

某复杂平面基坑支护结构水平位移监测及加固

熊智彪, 王启云

(南华大学 城市建设学院, 湖南 衡阳 421001)

摘要: 某平面形状复杂的基坑, 采用单排人工挖孔桩与单排锚杆相结合的支护结构。在支护结构施工和基坑开挖的过程中, 对基坑进行了水平位移监测。监测结果显示, 在基坑开挖过程中, 某些部位出现了支护结构顶部水平位移过大, 超过报警值并持续增加现象, 并导致支护结构险情。施工单位加固时未针对险情机制采取处理措施, 未取得加固效果。介绍了该基坑支护结构的设计和监测情况, 分析了 19 个点的监测数据, 说明了险情发生的机制, 并在此基础上提出了加固措施, 取得了良好的效果。

关键词: 基坑; 水平位移; 监测; 加固

中图分类号: TU 470

文献标识码: A

Monitoring horizontal displacements of support structure for a complicated planar foundation pit and its reinforcement

XIONG Zhi-biao, WANG Qi-yun

(College of Urban Construction, South China University, Hengyang 421001, China)

Abstract: The combination of a single row of man-excavation piles and a single-row of anchorage pillars is applied as the support structure for a complicated planar foundation pit. During the construction of the support structure and excavation, horizontal displacements monitoring is carried out for the pit. Monitoring results show that in some parts the tops of support structure, their deformations is larger than the advance warning value and continue to aggravate in the process of the excavation; the support structure is in dangerous state. The construction union don't take measure against dangerous state and get no effect. The situations of the support structure in design and monitoring condition are described; and the monitoring results of 19 points are analyzed; the mechanism of the dangerous situation is explained; and the reinforcement measures are proposed in light of these existing problems, so as to obtain good effectiveness.

Key words: foundation pit; horizontal displacement; monitoring; reinforcement

1 引言

湖南衡阳某大型商城, 由一栋 17 层主楼和两栋 5 层裙楼组成, 总建筑面积达 77 672.15 m², 其中地下室建筑面积为 26 621.53 m², 基础采用桩筏基础, 上部结构为框架剪力墙结构。

工程位于衡阳市解放路与蒸阳南路交汇处, 东距蒸阳南路 6 m, 西紧邻雁城大酒店, 南面距中国银行 16 m, 北邻解放路。地下室基坑平面复杂, 由平面、曲面、转角、尖角等形状组合而成, 基坑平面总延米为 530 余米, 支护面积为 7 333.7 m², 支护深度为 9.15 m。平面形状见图 1, 支护结构剖面见图 2。该基坑支护在开挖后出现了位移监测结果超过报警值, 且水平位移还在持续增加的险情。

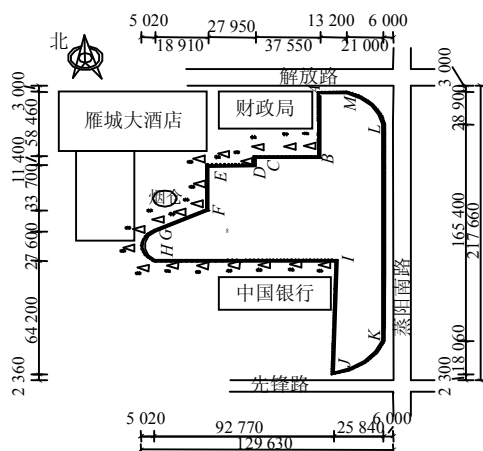


图1 基坑平面及监测点布置示意图 (单位: mm)
Fig.1 Sketch of foundation's plan view and the layout of the observation points (unit: mm)

本文对位移监测成果和险情发生的原因进行了分析,并针对险情进行了加固处理。

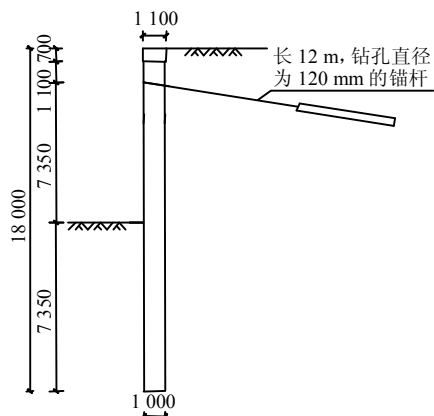


图2 图加固前支护结构剖面图(单位: mm)

