

上海浅层粉砂地层承压水对基坑的危害及治理

Influence of the pressure water in shallow silty sand in Shanghai on excavation

刘国彬, 王洪新
(同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092)

中图分类号: TU 463 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2002)06-0790-03
作者简介: 刘国彬(1966-), 男, 湖北仙桃人, 教授, 主要从事岩土工程教学与科研工作。

1 引言*

上海地区的承压水按其埋藏深度可分为两种存在形态: 1) 深层承压水, 一般埋藏在草黄色砂质粉土、灰色粉细砂层中; 2) 浅层承压水, 埋深一般较浅, 有时分布在多个黏土层的夹层中, 有时分布在局部地层如古河道带的粉土层中。其中, 浅层承压水大多分布于渗透性比较小的土层中, 出水量不大, 但由于这些土层多数离建筑物如高层建筑、地铁车站等的基坑坑底较近, 极易造成承压水冲溃坑底引起基坑失稳的事故。如果基坑基底是粉砂地层, 下面的土层是承压水的隔水层, 并且厚度较小时更为危险。因为粉砂颗粒较小, 其有效容重 γ' 也较小, 承压水在隔水层薄弱处极易形成管涌和流砂, 带走基底下部的土颗粒, 危及基坑安全。

下面以上海某基坑为例, 来分析一下浅层承压水造成的基坑险情的变形特征和治理措施。

2 工程概况

该车站长 292.91 m, 宽约 20 m, 标准段基坑挖深为 10 m, 围护结构采用地下连续墙, 标准段地下墙埋深为 18 m, 地下墙墙顶标高为 +3.42 m。支撑采用 $\phi 609$ 钢管, 共 3 道。第 1 道支撑的标高为 +2.86 m, 第 2 道支撑的标高为 -1.032 m, 第 3 道支撑的标高为 -4.232 m。

基坑平面示意图见图 1, 土层情况(C04, C05 处) 见

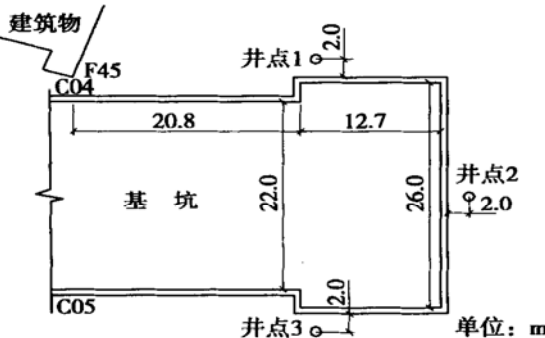


图 1 基坑平面示意图

Fig. 1 The plan of excavation

表 1。其中, ⑤层为含承压水土层, 承压水头距原始地面为 2.3 m。从土层和承压水分布以及基坑挖深来看, 容易出现坑底被冲溃的情况。本工程中原设计未采用降水措施。

表 1 各土层的主要物理力学性质统计表

Table 1 Physical and mechanical characteristics of different soil layers

序号	土类型	土层厚度 /m	湿重量 /(g·cm ⁻³)	固结快剪峰值 c/kPa	$\varphi/(^\circ)$
①	杂填土	2.38			
② ₁	灰、灰黄色砂质粉土	7.00	1.83	4.0	27.0
② ₂	灰色砂质粉土	6.10	1.79	4.0	26.0
④	灰色淤泥质黏土	1.40	1.68	17.0	11.0
⑤ ₁	灰色黏土	1.80	1.69	18.0	11.0
⑤	灰色砂质粉土	21.70	1.76	4.0	25.5

