

## 深基坑监测数据异常现象分析研究

张林锋<sup>1</sup>,安家豪<sup>1,2</sup>

(1. 天津华勘集团有限公司,天津 300181;2. 中铁(石家庄)设计研究院有限公司,河北 石家庄 050000)

**摘要:**根据苏州市地铁四号线文溪路站的监测数据,分析基坑在开挖过程中的变形规律。发现围护结构呈类抛物线,并有明显“时空效应”;当基础底板与结构梁板的刚度形成后对围护结构产生有效的约束作用;随着基坑开挖深度增加,地表沉降增加,坑外地表沉降形态呈“沉降槽”;随着结构自重的不断增加,基础底板以下被动区的土体回弹受到限制,并且产生少量压缩变形,地连墙整体发生下沉,终趋稳定;围护结构暴露的时间越长,坑外地表沉降变化越大,发现钢支撑轴力不是单调递增或者单调递减,而呈跳跃反复式的状态,这与施工过程有关。

**关键词:**苏州市;深基坑;监测数据;异常现象;分析

**中图分类号:**TU473.2

**文献标识码:**A

## Deep Pit Monitoring abnormal data analysis

ZHANG Lin-feng<sup>1</sup> AN Jia-hao<sup>1,2</sup>

(1. Tianjin Huakan Group Co., Ltd., Tianjin300181, China; 2. Iron (Shijiazhuang) Design and Research Institute Co., Ltd. Hebei Shijiazhuang 050000, China)

**Abstract:** According to the monitoring data packets Suzhou Metro Line Creek Road Station, the excavation monitoring data obtained during excavation was analyzed, it is found that there exhibits similar changes even wall parabola with significant temporal effect law; when the base plate and the structure of the beam plate are formed, the structure of the retaining structure is effective. With the increase of excavation depth, the surface subsidence increases, the form of settlement in the field is “settlement trough”. With the increase of the weight of the structure, the elastic zone of the base plate is limited and a small amount of compression deformation is generated, and the whole wall of the earth wall is sinking, and the end is stable. The longer the envelope of exposure, the greater the change in the pit of ground settlement, it is found the steel support axial force is not monotonically increasing or decreasing, but the state changes repeatedly leaping forward, which is consist with the construction process, temperature changes, strut stress factors.

**Key words:** foundation pit; monitoring data; anomaly; analysis

基坑开挖是一个动态过程。由于地质条件、荷载条件、材料性质、施工条件等复杂因素的影响<sup>[1]</sup>,基坑的设计能够大致描述施工条件下围护结构的变形规律和受力范围,但是具体的基坑工程却面临着不同的问题,因此时时监测的工作也就愈发重要<sup>[2]</sup>。研究基坑变形与风险控制已经有很多成果,但更多的成果都局限于数值分析与数值模拟,河海大学学者艾英钵提出土体侧向卸荷

土体变形研究,也是基于数值分析与模拟。然而实际工程中,基坑工程具有特殊性与具体性,基坑对周围环境非常敏感,因此基坑与周围环境的监测也显得十分重要。所以实际施工过程中,如何给施工技术人员一个更加形象的参考显得尤为重要,文章对于基坑变形数据异常分析,一方面可以弥补初期设计的不足,及时反馈施工动态,另一方面可以为以后的施工积攒更多的有用的经验。

## 1 工程概况

文溪路车站位于苏州市吴中区文溪路与 S58 之间路口,沿溪东路布置,呈南北走向,距离太湖支流 1.3 km。本站为地下二层 8 m 站台无柱岛式车站,共设有 4 个出入口(其中 2 个预留)和 2 组风亭,其中 2 号出入口和 2 号风亭合建,位于车站的北端西侧,1 号出入口位于车站中部西侧,1 号风亭位于车站南端东侧。车站自上而下共采用五道支撑,第一、四道支撑为 1 000 mm × 1 000 mm 钢筋混凝土支撑,第二、三、五道支撑为 φ609 mm × 16 mm 钢管支撑。车站全长 285.00 m,标准段宽度 17.5 m,外挂段宽度 29.1 m(均不含围护结构),结构为箱型结构。车站基坑标准段开挖深度约为 26 m,端头开挖深度约为 29 m。车站有效站台中心线里程为 K26 + 001.209,车站起点设计里程为:K25 + 922.759,车站终点设计里程为:K26 + 207.759;车站采用地下连续墙围护结构,明挖顺作法施工。

