

目 次

论 文

桩基最终沉降推测研究.....安关峰, 廖向东 (3)

一种计算复合地基沉降的新方法.....徐洋 (9)

墙后填土有超载情况下朗肯与库仑土压力理论比较分析.....
.....揭冠周, 介玉新, 李广信, 伍彦峰, 李岳军 (12)

某住宅楼纠偏设计与施工的工程实例.....阳吉宝 (18)

灌浆法在加固处理软路基中的应用.....余太金, 吴洁珍 (24)

某高速公路路基支挡结构设计的反思.....王仁兴, 吴非熊 (29)

振动沉管混凝土灌注桩工程实例与技术经济分析.....庄俊川, 张明忠 (33)

南京市城西长江漫滩软土的工程地质特性探讨.....斯月英 (37)

钻孔灌注桩施工的若干问题.....徐新跃 (45)

振动沉管灌注桩施工引起地面沉陷及桩基事故分析.....何元才, 周海斌 (52)

深基开挖监测软件 JKJC V3.0 及应用..... 谢康和, 应宏伟, 王奎华, 谢新宇 (56)

储罐基础纠偏技术.....贾庆山 (62)

一 题 一 议

复合地基载荷试验中承压板的修正问题探讨.....陈群生 (70)

桩基最终沉降推测研究^{*}

安关峰

廖向东

(同济大学地下建筑与结构工程系 上海 200092) (温州市建筑设计院 温州 325003)

[摘要] 该文通过对温州地区 20 幢高层建筑的沉降观测资料整理分析,提出了桩基最终沉降推算的修正算法,并推求出 20 幢建筑的最终沉降,根据沉降结果,分析了影响最终沉降的因素。同时得出一些有益结论。

引言

尽管桩基础沉降计算理论各有差异,但它们都是通过对实际工程的总结得出的,其目的都是要尽可能地反映桩基础的实际沉降情况并以此指导工程设计,反过来,沉降实测资料又是检验沉降理论的标准。在实际工程中,施工过程中的沉降资料一般比较完备,但由于各种原因,竣工后的跟踪观测往往很难进行,实测的桩基础最终沉降值几乎没有,而最终沉降值对建筑的安全性和适用性有决定意义,这就给理论研究带来难题,因此如何利用施工期的实测沉降资料来确定桩基础最终沉降值是一个值得研究的课题。

确定桩基最终沉降量的经验方法

1. 影响沉降完成过程的因素

地基在基础荷载的作用下,沉降可分为三个部分:瞬时沉降、主固结沉降和次固结沉降。建筑物的沉降曲线不可能有这样的分界点,桩基础也不例外。建筑物在施工过程中是一个缓慢的加荷过程,同时由于地基土层的复杂性,这三部分沉降所占的比例及表现形式也会随着各种因素的变化而不同。

对浅基础建筑物的研究表明,对于砂类土和坚硬的粘土类土,基础沉降在施工期可以全部完成了;对于可塑状态的粘土类土,沉降在施工期完成一部分,另一部分在使用期完成。统计表明浅基础建筑物的沉降,砂类土可以认为在施工期间全部完成;低压缩性粘土类土完成 50 - 80%;中压缩性粘土类土为 30 - 50%;高压缩性土为 10 - 30%。塑性指数越高的土,后期沉降量所占的比例越大。

对高层建筑桩基而言,由于桩端一般有力学性能较好的持力层,沉降总量明显小于浅基础,且沉降完成的时间也明显短于浅基础。显然持力层性能对沉降完成过程起决定作用,有

* 收稿日期:2000 年 11 月

关文献认为,当持力层为砂土时 $\zeta = 0.8$;粘性土和粉土时, $\zeta = 0.6 - 0.7$;饱和软土 $\zeta = 0.4 - 0.5$ 。这里 ζ 定义为建筑的结顶沉降量与最终沉降量之比。但事实上,由于桩基础影响深度更大,地基土的构造变化更复杂,成桩工艺差别也较大,因此影响 ζ 因素也更多。同时由于桩基础的统计资料相对较少,简单地根据持力层土类型确定 ζ 可能有较大的误差,有必要根据不同的地质情况进行详细的研究。在缺乏实测的桩基础最终沉降值的情况下,利用施工期的实测沉降资料来外推,也是可取的办法。

2. 最终沉降值外推法

地基的最终沉降量 S_{∞} 可写成

$$S_{\infty} = s_d + s_c + s_a \quad (1)$$

其中 S_d ——瞬时沉降或施工期沉降;

s_c ——固结沉降;

s_a ——次固结沉降。

沉降过程曲线通常可以用如下的经验公式表示:

$$s_t = s_d + (s_{\infty} - s_d)U \quad (2)$$

式中: s_t : 时间 t 的沉降;

s_d : 瞬时沉降;

s_{∞} : 最终沉降(由沉降曲线推算的沉降量)

