

# 北京轨道交通指挥中心二期基坑工程地表 变形影响分析

高芬, 崔江余

(北京交通大学, 北京 100044)

**摘要:**深基坑在开挖过程中易引起周边地表的变形,因基坑开挖施工周期长且周边环境复杂,对周边地表沉降变形监测及控制则显得至关重要。结合北京市轨道交通指挥中心二期基坑工程地表沉降控制的实践经验,运用 ANSYS 软件,建立三维数值分析计算模型,并与实测数据进行了对比分析,两者基本吻合。

**关键词:**基坑工程;地表变形;监测;沉降;计算分析

**中图分类号:**TU473.2 **文献标识码:**A **文章编号:**1672-7428(2012)03-0069-03

**Analysis on Surface Deformation of Foundation-pit Engineering of Beijing Urban Rail Transit Control Center/GAO Fen, CUI Jiang-yu** (Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

**Abstract:** Deep foundation in the excavation process can lead to the deformation of surrounding surface. Because of the long excavation cycle and complex surrounding environment, it is important to monitor and control the deformation of surrounding surface subsidence. In this paper, combining the practice experience of surface subsidence control in the second stage of excavation project of Beijing urban rail transit control center, three-dimensional numerical analysis calculation model was established with ANSYS software. The calculation results tally basically with the measured data.

**Key words:** excavation project; surface deformation; monitoring; settlement; calculation analysis

## 0 引言

基坑工程是一个古老而且有时代特点的岩土工程课题。在 20 世纪 30 年代, Terzaghi 等人已开始研究基坑工程问题,在以后的时间里世界各国的学者也都纷纷投入了这方面的研究,并在这一领域取得了丰硕的成果。我国的基坑工程研究始于 20 世纪 80 年代初,到 90 年代,大多数城市进入大规模的旧城改造阶段,在控制基坑变形和周围环境效应等方面,出现了许多技术先进、成功的工程实例。但是由于基坑工程的复杂性、土力学量化的不确定性及设计、施工的不当,工程事故时有发生。深基坑开挖引起周围地表土沉陷变形的问题越来越受到人们的重视。地表沉降将引起邻近的建筑物、电缆及地下管道的破坏,造成巨大的损失。因此,对基坑周围的土体位移变形必须进行预测、控制,确保基坑工程及周边环境的安全。

## 1 地表产生变形的的主要原因

### 1.1 围护结构变形

随着基坑围护结构的形成及基坑内土体挖除,

支护结构在背侧土压力及支撑轴力作用下产生变形,从而导致墙背土体产生位移,引起地表变形。

### 1.2 降水引起的地层固结沉降

在深基坑开挖过程中大多需要进行人工降水。根据有效应力原理:因基坑不断抽水,孔隙水压力不断消散,总应力保持不变,有效应力增加,土层在新增的有效应力作用下产生新的固结压缩变形,从而引起地面沉降和水平位移。

### 1.3 基坑坑底隆起变形

引起坑底隆起变形的因素主要有以下几个方面:随着坑内土体的挖除,坑底土的自重应力渐渐释放,产生向上回弹,土体松弛和蠕变,基底隆起;坑内卸载,使围护结构产生向内的位移,在坑底的范围内,向基坑方向挤压土体,造成基底隆起;由于施工管理的不善、基坑开挖以后搁置的时间过长、降雨等原因造成了作业面大量积水,土体吸水膨胀(尤其是软粘土、粘性土和膨胀性土),引起基底隆起,并由此导致或加剧基坑周围地表的沉降。

收稿日期:2011-09-23; 修回日期:2012-02-09

作者简介:高芬(1990-),女(汉族),山东人,北京交通大学硕士研究生在读,岩土工程专业,北京交通大学学苑公寓 6 号楼 2008 室, 10121185@bjtu.edu.cn。

