

文章编号: 1000-7598-(2008) 04-1045-08

某基坑位移、沉降和内力实测结果及预警值讨论

李 俊, 张小平

(南京航空航天大学土木工程系, 南京 210016)

摘 要: 以某深基坑支护结构位移、沉降、内力及水位的施工监测数据为依据, 探讨了位移、沉降与内力大小及变化规律。实测表明: 支护桩及外侧土体各点随着基坑开挖深度和时间的递增, 水平位移逐步增大, 增大速度由快逐步趋于平稳。另外, 位移大小还与周围建筑物位置和支撑条件有关。周围建筑物的沉降随时间增大, 且离基坑越近则越大; 立柱沉降及土的隆起量与承受的支撑重量及基坑形状有关; 支撑轴力的大小及变化与地质条件、支撑刚度和施工开挖顺序及速度等因素有很大关系; 桩身偏心较小, 底部可按轴心受力计算。最后, 对预警值进行了讨论。

关 键 词: 深基坑支护; 位移; 沉降; 监测; 预警值

中图分类号: T 413.6⁺2

文献标识码: A

Discussion on monitoring results of displacements, settlements and inner forces of a foundation pit and early-warning value

LI Jun, ZHANG Xiao-ping

(Department of Civil Engineering, Nanjing University of Aeronautics and Astronautics, Nanjing 210016, China)

Abstract: Basing on construction monitoring of the supporting system for a deep foundation pit, a study on the displacement, settlement, inner force and water level are carried out. It is indicated that the horizontal displacements of timbering stakes as well as observation spots outside increase step by step along with the increase of the excavation depth and construction time. Meanwhile its increasing velocity tends to steady gradually. In addition, the displacements are also related to the location of building nearby and the supporting condition. The settlement of building nearby increases with time, and is greater near to the pit. The settlement of standing column and the apophysis of earth are related to the bearing weight and the form of pits. The axial force of support is related to earth condition, support rigidity as well as order and velocity of construction, etc. The partiality value of stake body is small; the bottom can be calculated according to axial forces. The early-warning value is taken into account in this paper.

Key words: supporting system for foundation pit; displacement; settlement; construction monitoring; early-warning value

1 引 言

深基坑工程是一个非常复杂的综合性极强的岩土工程问题^[1], 既涉及土力学中典型的强度、稳定与变形, 还涉及土与支护结构的共同作用及施工过程^[2,3]。本文以某基坑的位移、沉降及内力监测资料为依据, 分析探讨了坑壁的侧向位移、基坑周边的沉降、坑底隆起, 基坑开挖工程对邻近建筑物的影响规律, 为进一步利用三维有限元法进行深基坑变形规律的研究提供帮助, 同时也对直接关系基坑安全的预警值进行了讨论。

2 工程及地质概况

拟建的某高层住宅楼, 主楼地面以上为 24 层, 裙楼为 3 层, 地下室 1~2 层, ± 0.00 m 相当于绝对标高 9.5 m, 地面标高为 -0.15 m。住宅楼现场北侧为大街, 东侧为道路, 西、南两侧分别有一幢多层建筑物, 均采用条形基础, 两建筑物离基坑最近点为 5~7 m, 基坑离道路最近点也有 5 m 左右, 具体位置尺寸见图 1。本建筑场地地面较为平坦, 场地标高一般为 7.55~7.88 m 之间, 基坑周长约 250 m, 基坑实际开挖深度为 8.70 m (最深部位开挖深度为 10.20 m), 基坑开挖深度大。基坑支护结构采用柱

收稿日期: 2006-04-05

基金项目: 江苏省自然科学基金 (青年科技创新人才技术带头人) (No. BK2004427)。

作者简介: 李俊, 女, 1970 年生, 讲师, 博士, 主要从事基坑工程方面的研究。

列式钻孔灌注桩加单层钢筋混凝土支撑组合支护结构型式，基坑施工场地狭小。基坑范围各土层的性质指标如表 1 所示。

表 1 各层土的物理性质参数
Table 1 Geotechnical properties of soils

层号	土层名称	厚度/ m	重度/ kN·m ⁻³	c/ kPa	Φ/(°)
①	杂填土	0.65	18.0	10	18
②	粉质黏土	2.5	18.5	14.7	19.6
③	淤泥质粉质黏土	4.4	17.6	9.7	16.6
④	粉土	2.2	17.8	6.0	20.5
⑤	淤泥质粉质黏土	2.7	17.6	9.7	16.6
⑥	粉土	2.4	18.1	5.0	22
⑦	淤泥质粉质黏土	3.6	17.6	9.7	16.6

3 基坑支护参数

采用钻孔灌注桩加一道钢筋砼支撑体系，支护桩为 C25，构造如图 2。支撑体系为 C30，主撑 600 mm×750 mm，系杆 500 mm×650 mm，桩顶冠梁，de 段（图 1）为 1 300 mm×800 mm，L 型，配筋 2×9φ25；其它段为 1 000 mm×800 mm，2×9φ25；箍筋φ8@200 四肢箍，节点与转角处加强。在施工中，支护桩应间断施工，确保垂直度和安全。