$U = f(t)$: 时间 t 的函数;通常可用双曲线或指数函数表示

公式(2)中瞬时沉降(或施工期沉降)与时间无关,表明该式只适用于瞬时加荷情况。但是作用在桩基上的荷载总是在施工期内逐渐施加到最大值,那么瞬时沉降同样是时间与荷载的函数。本文认为从荷载施加时刻起,沉降即与时间相关,桩基最终沉降即为次固结完成后的总沉降。沉降过程曲线应划分为施工期和竣工后两部分。最终沉降推算采用如下方法:首先对施工后期沉降值(或包括竣工后若干沉降监测值)进行曲线拟合,然后根据拟合后的曲线形状,判断曲线类型(双曲线,指数曲线),选择相邻相同时段沉降推算关键点,求出曲线方程。再根据该曲线方程拟合施工后期沉降点以及画出预测曲线。

本文中的预测曲线方程取自文献^[1]中的简易计算公式(双曲线方程、指数方程):

1) 双曲线方程式

$$s_t = s_1 + (s_{\infty} - s_1) \frac{(t - t_1)}{a + (t - t_1)} \quad (3)$$

计算比值 η

$$\eta = \frac{s_3 - s_2}{s_2 - s_1} \quad (4)$$

求参数 a

$$a = \frac{2\eta}{1 - \eta} \Delta t \quad (5)$$

求最终沉降

$$s_t = s_1 + (s_{\infty} - s_1) \frac{(t - t_1)}{a + (t - t_1)} \quad (6)$$

2) 指数方程式

$$s_t = s_1 + (s_\infty - s_1)[1 - e^{-\gamma(t-t_1)}] \tag{7}$$

计算比值 η

$$\eta = \frac{s_3 - s_2}{s_2 - s_1} \tag{8}$$

求参数 γ

$$\eta = e^{-\gamma\Delta t}, \gamma = \frac{2.3 \lg \eta}{\Delta t} \tag{9}$$

求最终沉降

$$s_\infty = s_1 + (s_2 - s_1) \frac{1}{1 - \eta} \tag{10}$$

下面以某一桩基沉降观测为例,说明求解过程。

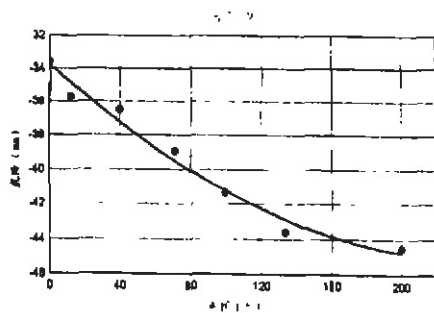


图1 拟合曲线

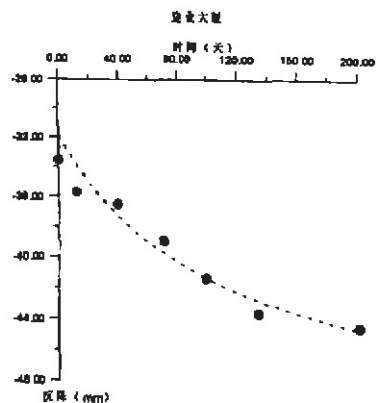


图2 预测曲线

建设大厦为一18层大楼,基础为静压预制空心桩 $550 \times 550 - \Phi 300$,桩长 31.0m,桩数 164,进入第5层砂卵石层基础 44.2×18.1 ,桩外包 43.65×17.55 ;单桩承载力标准值 $P_k = 1200\text{kN}$;总荷载设计值 $P = 186960\text{kN}$;基础埋深 4.5m。根据施工后期桩基沉降实测资料得到拟合曲线(图1)。(注图1中的0时刻为施工第203天)对建设大厦沉降拟合曲线图1分析发现,对该图采用双曲线公式(6)进行预测有较好的结果,在图1中取沉降推算关键点 t_1 、 t_2 、 t_3 、 S_1 、 S_2 、 S_3 如下:

$$t_1 = 40 \quad t_2 = 120 \quad t_3 = 200 \quad S_1 = 37.25 \quad S_2 = 42.27 \quad S_3 = 44.667$$