Fig.2 Sketch of the section before reinforcement (unit: mm)

2 场区地质条件

场地属湘江冲积阶地地貌,场地等级为2级。地层情况自地面向下简述如下:第1层为 Q_4^{ml} 杂填土,层厚为5.1~13.1 m;第2层为 Q_4^{al} 粉质黏土,层厚为4.2~8.2 m;第3层为 Q_4^{al} 泥质黏土,局部分布,层厚为0.8~2.6 m;第4层为 Q_4^{al} 含卵砾粗砂层,全场分布,层厚为0.8~2.8 m;第5层为第三系强风化砂质泥岩,紫红色,结构大部分破坏,风化裂隙发育,岩体破碎,为极软岩,层厚为0.5~2.4 m;第6层为第三系中风化砂质泥岩,紫红色,裂隙发育,为厚层状结构,岩石较破碎,软质岩,揭露最大厚度为11.8 m。

地下水情况自地面向下简述如下:(1)上层滞水,赋存于杂填土中,主要由大气降水及生活用水补给,该层地下水水位距地表1.0~5.4 m。(2)承压水,赋存于含卵砾粗砂层中,与湘江有极好的水利联系,该层地下水水位距地表5.0~8.0 m。

(3)少量基岩裂隙水赋存于基石的风化裂隙中。

3 支护设计方案

支护结构计算中,基坑侧壁安全等级为2级,地面超载取15.0 kPa,基坑外侧地下水位为地面下5.0 m,各层土的物理力学性质指标见表1。

基坑支护采用单排人工挖孔桩与单排锚杆相结合的结构,人工挖孔桩直径为1 m,中心距为2 m,桩长为18 m,嵌固于中风化岩层内,内配8 ϕ 25 mm的2级钢筋,混凝土强度等级为C25;桩顶设钢筋混凝土冠梁,截面尺寸为1 100 mm $\times$ 700 mm,左右各配4 ϕ 22 mm的2级钢筋,上下各配2 ϕ 16 mm的

2级钢筋,混凝土强度等级为C20。桩间土采用喷射100 mm厚C20素混凝土保护,在桩与桩之间、冠梁下1.1 m处设置长12 m、直径 ϕ 120 mm的锚杆两根,内设1 ϕ 25 mm的2级钢筋。采用常压注浆注入M10水泥砂浆,倾角为10°,见图3。

表1 各层土的物理力学性质指标
Table 1 Physico-mechanical property indices of different layers

序号	土名	厚度 /m	重度 γ /(kN/m ³)	黏聚力 c /kPa	摩擦角 φ /(°)	与锚固体摩擦阻力 /kPa
1	杂填土	3.75	17.00	17.00	20.00	35.0
2	粉质黏土	6.20	19.40	18.00	21.90	50.0
3	泥质黏土	2.60	19.00	20.00	30.00	30.0
4	含卵砾粗砂	2.80	19.00	40.00	40.00	80.0
5	强风化岩	2.50	19.00	60.00	50.00	140.0
6	中风化岩	未揭穿	19.00	80.00	65.00	200.0

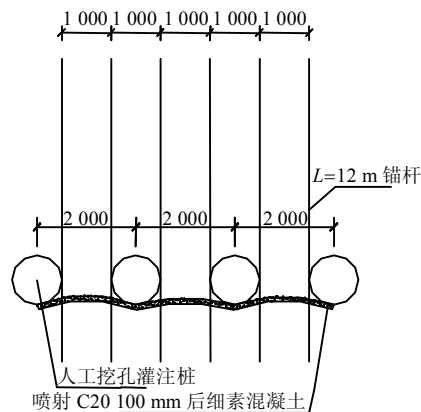


图3 基坑支护桩与锚杆平面示意图(单位: mm)