3 监测情况以及监测数据的特征

基坑自 2001 年 8 月 15 日开始施工。在标准段开挖到 C04, C05 点所在位置前, 数据的变化范围和变化速率均在允许值范围内。9 月 18 日地下墙开始出现明显的“踢脚”现象, 但最大变形速率不超过 5 mm/d。9 月 19 日, 测斜点 C04, C05 附近开挖到离基坑底 1.8 m 时未出现明显异常, 挖除最后的 1.8 m 后, 在 9 月 20 日测斜点 C04, C05 的变化速率突然明显增大呈加速趋势, C04, C05 最大日变形量达 16.58 mm, 14.24 mm。同时, 在 C04 点附近的房屋沉降观测点 F45 的沉降从每天 1~2 mm 增加到每天 12 mm, 总沉降量已经达 66 mm, 房屋出现开裂, 坑底立柱上浮达 133 mm。出现险情之后现场马上停工处理, 在停工期间地下墙的变形仍在以每天最大 2 mm 的速度发展。

下面来分析监测数据变化的特征:

(1) 大变形发生的突然性。从图 2 可以看出测斜点 C04, C05 的变化速率在 9 月 20 日明显增大, 是 9 月 19 日变化量的 4.3 倍和 5.2 倍; 从图 3 可以看出沉降

观测点 F45 的沉降速率也在 9 月 20 日明显增大, 是 9 月 19 日变化量的 5.5 倍; 坑底突然发生较大隆起, 9 月 20 日坑底立柱突然上浮 133 mm; 从发展趋势来看, 大变形的发生具有明显的突然性。

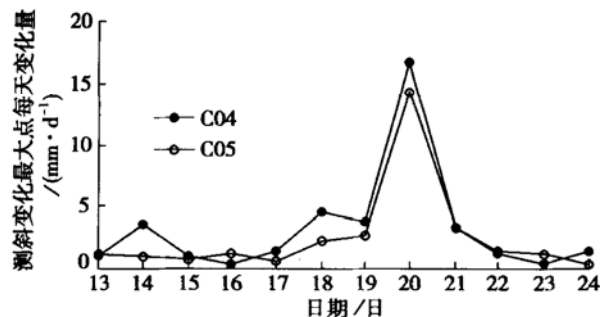


图2 时间- 地下墙变形速率图

Fig. 2 Relationship between time and rate of deformation of diaphragm

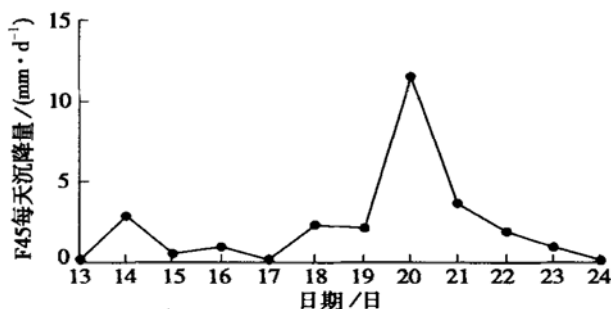


图3 时间- 建筑物沉降速率图

Fig. 3 Relationship between time and rate of settlement of building

(2) “踢脚”趋势越来越明显, 同样具有突然性急剧发展的特点。我们用地下墙底部的横向位移量和地下墙的最大横向位移量之比来衡量“踢脚”的大小。图4是C04点、C05点“踢脚”大小随时间变化的情况。从图中看到“踢脚”是不断增大的, 在9月19、20、21日变化量最大。“踢脚”大小一般规定不能超过1/3。从图中可以看到地下墙的“踢脚”一直不能满足基坑抗隆起稳定要求, 到9月29日分别达0.81、0.86。