4 监测内容及监测点的布置

根据建筑基坑支护技术规程^[4]，布置监测点如图 1，监测的主要内容包括：

- (1) 桩顶水平位移观测（W1-W16）
- (2) 基坑沉降观测
- (1) 基坑周围道路沉降观测（D1-D14）
- (2) 周边建筑物沉降观测（H1-H16）
- (3) 基坑立柱沉降观测（L1-L7）
- (3) 深层水平位移量测（测斜）（CX1-CX6）
- (4) 混凝土支撑内力量测（ZC1-ZC6）
- (5) 桩身应力量测（ZS1，ZS2）
- (6) 水位观测（CX2，CX3，CX5）

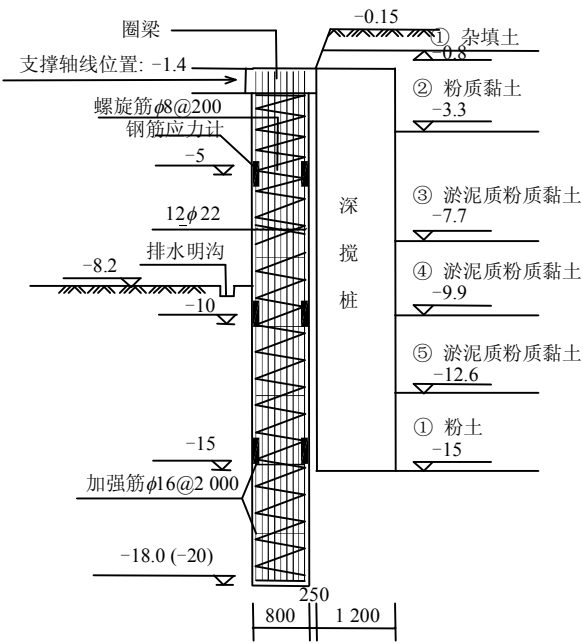


图 2 支护桩构造
Fig.2 Formation of supporting stake

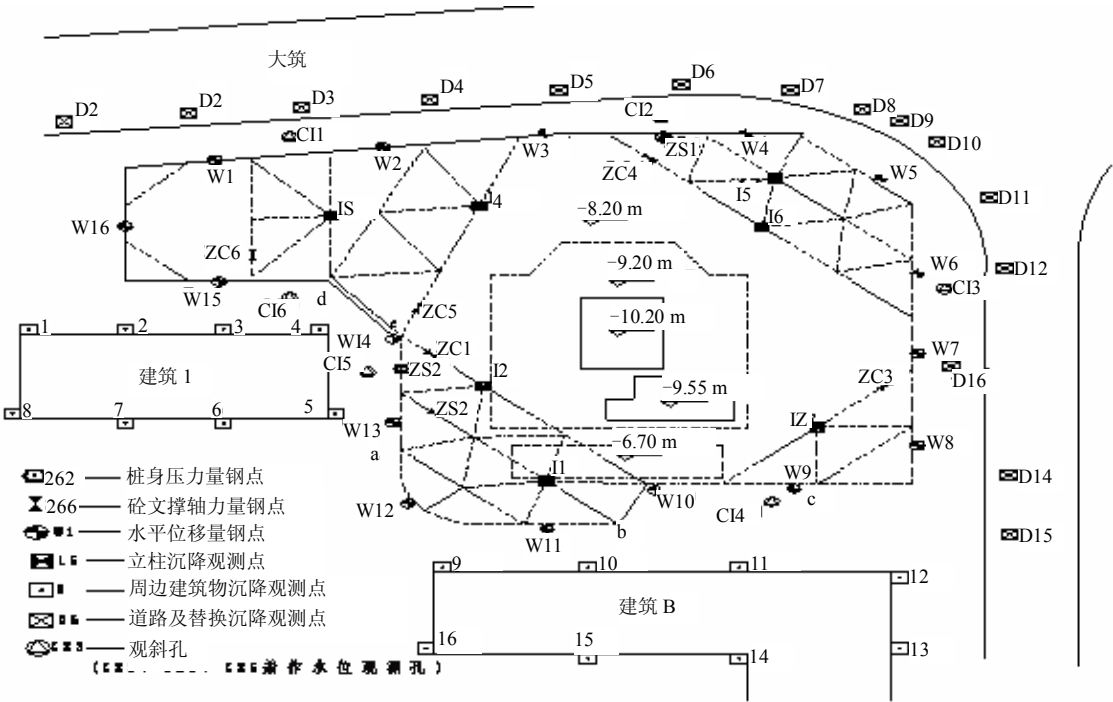


图 1 基坑位置及支护监测点平面布置
Fig.1 pit location and arrangement of monitoring point

5 监测结果及分析

5.1 桩顶水平位移分析

由图3水平位移展开图中可见,在沿基坑边方向上,基坑边角处围护结构的水平位移(w5, w8和w13, w16)较小,基坑壁的中部(w7和w14)水平位移最大。参看图4,位移的大小及变化率有明显的差异,在基坑边角附近约 $L/4$ 处(w5),由于另一侧围护结构的约束作用,水平位移增长较慢,最终位移较小;在 $L/4 \sim 3L/4$ 处(w7),约束作用减弱,位移急剧增长;在 $3L/4 \sim L$ 处(w8),位移增长缓慢,渐趋稳定。