### 2 工程概况

北京市轨道交通指挥中心二期基坑工程位于北京市朝阳区小营北路6号,北四环以北,中华女子学院北路以南,关庄西路和关庄东路之间,东临鼎成西路,西临育慧北路,北侧为小营北路,西侧、北侧较远处为现况建筑。新建二期工程包括办公楼、裙房和地下车库,基坑南侧紧邻北京市轨道交通指挥中心一期建筑。工程所在区域基坑呈L形,东西方向长度为204 m,宽度为65 m,南北方向长度为128 m,宽度为51 m,开挖深度为13.25~14.15 m。

基坑支护采用桩锚+土钉墙支护,自原地面至-5 m为1:0.3土钉墙支护,其下为桩锚支护。桩锚围护结构采用 $\varnothing 800@1500$  mm 钻孔灌注桩,支护桩桩长13.6 m,竖向设置2层锚杆,第1层锚杆水平间距3.0 m(在基坑南侧为1.5 m),第2层锚杆水平间距1.5 m。基坑支护典型断面参见图1。

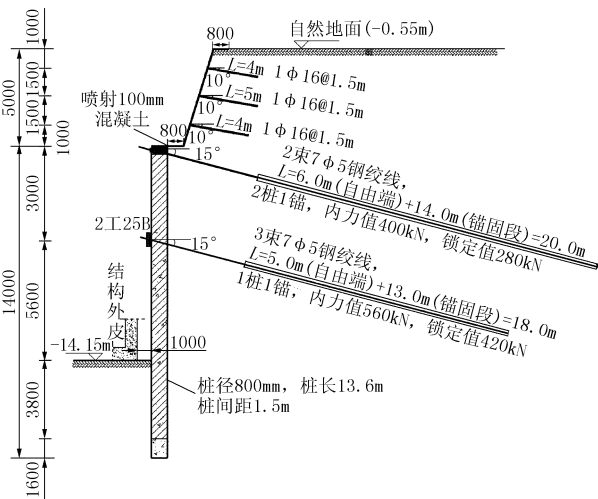


图1 基坑支护结构剖面图

### 3 周边道路、地表沉降监测

#### 3.1 监测点的布置

周边道路、地表沉降监测点布置在基坑中部和其他有代表性的部位,监测面应与基坑边垂直,数量视具体情况确定。每个监测剖面上的监测点数量 $\leq 5$ 个。该基坑共布置45个地表沉降监测点,其布置情况参见图2。

#### 3.2 测点埋设及技术要求

##### 3.2.1 测点埋设方法

基准点与工作基点与建筑物沉降监测点共用。为保护测点不受碾压影响,地表沉降测点标志采用窖井测点形式,采用人工开挖或钻具成孔的方式进行埋设。

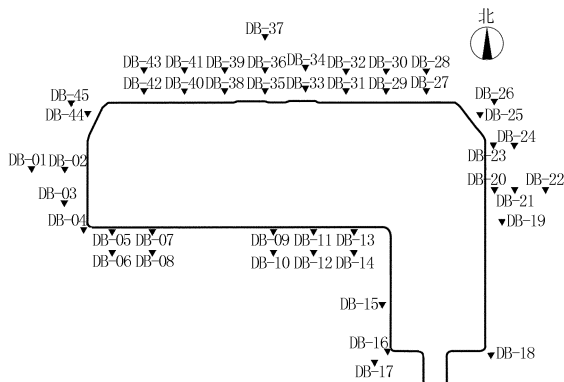


图2 地表沉降监测点布置平面图

##### 3.2.2 埋设技术要求

地表沉降监测测点应埋设平整,防止由于高低不平影响人员及车辆通行,同时,测点埋设稳固,做好清晰标记,方便保存。

##### 3.3 观测频率和周期

二期工程为一级基坑工程,监测期从基坑施工前开始,直至工程完成为止。如果出现异常情况,视情况增加监测次数。观测频率视监测断面距开挖面的距离和沉降速度而定,正常情况下按基坑开始施工后1次/天,施工至主体结构到正负零,经数据分析确认达到基本稳定后1次/月的频率进行监测。当出现较大的绝对沉降或不均匀沉降时加大监测频率。

