

广州地铁公园前地下空间深基坑综合支护监测分析

安关峰^{1, 2}, 高峻岳²

(1. 清华大学土木工程系, 北京 100084; 2. 广州市建筑集团有限公司, 广东 广州 510030)

摘 要: 广州市地铁公园前地下空间基坑依据地质条件分段确定挖孔灌注桩加内支撑、挖孔灌注桩加预应力锚索、土钉墙放坡等多种综合支护方案。由于该基坑平面不同位置深度差异大、紧邻地铁一号线与地铁二号线以及已有车站风井、地下通道等地下构筑物, 且地处商业繁华地带。为确保基坑安全, 布置详细监测方案。基坑工程实行信息化施工并获得了丰富的监测数据, 通过对数据分析结果表明: 实测主动土压力小于计算主动土压力, 实测主动土压力随时间延长变小; 土体中孔隙水压力随时间增长而减小, 孔隙水压力随深度增加而呈非线性增加; 基坑冠梁协同作用明显, 冠梁减小了基坑变形; 锚索轴力比较稳定, 钢撑轴力变化相对较大, 且二者轴力仍富余较大, 该设计比较安全。

关键词: 综合支护; 信息化施工; 基坑监测

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2007)06-0872-08

作者简介: 安关峰 (1970-), 男, 高级工程师, 博士后, 主要从事岩土工程施工、数值仿真和城市信息化研究工作。

E-mail: anguanfeng@126.com。

Comprehensive analysis of deep foundation pits for underground space in Guangzhou

AN Guan-feng^{1,2}, GAO Jun-yue²

(1. Department of Civil Engineering of Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. Guangzhou Municipal Construction Company, Guangzhou 510030, China)

Abstract: The cut-cast piles with interior support, prestressed anchor and soil nail were combined to form the optimized comprehensive retaining structure. Owing to large difference of foundation pit depth in different zones, neighbouring metro line No.1 and No.2, existing wind wells and underground lane, etc., the monitoring project was prepared in detail to make construction of foundation pits be informationized, thus the full data were obtained. Based on the analysis of the above data, several laws were summarized. It was shown that the measured active soil pressures were smaller than the theoretical values and diminished with time, the measured pore water pressure decreased with the time and increased with the depth of soil, the combinative effects of cap girder and supporting structure were obvious which diminished the displacement of foundation pits, and the measured axial force of the anchor and interior steel beam were far less than the design force, indicating that the design safety factor of the foundation pit was too large to be economical.

Key words: comprehensive retaining; informationized construction; monitoring

0 工程概况

Y-9、Y-10 地块位于广州市人民公园前, 并分别位于广州地铁一号线公园前站北侧及二号线公园前站北段东西两侧, 广州地铁一、二号线的联络线从 Y-9 地块中斜向穿过。基坑南侧为中山五路, 东侧为吉祥路, 西侧为连新路, 北侧为人民公园 (公园路)。由于该地块处于广州市的商业中心, 附近有部分政府机构, 交通繁忙, 人流车流密度大。另外, 在公园路两侧各分布有几棵百年古树。该地块总面积约 14000 m², 根据对本地块开发计划, 地下拟建有地下车库和地下商场, 地下商场

的地下一、二层相通。地下车库在地块东北和西北角设置车辆出入口。

1 工程地质条件

根据相关工程岩土工程勘察报告, 场地各岩土分层为: ①人工填土层 (Q4 mL), 厚 2.10~8.5 m, 平均厚 4.55 m, 属 I 级松土; ②淤泥质土层 (Q4 mc); ③冲积洪积沙层 (Q3); ④冲积—洪积土层 (Q3al+pl);