Fig.3 Sketch of the supporting pile and anchor (unit: mm)

地下水的控制主要通过基坑内设置排水沟和集水井进行明排,地表水设置截水沟截水。

由于基坑周边情况较复杂,为保证施工顺利进行,做到“信息化”动态施工,确保基坑支护安全,设计在冠梁上每隔15 m布置一个水平位移监测点,共计44个,监测点布置见图1,要求在基坑开挖期间每天监测1次,直至地下室土方回填完毕。其报警值为基坑开挖深度的0.5%(46 mm),或者连续3 d每天发生的位移 $\geq$ 5 mm。另对周边建筑物进行了倾斜监测。

4 施工与监测分析

在全部支护桩、冠梁施工完毕后,考虑到基坑周边环境 and 上部结构设计情况,施工开挖分两段进行,首先开挖BCDEFGHI段,将该段地下室施工至 ± 0.00 m后再开挖IJKLMA段。从2005年12月26至2006年3月7日,BCDEFGHI段开挖至设计深

度,进行桩基础施工。至 2006 年 3 月底,桩基础施工完毕,进行基础梁开挖。

自 2005 年 12 月 26 日开始,监测工作与开挖

同步进行,BCDEFGHI 段共布置水平位移监测点 19 个,分别为 1[#]~19[#]。至 2006 年 3 月 7 日,各监测点累计水平位移见表 2。

表 2 支护结构水平位移累计值

Table 2 The total horizontal displacement of the supporting pile

监测点编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
水平位移累计值 /mm	1	3	48	44	55	52	2	6	3	14	10	8	30	3	26	15	5	3	1

分析表中数据和每个监测点的时程曲线,可将各监测点分为 3 种情况分析^[2]:

(1) 1[#]、2[#]、7[#]、8[#]、9[#]、14[#]、17[#]、18[#]、19[#] 监测点水平位移很小,且变化稳定(时程曲线略),表明这些位置的支护结构是稳定的。位移很小,且变化稳定的原因有 3 个方面:①1[#]、2[#]、18[#]、19[#] 监测点处于接近未开挖的土体位置,受到了较大的土体约束。②7[#]、9[#]、14[#]、17[#] 监测点处于支护结构的“阴角”处,受到了较大的结构约束。③8[#] 监测点处于“拱形”支护结构的中部,受到较大的拱结构约束,但比起 7[#]、9[#] 监测点(相当于拱支座),其水平位移又大一点,表明拱支座作用明显。

(2) 10[#]~13[#]、15[#]~16[#] 监测点水平位移-时程曲线见图 4,时程曲线反映出水平位移有陡变,特别是 13[#]、15[#]、16[#] 监测点的时程曲线在 2006 年 1 月 20 日至 2006 年 2 月 14 日均有剧变的陡变段,为此,采用“信息化”动态施工技术^[3],将 BCDEFG 段锚杆长度均增加 4 m,并将锚杆改为预应力锚杆。2006 年 2 月 14 日后时程曲线趋于平缓,最大水平位移为 30 mm,虽然 15[#] 监测点的时程曲线在 2006 年 3 月 1 日至 2006 年 3 月 5 日又发生一次陡变,但再次趋于平缓,累计水平位移均未达到报警值。

观察 10[#]~13[#]、15[#]~16[#] 监测点的平面位置,它们均处于支护结构的中部或“阳角”位置。相比

而言,“阳角”位置的 12[#]和 16[#] 监测点的水平位移均比处于支护结构中部位置的 10[#]、11[#]、15[#] 小。

(3) 3[#]~6[#] 监测点均处于支护结构的中部,各测点水平位移-时程曲线见图 5。3[#]、5[#]、6[#] 监测点累计水平位移已超过报警值,4[#] 监测点累计水平位移已接近报警值。虽然周边建筑物的倾斜监测结果表明,建筑物未发生明显倾斜,但水平位移还在持续发展。为使水平位移得到有效控制,施工单位在 HI 段 3[#]~6[#] 监测点处冠梁下 7.2 m 处增加了 1 排长 12 m 的预应力锚杆(见图 6),并于 2006 年 4