此外,当地表、道路监测点的沉降速率 $> 3$  mm/天,监测频率应改为1次/天。每个监测对象的监测周期分为3个阶段:施工前期,施工期和稳定期,施工前期是指监测点附近的车站或区间尚未施工的时间,该阶段只需对监测点施测一次,取得各监测点的初始测量值;施工期指监测点临近车站或区间施工开始到施工结束为止;稳定期是指土建施工结束后的继续跟踪监测阶段,一般一个月或2个月观测一次,直至最后3个观测周期的变形量小于观测精度为止。

##### 3.4 监测控制标准及信息反馈、报警

监测控制标准是为了确保监测对象的安全而设置的最大允许变形值,当监测点的变形值达到控制标准的70%时应提出预警,当监测点的变形值达到或超过控制标准时应及时向有关部门报警。根据“北京市轨道交通指挥中心二期工程总说明(2010年12月)”、《建筑基坑工程监测技术规范》(GB 50497-2009)及安全评估报告工程经验,地表沉降监测控制值取30 mm(累积值)。

### 4 地表变形影响分析

#### 4.1 计算模型

在进行新建基坑施工模拟时采用了基于有限元的 ANSYS 软件,建立“地层-结构”模型,计算新建基坑施工引起周边地表的变形,相对位置关系的三维模型见图 3;其中土层、既有建筑物结构、新建基坑围护结构均采用实体单元,不同的土层采用不同的材料参数模拟,土体采用摩尔-库仑弹塑性本构模型,既有建筑物结构、新建基坑围护结构采用线弹性本构模型,土钉、锚杆采用杆单元。边界条件选取时除了顶面取为自由边界,其他 5 个面均采取法向约束。计算荷载考虑既有建筑物结构自重、建筑物使用荷载、土体竖向自重力等,地表均布超载取 20 kPa。

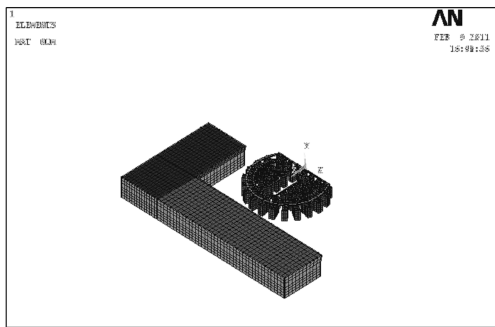


图 3 相对位置关系三维模型图

#### 4.2 计算参数

本范围内土层分布主要以填土、粉质粘土、砂质粘土、砂质粉土、细砂~中砂、粘质粉土~粉质粘土为主,因此计算中土层可简化为上述 6 层,考虑上述土层间夹有粉土、粉质粘土,以及综合其它不利因素,根据勘察报告中提供的参数做出一定的调整,具体计算参数参见表 1。

表 1 土层参数表

土层编号	土层名称	重度 / (kN·m <sup>-3</sup> )	压缩模量 / MPa	泊松比	粘聚力 / kPa	内摩擦角 / (°)
①	填土	16.5	6	0.4	0	10
②	粉质粘土	20.3	12	0.3	40	22.5
② <sub>3</sub>	砂质粘土	20.5	25	0.3	25	35
③ <sub>2</sub>	砂质粉土	20.2	15	0.3	20	30
④	细砂-中砂	22.0	35	0.27	0	30
⑤	粘质粉土~粉质粘土	20.7	13	0.25	43	27