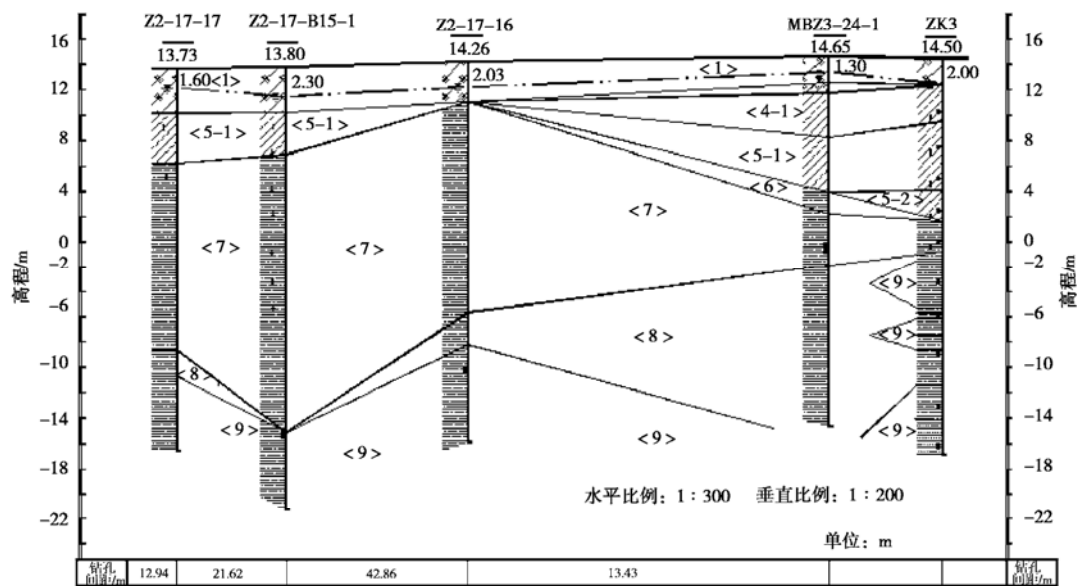


图 1 典型地质剖面图

Fig. 1 Typical geological profile

⑤残积粉质黏土层 (Qel), 分为可塑<5-1>和硬塑~坚硬<5-2>二个亚层; ⑥粉砂岩、泥质粉砂岩、粗砂岩、含砾粗砂岩全风化带; ⑦岩石强风化带; ⑧岩石中风化带; ⑨岩石微风化带。典型地质剖面见图 1。

场地地下水埋深一般为 0.60~5.40 m, 水位主要为第四系孔隙潜水和基岩裂隙水的混合水位。砂层为主要含水层, 仅局部分布。其它土层与风化岩层含水贫乏, 透水性差。

2 基坑支护设计

基坑紧邻地铁结构, 必然要受既有地铁结构的制约。由于 Y-9 局部位位于地铁一、二号线联络线和地铁区间的上部, 设计上需要考虑采取可靠措施保证地铁车站及联络线的正常使用。因此, 本地块的地下结构型式比较复杂, 且成不规则形状, 结构的二、三层转换部位较多。本工程基坑的三层结构段深约 20 m, 二层结构段深度约 13 m, 一层约 8 m。由于基坑深度较深, 按照广东省和广州地区建筑基坑支护的有关规范和规定^[1-2]以及本地下室紧贴既有地铁车站和地铁隧道结构, 本基坑支护工程安全等级为一级。

本基坑采用人工挖孔桩围护结构。按间隔桩型式设计 (局部密排)。桩间采用喷射混凝土处理。基坑支护平面布置见图 2, 各典型支护剖面见图 3~5。基坑不同位置分别采用 2~5 道锚索支撑或钢管支撑, 钢管支撑设置标高如平面图 (图 2) 括号内数字所示。图中未注明标高的钢支撑和锚索的设计标高均在剖面图中注释。除锚索 A1 段的第三道、锚索 A2 段的第四道、

锚索 A3 段的第二~四道、锚索 B、C 段的第二道和锚索 D、E 段的第一道设置于桩上并将锚头埋入桩身、不设腰梁外, 其余锚索均设置 32C 热压普通槽钢的水平腰梁 (锚垫板等根据所选用的锚具进行确定)。锚索水平间距与桩间距相同, 钢支撑水平间距一般为 3 m。钢支撑与围护结构连接处设钢围圈。围圈在围护结构上用膨胀螺栓固定, 并用混凝土或砂浆将围护结构面整平、使围护结构与围圈背面密贴, 围圈接长或转角处采用焊接保证围圈连续。支撑在围圈上固定, 防止掉落。

3 监测方案

由于本基坑位于闹市区, 同时又毗邻已建地铁一、二号线, 为确保基坑安全, 施工单位、设计单位、专业监测单位同时对基坑进行了监测。监测内容侧重点不同, 施工单位注重基坑支护结构安全监测, 设计单位注重地表临近建筑物以及基坑地表点沉降监测, 专业监测单位代表业主注重地下结构物 (主要是已建地铁二、三线、联络线以及风井) 安全监测。不同单位都作了监测方案, 但监测要求基本相同。根据本工程监测技术要求^[3-5]和现场施工具体情况, 本监测方案需要做到: 以基坑施工区域周围 2 倍基坑开挖深度范围的建筑物、地下管线、周边土体和基坑围护结构本身作为本工程监测及保护的對象, 监测点平面布置见图 6, 具体监测内容见表 1, 监测报警值见表 2。限于篇幅, 本文重点介绍基坑支护结构内部监测项目。