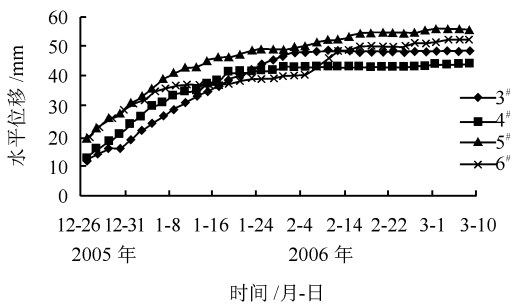


图 5 3[#]~6[#] 监测点水平位移-时程曲线
Fig.5 Relation between horizontal displacement and time in point of 3[#]~6[#]

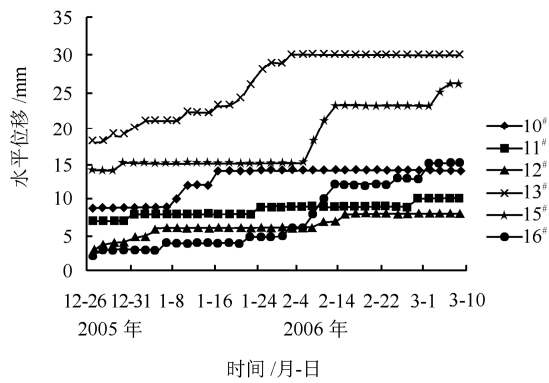


图 4 10[#]~13[#]、15[#]~16[#] 监测点水平位移-时程曲线
Fig.4 Relation between horizontal displacement and time in point of 10[#]~13[#] and 15[#]~16[#]

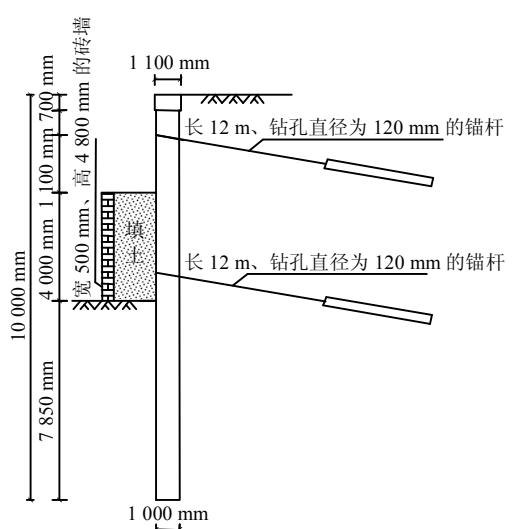


图 6 加固后支护结构剖面图
Fig.6 Sketch of the section after reinforcement

月1日始在该部位采取了最简单的堆土(砂包)反压措施,但进一步的监测表明,至2006年4月12日12 d里共发生22 mm水平变形,平均每天约为2 mm。由于未有效地控制水平位移,支护结构也已经出现险情。

5 险情发生的机制

5.1 险情状况

现场观察发现,3[#]~6[#]监测点处冠梁上的临时围挡已明显随支护结构向基坑内发生水平变形,且还在持续发展,冠梁与围护墙连接处出现裂缝,支护桩桩间土发生崩塌,坡体上有污水流出。基坑围护墙与中国银行楼之间约16 m的地面上,已经出现多道长约30 m、宽3 cm左右的与HI段基坑边线走向相同的裂缝,越靠近6[#]监测点裂缝越宽。在基坑外中国银行的西边空地5[#]、6[#]监测点处,堆放了约2 m高的建筑垃圾。在中国银行的北面,有一条封闭的排水沟,掀开沟盖板,沟内污水正从3[#]~6[#]号监测点处向基坑内方向排放,对中国银行楼进行沉降观测,未发生沉降变形。