通过有关公式的计算求得公式(3)中所需参数: $\eta = 0.4777$ $\alpha = 146.337$ $S_\infty = 51.45$ 得到的双曲线如图2所示。从图2的拟合效果来看是非常良好的,这证明本文提出的方法是可行的。通过对20幢建筑桩基沉降采用上述方法进行推算得到沉降推算曲线参数表1,沉降预测曲线都证实上述方法可行。

沉降推算曲线参数表

表1

编号	建筑名称	曲线类型	曲线参数								s_w (mm)
			t_1	t_2	t_3	s_1	s_2	s_3	η	a 或 r	
1	建设大厦	双曲	40	120	200	37.25	42.27	44.66	0.4777	146.4	51
2	西湖景园大厦	双曲	100	300	500	34.0	44.7	50.0	0.4953	392.5	55
3	交警中心大楼	指数	100	300	500	33.7	39.3	42.0	0.4821	-3.644×10^{-3}	45
4	银苑大厦	指数	120	180	240	9.7	10.6	11.4	0.8888	-1.978×10^{-3}	38
5	站前大厦	双曲	40	120	200	20.3	23.4	25.3	0.6129	253.3	33
6	医学院教学大楼	双曲	200	400	600	16.3	27.5	33.3	0.5219	436.6	52
7	顾生大酒店	双曲	80	120	160	32.8	33.9	34.8	0.8182	360.1	44
8	亚金大厦	指数	100	200	300	7.0	18.6	25.1	0.5948	-2.595×10^{-3}	36
9	信合大厦	指数	120	200	280	22.5	30.1	32.5	0.3157	-1.439×10^{-3}	34
10	金都大厦	指数	120	160	200	5.8	7.0	8.16	0.967	-8.379×10^{-4}	22
11	金来大厦	指数	80	160	240	12.2	14.7	16.6	0.76	-3.426×10^{-3}	23
12	国贸大厦	指数	400	800	1200	11.1	14.4	17.2	0.8485	-4.1×10^{-4}	22
13	龙腾大厦	指数	100	200	300	16.1	21.0	25.3	0.836	-1.235×10^{-3}	34
14	新闻大厦	指数	20	60	100	1.36	1.86	2.12	0.52	-16.33×10^{-3}	2.4
15	银河大厦 A	指数	80	160	240	5.75	6.45	6.85	0.571	-3.7×10^{-3}	7.4
16	银河大厦 B	双曲	40	120	200	3.48	4.20	4.52	0.4444	127.9	5.4
17	国贸中心大厦	双曲	0	80	160	15.4	25.0	27.2	0.229	47.52	31
18	* 飞霞大厦										30
19	皇家大厦	指数	0	100	200	6.3	9.0	10.8	0.6666	-4.051×10^{-3}	14
20	永嘉大厦	双曲	100	200	300	8.8	14.2	17.4	0.5925	290.8	21

* 飞霞大厦因其沉降观测历时长,沉降迅速稳定,故未对其沉降监测值进行拟合。

对 20 幢建筑最终沉降推算发现采用指数方程预测沉降较多,说明在该地区指数曲线会得到较满意的结果,这证实了文献^[1]中的结论,因指数方程与公式 $U = 1 - ae^{-\beta t}$ 具有相同的形式,故指数方程能得到较满意的结果。

桩基最终沉降结果分析

通过对 20 幢建筑桩基沉降采用上述方法进行推算得到最终沉降表 2:

桩基最终沉降表

表 2

工程名称	层数	基础尺寸		桩型		桩尺寸			单桩承载力标准值 (kN)	总建筑荷载 (kN)	结顶沉降 mm	最终沉降 mm	沉降完成系数 ξ
		长 (m)	宽 (m)	成桩种类	支承土层	桩长 (m)	桩数	桩径或边长 (mm)					
建设大厦	18	44.2	18.1	静压预制	砂卵石层	31.0	164	550	1200	186960	33	51	0.65
西湖景园大厦	21	37.3	16.3	静压预制	粉质粘土 含碎石层	45.0	113	500	1300	139555	35	55	0.64
交警指挥中心大楼	21	59.0	17.0	静压预制	砂卵石层	27.0	173	600	1650	271178	28	45	0.62
银苑大厦	22	46.5	15.0	静压预制	砂卵石层	64.0	92	600	3000	202267	28	38	0.74
站前大厦	16	73.5	16.2	静压预制	砂卵石层	62.0	116	600	2600	246764	22	33	0.67
医学院教学大楼	14	23.8	23.8	X型静压 预制	粉质粘土 含碎石层	36.0	135	500	840	107730	23	52	0.44
顺生大酒店	25	48.1	19.9	静压预制	粉质粘土 含碎石层	50.5	173	550	1700	300118	30	44	0.68
亚金大厦	14	57.3	23.8	静压预制	粉质粘土 含碎石层	30.3	239	550	1300	268332	24	36	0.67
信合大厦	18	49.0	19.7	静压预制	砂卵石层	31.5	177	550	1400	211869	26	34	0.76
* 金都大厦	32	46.2	30.0	静压预制	砂卵石层	44.0	177	600	3000	504450	8.63	22	0.39
金来大厦	32	45.1	24.0	钻孔灌注	粉质粘土层	62.0	122	1000	3400	370880	10	23	0.44
国贸大厦	28	63.1	25.9	钻孔灌注	砂卵石层	49.0	294	800	1800	502740	13	22	0.59
龙腾大厦	25	29.5	29.4	钻孔灌注	砂卵石层	41.0	175	800	1800	269325	20	34	0.59
新闻大厦	24	27.9	27.9	钻孔灌注	微风化 基岩层	46.0	167	800	1700	242735	1.8	2.4	0.75
银河大厦 A	23	34.4	27.9	钻孔灌注	粘土碎 石层	65.0	108	800	2700	230850	5.2	7.4	0.70
银河大厦 B	16	28.7	26.2	钻孔灌注	粘土碎 石层	62.0	76	800	2400	144400	3.6	5.4	0.67
* 国贸中心大厦	32	31.3	31.3	钻孔灌注	砂卵石层	63.0	105	1000	3200	319200	25	31	0.80
飞霞大厦	32	33.3	33.3	钻孔灌注	微风化 基岩层	61.5	153	800	2800	406980	20	30	0.67
皇家大厦	22	31.3	31.3	钻孔灌注	粉质粘土层	62.0	94	1000	3200	259782	6.5	14	0.46
永嘉大厦	28	31.3	31.3	钻孔灌注	全风化 基岩层	48.0	206	800	2500	355818	13.0	21	0.62

此外从表2中可以看出,采用静压桩的工程最终沉降量明显大于采用钻孔桩的工程,但完成系数没有明显的差别,以0.65左右居多。这说明静压桩在建筑结顶以前沉降量较大,这与压桩力、场地因挤土而产生隆起等因素有一定关系;同时也说明,静压桩的后续沉降量也大于钻孔桩,沉降持续的过程也较长。其中采用X型静压桩其中医学院教学大楼工程沉降完成系数为0.44,说明后续沉降较大,反映出X型静压桩的端承性能较方型桩差。金来大厦与皇家大厦工程的桩端土为粉质粘土,沉降完成系数为分别为0.44、0.46,这说明桩端土的性能对后续沉降量有很大影响。

综上所述,桩的端承性能对后续沉降量起决定作用,而端承性能受持力层土性质、桩型、施工工艺等等因素的影响,而其中持力层土性质是最主要的因素。以上结论正说明了桩身荷载的分布随时间变化的规律,即桩身荷载随时间推移有向下部和桩端移动的趋势。

几点结论

1. 文中提出的沉降拟合预测最终沉降法是有效和简便的。
2. 20幢建筑沉降拟合预测结果说明,指数方程由于与通用公式具有相同的形式,会得到较满意的结果。
3. 桩的端承性能对桩基的后续沉降起决定作用,众多因素中,持力层土的性质发挥最主要作用。

参考文献

- 1 胡中雄编著,土力学与环境岩土工程,同济大学出版社,1997.7

The Analysis of End Settlement on Pile Foundation

An Guanfeng

(Department of Geotechnical Engineering, Tongji University Shanghai 200092)

Abstract The settlement data have been collected and analyzed for 20 high buildings. A new deduction method of end settlement has been proposed, furthermore it is applied to calculate end settlement for the buildings. The results have been analyzed and summed up. Some useful conclusions have been drawn.

一种计算复合地基沉降的新方法

徐洋

(海河大学岩土工程研究所 南京 210098)

[摘要] 本文利用柔性基础下半刚性桩中性点位置的计算公式,在桩与桩间土非等应变的前提下推导出一种适用于公路等复合地基沉降计算的新方法。

引言

在我国软土层深厚的沿海地区,粉体搅拌桩能有效加固软弱地基,减少沉降,是高速公路软基处理中用得最多的方法之一,其沉降计算一般采用复合地基理论^[1]。但由于路基为柔性基础,桩顶在荷载作用下向上刺入^[2],再加上软土层深厚,使得桩端没有落在硬持力层上而形成悬桩。这使桩体和桩间土等应变的假设不符合实际。本文旨在推导非等应变条件下的复合地基沉降计算公式,寻求更符合实际情况的解决此类问题的方法,以开阔求解复合地基沉降的思路。