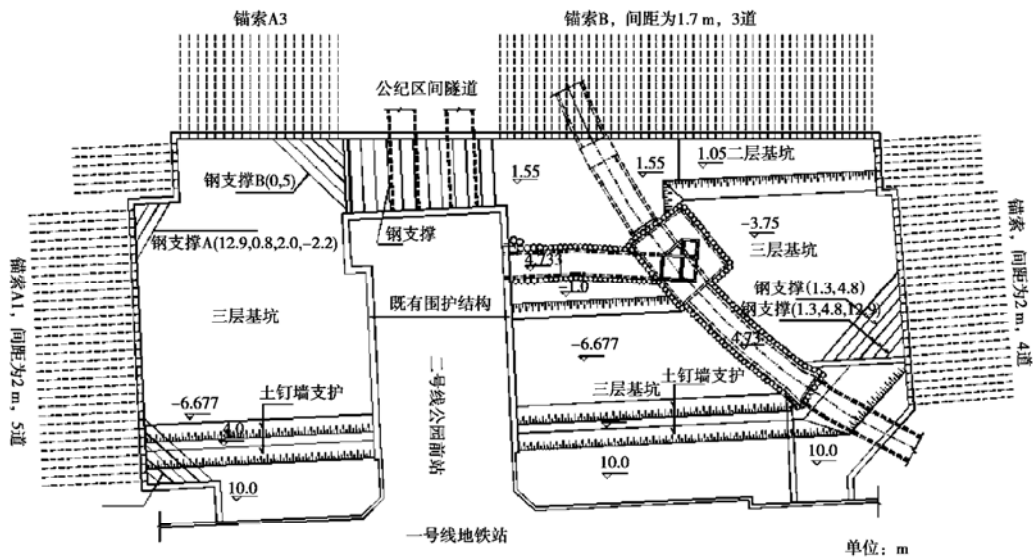


图 2 基坑综合支护平面布置图
Fig. 2 Supporting structure of foundation pit

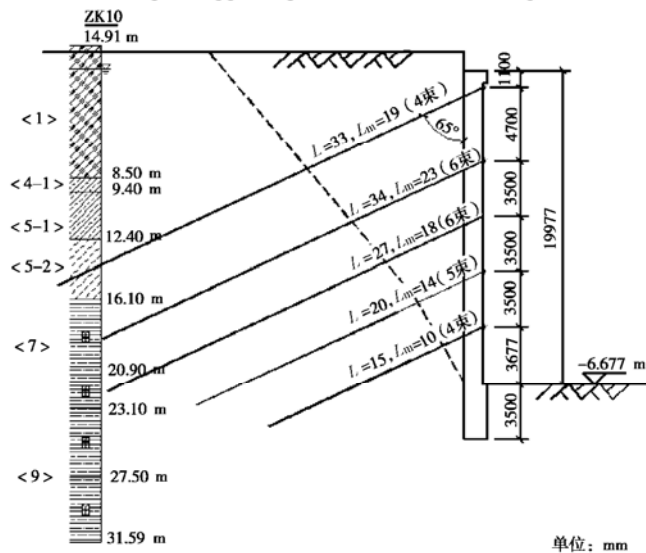


图 3 基坑桩锚支护剖面图
Fig. 3 Anchor and supporting pile in foundation pit

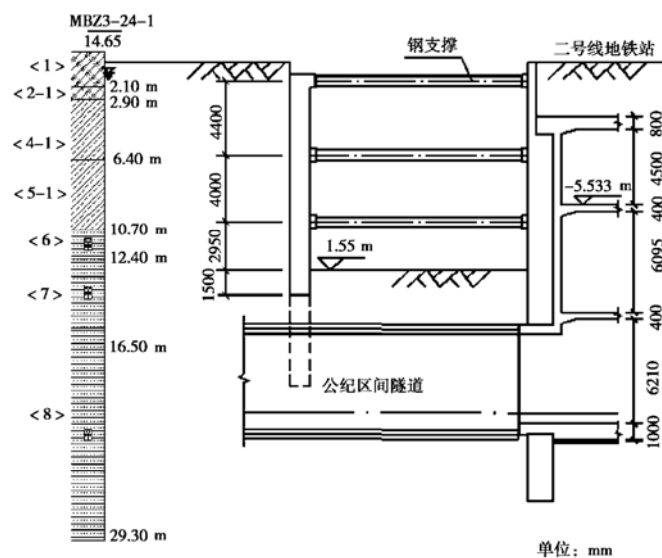


图 4 基坑内支撑支护剖面图
Fig. 4 Interior supporting structure in foundation pit

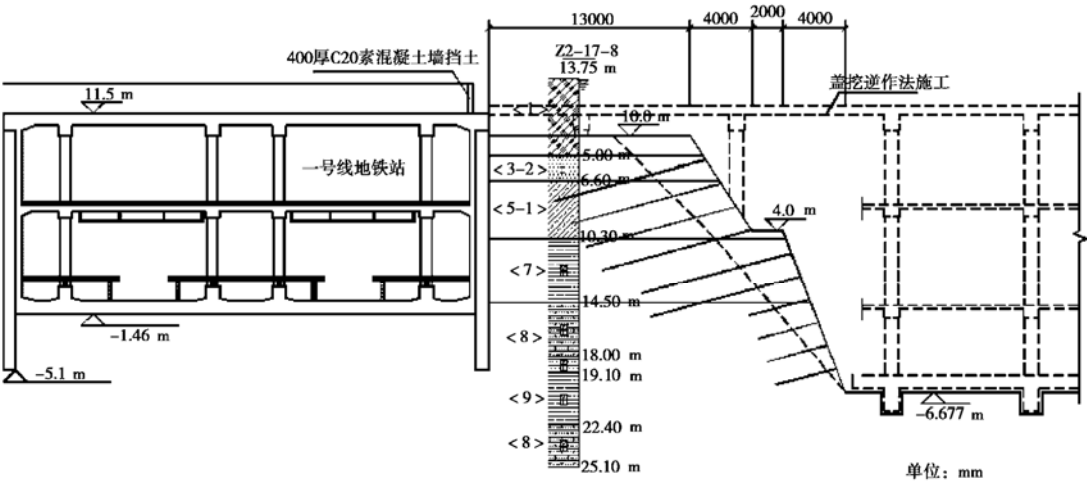


图 5 基坑土钉支护剖面图

Fig. 5 Soil nail in foundation pit

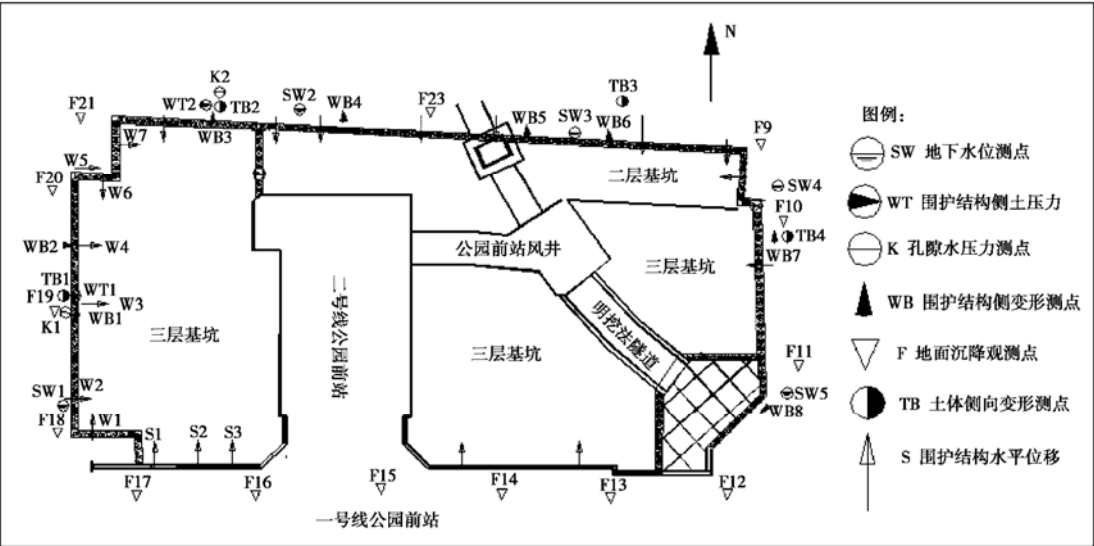


图 6 基坑监测点平面布置图

Fig. 6 Layout of monitoring points

表 1 基坑监测内容

Table1 Monitoring items of foundation pit

监测部位	监测内容
基坑围护结构体系	桩体倾斜
	圈梁位移
	坑外地表垂直位移