## 2 监测数据分析

### 2.1 地下连续墙水平位移

利用测斜仪事先埋入结构或土体中的测斜管对地下连续墙、土的深层水平位移数据采集,从而得知地连墙与深层土体的水平位移情况。地连墙与土体深层位移是反映主体结构变形的主要指标,也是关系到主体结构安全以及周边建筑物与地表土的变化情况,在主体结构中具有关键性作用<sup>[3]</sup>。

选取一个标准段断面深层水平位移测点 CXK07 作为研究对象。该断面开挖阶段施工工况如表 1 所示,该断面深层水平位移测点监测情况如图 1 所示。

表 1 研究断面施工工况表

Tab. 1 Research section of the construction condition table

日期	工况
08 月 15 日	已开挖 8 m, 预架设第二道钢支撑
09 月 27 日	已开挖 14 m, 预架设第三道钢支撑
10 月 20 日	已开挖 18 m, 预架设第四道混凝土支撑
12 月 06 日	已开挖 23 m, 预架设第五道钢支撑
12 月 20 日	已开挖至坑底 26 m

从图 1 可以看出:

(1)地连墙位移曲线呈现为“抛物线”形状,

因为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,支撑变为钢支撑,钢支撑在抵抗地连墙变形虽然具有简单省事的优点,不过钢支撑刚度不够,并且土压力随着开挖深度增加,土压力在增大,所以两者综合因素下,地连墙承受深层土体压力在增大,所以随着深度增加,而墙底进入风化岩层,地下连续墙底部几乎不发生位移,地连墙呈现抛物线线形的变化。

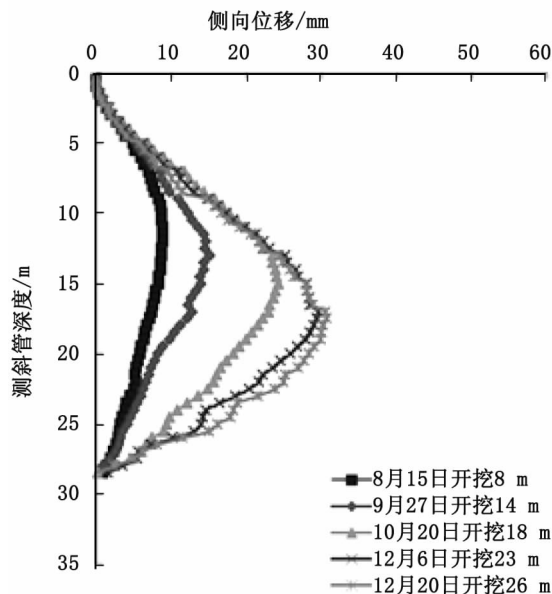


图1 测点CXK07累计位移曲线

Fig. 1 The cumulative displacement curve of point CXK07

(2)实测值中,开挖超过 23 m 之后最大侧移位置不再下降,这是因为文溪路站上部土层以粉土、粉土夹粉砂为主。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。而随着开挖深度增加,地连墙侧向位移最大值在不断增加,并且最大值不断下移,根据五次工况,每次开挖最大值都在开挖深度附近。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)时空效应明显。开挖 18 ~ 23 m 之间土层用了 46 天,这段时间地连墙变形明显,并且最大值明显增加且下移,这符合时空效应原理,所以在施工过程中,“随挖随撑”具有显著作用。

(4)同一区域内土体深层水平位移较大,土体深层水平位移测点 TS06 位于墙体深层水平位移

测点 ZQT16 附近,当基坑开挖 18 m 深时,TS06 变形比 ZQT16 大了 29%;开挖 23 m 时大了 59%;开挖 26 m 时大了 60%。这是因为土体中的测斜管受到支护结构的变形、地面沉降、坑底隆起多方面因素影响而发生变形。