推导过程

1. 均质地基

作者在文^[3]中推得柔性基础下半刚性桩中性点位置的计算公式:

$$L_0 = \frac{-B_2 - \sqrt{B_2^2 - 4B_1B_3}}{2B_1} \quad (1)$$

$$\text{式中: } B_1 = -\frac{\tau_d}{2r}(E_s + \beta E_p) + \frac{E_s \gamma'_p - E_p \gamma'_s}{2}; \quad B_3 = E_s E_p L_0$$

$$B_2 = \frac{1}{r} \left[\frac{\tau_d H}{2} - \frac{r}{2} (\sigma_{p0} - \sigma_{ps}) \right] (E_s + \beta E_p) - (E_p \rho_{s0} - E_s \rho_{p0})$$

在求 B_2 的式中因 $H \gg r$, 则可简化为: $B_2 = \frac{\tau_d H}{2r} (E_s + \beta E_p) - (E_p \rho_{s0} - E_s \rho_{p0})$

上面式中各符号意义见文^[3]。

在已知中性点位置的情况下,建立桩间土微单元体平衡方程,得中性点以上和中性点以下沉降分别为 S_1 、 S_2 :

• 收稿日期:2000年9月

$$S_1 = \int_0^{L_0} \left[\frac{\sigma_{s0} - \int_0^z \frac{2}{r} \beta A d\eta + \gamma' z}{E_s} \right] dz = \frac{\sigma_{s0} L_0}{E_s} + \left(\frac{\gamma'_s}{2E_s} - \frac{A\beta}{\gamma E_s} \right) L_0^2 \quad (2)$$

$$S_2 = \int_{L_0}^H \left[\frac{\sigma_{s0} - \int_0^{L_0} \frac{2}{r} \beta A d\eta + \int_{L_0}^z \frac{2}{r} \beta r(\eta) d\eta + \gamma' z}{E_s} \right] dz$$

$$= \frac{1}{E_s} \left[(\sigma_{s0} - \frac{2A\beta}{r} L_0)(H - L_0) + \frac{\beta r_d (H - L_0)^2}{3r} + \frac{\gamma'_s}{2} (H^2 - L_0^2) \right] \quad (3)$$

则复合层总沉降为:

$$S = \frac{1}{E_s} \left[\sigma_{s0} H + \frac{\beta A L_0}{r} (L_0 - 2H) + \frac{\beta r_d}{3r} (H - L_0)^2 + \frac{\gamma'_s H^2}{2} \right] \quad (4)$$

2. 非均质地基

对于非均质地基,桩间土的压缩系数、桩土间的摩擦角随着土层的变化而变化,为了既能考虑不均匀地基的因素,又能使计算得到简化,采用“复合摩擦角”的概念,即以不同土层高度为加权系数,把桩间土各土层的摩擦角均一化为一常量摩擦角(注意:此处的均一化是指中性点以上和中性点一下分别均一化)。设桩中性点位于第*i*层土内,则有:

在中性点以上

$$\varphi_{0s} = \frac{\varphi_{0,1} h_1 + \varphi_{0,2} h_2 + \dots + \varphi_{0,i-1} h_{i-1} + \varphi_{0,i} (L_0 - \sum_{j=1}^{i-1} h_j)}{L_0}$$

$$= \frac{(\varphi_{0,1} - \varphi_{0,i}) h_1 + (\varphi_{0,2} - \varphi_{0,i}) h_2 + \dots + (\varphi_{0,i-1} - \varphi_{0,i}) h_{i-1} + \varphi_{0,i} L_0}{L_0} \quad (5)$$

在中性点以下:

$$\varphi_{0s} = \frac{\varphi_{0,i} (H - L_0 - \sum_{j=i+1}^n h_j) + \varphi_{0,i+1} h_{i+1} + \varphi_{0,i+2} h_{i+2} + \dots + \varphi_{0,n} h_n}{H - L_0}$$

$$= \frac{(\varphi_{0,i+1} - \varphi_{0,i}) h_{i+1} + (\varphi_{0,i+2} - \varphi_{0,i}) h_{i+2} + \dots + (\varphi_{0,n} - \varphi_{0,i}) h_n + \varphi_{0,i} (H - L_0)}{H - L_0} \quad (6)$$