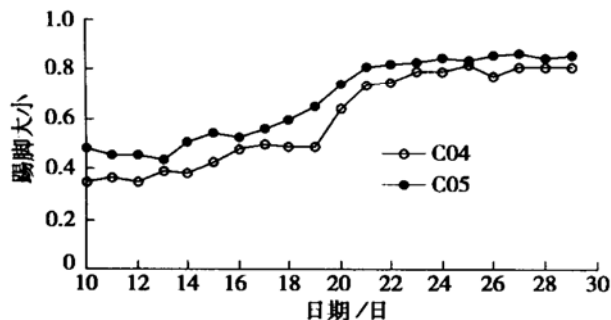


图4 踢脚大小随时间变化图

Fig. 4 Relationship between time and deformation of diaphragm toe

4 险情原因分析

计算基坑抗隆起安全系数 K_s 值。采用图5所示

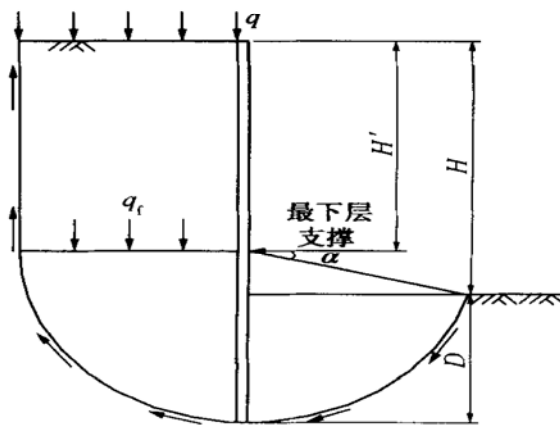


图5 计算分析简图

Fig. 5 Scheme of calculation

计算简图。地下墙底以上土层的容重 γ 、黏聚力 c 、内摩擦角的加权平均值分别为 17.9 kN/m^3 , 6.17 kPa , 24.03° , α 为 13.11° , 由于坑边有建筑物取地面荷载为 20 kN/m^2 , H 为 10 m , H' 为 7.652 m , D 为 8 m , 最下层支撑处墙体极限抵抗弯矩 M_h 根据有关资料取 $700 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。计算时 c , φ 值根据上海地区长期经验取固结快剪峰值的 0.7 倍。则:

$$K_a = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right] = 0.551$$

$$D' = D + H - H' = 10.348 \text{ m}$$

$$a_f = \gamma H' + a = 156.97 \text{ kN/m}^2$$

$$M_r = \left[\frac{1}{2} \gamma H'^2 + q H' \right] K_a \tan \varphi \cdot D' + c H' D' +$$

$$\frac{\pi}{4} q_f D'^2 \tan \varphi + \gamma D'^3 \tan \varphi \times$$

$$\left[\frac{2}{3} + \cos \alpha - \frac{\cos^3 \alpha}{3} - \frac{1}{2} \left| \frac{\pi}{2} - \alpha \right| \sin \alpha - \frac{1}{4} \sin \alpha \sin 2\alpha \right]$$

$$+ \frac{\pi}{4} q_f K_a D'^2 \tan \varphi + \gamma D'^3 K_a \tan \varphi \times$$

$$\left[\frac{1}{3} + \frac{\cos^3 \alpha}{3} - \frac{1}{2} \left| \frac{\pi}{2} - \alpha \right| \sin \alpha + \frac{1}{4} \sin \alpha \sin 2\alpha \right] +$$

$$c D'^2 (\pi - \alpha) + M_h = 18380 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{1}{2} (\gamma H' + q) D'^2 + \frac{1}{2} \gamma D'^2 (H - H') \cos^2 \alpha$$

$$+ \frac{1}{3} \gamma D'^3 \sin^3 \alpha = 10621 \text{ kN}$$

$$K_s = M_r / M_s = 1.73$$

分析坑底抵抗承压水的安全度。开挖至坑底时, 由不透水层以上各土层的容重与承压水头的压力的平衡条件可知安全系数为

$$K = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\gamma_w \cdot h} = 0.93$$