### 2.2 围护墙顶竖向位移

选取的围护墙顶沉降测点紧邻位于地下连续墙深层水平位移测点<sup>[4]</sup>,故选择测点 ZQC07、ZQC16 两个测点,测点位移变化曲线如图 2。

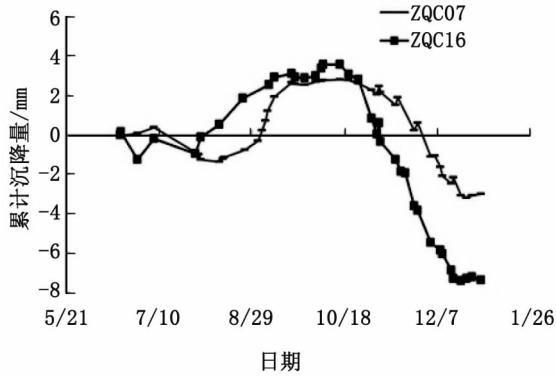


图2 围护墙顶竖向位移

Fig.2 Vertical displacement of retaining wall

图 2 中位移变化可分为三个阶段:累计位移曲线呈上升趋势,累计位移曲线呈下降趋势,累计位移曲线呈趋于稳定。从这两个测点的变化曲线可以看出在开挖期间围护结构的变化比较一致。围护墙顶竖向位移测点 ZQC07 和 ZQC16 在 6 月至 10 月处于上升阶段,这是由于基坑的开挖卸荷引起坑底土体回弹,以及地下连续墙一侧土体侧限的解除,从而带动所有的地下连续墙向上位移。自 10 月以后围护桩顶的变形处于下沉阶段并逐渐趋于稳定,这是因为 10 月后基坑已开挖约 20 m,接近坑底,随着混凝土底板浇筑使土体荷载增加,并随着下部结构的施工,基础底板和每层结构梁板刚度形成后对围护桩产生有效的约束,结构自重的不断增加,基底以下被动区的土体回弹受到限制并产生少量压缩变形。

### 2.3 地表沉降

根据基坑工程手册,选择断面 6 个测点作为分析对象<sup>[5]</sup>,地表沉降曲线如图 3 所示,表 2 为各测点在不同开挖深度下的沉降量。

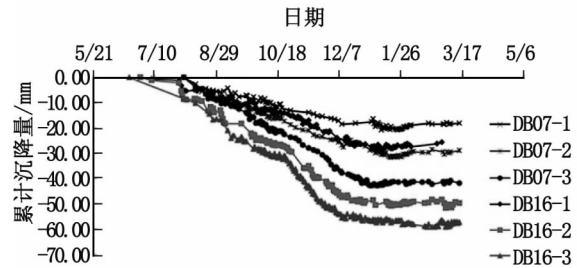


图3 坑外地表沉降曲线

Fig.3 The settlement curve of the field

从图 3、表 2 中可以看出:

(1)随着开挖的继续,地表沉降不断增加,从 7 月到 12 月,沉降曲率较大,这是由于此时开挖深度增加,第二、三道支撑是钢支撑,支撑强度不够,造成地连墙侧移较大,进而地表土沉降较大。12 月到开挖结束,土体沉降也在增大,不过此时的沉降比较缓和,曲率较小,这是由于第四道支撑是混凝土支撑,并且到了后期,基坑底板已经浇筑完成,减小了时空效应带来的影响,主体结构强度增加,所以此时沉降曲率比较缓和。

(2)地表沉降最大位置并非距基坑最近的地方,坑外地表沉降形态呈“凹”字型。地表沉降呈现的形状是凹槽型的,这也符合“沉降槽”理论,土体的沉降呈现距离基坑圈梁一定距离呈现沉降最大值。由于在圈梁附近土体受到地连墙界面作用,沉降较小,距离圈梁较远的地表土,由于距离较远,沉降也较小。

(3)地表沉降“时空效应”比较明显,地连墙暴露时间越长,地表沉降越大,并且速率也很大,基坑暴露时间越长,地表沉降增长幅度越大,这一变形现象也与地下连续墙变形形状相符合。第四道钢支撑与第五道混凝土支撑建设期间,共耗时

表 2 各测点位移最大值

Tab.2 Maximum displacement of the measured points

开挖深度 /m	测点 DB07 - 1 沉降量/mm	测点 DB07 - 2 沉降量/mm	测点 DB07 - 3 沉降量/mm	测点 DB16 - 1 沉降量/mm	测点 DB16 - 2 沉降量/mm	测点 DB16 - 3 沉降量/mm
8	-2.58	-3.8	-3.85	-4.56	-8.47	-10.17
14	-9.15	-12.76	-15.7	-10.01	-22.69	-28.30
18	-10.62	-15.71	-21.2	-14.25	-26.98	-31.73
23	-17.22	-25.66	-36.05	-23.87	-45.81	-53.61
26	-18.16	-26.72	-39.86	-26.07	-48.61	-54.85