#### 4.3 计算工序

结合设计施工组织和锚杆位置,本次模拟计算采用 6 步工序,如表 2 所示。

#### 4.4 变形分析

选取地表的典型位置(见图 4),对基坑施工引

表 2 模拟工序

工序	施工进度
1	开挖西部土体至 5 m,施作第一道锚杆
2	开挖西部土体至 8.5 m,施作第二道锚杆
3	基坑西部土体开挖完毕
4	开挖东部土体至 5 m,施作第一道锚杆
5	开挖东部土体至 8.5 m,施作第二道锚杆
6	基坑土体全部开挖完毕

起的周边地表沉降变形进行分析,随着测点离基坑距离的变化,地表沉降曲线如图 5 所示,地表沉降的最大值约为 25 mm,发生在基坑围护桩后约 2 m 的位置。

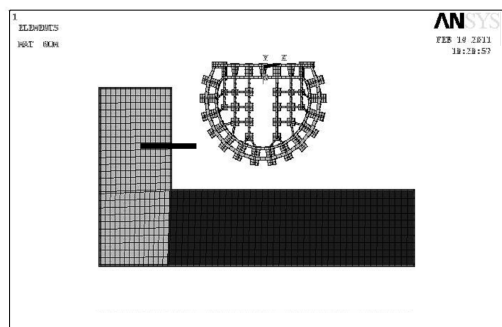


图 4 典型地表沉降曲线选取位置图

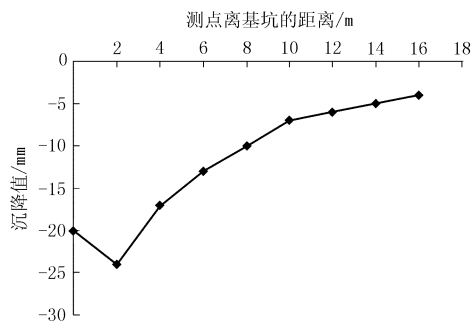


图 5 典型地表沉降曲线

#### 4.5 实际监测成果统计分析

选取典型地表位置附近的测点,测点位置对应监测点编号为 DB5、DB14、DB15、DB6、DB16,对监测数据进行统计分析,绘出其时程变化的曲线图(图 6)。

根据监测数据,基坑南侧沉降较大,累积变形最大的点为 DB14,变形值为 -59.2 mm。

### 5 结语

(1)从计算模型分析看,沉降值随着测点与基坑距离的增加而呈减小趋势。在距离基坑 16 m 时,沉降值约为 -4 mm,影响较小。地表沉降最大值约为 25 mm,发生在基坑维护桩后约 2 m 位置。

(下转第 84 页)

即: $a = -0.023, u = 8.85$ 。

最后得出预测模型:

$$X^{(1)}(k+1) = 368.7e^{0.024k} - 357.5 \quad (7)$$

### 3.3 精度检验

采用关联度检验的方法对预测模型的精度检验:

计算得:

$r = (1/10)(1 + 0.85 + 0.76 + 0.97 + 0.68 + 0.89 + 0.8 + 0.86 + 0.95 + 1) = 0.876 > 0.6$ , 满足精度要求, 所以关联度检验通过。

### 3.4 尖点突变分析

将公式(7)的还原解展开成泰勒级数的形式, 并对其进行 Tschirnhaus 变换, 即令  $t = T - Z$ , 即可化为尖点突变模型势函数标准形式<sup>[8]</sup> 并判断其判别式。根据其判别式  $\Delta = 4v^3 + 27w^2$  的符号即可判断隧道围岩是否处于不稳定状态。

求得: $v = -0.9, w = 0.038; \Delta = -2.88 < 0$ 。

则证明此处围岩是不稳定的。分析原因知: 杜家山隧道处于强震区断裂破碎带的中心断裂——龙门山断裂带。

而且根据现场观察知: K15 + 544 段位于 F<sub>42</sub> 断裂破碎带, 破碎带物质组成为构造片岩、绢云千枚岩、断层角砾, 局部夹断层泥, 岩体呈碎裂状及散体状结构。本阶段隧道于 2011 年 5 月 10 日开始施工, 在开挖过程中左侧围岩岩体松散、破碎, 掌子面明显渗水, 拱腰局部呈线状水和股状水, 围岩整体稳定性极差。开挖完成准备初喷时左侧拱腰不断掉块, 最后形成一个深约 4.5 m, 长宽各 1.5 m 左右的塌腔, 塌腔内不断地掉块, 且有一股较大的水流顺着