	基坑外水平位移
	锚杆(索)应力
周边环境监测	支撑轴力(含支撑变形)
	地下管线垂直, 水平位移
	邻近建筑物垂直位移

表 2 基坑监测报警值

Table 2 Alarming value of foundation pit monitoring

监测内容	日报警值 /mm	累计报警值 /mm	备注
围护桩顶水平位移	±3	±30	3.0‰H
围护桩顶垂直位移	±3	±25	2.0‰H
地下管线垂直、平面位移	±2	±10	—
基坑外地表沉降	±5	±30	2.0‰H

4 基坑支护结构内部监测分析

4.1 土压力、孔隙水压力与地下水位

图 7 为 WT1 和 WT2 不同深度主动土压力变化实测值与按照朗肯主动土压力理论的计算值。对比表明: WT1 实测主动土压力与依据朗肯土压力理论计算的土压力差别非常大, 主动土压力实测值随时间增长(基坑开挖深度增加)而变小。WT1 与 WT2 对比表明: 不同地质剖面主动土压力差别很大。

图 8 分别是 K1 与 K2 点不同深度孔隙水压力实测值与计算值。显然图中显示孔隙水压力计算值随深度线性变化。K1 点实测孔隙水压力基本随深度线性变化, 但是随时间增长孔隙水压力减小, 且量值显著达到 70 kPa; K2 点实测孔隙水压力则不同, 其实测孔隙水压力随深度基本呈非线性增加, 且随时间增长孔隙水压力减少的量值不显著, 仅为 15 kPa。