46天, DB07断面地表沉降增加了70.3%左右, DB16断面地表沉降增加了69.9%左右,第五道支撑架设完成后15天之内开挖至坑底, DB07断面地表沉降增加了7.9%左右, DB16断面地表沉降增加了10.6%左右。

## 2.4 支撑轴力

文溪路站标准段第一道支撑为混凝土支撑,第二、第三道支撑为钢管支撑,第四道支撑为混凝土支撑,第五道支撑为钢支撑。本文选择地下连续墙深层水平位移测点ZQT07附近轴力ZL07监测断面为研究对象,统计了施工开挖期间ZL07断面5层支撑轴力变化曲线如图4所示。

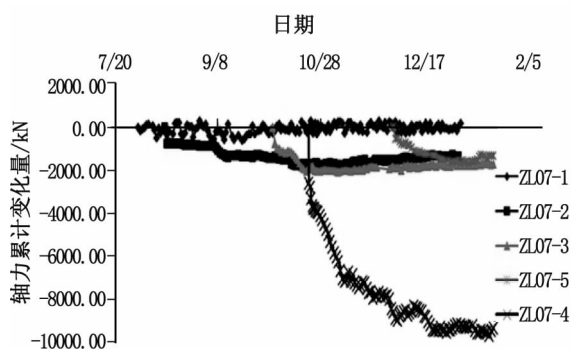


图4 支撑轴力变化曲线

Fig. 4 Change curve of support axial force

总体来说,从8月该区域开挖施工开始,随着基坑逐步开挖的进行与开挖深度的加大,支撑系统的轴力逐渐加大,到12月开挖至坑底时,支撑轴力逐渐趋于稳定。

从图4可以看出,每道支撑架设完成后对上一道支撑会产生很大影响,当设置第三道支撑后,由于其施加预应力,会使第二道钢支撑轴力突然减小,第四道钢筋混凝土支撑浇筑后,第二道、第三道钢支撑轴力变小。第四道混凝土支撑轴力达到9000 kN,说明第四道支撑设计为混凝土支撑可以有效的发挥支撑作用。第五道支撑轴力偏小,说明底层围护结构稳定,作用在围护结构上的土压力主要集中在基坑上部1/3范围内。钢支撑

的轴力都不是单调递增或者递减的,而是呈反复变化跳跃式前进的状态,这与施工过程、气温变化、支撑杆受力因素有关。

从表3可以看出,开挖至坑底时第二道、第三道、第五道钢支撑轴力均小于设计值,约为72%~81%,这说明该断面的支撑轴力设计是偏于保守的,因此基坑设计时可优化设计方案,达到安全性和经济性的统一。

从对钢筋混凝土的监测数据可以看出,第一道支撑受力较小,而且受力状态在受压和受拉之间波动,而第四道支撑轴力已远超出设计安全值。支撑系统监测结果长时间处于异常受力状态,但一直处于正常工作状态的原因可能以下几点:

(1)由于基坑土体具有复杂性,在基坑设计时候,一方面由于结构的复杂性,支护结构所承受的土压力等荷载存在着不确定性<sup>[6]</sup>;另一方面都作了较多的简化和假定,设计图与工程实际情况有一定的差异<sup>[7]</sup>,因此对基坑变形预估与实际工程情况有相当差异,并在一定程度上仍依靠施工人员与设计人员的经验<sup>[8]</sup>。

(2)由于混凝土材料本身具有复杂性,混凝土浇筑完成后一直存在着体积徐变<sup>[9]</sup>,从而带来结构的变形,产生次内力。钢筋不发生收缩,但也会徐变,其速率不及混凝土,当荷载作用在混凝土支撑时,由于收缩和徐变的发生,钢筋变形速率低于混凝土,尤其是在徐变和收缩的初期。因此钢筋混凝土支撑中存在的收缩和徐变也可能导致混凝土在荷载下的变形比在理论上进行分析、计算设计时要大<sup>[10]</sup>。

