

软土地区基坑开挖变形性状研究*

Deformation characteristics analysis of braced excavation on soft clay

刘兴旺 施祖元 益德清
(浙江省建筑设计研究院, 杭州, 310006)

吴世明
(浙江大学, 杭州, 310027)

文 摘 对杭州及上海软土地区十几个成功基坑工程的围护体最大侧向变形、最大侧向变形位置、邻近建筑物的沉降以及变形的时间效应等进行了分析研究和总结, 并与前人的研究成果进行了比较。文中还根据建筑物沉降产生机理及工程实测资料提出了一种考虑邻近建筑物存在的地表沉陷估算方法。最后得出了几个对工程界有一定参考价值的结论。

关键词 基坑开挖, 变形, 沉降, 软土, 时间效应

中图法分类号 TU 447

作者简介 刘兴旺, 男, 1969 年出生, 1995 年毕业于浙江大学土木系, 同年开始工作于浙江省建筑设计研究院, 并于 1999 年 1 月获岩土工程博士学位, 主要从事建筑结构及地基方面的设计及科研工作。

Liu Xingwang Shi Zuyuan Yi Deqing

(Zhejiang Province Building Design and Research Institute, Hangzhou, 310006)

Wu Shiming

(Zhejiang University, Hangzhou, 310027)

Abstract The magnitude and location of maximum lateral wall deflection, settlement of adjacent existing buildings, and time effect of deformation of more than ten excavation cases on soft clay in Hangzhou and Shanghai are analyzed in this paper, and the results are compared with that given before. Then an empirical settlement formula is provided based on the settlement mechanism of adjacent existing building and field observation data. Finally, some referable conclusions are obtained.

Key words excavation, deformation, settlement, soft clay, time effect

1 前 言 *

在软土地区进行基坑开挖, 变形问题受到了人们越来越多的重视。软土通常都具有强度低、压缩性高、含水量大的特性, 软土地基中基坑围护设计不当, 易造成过大的围护体侧向位移、周围地表沉陷及坑底隆起, 进而影响基坑的稳定及其邻近设施的安全和正常使用。目前用于基坑支护结构计算的方法很多, 由于基坑问题本身的复杂性, 要准确地计算各类变形存在不少困难。国内外已有不少学者基于已完成工程的实测资料对基坑开挖的变形性状进行研究^[1~3], 由于研究所基于的地质条件和围护形式不同, 故得出的结论存在着一些差异。

本文结合杭州、上海软土地区 15 个成功基坑工程的监测资料对基坑开挖所产生的围护体最大侧向变形、最大侧向变形位置、邻近建筑物的沉降以及变形的时间效应等进行了分析研究。文中所引用的各个工程实例均满足以下条件:

a) 采用钻孔灌注桩(或地下连续墙)结合一道(或多道)钢筋混凝土(或钢管)内支撑挡土。

b) 基坑开挖过程中相应监测点(如测斜管、沉降基

准点)附近一定范围内无渗漏、管涌现象。

c) 整个监测过程中基坑坑外不降水。

大量基坑工程监测资料表明, 实测的基坑邻近建筑物沉降远大于一般经验公式^[1]的估算值。基于邻近建筑物的沉降机理, 本文提出了一种考虑邻近建筑物存在的地表沉陷估算方法。

2 各工程实例简介

表 1 给出了文中所引用的各实例的工程编号、基坑开挖深度、围护形式、围护桩(墙)深度、支撑分布等信息。

3 围护体最大侧向变形

围护体的侧向变形大小及分布与基坑开挖深度、围护桩刚度、支撑系统刚度、地质状况、地面超载等等因素均有关, 侧向变形控制值能否满足围护体系的稳定及基坑邻近设施的变形要求是基坑工程成败的关键因素之一。图 1 给出了表 1 所列各工程围护体最大侧