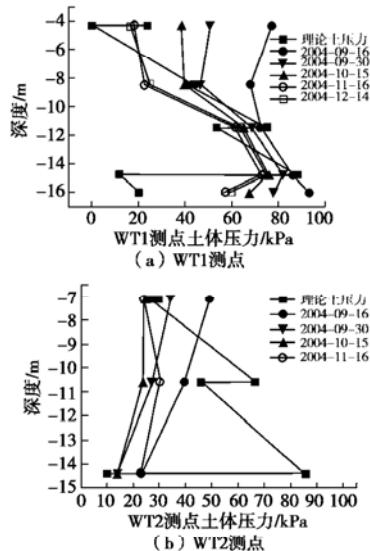


图7 WT1, WT2 点土压力

Fig. 7 Active soil pressure of WT1, WT2

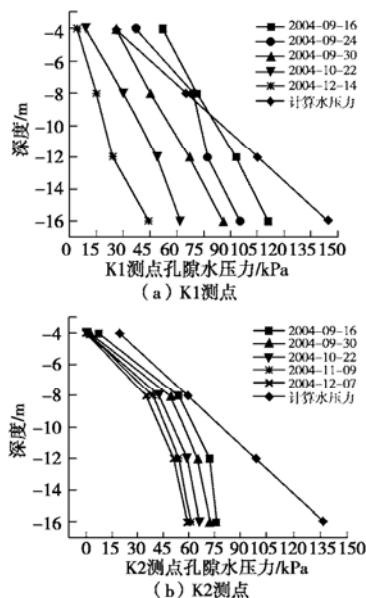


图8 K1, K2 测点不同深度孔隙水压力观测图

Fig. 8 Pore water pressure curves for K1, K2

图9为各地下水位观测点水位随时间变化曲线, 由于在非雨季施工, 图中5个水位观测孔水位基本呈线性下降趋势, 且曲线基本平行, 水位最大下降值小于1.0 m。反映基坑止水效果良好。

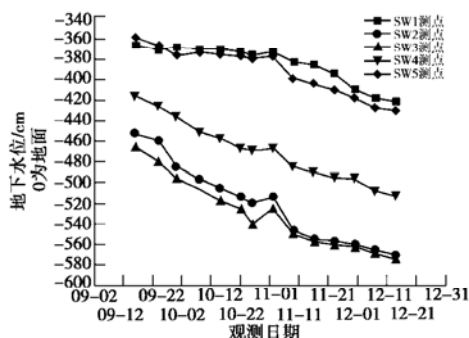


图9 地下水位随时间变化曲线

Fig. 9 Underground water level - time curves

4.2 土体测斜

图10与图11是土体测斜的典型图。

图10和11体现土体测斜在初始阶段呈现线性, 到后期由于锚索发挥作用, 曲线呈现 β 形状。图10第一、二道锚索锁定力194 kN; 第三道锚索锁定力582 kN; 第四道锚索锁定力496 kN; 第五道锚索锁定力350 kN。显然尽管第一锚索锁定力较小, 但由于冠梁的协同作用, 土体位移较小。然而第二、三道锚索锁定力较小却导致土体产生向基坑的较大位移, 当然这种位移在工程安全范围是允许的。与图12桩的测斜相比(平面上两个物理点比较接近, 测斜具有可比性), 桩体水平位移值明显大于土体水平位移, 但是水平位移曲线形状却有显著差别, 这可能主要是结构的刚性特点决定的。根据土压力理论, 只有支挡结构产生足够大的位移或转动时才会产生极限土压力(朗肯土压力), 显然图10中土体位移最大量值4.5 mm很小, 土体尚未达到极限状态。

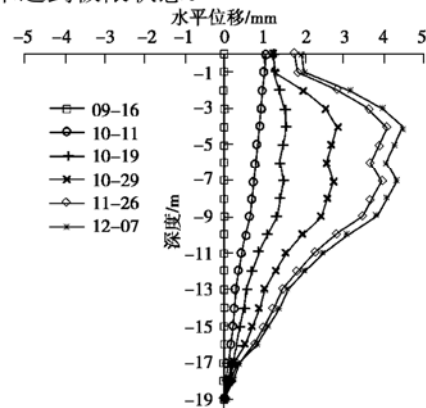


图10 TB01 测点水平位移

Fig. 10 Horizontal displacement of soil for TB01

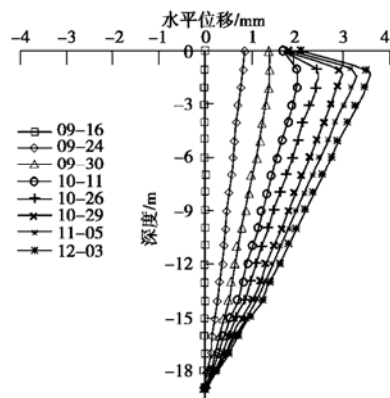


图11 TB02 测点水平位移

Fig. 11 Horizontal displacement of soil for TB02

图11中尽管仅有第一道锚索锁定力136 kN, 小于图10的第一道锚索锁定力194 kN, 其他锁定力相同, 但是土体线性变形特点非常明显, 这是土层力学性能差异造成的, 因为土层<5-2>为残积土, 其内摩擦角、黏聚力大于<5-1>、<2>、<4-1>层土的力学参数。当然, 冠梁的协同作用仍然很突出。图10, 11还反映出冠梁的协同作用在冠梁产生一定位移后才体现明显。图13揭示基坑开挖深度与测点水平位移