塌腔流出, 伴随有淤泥状的洞渣。2011 年 5 月 17 日在施工下道坑过程中, 在拱脚位置突然出现涌水(瞬时涌水量约 12 m<sup>3</sup>/h) 并有松散洞渣与水一起涌出, 同时初支表面出现裂缝, 左侧拱腰钢架发生突变, 且初支变形侵蚀二衬界限, 已威胁施工安全。

因此上文中提出的利用监测数据建立的预测模型与实际情况相符, 可以用来判断施工过程中复杂地形的围岩稳定性预测。

## 4 结语

我国西部许多地区处于强震区断裂带上, 随着大规模山岭隧道的建设, 进一步深入开展震区断裂带围岩稳定性的研究, 对确保隧道工程施工安全与稳定具有十分重要的意义。通过预测模型的分析预测, 提高了施工的安全性。

利用新奥法施工技术中的必不可少的重要环节——监控量测, 本文建立的灰色尖点突变预测模型, 是可靠的、实际的, 具有一定的实用价值。

## 参考文献:

- [1] 王迎超. 山岭隧道塌方机制及防灾方法[D]. 浙江杭州: 浙江大学, 2010.
- [2] 刘春. 深埋隧道围岩突变失稳风险预测[J]. 中国矿业, 2008, (3).
- [3] 石杰红, 等. 数值模拟与熵突变综合分析边坡地下工程围岩稳定性[J]. 金属矿山, 2009, (3).
- [4] 邓聚龙. 灰色系统基本方法[M]. 湖北武汉: 华中工业大学出版社, 1992.
- [5] 沈海超, 程远方, 王京印, 等. 基于实测数据及数值模拟断层对地应力的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(S2): 3985-3990.

(上接第 71 页)

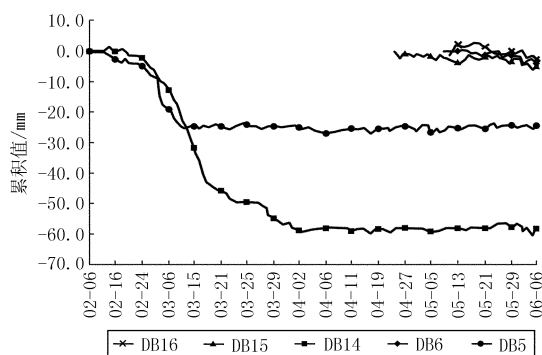


图 6 地表沉降测点时程变化曲线图

(2) 从实测数据统计分析看, 大部分测点沉降值在 30 mm 以内, 与计算模型基本吻合, 只有基坑南侧 DB14 测点沉降值较大, 为 59.2 mm。主要原

因为施工过程中土钉墙坡脚涌水、涌沙, 导致上方地表发生沉降。

## 参考文献:

- [1] JGJ 8-2007, 建筑变形测量规范[S].
- [2] 陆健. 基坑开挖引起地表变形的原因分析[J]. 科技信息, 2009, (36).
- [3] 于来法. 地下铁道建设的第三方环境变形监测[J]. 测绘通报, 2004, (11).
- [4] 李小青, 王朋团, 张剑. 软土基坑周围地表沉降变形计算分析[J]. 岩土力学, 2007, 28(9).
- [5] 谢伟文, 方门福. 深圳地铁第三方变形监测的技术方法[J]. 城市勘测, 2007, (3).
- [6] 俞建霖, 龚晓南. 基坑工程变形性状研究[J]. 土木工程学报, 2002, 35(4).