* 浙江省建设厅科研推广应用项目, 曹光彪高科技基金资助项目
到稿日期: 1998

表 1 工程实例信息一览表
Table 1 Information for the excavation cases

工程编号	开挖深度 /m	围护形式	围护桩(墙) 深度/m	支撑道数	各道支撑中心 标高/m
1	7.2, 7.8, 9.2	0.8m 钻孔灌注桩加钢筋混凝土内支撑	16.2, 17.4, 20.4	1	3.4
2	7.5	0.7m 钻孔灌注桩加钢筋混凝土内支撑	20	1	3
3	7.5	0.8m 钻孔灌注桩加钢筋混凝土内支撑	17.5	1	3
4	11.95	0.8m 地下连续墙加三道钢管支撑	23.6	3	1.2, 5.2, 8.4
5	11, 11.5	1.1m 钻孔灌注桩加钢筋混凝土支撑	22, 24	2	3, 7
6	11	1.0m 钻孔灌注桩加钢筋混凝土内支撑	21	2	3, 7
7	10.3	1m 钻孔灌注桩加钢管内支撑	26	2	2.5, 5.65
8	6.55, 8.75	0.8m 钻孔灌注桩加钢筋混凝土内支撑	16, 20	1	2.5, 4
9	6.2	0.7m 钻孔灌注桩加钢筋混凝土内支撑	14.5	1	2.5
10	12.55	0.8m 地下连续墙加三道钢筋混凝土内支撑	24	3	1, 5.1, 8.1
11	12	0.8m 地下连续墙加两道钢筋混凝土支撑	21	2	2.2, 8
12	11	0.8m 地下连续墙加三道钢管支撑	22.3	3	1, 4.8, 7.9
13	13.4	0.8m 地下连续墙加三道钢筋混凝土支撑	26	3	0, 4.6, 8.9
14	13.5	0.8m 地下连续墙加三道钢筋混凝土(钢管)组合支撑	25.5	3	0.9, 5, 9.1
15	16	1m 地下连续墙加型钢支撑	30	3	4, 9.1, 11.8

注：支撑标高自自然地坪算起，部分实例引自文献[4]

向变形 S_h 与基坑开挖深度 H 之间的关系。该图表明，围护体的最大侧向变形基本上都落在 $0.002H \sim 0.009H$ 区间范围内。该范围的下限值与文献[3]对台北基坑工程的统计结果一致，而上限值明显大于文献[3]所提供的 $0.005H$ ；文献[2]对硬粘土、粉砂土中基坑工程的统计结果表明 S_h 约为 $0.002H$ ，而文献[1]针对板桩支护结构的研究表明 S_h 约为 $0.01H$ 。

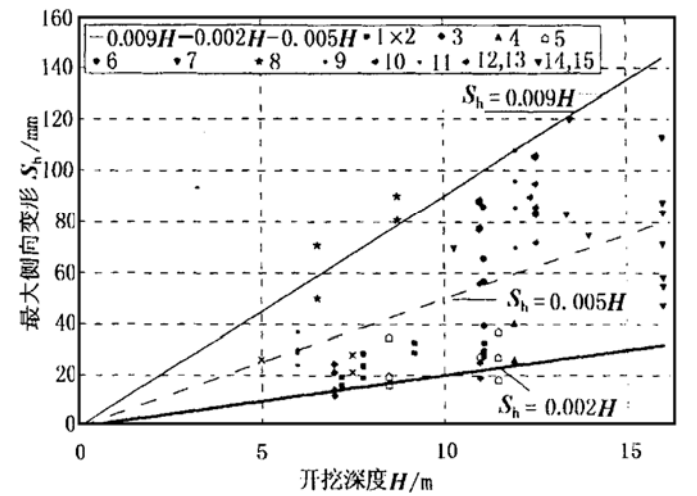


图 1 最大侧向变形与基坑开挖深度的关系

Fig. 1 Relationship between maximum lateral wall deflection and excavation depth

杭州及上海软土地区存在着深厚的淤泥质粘土

层，大部分基坑坑底都处于这一土层。该层土的抗剪力学指标 c (内聚力)， φ (内摩擦角) 很低，所能提供的被动土压力较小，故相应围护体的变形可能较大。以上统计结果与文献[2, 3]的比较也正说明了这一点。文中所列实例均采用抗弯刚度较大的钻孔灌注桩或地下连续墙作为挡土结构，故由此统计出的最大侧向变形值 S_h 较文献[1]中一般板桩支护体系的 $S_h(0.01H)$ 为小。