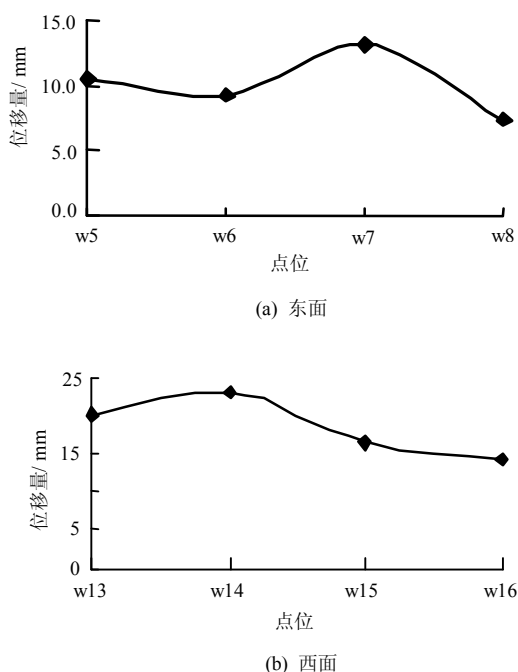


图3 基坑东面和西面水平位移展开图
Fig.3 East and west displacements spreading

由图4的水平位移图还可看出,点W14的水平位移最大,为2.03 cm,其次是W13。主要原因是W14测点位于基坑阳角处,且在它的西侧不远处有建筑物。W9点、W10点、W11点位移相对较小,而W3点的位移最小,位移的大小与支撑的位置及周围是否有建筑物及其周边建筑物的远近有关。位于支撑之间则位移小,而位于支撑之外,则位移大。并且随着基坑开挖,桩体变形逐渐增大。图4中W2, W3, W6和W10等测点的桩顶水平位移随着支撑的施加,也存在部分回弹。因此基坑开挖后及时进行支撑,可大大减少基坑支护桩的变形。

由图5中桩顶最大水平位移与基坑深度比值与时间的关系还可以看出,在基坑变形至40 d,水平位移达到 $1.5\% H$ 时,渐趋平缓,后又开始增大,

最大值为 $2.03\% H$ 。在40 d前,水平变形曲线斜率较陡,之后曲线较平缓。用软件origin进行拟合,水平变形随时间曲线大体呈抛物线形式,见式(1),100 d左右位移基本稳定。

$$y = -0.1014 + 0.04713x - 2.67661 \times 10^{-4}x^2 \quad (1)$$

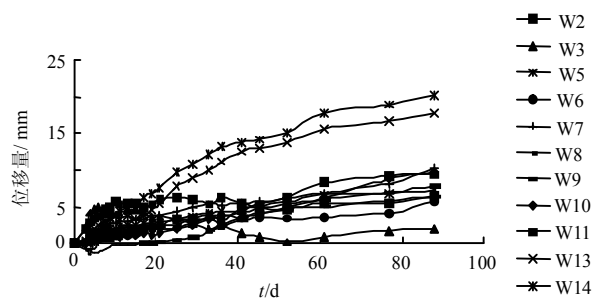


图4 水平位移随时间的变化曲线
Fig.4 level displacements vs time

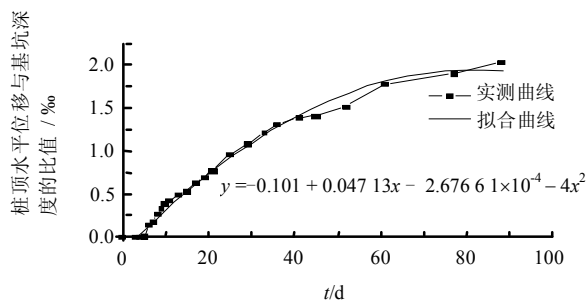


图5 桩顶水平位移与基坑深度的比值与时间关系
Fig.5 Ratio of stake top displacement and pit depth vs time

从位移速率图6中可以看出最大位移速率没有超过 2 mm/d ,水平位移速率在允许范围内。另外,随着时间的增加,位移速率减小。这是因为基坑开挖初期,水平位移变化快;待到中期,当坑底浇筑后,水平位移变化缓慢,而此时速率处于平缓状态;后期则趋于稳定,水平位移速率较慢,主要是由于土的蠕变变形引起。