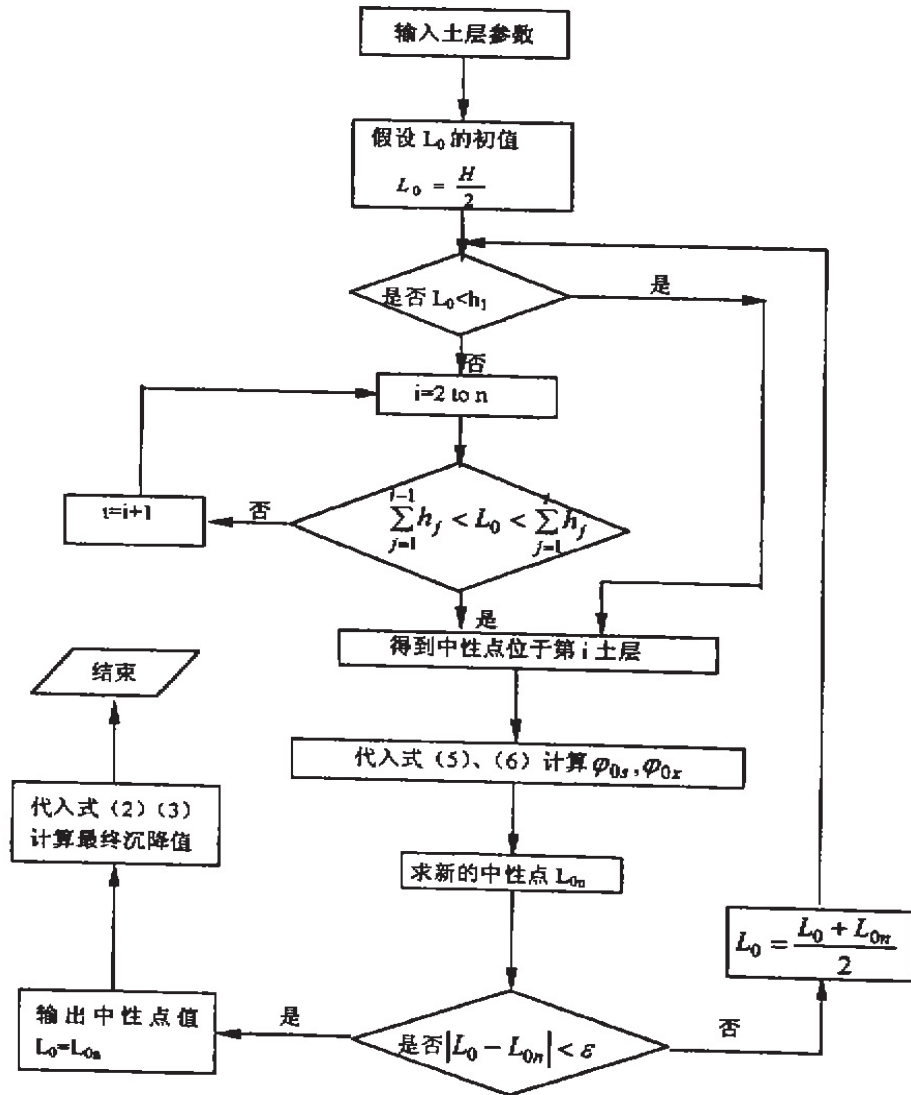
式(5)、(6)中: $\varphi_{0,i}$ 、 $h_{0,i}$ 分别为各土层的内摩擦角和厚度, H 为复合层总厚度。

经过均一化后,按照求解均质地基桩身中性点的方法求出不均匀地基桩身的中性点及桩身摩阻力的分布,再利用式(2)、(3)按分层总和的方法计算复合层地基的最终沉降,程序流程图如后。

工程实例

宁高一级公路冯村大桥南端,地质情况为自地表以下分别为2m人工填土、6m淤泥及淤泥质亚粘土、6m亚粘土,为减少桥头跳车,采用打旋喷桩的加固措施。

通过埋设深层沉降环,现场实测加固层的总沉降为9.93cm,按照本文的计算方法编制程序计算得10.47cm。



结语

本文介绍的方法是对复合地基沉降计算方法的新的尝试,有助于开拓思路。计算中所需参数的测试、规律性以及计算结果对参数的灵敏性分析还有待于进一步研究。

参考文献

- 1 刘松玉等,软土地基上高速公路建设的主要岩土工程问题与对策,地基处理,Vol.10, No.2, 3-18
- 2 张雁、黄强,半刚性桩复合地基性状分析,岩土工程学报,Vol.15, No.2, 86-93
- 3 徐洋等,柔性基础下半刚性桩的中性点位置的探讨,东南大学学报,Vol.30, No.3A, 178-182

墙后填土有超载情况下朗肯与库仑土压力理论的比较分析*

揭冠周 介玉新 李广信 伍彦峰

李岳军

(清华大学水利水电工程系 北京 100084) (中国水利水电建设工程咨询公司 北京 100011)