图 2 给出了最大侧向变形位置 H_1 与基坑开挖深度 H 的关系。该图表明围护体的最大侧向变形一般都位于基坑坑底附近，即满足 $H_1 \approx H$ 。这个结论与文献[3]的研究结果比较一致。对图 2 进行分析可以发现，当基坑开挖深度较小时(图中 $H < 12\text{ m}$)，大部分测点的最大侧向变形位于基坑坑底以下，随着开挖深度 H 的加大， H_1 渐渐趋向于 H ，当 H 较大时，最大侧向变形发生在坑底以上的可能性加大。对文献[3]的图 3 进行分析可得到类似的结论。笔者用有限元进行分析表明，围护桩的最大侧向变形位置与支撑系统的刚度、位置以及被动区土体性质等很有关系。从杭州及上海软土地区的地质情况来看，当基坑开挖深度较小时，基坑坑底往往位于淤泥质粘土层中，被动区土体性质很差，当围护体坑底以上有较强支撑时，变形很容易向下发展，这样最大侧向变形很可能发生在坑底以下。

当基坑开挖深度较大时,被动区土体性质趋于良好,变形向下发展的难度加大,故围护体的最大侧向变形发生在坑底以上的可能性较大。

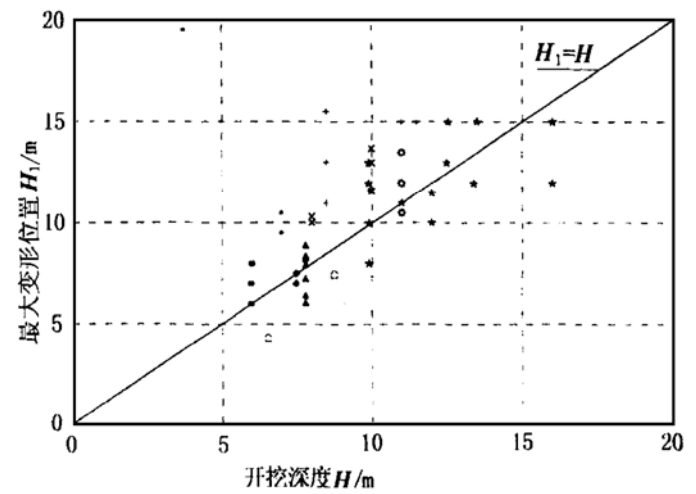


图2 最大侧向变形位置与基坑开挖深度的关系
Fig. 2 Relationship between location of maximum lateral wall deflection and excavation depth

4 变形的时间效应

在软土地基上建造房屋、油罐和高速公路等等的工程实践表明,软土具有着显著的流变性状。对软土地基中的基坑开挖工程而言,这个问题同样存在。

图3给出了实例3(上海市东方医院)基坑周边建筑物Q2测点的沉降 S_v 、相应位置处围护体的最大侧向变形 S_h 以及围护体平均侧向变形 S_w 随时间对数的

变化曲线, $S_w = \frac{\int_0^l \delta(h) \cdot dh}{l}$, 其中 $\delta(h)$ 为 h 深度处围护体的侧向变形, l 为围护体深度。时间区间是从全部土方开挖结束时开始,到结构 ± 0.000 楼板施工完成后一个月。图中 t_2 指基础底板施工结束后拆除支撑的时刻。该图表明 S_h 与 S_w 的变化规律基本一致,在土方开挖完成的最初四天内,围护体的侧向变形有一定的回弹,之后又缓缓发展,总体上来看,在拆除支撑之前,即 $t < t_2$ 时,侧向变形的上下波动不大。当支撑拆除后,侧向变形发展加快,随着时间的推移,又渐渐趋于稳定。

从图3的沉降曲线可以发现,自挖土结束 t_1 ($t_1=8$ d)起,至拆除支撑时为止,沉降随时间对数近似直线发展,直线的最小二乘拟合表达式可写成如下形式:

$$y = a + b \cdot \ln(\frac{t}{t_1}) \tag{1}$$

其中 t_1 指直线段开始的时刻(本例 $t_1=8$ d); a 表示 t_1 以前已完成的沉降量, $a=42.81$ mm; b 指直线斜率, $b=3.381$ mm, 该斜率越大表示软土的流变性状越为显著。公式(1)与 Buisman 于 1936 年提出的考虑次固结的沉降计算公式类似。基础底板施工结束后拆除支撑时,即 $t=t_2$, 由于拆除支撑后围护体侧向变形有所发展,故建筑沉降速率加快,沉降曲线开始偏离直线。当围护体的侧向变形趋于稳定后,沉降又随时间对数近似直线发展,且直线斜率变化不大。