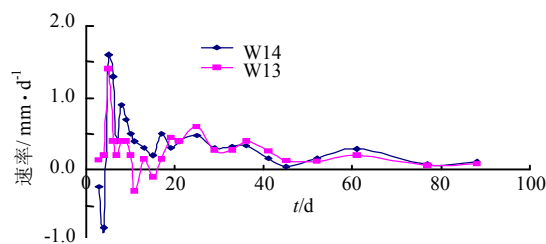


图6 水平位移速率图
Fig.6 rate of level displacements

5.2 沉降分析

由图7基坑沉降展开图可知,基坑周边道路的

沉降是沿基坑边缘的中部大, 两边小。这说明基坑中部剖面的地表沉降量最大, 而角点处的地表沉降量较小; 基坑周边建筑物的沉降是离基坑近则沉降大。

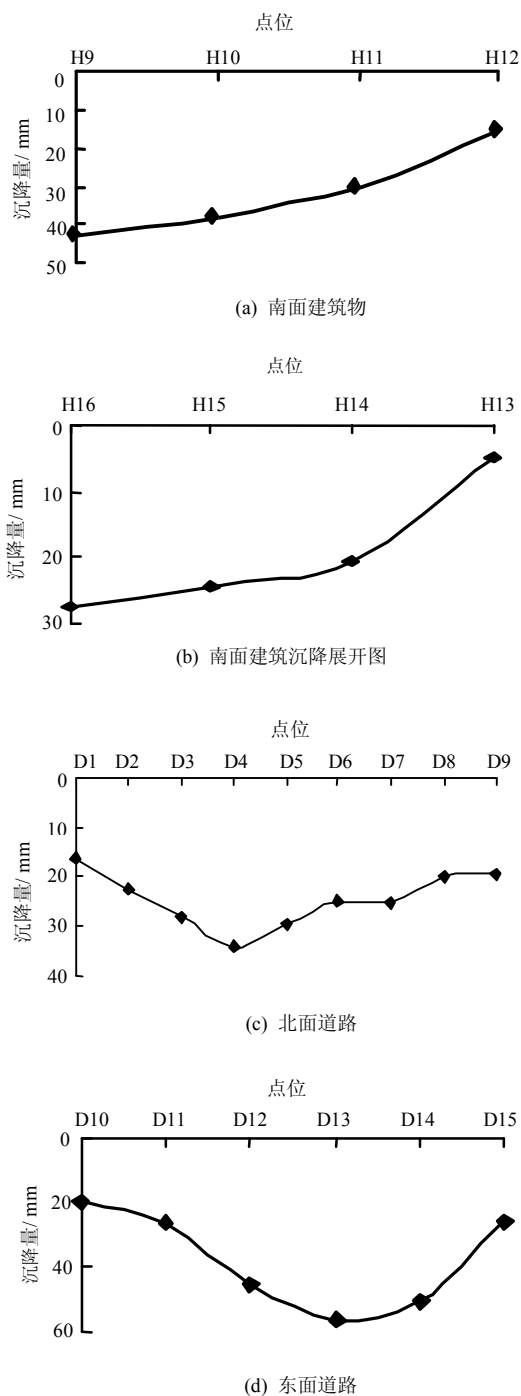


图 7 基坑周围各面沉降展开图
Fig.7 settlement spreading of surrounding

另外, 由图 8 还可看到, 建筑物的最大沉降要比道路最大沉降大, 那是因为基坑受建筑物的荷载作用要大些, 周边道路的车辆动荷载相对小些。点 H4, H5 的沉降量最大, 因为它们处于基坑阳角处, 最大值是 69.7 mm; 而 H13 点的沉降量最小, 该点位于基坑边角处的远端。基坑东侧的道路沉降量最

大, 最大点是 D13 位于基坑东侧的中部, 沉降达 56.6 mm, 其两侧的 D12 和 D14 分别是 45.56 mm 和 50.89 mm, 对应的水平位移也相对较大。因此沉降的大小与水平位移的大小相关, 并与周围有无超载及其超载的大小以及离基坑的距离等有关, 沉降量的影响范围是基坑中部大而两边小。

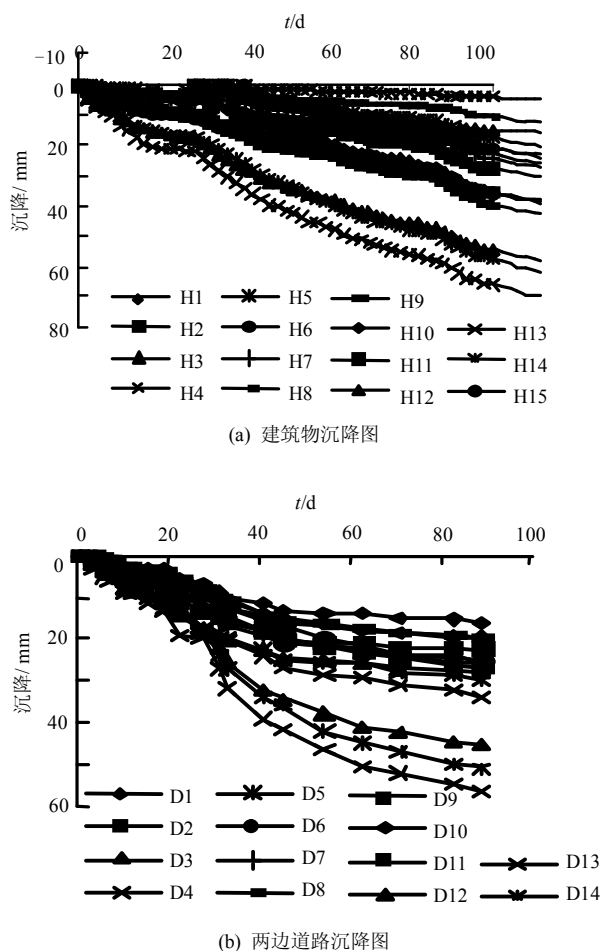


图 8 基坑周边沉降随时间的关系曲线
Fig.8 Surrounding settlement vs time

从图 9 建筑物沉降速率中可以看出, 沉降速率只有在开始快速开挖时有两天速率超过了报警值 2.00 mm/d, 分别为 2.25 mm/d 和 2.85 mm/d, 此后一般