[摘要] 朗肯土压力理论和库仑土压力理论是计算土压力问题的基本理论,在工程中应用非常广泛。在应用时应当注意针对实际情况进行合理选择,否则将会造成不同程度的误差。本文通过算例对挡土墙墙后填土表面有超载情况下的土压力计算进行讨论。希望有关工作有助于加深对朗肯理论和库仑理论的理解。

前言

朗肯理论和库仑理论均属于极限状态土压力理论,用这两种理论计算出来的都是墙后填土处于极限平衡状态下的主动和被动土压力。但两者研究的出发点和途径不同。朗肯理论是从研究土中一点的极限平衡应力状态出发,首先求出作用在竖直面上的土压力强度 p_a 或 p_p , 及其分布形式,然后计算作用在墙背上的总土压力 E_a 或 E_p 。因此,朗肯理论属于极限应力法。库仑理论则是根据墙背和滑裂面之间的土楔体整体处于极限平衡状态,用静力平衡条件求出作用在墙背上的总土压力 E_a 或 E_p , 需要时再求出土压力强度 p_a 或 p_p 及其分布形式。因而库仑理论属于滑动楔体法^[1]。

应用朗肯理论要求墙背竖直、光滑,墙后填土表面水平,而库仑理论的适用性比较广,可以考虑墙背粗糙、墙背倾斜和填土表面倾斜等情况。由于朗肯理论比较简便,所以人们经常用朗肯理论计算土压力。当墙后填土表面有超载时,人们常用一些简化方法来处理。但这些简化方法何时准确,何时误差很大需要斟酌,下面就一个算例进行讨论。

墙后填土表面有均布荷载下的土压力计算

如图1所示,墙高 H , 墙背垂直光滑,上覆均布荷载 q , 均布荷载与墙背距离为 a , 墙后填土粘聚力 c 取0, 内摩擦角为 ϕ , 重度为 γ 。

依照库仑理论,假定破裂面与墙背夹角为 θ , 如图2所示。由滑动楔体受力平衡得出:

$$\text{当 } 0 < \theta < \text{tg}^{-1}\left(\frac{a}{H}\right) \text{ 时, } E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \text{tg} \theta \times \text{tg}(90^\circ - \theta - \phi);$$

* 收稿日期:2000年12月

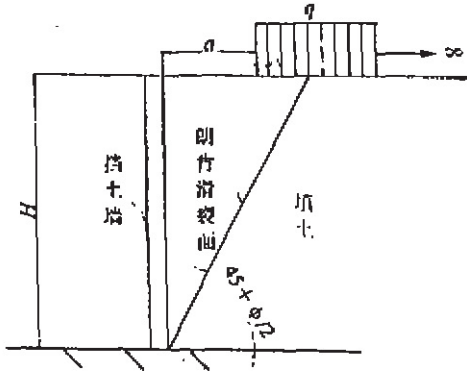


图1 挡土墙结构示意图

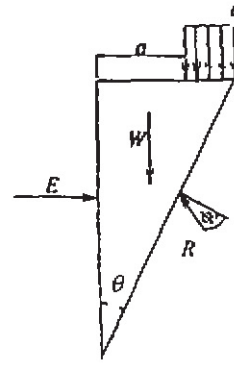


图2 滑动楔体受力平衡示意图

$$\text{当 } \theta > \text{tg}^{-1}\left(\frac{a}{H}\right) \text{ 时, } E = \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 \text{tg} \theta + q(H \text{tg} \theta - a) \right] \times \text{tg}(90^\circ - \theta - \phi);$$

E 是 θ 的函数, $E \sim \theta$ 曲线的最大值就是库仑主动土压力。为便于直观了解,取挡土墙墙高 $H = 6\text{m}$, 墙后填土 $c = 0$, 内摩擦角 $\phi = 30^\circ$, 重度 $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ 为例计算, 墙后填土超载 q 依次取 $0, 50\text{kPa}, 100\text{kPa}$ 等, 改变距离 a 的值分别进行计算。

1. 用库仑理论计算

(1) $a = 0$ 时

取 $q = 50\text{kPa}$ 进行计算。假定破裂面与挡土墙夹角为 θ , 可以算出 E 与 θ 的关系曲线, 计算结果如图3所示, 其峰值即为主动土压力 E_a 。

从图中得出主动土压力 $E_a = 208\text{kN}$, 对应潜在滑裂面与挡土墙夹角 $\theta = 30^\circ$ 。这一结果与朗肯理论计算结果是相同的。

$$(2) a = \frac{1}{2} H \text{tg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = 1.73\text{m 时}$$