具有很好的对应性, 同时土体呈现一定的蠕变特性。

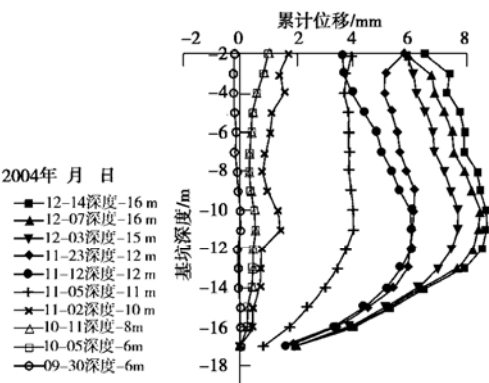


图 12 WB1 测点水平位移与基坑深度关系图

Fig. 12 Horizontal displacement-depth curves for WB1

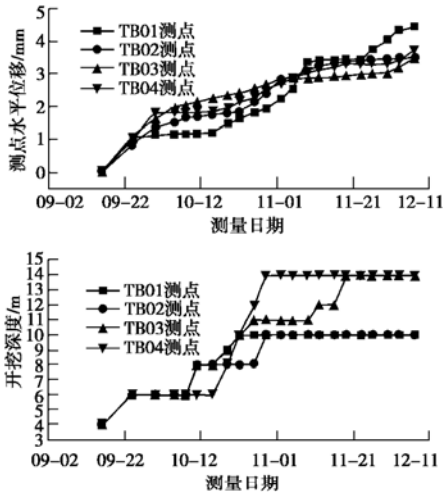


图 13 各测点段基坑开挖进度与水平位移图

Fig. 13 Horizontal displacement of soil

4.3 桩体测斜

图 12, 14 为桩体与锚索支护结构的水平位移, 图 15 为桩与钢管支撑结构的水平位移曲线。

图 12 在基坑开挖到 10 m 深之前基本成线性变化。除基坑底部受到被动土压力约束外, 基坑开挖到 11 m 深后结构水平位移呈现平移特点。图 14 水平位移曲线却又与图 12 截然不同, 当然对比图 12 与图 10、图 14 与图 11, 土体位移与桩体位移曲线明显不同。当然, 桩锚结构的水平位移实测曲线与计算曲线也是不同的, 量值相差深远 (计算位移达到 36 mm)。可能土性与结构以及施工差别造成的。

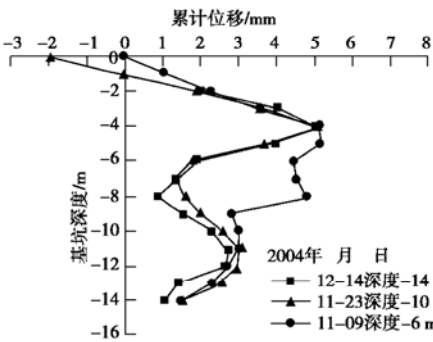


图 14 WB2 测点水平位移与基坑深度关系图

Fig. 14 Horizontal displacement-depth curves for WB2

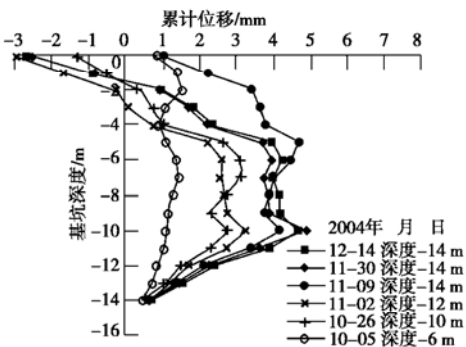


图 15 WB4 测点水平位移与基坑深度关系

Fig. 15 Horizontal displacement-depth curves for WB4

对于内支撑的结构水平位移, 图 15 显示第一道钢管由于预应力施加过大导致冠梁向基坑外侧移动, 第二、三道支撑的存在有效阻止了基坑的水平位移, 需要指出的是实测曲线与计算曲线有显著不同。此外, 在基坑开挖到一定深度保持不变后, 结构也呈现蠕变特点。

4.4 锚索应力

依据设计锚索设计轴力及锁定力, 结果见表 3, 显然表中数据显示锁定力小于等于锚索设计轴力。图 16 为锚索 A3 设计区间三道锚索的轴力随时间变化曲线以及相应的设计剖面。图中显示第一道锚索轴力随时间基本变化不大, 维持在 140 kN。与原设计轴力 136 kN 基本吻合。第二道锚索实测轴力基本维持在 600 kN, 原设计轴力 614 kN, 与原设计轴力基本吻合。第三道锚索实测轴力基本维持在 450 kN, 原设计轴力为 832 kN, 实际发挥 54%。