5.2 险情机制分析

3[#]~6[#]监测点均处于HI支护段的中部,而且HI支护段长度将近100 m,变形较其他监测点位置大是可以理解的,但变形超过报警值且持续发展表明,已有的支护结构已经不能保证基坑的稳定。

(1) 弹性支点法复核3[#]~6[#]监测点处支护结构

弹性支点法就是利用水平荷载作用下弹性桩的分析理论,计算基坑支护结构的内力和变形^[1]。

在计算参数的选择上,本着实事求是原则,对开挖后的3[#]~6[#]监测点处坡面进行地质编录,编录结果见图7。结合作者在衡阳市多年实际工作经验,复核计算时对表1中的部分参数进行了修正。

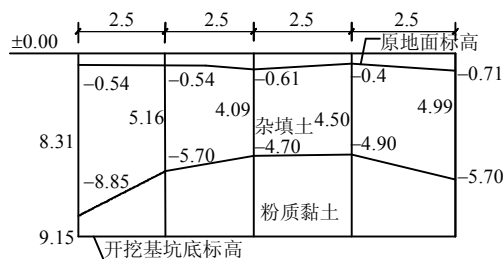


图7 HI段开挖剖面地质编录图(单位:m)

Fig.7 Geological catalog drawing of section HI (unit: m)

计算时先不考虑该段增加的一排长12 m预应力锚杆,采取的堆土(砂包)反压措施,地面超载为15.0 kPa。计算结果表明,除支护桩配筋不足外,其余均能满足要求,支护结构顶部位移为9 mm,支护桩桩身最大位移约17 mm。但从实际情况看,该部位的支护桩桩身上没有出现肉眼显见的变形和裂缝,锚杆也未见有被拔出的迹象,说明支护桩配筋不足并不是支护结构顶部产生危险水平变形的原因。分别对增加12 m长预应力锚杆和采取堆土(砂包)反压措施进行复核,计算表明,增加12 m长预应力锚杆导致桩顶水平位移增大,采取的堆土(砂包)反压措施使桩顶水平位移减少,两者叠加的结果,水平位移较没有这些措施时大,说明施工单位采取的这些措施并没有起到控制桩顶水平变形的目的,反而增大了水平变形。其原因是,冠梁下7.2 m处的预应力锚杆成为一刚度非常大的支点,而上部冠梁下1.1 m处未施加预应力的锚杆刚度相比则非常小,导致上部锚杆在作为支点上部分失效,同时在预应力锚杆位置的选择上明显不合理。

(2) 周边环境的变化

上述计算结果还表明,桩顶水平变形没有超过设计报警值,因此,险情的出现还有其他原因。考察5.1节中提到的中国银行楼的西边空地上新近堆放的约2 m高的建筑垃圾,其产生的地面超载 q 按式(1)计算:

$$q = \gamma h \quad (1)$$

式中: γ 为新近堆积建筑垃圾的重度,取20 kN/m³; h 为新近堆积建筑垃圾的高度,取2.0 m。

式(1)计算结果大于设计取值。用弹性支点法计算,40 kPa地面超载时支护结构顶部位移达32 mm。

考虑北面排水沟沟内污水的排放产生的地下水位高于设计采用的5.0 m基坑外侧地下水位,即使不考虑污水的排放方向产生的动水压力,用弹性支点法计算,支护结构顶部位移达72 mm。

综上所述,险情主要是由于两方面原因引起的,一是盲目设置预应力锚杆;二是基坑周边环境发生变化。

6 支护结构加固

针对引起险情的上述原因,采取以下步骤和措施进行加固处理:

(1) 加大支护结构顶部水平监测频率, 增加中国银行围墙内地面的水平与沉降观测内容。

(2) 清除中国银行楼装修垃圾, 引导排水沟内污水流向基坑外。

(3) 将冠梁下 1.1 m 处锚杆的锁定值 (原为设计抗拔承载力的 50 %) 提高到设计抗拔承载力的 80 %。

(4) 卸除 3[#]~6[#]监测点处冠梁下 7.2 m 处的预应力锚杆 (12 m) 的预加应力, 同时沿拟建房屋基础的边沿从 3[#]~7[#]观测点砌筑厚 500 mm、高度相当一层地下室的砖墙, 在砖墙与支护桩之间填土反压 (见图 6)。为保证砖墙稳定, 在施工时采取了一定的构造措施, 设置了构造柱和压顶梁等, 同时在墙下设置偏向侧壁的钢筋混凝土条形基础。