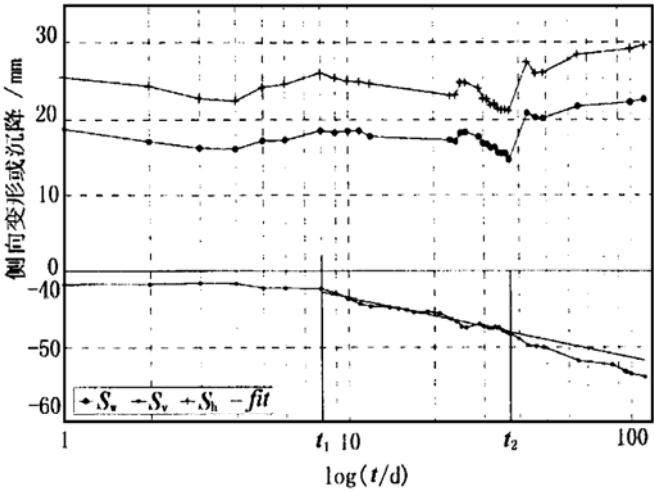


图3 建筑物沉降随时间发展过程
Fig. 3 Settlement and lateral wall deflection against time curves of adjacent existing building

对本工程其它测点以及其它工程的实测资料进行研究,都有类似的结果。表2给出了上海市东方医院(实例3)、上海徐汇体育活动中心(实例5)及杭州金城-工联大厦(实例9)基坑工程土方开挖结束后建筑物沉降随时间对数发展的最小二乘拟合结果,因为实例5、实例9拆除支撑时围护体的侧向变形发展较小,故二者拟合所选取的时间区间是自挖土结束至 ± 0.000 楼板施工结束。从该表所给出的最小二乘拟合误差及最

表2 建筑物沉降的时间效应研究统计表

工程名称 测点编号	东方医院			徐汇体育活动中心			金城-工联	
	Q2	Q19	Q16	b17	b18	b19	S9	S8
a/cm	42.81	52.37	19.47	40.6	45.2	52.59	6.1	5.98
b/cm	3.381	5.164	2.548	1.136	1.14	1.7	5.178	4.284
最小二乘误差/mm	1.4	2.4	1.1	2.2	1.8	2.4	2.1	3.1
最大偏差/mm	0.641	1.04	0.55	1.08	0.86	1.7	0.89	1.55

大偏差来看, 用式(1)来描述挖土结束后的建筑物沉降发展比较接近实际。

从该表还可发现, 对同一工程而言, 建筑物沉降越大, 斜率 b 越大, 流变性状越显著。不同的工程由于其地质条件、围护形式等均不相同, 故得出的斜率 b 相差较大。

5 考虑邻近建筑物存在地表沉陷估算

不少学者对基坑开挖引起地表沉陷的研究表明, 地表沉陷值与围护体的侧向变形大小及分布有关, 一般而言, 沉陷最大值小于围护体侧向变形最大值^[5], 并提出了一些地表沉陷分布经验算法。越来越多的工程实践表明, 实测的建筑物沉降远大于经验公式的计算结果, 笔者分析这种差异可能是基于以下原因:

a) 实际工程中采取了基坑坑外降水措施, 从而引起建筑物固结沉降;

b) 基坑止水帷幕效果不好, 土方开挖有渗水、流砂现象;

c) 基坑止水帷幕深度不够, 坑底产生管涌;

d) 围护桩桩端变形过大, 桩端土产生塑性流动;

e) 围护体背后土体的应力状态, 因邻近建筑物的荷重、基础形式及埋深、与围护体的距离等不同而异, 现有的经验公式对此没有考虑。

现不考虑前4种情况, 仅考虑土方开挖后, 由围护体的侧向变形而产生的地表沉降。假设基坑及其邻近建筑物足够长, 平面应变条件成立, 首先考虑建筑物基础为条基的情况, 图4(a)为分析简图, 条基宽度为 b_w , 埋深 h , 条基边缘距离围护体 s , 假设围护体上段 h_w 长度范围内的侧向变形面积 S_{w2} 的影响区域为 AED , 则由之引起的建筑物沉降可忽略不计,