表 3 锚索设计轴力及锁定力表

Table 3 Design axial force and locked force of anchor

单位: kN

锚索	锚索 A		锚索 B		锚索 C		锚索 D		锚索 E	
	设计轴力	锁定力	设计轴力	锁定力	设计轴力	锁定力	设计轴力	锁定力	设计轴力	锁定力
第一道 A1	194	194	139	97	139	97	139	97	139	97
A3	136	136								
第二道 A1	194	194	877	614	877	614	877	614	877	614
A3	614	614								
第三道	832	582	832	582	832	582	832	582		
第四道	708	496					708	496		
第五道	502	350								

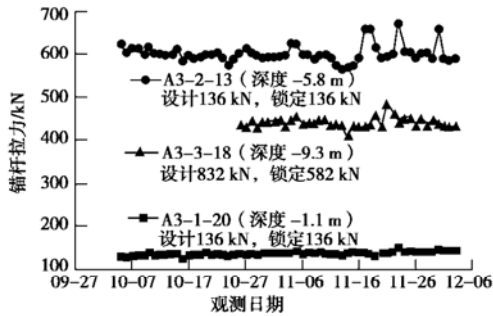


图 16 基坑不同深度 A3 区间锚杆拉力随时间变化图

Fig. 16 Axial force of anchor time curves at part A3

图 17 为锚索 C 设计区间三道锚索的轴力随时间变化曲线以及相应的设计剖面。同理, 第一道锚索实测轴力为 50 kN, 原设计轴力 139 kN, 实际发挥 36%; 第二道锚索实测轴力 100 kN, 原设计轴力 139 kN, 实际发挥 72%; 第三道锚索实测轴力为 600 kN, 设计轴力 832, 实际发挥 72%。

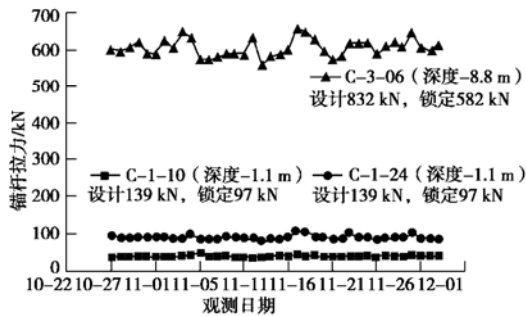


图 17 基坑不同深度 C 区间锚杆拉力随时间变化图

Fig. 17 Axial force of anchor time curves at part C

图 18 为锚索 B 设计区间三道锚索的轴力随时间变化曲线以及相应的设计剖面。图中显示第一道锚索轴力随时间基本变化不大, 维持在 225 kN。超过了原设计轴力 139 kN, 超出原设计拉力 62%。第二道锚索实测轴力基本维持在 575 kN, 原设计轴力 887 kN, 实际发挥 85%。第三道锚索实测轴力基本维持在 275 kN, 原设计轴力为 832 kN, 实际发挥 33.1%。

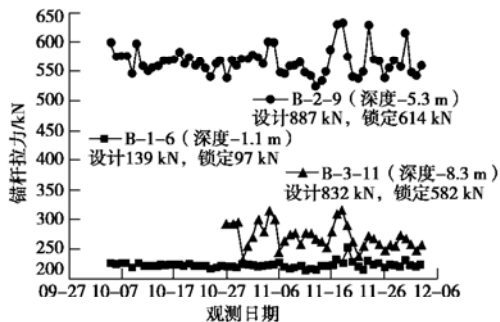
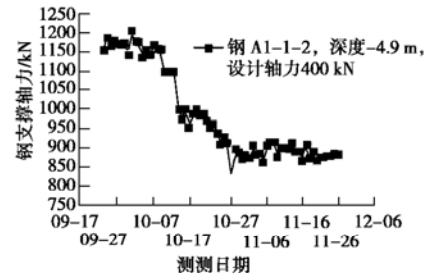


图 18 基坑不同深度 B 区间锚杆轴力随时间变化图

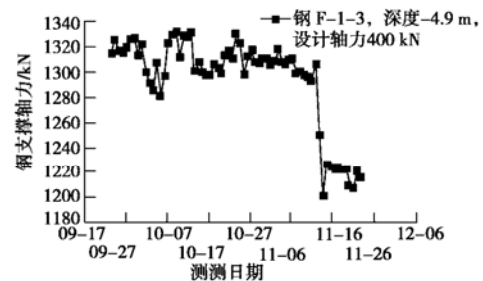
Fig. 18 Axial force of anchor time curves at part B