式中 γ_i , h_i 为含承压水土层以上各土层的容重和厚度; γ_w 为水的容重; h 为承压水头的高度。

下面解释一下引起基坑异常变形的原因。该基坑为一级保护基坑,根据上海地区经验, K_s 应大于2.2。本工程的 K_s 只有1.73,不能满足要求,可见墙体的插入深度过小,使基坑出现明显的“踢脚”。最主要的,因为 $k=0.93$,而此平衡的安全系数一般取1.1~1.3,可见,基坑不能抵抗坑底承压水的水头压力,引起基坑底部隆起。所以,基坑在开挖至坑底时出现了前述的变形。应该注意的是,基坑隆起造成坑底被动区土体抗力下降,引起地下墙的急剧变形,并且使基坑的“踢脚”明显加剧。同时,坑底的隆起和地下墙向坑内的移动使地下墙附近的房屋突然加速下沉。所以,在过大承压水头作用下的基坑在施工过程中测斜、房屋沉降、“踢脚”、坑底隆起等会突然加速发展,出现多种较大变形,这种现象是由承压水引起的基坑异常变形的综合表现,具有普遍性,因此,可以由上述现象来判断引起基坑险情的原因。

5 处理措施

上海⑤层灰色砂质粉土中的承压水有以下几个特点:①渗透系数小,出水量较小。本工程中该层土的水平向渗透系数为 3.87×10^{-4} cm/s,垂直向渗透系数为 2.66×10^{-4} cm/s,所以,一般要用真空井点降低承压水;②降水时易引起地面沉降。如果在该土层上面的黏土层较薄的情况下,承压水的水头压力有可能打穿黏土层形成上下贯通的通道把上下渗透系数较大的粉土层连接起来。这样,在降⑤土层的承压水时,②₁和②₂土层中的水也有可能被抽出。因此,极易引起地面的沉降。

在本工程中,采取真空井点降水。在该基坑端头井周围设3个井点,降压井的深度为27 m,具体位置如图1所示。同时在降水过程中加强对建筑物差异沉降的观测,如果发现沉降较大,及时采取措施。

另外,还应看到,坑底以下的④、⑤₁层黏土总厚度为3.2 m,而实际情况在局部地层处可能比这个值更小。由于基坑已经出现过隆起的现象,在黏土中可能已经出现部分裂隙,在出现裂隙的部位已经不能抵抗承压水的水头压力而穿过黏土层形成管涌流砂。在承压水头降下之后的开挖过程中应加强对基坑的监

测,对发生涌砂的地点马上采取注浆加固等措施封堵。

自9月25日采取真空井点降水之后,地下墙的测斜变形逐渐停止(未进行挖土施工)。至10月11日基坑的隆起下降了40 mm,从附近的地下水位观测孔的监测数据可以看出,至10月4日,大部分测点水头已降至地面6.2 m以下,证明承压水头有明显下降,险情得到基本控制,所采取的措施达到了预期效果。10月11日恢复施工。

10月11日,在端头井C02点处测斜再次发生异常,主要是因为在该点附近靠近标准段的角点处发生涌砂,造成基坑内土体的被动区土压力下降。现场及时采取注浆封堵,没有危及基坑和邻近建筑物的安全。所出现的情况与前面的分析相符,应为地下水冲破黏土层向上涌出所致。

6 结 语

(1)在基坑施工过程中,过大的承压水头会引起基坑地下墙的测斜、附近的房屋沉降、地下墙的“踢脚”等多种变形的变形速率突然地加剧,会同时出现多种较大变形。

(2)在基坑设计和施工前必须了解承压水分布,并验算承压水水头与上部覆土重的平衡是否满足要求。对于上海地区的浅层承压水如⑤层承压水,如果不满足基坑的设计要求,必须采用真空井点降低承压水。

(3)上海地区的浅层承压水一般距离基坑坑底较近,而且其上覆黏土层一般又较薄,在基坑开挖施工过程中承压水极易冲破地层薄弱处形成管涌或流砂。所以,在施工过程中,即使在降低承压水水头的情况下也必须加强对基坑坑底,尤其是地下墙附近角隅处的观察,发现情况应立即采取注浆封堵。

参考文献:

- [1] 刘建航,侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑出版社, 1997.
- [2] 陈仲颐,叶书麟. 基础工程学[M]. 北京: 中国建筑出版社, 1991.
- [3] 夏明耀,曾进伦. 地下工程设计施工手册[M]. 北京: 中国建筑出版社, 1999.