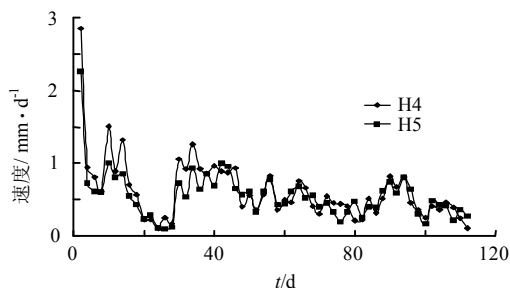


图 9 建筑物沉降速率随时间的关系曲线
Fig.9 Rate of construction settlement vs time

都小于 1.5 mm/d, 且随着时间的增加, 沉降速率减小。这是因为基坑开挖初期, 沉降量增加得很快, 沉降速率波动大; 待到中期时, 沉降量变化缓慢, 而此时沉降速率已经处于减速状态; 后期则基本上趋于稳定, 这表明建筑物已经处于变形稳定状态。

由于沉降的不均匀性, 建筑物发生倾斜。近似认为建筑物两点之间的沉降是线性关系, 由图 10 可获得建筑物的倾斜率, 西南角的一栋建筑物的倾斜率为 0.001 6, 南面的一栋建筑物的倾斜率为 0.000 6~0.001, 小于建筑物的允许倾斜率 0.002^[5], 建筑物的倾斜率可以作为控制基坑变形的一个预警指标。

由理论及实测可知, 内支撑型支护的基坑, 墙后的沉降是“凹槽型”, 建筑物远离基坑一定距离, 可将沉降近似为直线考虑, 可以粗略地算出沉降影响半径 r 的值。比如 5-8 断面的沉降趋势线方程, 见式 (2):

$$y = -0.000\ 7x + 0.027 \quad (2)$$

当 $y = 0$ 时, 求得 $x = 42$, 即沉降影响半径为

$$r_{5-8} = 42\text{ m} = 4.8\ H$$

同理可算得 11-14 断面的沉降影响半径为

$$r_{11-14} = 49\text{ m} = 5.5\ H$$

这里 $r_{11-14} > r_{5-8}$, 是因为 5-8 断面比 11-14 断面要靠近基坑中部, 即沉降影响半径 r 跟基坑的位置有关。基坑中部剖面的地表沉降影响半径最大达 $5.5H$, 角点处的地表沉降影响半径较小。

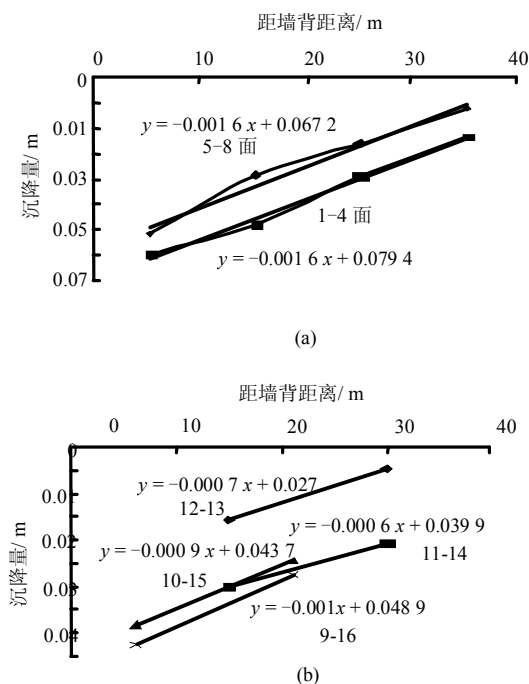


图 10 建筑物的倾斜率
Fig.10 Slope of construction

5.3 深层水平位移分析

由图 11 中可以看出, CX5 的侧向位移最大, 桩顶最大位移为 21.55 mm, 深层最大位移为 55.45 mm, 位于基坑底偏上 0.5 m 处。其它测点, 侧向位移较小, 但是变化趋势一致, 侧向位移最大值都位于基坑底面偏上 1 m 左右。由图看出, 内支撑支护结构的侧向位移曲线特征均为墙顶和墙底两端变形小、中间变形大, 最大值位于基坑底面附近。用软件 origin 进行拟合, 曲线近似高斯曲线:

$$y = y_0 + \frac{A}{\sqrt{2\pi}w} e^{-\frac{2(\frac{x-x_c}{w})^2}{w^2}}$$

其中 CX5 为侧向位移值最大值, 拟合得 $y_0 = -6.036\ 85$, $x_c = 8.173$, $w = 14.001\ 56$, $A = 101\ 5.107\ 48$ 。侧向位移最大值集中在深度 8~8.5 m, 约支护桩长的 1/3 深度处, 围护结构水平位移空间分布见示意图 12, 可以很形象地看出水平侧向位移变化情况。基坑内的隆起, 主要是因为基坑周围的土体产生侧向变形, 受挤压引起的。

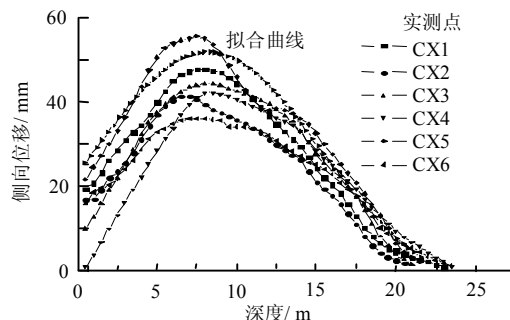


图 11 侧向位移随深度变化曲线
Fig.11 Side displacement vs. depth

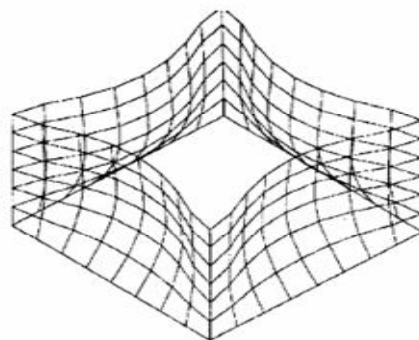


图 12 围护结构侧向位移空间分布图
Fig.12 Space distribution of side displacement of surrounding construction