$h_w = h + \frac{s}{\tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}$; 基础沉降主要由下段围护体侧

向变形面积 S_{w1} 所引起。 $S_{w2} = \int_0^h \delta(h) \cdot dh$, $S_{w1} = \int_{h_w}^l \delta(h) \cdot dh$, $\delta(h)$, l 意义同上。

假设 S_{w1} 的影响区域为 ABC , 由 S_{w1} 所产生的基底沉降值大小与基础荷载作用下地基内各点的附加应力大小及分布有关。当基底荷载较大时(据经验, 一般当建筑物超过3层时), 由 S_{w1} 所产生的地表沉降分布可假设如下:

$$S_v(x) = \begin{cases} \Delta \delta \cdot \left(\frac{x}{s}\right)^2 & 0 < x < s \\ \Delta \delta & s < x < s + b_w \\ \Delta \delta \cdot \left(\frac{l_1 - x}{l_1 - s - b_w}\right)^2 & s + b_w < x < l_1 \end{cases} \quad (2)$$

其中 $l_1 = \frac{l}{\tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}$, $\Delta \delta$ 为基础沉降。

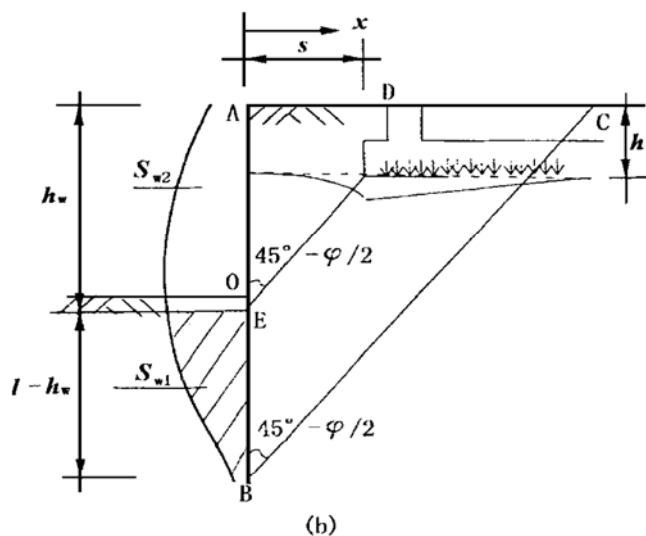
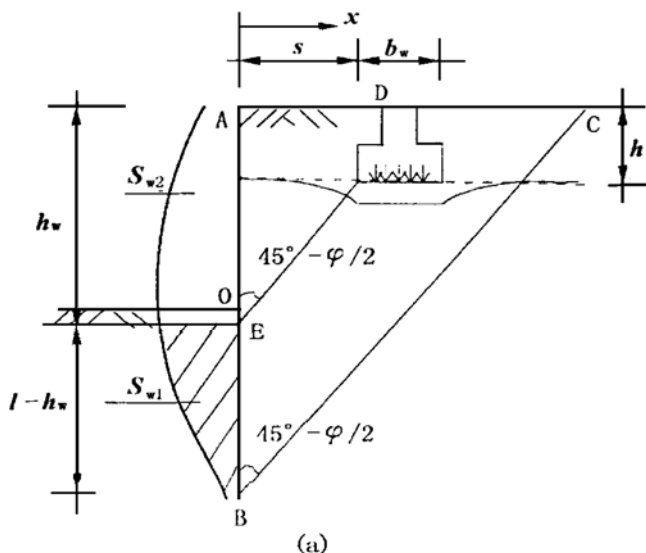