4.5 钢支撑轴力

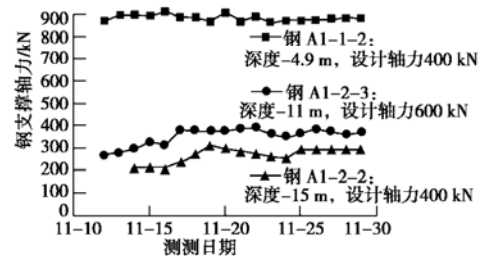
钢支撑及围图采用 A3 钢制作, 支撑采用 $\Phi 600$, $t = 12$ 焊接钢管。钢支撑 C 段预加力为: 第一道 600 kN; 第二道 800 kN; 第三道 600 kN。其余各钢支撑采用 100 kN 轴力顶紧后固定。图 19 为单道、多道钢支撑轴力随时间变化曲线。



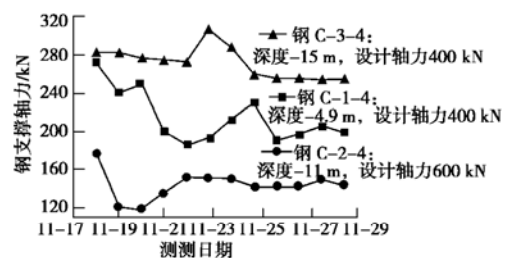
(a) 钢 A1 (单道)



(b) 钢 F (单道)



(c) 钢 A (多道)



(d) 钢 C (多道)

图 19 单道、多道钢支撑轴力变化图

Fig. 19 Axial supporting force of single and multiple steel beam time curves

图 19 钢 A1-1-2 (图 19 (a)) 为钢支撑在 4.9 m 深位置, 其轴力随时间呈下降趋势, 初始阶段 (10 月 7 日前) 基本稳定在 1175 kN, 此后线性下降至 900 kN (10 月 31 日), 其后维持在 900 kN, 尽管原设计轴力 400 kN, 实

测轴力为其2.25~2.95倍。

钢F-1-3(图19(b))支撑轴力在相当长时段(9月27~11月14)基本维持在1310 kN,其后在短短数天内降至1200 kN,其后略有回升,基本维持在1220 kN,原设计轴力400 kN,实测轴力达到原设计轴力的3.0~3.3倍。

钢A1(图19(c))第一道钢支撑轴力实测值为900 kN,设计轴力400 kN,实测值为设计值的2.25倍;第二道钢支撑轴力实测值为375 kN,设计值为600 kN,实际发挥62.5%;第三道钢支撑实测轴力为275 kN,设计值为400 kN,实际发挥69%。

钢C(图19(d))第一道支撑轴力实测值150 kN,设计值为400 kN,实际发挥37.5%;第二道支撑轴力实测值为210 kN,设计轴力600 kN,实际发挥35%,第三道钢支撑轴力实测值为270 kN,设计值为400 kN,实际发挥67.5%。

对比锚杆轴力可知钢支撑轴力变化较大。锚索轴力实测值小于设计值,且基坑未发生大变形以及钢支撑轴力实测值,远小于设计值说明基坑设计是保守的。

5 结 论

文中依据基坑结构监测数据,详细分析了实测土压力、孔隙水压力,基坑结构测斜、土体测斜、支撑轴力、锚索应力的变化规律。综合以上分析得到如下规律:

(1)实测主动土压力曲线与计算土压力曲线相差甚远,实测主动土压力小于计算主动土压力,且基坑深度不变时,实测主动随时间延长变小。

(2)土体中孔隙水压力随时间增长而减小,K1点孔隙水压力随深度增加线性增加,K2点孔隙水压力随深度增加而呈非线性增加。

(3)基坑冠梁协同作用功能非常突出。

(4)桩体测斜与土体测斜由于材料以及物性不同,不具有对应性。

(5)锚索与钢管实测轴力表明,锚索轴力比较稳定,钢撑轴力变化相对较大,且二者仍富余较大的设计轴力未发挥,显然锚杆长度过长(约30 m)是不经济的。

致谢:本文在资料搜集过程中得到了林谷工程师、冯伟工程师的帮助,中南大学陈晓斌博士在资料整理过程给予了帮助,在此表示感谢。

参考文献:

- [1] DBJFF15—20—97 建筑基坑支护工程技术规程[S]. 1998. (DBJFF15—20—97 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavation[S]. 1998. (in Chinese))
- [2] GJB02—98 广州地区建筑基坑支护技术规程[S]. 1998. (GJB02—98 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations in Guangzhou area[S]. 1998. (in Chinese))
- [3] JGJ120—99 建筑基坑支护工程技术规程[S]. 1999. (JGJ120—99 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavation[S]. 1999. (in Chinese))
- [4] JGJ/8—97 建筑变形测量规程[S]. 1998. (JGJ/8—97 Specification for building deformation measurements[S]. 1998. (in Chinese))
- [5] GB50026—93 工程测量规范[S]. 2001. (GB50026—93 Specifications for engineering survey[S]. 2001. (in Chinese))