判断基坑安全性的一个很重要的指标就是基坑壁的最大侧向水平位移, 由图 13 可知, 在基坑开挖初期变形大, 在 40 d 左右基本稳定, 发展缓慢, 在 85 d 左右达到最大值 6.16 ‰ H , 在 85 d 之后变形速率呈直线增长, 变得不稳定, 100 d 后又基本稳

定。用软件 origin 进行拟合, 在 85 d 以前, 曲线近似 sigmoidal 曲线发展规律, 方程为 Boltzmann 函数:

$$y = \frac{A_1 - A_2}{1 + e^{(x-x_0)/dx}} + A_2,$$

式中: CX5 的拟合曲线参数为

$$A_1 = -0.51099, A_2 = 6.27445,$$

$$x_0 = 21.77256, dx = 8.53797,$$

85 d 后近似直线, 拟合直线公式为

$$y = -0.01467 + 0.07211x.$$

图 13 是各侧斜点深度内最大侧向位移与基坑深度之比与时间的关系曲线, CX5 测点的侧向水平位移最大, 为 $6.16\% H$, 此值已超过报警值 $5\% H$, 说明基坑已产生了较大的变形, 但没有明显的破坏迹象。其桩顶水平位移为 $2.3\% H$, 二者的比值 $6.16/2.3 = 2.67$ 倍。因此一层支撑的围护结构, 为方便测量, 可以用桩顶水平位移进行报警, 若侧壁的最大水平位移报警值为 $5\% H$, 则换算桩顶的最大水平位移报警值应为 $5\% H / 2.67 = 1.87\% H$ 。

可通过观测数据得出 sigmoidal 曲线, 从而预测最大位移与基坑比值随时间发展趋势, 通过报警值进行预警预报。

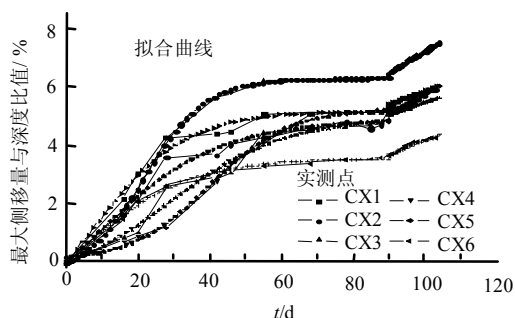


图 13 最大侧向位移与基坑深度的比值与时间的关系

Fig.13 Ratio of max side displacement and depth vs. time

5.4 支撑应力分析

由支撑轴力随时间变化曲线图 14 可以看出: 在前 10 d, 支撑轴力随时间很快增长, 以后反复振荡, 这是由于开挖过程中, 挖挖停停, 支撑与土反复相互作用而导致的结果。另外, ZC5 的支撑轴力最大, 峰值达 3 300 kN; ZC4 的支撑轴力最小, 峰值达 1 400 kN。再结合监测示意图, 可以发现当基坑附近有超载作用 (ZC5 处有建筑物) 时, 支撑轴力明显要比没有超载边的支撑轴力大。

对比图 3, 图 14 可看出, 支撑轴力大小与对应测点的位移是一致的: ZC5 支撑轴力对应的测点 W14 的位移最大, 且增长速度也最大; ZC4 支撑轴力对应的位移是 W3, W4, 而测点 W3 位移最小,

位移波动有回弹趋势; 测点 W4 位移也较小, 位移增长速度较小。这说明支撑轴力大小与水平位移是直接相关的。

从图 3 还可看出, 支撑轴力波动幅度较大, 轴力大小的振荡频率随时间逐渐减小, 支撑轴力逐渐稳定。可见支撑轴力的大小及变化与施工开挖顺序及速度有很大关系, 且随着土压力的重分布与支撑分担的土压力变化, 各支撑轴力又发生调整, 表现出不均匀性, 与支护结构刚度、入土深度、地质条件、支撑刚度等因素有关^[6,7]。

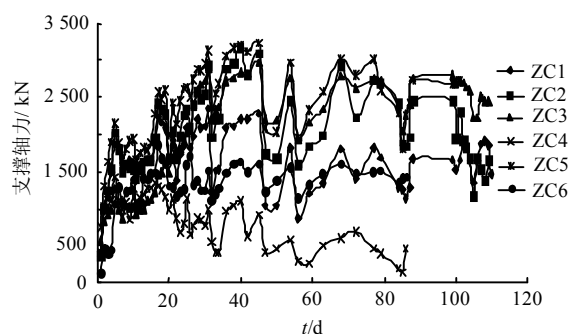


图 14 支撑轴力随时间关系曲线

Fig.14 Axial force of supporting vs. time

5.5 立柱沉降随时间的关系

由图 15 立柱沉降与时间的关系曲线中看出, 在基坑开挖的初期约 20 d 内, 立柱有稍微的沉降, 最大沉降量为 2 mm, 之后开始隆起, 40 d 左右又开始了沉降, 但沉降量很小, 之后变形稳定, L3 点 L4 点隆起量最大, 达 15 mm, L1 点隆起量最小。基坑浇筑之后, 坑底的隆起量稳定。基坑的隆起量与基坑的形状、及支撑的重量有关。基坑狭窄处隆起量较大, 而在开阔处隆起量较小, 立柱上承受的荷载越大, 隆起量偏小。