图4 地表沉陷分析简图

Fig. 4 Diagrams used for analysis of ground settlement

以上表达式假设基础宽度范围内沉降均匀分布, 基础两侧的地面沉降呈抛物线分布, 围护体边缘及影响区分界处, 即 A, C 两点, 沉降为零。

由 $\int_0^{l_1} S_v(x) \cdot dx = S_{w1}$, 可得

$$\Delta \delta = \frac{3S_{w1}}{l_1 + 2b_w} \quad (3)$$

当建筑物基础为筏基时, 其计算简图如图4(b), 由 S_{w1} 所引起的沉降值分布如下式:

$$S_v(x) = \begin{cases} \Delta \delta \cdot \left(\frac{x}{s}\right)^2 & 0 < x < s \\ \Delta \delta \cdot \left(\frac{l_1 - x}{l_1 - s}\right)^2 & s < x < l_1 \end{cases} \quad (4)$$

则同理可得

$$\Delta \delta = \frac{6S_{w1}}{3l_1 - s} \quad (5)$$

据此对几个工程实例进行计算, 其结果列于表3。

由于金城-工商联大厦基坑邻近建筑物下打设了一

表 3 沉降估算值与实测值比较
Table 3 Comparisons of calculated and measured settlement

工程名称	东方医院		徐汇体育活动中心			金城-工联
	Q2	Q11	b17	b18	b19	S9
测点编号						
估算值/mm	48.2	49	40.5	46.7	56.3	25.4
实测值/mm	53.44	50.4	45.4	49.8	59.1	18
误差/%	10	2.8	11	6	5	41

注: 算例中相应围护体的最大侧向变形均小于 30 mm

些木桩, 而用本文方法估算时没有考虑这一因素, 这可能是估算值超过实测值较大的原因。从大部分算例结果来看, 本文方法的计算结果与实测结果比较接近。

将 S_{w1} , S_{w2} 分别引起的沉降量进行叠加可得地表任意一点的总沉降量, 其中由 S_{w2} 引起的沉降量可视围护体的侧向变形曲线形状据文献[5]求得。

6 结 论

- (1) 杭州及上海软土地区围护体的最大侧向变形一般值在 $0.002H \sim 0.009H$ 之间, 具体侧向变形控制值大小取决于基坑的周围环境;
- (2) 对带撑支护结构而言, 围护体的最大侧向变形一般发生在基坑坑底附近;
- (3) 软土地基中的基坑开挖工程实践表明, 软土的流变性状比较显著。当支撑拆除引起的围护体侧向变形增量不大时, 用文中式(1)来描述土方开挖结束后邻

近建筑物的沉降发展比较符合实际。

(4) 本文提出的考虑邻近建筑物的地表沉陷估算方法较能反映实际情况。

参 考 文 献

- 1 Peck R B. Deep excavation and tunneling in soft ground. Proceeding, 7th ICSMKFE. State-of-the-Art-Volume. Mexico City, 1969. 225~ 290
- 2 Clough G W, O' Rourke T D. Construction induced movements of in situ walls. Proceedings Design and Performance of Earth Retaining Structure. ASCE Special conference Ithaca New York, 1990. 439~ 470
- 3 Ou C Y, Hsieh P G, Chiou D C. Characteristics of ground surface settlement during excavation. Can Geotech J, 1993, 30: 758~ 767
- 4 赵锡宏等编著. 高层建筑深基坑围护工程实践与分析. 上海: 同济大学出版社, 1996
- 5 刘建航等主编. 基坑工程手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997

沈珠江受聘清华大学教授并举行学术报告

中国科学院院士、南京水利科学研究院沈珠江教授级高级工程师自 1999 年 6 月起受聘为清华大学教授。6 月 23 日在清华大学建筑馆多功能厅举行了颁发聘书仪式。仪式由清华大学水利水电工程系主任主持, 常务副校长为沈教授颁发了聘书, 并致辞。仪式结束后, 沈珠江教授作了题为“土力学的回顾与展望”的学术报告。他在报告中简要地回顾了土力学发展的历史, 深入地分析了土力学研究的现状并展望了土力学发展的未来, 特别是他提出了现代土力学研究的理论框架以及解决土力学基本课题的诸多新概念和设想。中国水利水电科学研究院、中国建筑科学研究院、铁道部科学研究院、冶金部建筑研究总院、北方交通大学、中国矿业大学、北京工业大学等校内外同行专家和研究生 70 多人出席了仪式和报告会。

(张建民 供稿)