## 3 结论

1)地下连续墙深层水平位移曲线呈现为“两头小,中间大”的抛物线形;最大侧移位置位于开挖面附近且随开挖深度不断下移;“时空效应”明显;同一区域内土体深层水平位移较大。

2)基坑开挖初始阶段,由于开挖卸荷引起基坑底部土层回弹,以及侧限解除,地下连续墙整体

表3 开挖至坑底时各层支撑轴力及设计值

Tab. 3 Layer support axial force and design value when excavation reach to the bottom

支撑位置	支撑类型	深度/m	实测值/kN	设计值/kN
第一道	混凝土支撑	0	-101.76	-
第二道	钢支撑	7	-1394.38	1937
第三道	钢支撑	13	-1696.54	2101
第四道	混凝土支撑	16	-9332.74	-
第五道	钢支撑	22	-1465.70	1875

向上抬升;随着开挖的继续逐渐转为沉降,并在开挖至坑底时地下连续墙竖向位移趋于稳定。

3)随着基坑开挖深度增加,地表沉降不断增大,而当底板浇筑完成后,地表沉降趋于稳定;坑外地表沉降形态呈“凹”字型;围护结构暴露的时间越长,坑外地表沉降变化越大;车辆荷载会加大地表沉降。

4)支撑系统的轴力随着基坑逐步开挖的进行与开挖深度的加大而逐渐增加,当支撑架完成后会对上一道支撑轴力产生很大影响。

#### 参考文献:

- [1]张雪松.建筑基坑支护工程安全的影响因素分析[J].黑龙江科技信息,2007(Z7):262.
- [2]刘冬,曹雪山,刘兴.深基坑围护结构侧向位移变化规律分析研究[J].河北工程大学学报:自然科学版,2014,31(3):31-34.
- [3]徐浩峰.软土深基坑工程时间效应研究[D].杭州:浙

江大学,2003.

- [4]李文峰.对地铁基坑混凝土支撑轴力监测精准性的探讨[J].隧道建设,2009,29(4):424-426.
- [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]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.
- [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].岩土工程报,2012(Z1):761-766.
- [8]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.
- [9]吕爱钟,蒋斌松.岩石力学反问题[M].北京:煤炭工业出版社,1998.
- [10]JANBU J. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests[J]. ECSMFE Wiesbaden,1963(1):19-25.

(责任编辑 王利君)

(上接第33页)

#### 参考文献:

- [1]赵尚毅,郑颖人,张玉芳.极限分析有限元讲座II:有限元强度折减法中边坡失稳的判据探讨[J].岩石力学,2005,26(2):332-336.
- [2]李红,宫必宁,陈琰.有限元强度折减法边坡失稳判据[J].水利与建筑工程学报,2007,5(1):78-82.
- [3]宋二祥.土工结构安全系数的有限元计算[J].岩土工程学报,1997,19(2):1-7.
- [4]栾茂田,武亚军,年延凯.强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区判据及其应用[J].防灾减灾工程学报,2003,23(3):1-8.
- [5]连镇营,韩围城,孔宪京.强度折减有限元法研究开挖边坡的稳定性[J].岩土工程学报,2001,23(4):407-411.
- [6]郑颖人,赵尚毅.有限元强度折减法在土坡与岩坡中的

应用[J].岩石力学与工程学报,2004,23(19):3381-3388.

- [7]魏翠玲,吕博.含硬性贯通结构面的岩质边坡稳定性研究[J].河北工程大学学报:自然科学版,2012,29(4):9-12.
- [8]杨光华,张玉成,张有祥.变模量弹塑性强度折减法及其在边坡稳定性分析中的应用[J].岩石力学与工程学报,2009,28(7):1506-1512.
- [9]钟志辉,杨光华,张玉成,等.基于局部强度折减法的土质边坡位移研究[J].岩土工程学报,2011,33(Z):196-201.
- [10]陈国庆,黄润秋,周辉,等.边坡渐进破坏的动态强度折减法研究[J].岩土力学,2013,34(4):1140-1146.
- [11]杨光华,钟志辉,张玉成,等.用局部强度折减法进行边坡稳定性分析[J].岩土力学,2010,31(Z2):53-58.

(责任编辑 王利君)