘国斌,刘金元,徐全庆.基坑开挖引起的土体力学特性变化的试验研究[J].岩石力学与工程学报,2000,19(1):112-116.
[5] 高文华,杨林德.软土深基坑围护结构变形的三维有限元分析[J].工程力学,2000,17(2):134-140.
[6] 韩选江.镇江国贸大厦深基坑支护结构的锚拉试验与检验[J].岩土力学,2003,24(1):97-102.
[7] 陈宗汉,黄书秩,程丽萍.深基坑工程[M].北京:机械工业出版社,2002.
[8] 陈卫军,崔勤,宁佐利.基于 ANSYS 深基坑工程增量法计算的二次开发技术研究[J].中国市政工程,2002(2):31-33.
[9] 刘杰.黄土地区地铁车站基坑围护结构变形规律监测与数值模拟研究[D].西安:西安科技大学,2008.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴，为您提供平台，携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站:http://www.csdqyfh.com　电话:021-55008850　联系邮箱:cdq@smedi.com