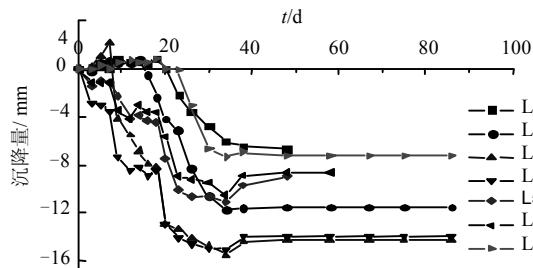


图 15 立柱沉降与时间的关系

Fig.15 Settlement of column vs. time

5.6 桩身应力随时间的关系

在监测过程中, 桩身应力部分测点被破坏。ZS1 位于基坑的北侧, ZS2 位于基坑的西侧。由图 16 可见, ZS1, ZS2 受开挖影响, 桩身拉、压应力

值均有一定增长。ZS1 南中和南下相比,南中的应力比较大;东上和东中的压应力相比,东上要大些;北上和西上两点的拉应力几乎相等;ZS1, ZS2 桩身底部应力变化很小。40 d 后开挖已基本结束,坑底浇筑后,ZS1, ZS2 桩身拉、压应力值比较稳定,对比图 12,40 d 至 80 d 时的桩身侧向变形已趋于稳定。因此,桩中上部可按偏心受力计算,下部可按轴心受力计算。

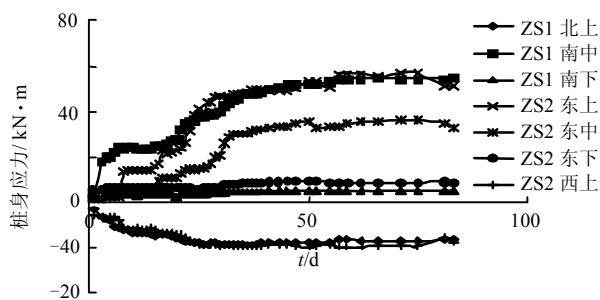
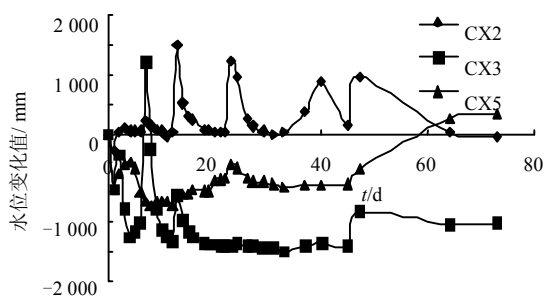


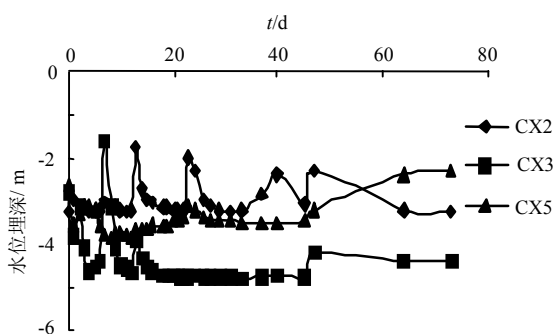
图 16 桩身应力随时间的关系
Fig.16 Stake stress vs time

5.7 水位埋深和时间的关系

地下水位约在地下 1.5 m 左右,坑内采用管井降水处理地下水。从图 17 看出,随着抽水,水位埋深随时间振荡变化,70 d 后,水位逐渐平稳。



(a) 水位变化值与时间的关系



(b) 水位埋深与时间的关系

图 17 水位和时间的关系
Fig.17 Water level vs. time

CX2 水位有较多突变点,水位突升,又突降,整个过程中水位始终是动态变化。突变量分别是 -1 506

mm/d, 993 mm/d, -1 206 mm/d, 710 mm/d, 最终水位下降了 43 mm; CX3 在初期水位变动剧烈,此后有一段平稳期,水位又突然上升再缓慢下降,4 个水位突变点其突变量分别为 -2 733 mm/d, 989 mm/d, 779 mm/d, -590 mm/d, 最终水位下降了 1534 mm, CX5 水位变化比较平稳,只有一点突变,水位突然上升 836 mm/d, 最终水位上升了 361 mm。突变点的水位变化速率超过了报警值 500 mm/d。水位的反复升降,说明了地下水的补给充足。

6 结 论

(1) 整个支护桩深度范围内支护桩墙随深度的侧向水平位移为桩顶较小,坑底附近最大,桩底最小。对于一层支撑围护结构,墙体的最大侧向位移大约是墙顶最大水平位移的 2.67 倍,换算为以墙顶的水平位移进行报警,其报警值应为 1.87 ‰H。