(5) 在采取以上措施后, 封闭中国银行围墙内地面裂缝。

(6) 准备一套在 4[#]检测点处设置钢管内支撑的预案。

7 加固效果及结论

自 2006 年 4 月 12~22 日完成以上 1~5 项措施。监测表明, 10 d 内支护结构顶部又累计发生了 9 mm 水平变形, 前 3 天平均每天 2 mm, 加固处理后水平变形即得到了有效地控制, 平均每天仅 0.4 mm, 故不实施钢管内支撑的预案。自 2006 年 4 月 22~25 日, 共发生了 1 mm 水平变形, 平均每天为 0.3 mm。自 2006 年 4 月 25 日至 2006 年 7 月 25 日一层地下室完工回填土时, 基坑变形已经稳定, 加固处理取得相当好的效果。

通过对该支护结构的监测分析和处理, 得出如下结论:

(1) 本工程的监测是有效的, 在 BCDEFG 段成功地采用了动态化施工技术, 保证了该段支护结构

的稳定性, 但在 HI 段由于采用了不当的处理方式以及没有观察到周边环境的变化, 导致支护结构处于险情状态。

(2) 通过分析本工程各监测点水平位移-时程曲线可知, 支护结构顶部水平位移与监测点的位置以及支护结构的平面形状有较大的关系。一般来说, 对于平面上为折线的支护结构, 水平位移中部最大, 阳角次之, 阴角最小。当为拱形支护结构时, 拱支座处的水平位移小于拱的中部。

(3) 对于上部锚杆为非预应力锚杆, 在下部设置预应力锚杆时应慎重。当下部预应力锚杆设置位置不当时, 有可能导致上部非预应力锚杆作为支点部分失效。本工程没有注意到西边中国银行楼正在进行装修以及地下排水沟的问题, 盲目采取了在 HI 段冠梁下 7.2 m 处增加一排预应力锚杆处理方式, 除不能有效地控制变形外, 还起到相反的作用。

(4) 本工程在充分的险情原因分析后, 采用文中的处理方式, 不但效果好, 而且处理工期短, 成本低, 基本没有增加支护工程量。

参考文献

- [1] 黄强. 建筑基坑支护技术规程应用手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [2] 蒋洪胜, 王国富, 曹怀武. 基坑支护形式与边坡位移的相关性分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(2): 297-300.
JIANG Hong-sheng, WANG Guo-fu, CAO Huai-wu. Correlativity between slope displacement and form of braced structure for deep foundation pit[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(2): 297-300.
- [3] 江霞, 杨小军. 基坑位移监测技术[J]. 建筑技术, 2004, (5): 347-348.
JIANG Xia, YANG Xiao-jun. Foundation pit displacement monitoring technology[J]. **Architecture Technology**, 2004, (5): 347-348.

书讯

公路工程测量

交通运输类, 梁启勇编著, 32 开, 380 千字, 277 页, 平装, 估价: 30 元, 2008 年 11 月出版, ISBN: 978-7-114-07430-1

本书系一门工程应用性和操作性均很强的专业技术课程。全书分 3 篇: 第 1 篇, 公路测量基础, 内容包括水准测量、经纬仪的使用、直线丈量与坐标计算、全站仪及其使用、测量误差基础知识、导线测量及地形测量基础知识; 第 2 篇, 公路路线测量, 内容有中线测量、纵断面测量、横断面测量; 第 3 篇, 公路施工测量, 内容有公路施工控制点的复测与加密、公路工程放样基本技术、公路路面施工测量、公路工程桥涵等构造物的施工放样。读者对象: 公路工程设计及建设人员。

(摘自 新华书目报·科技新书目)