(2) 基坑东侧周围道路沉降最大,最大值达 56.6 mm,周围建筑物最大沉降量为 69.7 mm,其沉降速率一般小于 1.5 mm/d,由差异沉降计算建筑物的倾斜在 0.000 6~0.001 范围内,由假定沉降曲线沿剖面为近似直线,由此推得沉降影响范围在基坑的中部为 49 m,约 5.5H,靠近基坑的边角处 42 m,约 4.8H,且离基坑越近,沉降越大。

(3) 立柱沉降最大隆起量达 15 mm,基坑狭窄处隆量较大,立柱上承受的荷载越大,隆起量越小。

(4) 最大支撑轴力 ZC5 的峰值为 3 300 kN,当坑底浇筑后,有下降趋势,并不断调整,随时间变化逐渐稳定。支撑轴力的变化与许多因素有关。

(5) 桩身中上部可按偏心受力考虑,底部可按轴心受力计算。

(6) 由地下水位的变化,CX2 的升降变化比较频繁,CX3 和 CX5 都有一段相对稳定期,在其突变点处一天的变化速率超过了 500 mm/d 的报警值。

(7) 基坑侧壁的最大水平位移、建筑物沉降的速率,地下水位的变化都超过了报警值,但基坑并无明显的破坏迹象。如果水平位移超过报警值,但连续几天趋于稳定,则基坑危险性不大;但若不能趋于稳定,有增大趋势,则基坑处于危险状态,应采取措施。基坑报警值中尤其要注意的是变形速率,一旦变形速率超过报警值时,应引起警示,如果连续几天超过报警值,并伴有明显裂缝,则应采取应急措施。

(8) 必须综合考虑桩、立柱、支撑及土的相互作用,及施工过程和时空效应的影响,才能很好地分析各种关键参数的敏感性,更好地预测基坑的位移、沉降及内力特征,达到我们有效监测的目的。

参考文献

- [1] 龚晓南. 关于基坑工程的几点思考[J], 土木工程学报, 2005, 38 (9): 99—102
GONG Xiao-nan. Consideration on foundation pit engineering[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2005, 38 (9): 99—102
- [2] OU C Y, CHIOU D C, WU T S. Three-dimensional finiteelement analysis of deep excavation [J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1996, 122 (5): 337—345.
- [3] 陆新征, 宋二祥, 吉林, 等. 某特深基坑考虑支护结构与土体共同作用的三维有限元分析[J]. 土木工程学报, 2003, 25 (4): 488—491
LU Xin-zheng, SONG Er-xiang, JI Lin, et al. 3- Dimensional FEA for the interaction between supporting structure of excavation and soil in a very deep pit [J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2003, 25 (4): 488—491.
- [4] 中国建筑科学研究院. JGJ 120-99 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [5] 中国建筑科学研究院. GB 50007-2002 中国建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [6] 杨光华. 深基坑开挖中多支撑支护结构的土压力问题[J]. 岩土工程学报, 1998, 20 (6): 113—115.
YANG Guang-hua. The earth pre s sure problems for the multi - braced retaining structure of deep excavation[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1998, 20 (6): 113—115.
- [7] 肖武权, 冷伍明, 律文田. 某深基坑支护结构内力与变形研究 [J]. 岩土力学, 2004, 25 (8): 1271—1274
XIAO Wu-quan, LEN Wu-ming, LU Wen-tian. Study on inner force and deformation of supporting structure for deep foundation pit [J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(8): 1 271—1 274.
- [3] 朱鸿鹄, 陈晓平, 程小俊, 等. 考虑排水条件的软土蠕变特性及模型研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(5): 694—698.
ZHU Hong-hu, CHEN Xiao-ping, CHENG Xiao-jun, et al. Study on creep characteristics and model of soft soil considering drainage condition[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(5): 694—698.
- [4] 王琛, 刘浩吾, 许强. 三峡泄滩滑坡滑动带土的改进 Mesri 蠕变模型[J]. 西南交通大学学报, 2004, 39 (1): 15—19.
WANG Chen, LIU Hao-wu, XU Qiang. Modified Mesri's creep model for soils in sliding zone of Xietan landslide in Three Gorges[J]. **Journal of Southwest Jiaotong University**, 2004, 39(1): 15—19.
- [5] 李军世, 孙钧. 上海淤泥质黏土的 Mesri 蠕变模型[J]. 土木工程学报, 2001, 34(6): 74—79.
LI Jun-shi, SUN Jun. Mesri's creep model for Shanghai silt-clay[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2001, 34(6): 74—79.
- [6] 王常明, 王清, 张淑华. 滨海软土蠕变特性及蠕变模型. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(2): 227—230.
WANG Chang-ming, Wang Qing, Zhang Shu-hua. Creep characteristics and creep model of marine soft soils[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(2): 227—230.
- [7] 孙钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [8] 陈晓平, 朱鸿鹄, 张芳枝, 等. 软土变形时效特性的试验研究, 岩石力学与工程学报, 2005, 24(12): 2 142—2 148.
CHEN Xiao-ping, ZHU Hong-hu, ZHANG Fang-zhi, et al. Experimental study on time-dependent deformation of soft soil[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(12): 2 142—2 148.
- [9] 曾静, 卢萍珍, 陈守义, 等. 竹城公路路基软黏土蠕变试验研究[C]// 中国土木工程学会第十届土力学及岩土工程学术会议论文集. 2007: 664—671
- [10] C C 维亚诺夫, 土力学的流变学原理[M]. 杜余培译, 北京: 科学出版社, 1987.

上接第 1044 页