分别取 $q = 0\text{kPa}, 50\text{kPa}, 100\text{kPa}$ 进行计算, 计算结果如图4所示。从图中可以得出:

当 $q = 0\text{kPa}$ 时, 计算结果同朗肯理论计算结果相同, 主动土压力 $E_a = 108\text{kN}$, 对应滑裂面与挡土墙夹角 $\theta = 30^\circ$;

当 $q = 50\text{kPa}$ 时, 主动土压力 $E_a = 163.3\text{kN}$, 对应滑裂面与挡土墙夹角 $\theta = 36^\circ$;

当 $q = 100\text{kPa}$ 时, 主动土压力 $E_a = 221.8\text{kN}$, 对应滑裂面与挡土墙夹角 $\theta = 37^\circ$ 。

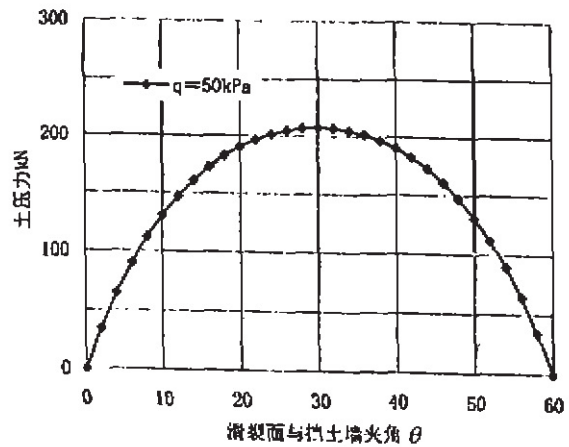


图3 $E \sim \theta$ 关系曲线 ($a = 0$)

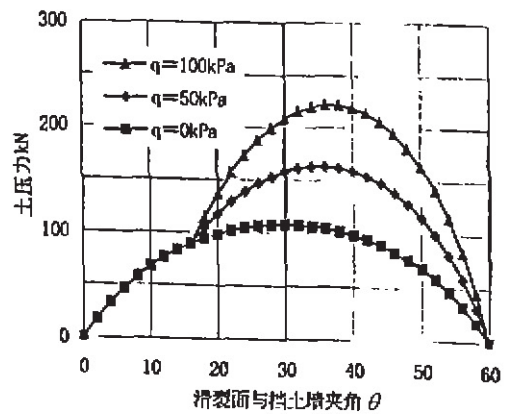


图4 $E \sim \theta$ 关系曲线 ($a = 1.73\text{m}$)

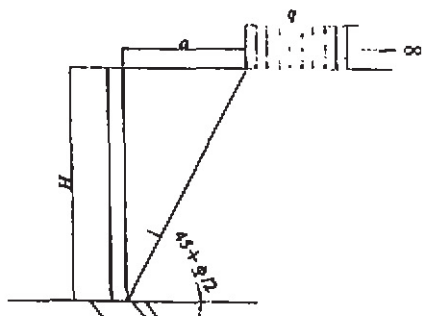


图5 挡土墙结构示意图($a = 3.46\text{m}$)

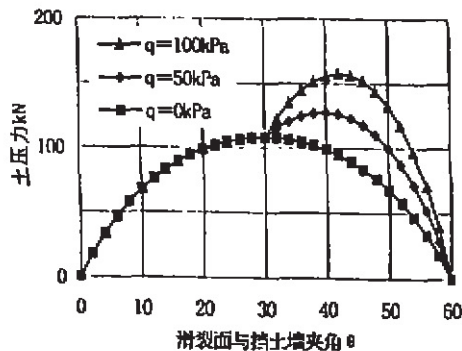


图6 $E - \theta$ 关系曲线($a = 3.46\text{m}$)

可以看出 q 的存在不但改变了 E_a 的大小,而且使潜在滑裂面的位置也发生了改变,即滑裂面向后移。

$$(3) a = H \text{ctg}(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = 3.46\text{m 时}$$

如图5,此时上覆荷载在朗肯理论计算的滑裂面边缘。分别取 $q = 50\text{kPa}, 100\text{kPa}$ 进行计算,计算结果如图6所示。从图6中可以得出:

当 $q = 50\text{kPa}$ 时,主动土压力 $E_a = 127.5\text{kN}$, 对应 $\theta = 40^\circ$;

当 $q = 100\text{kPa}$ 时,主动土压力 $E_a = 157.8\text{kN}$, 对应 $\theta = 42^\circ$ 。

可以看出虽然上覆荷载 q 在朗肯理论滑裂面的边缘上,但只要 q 大于零,就影响到 E_a 的大小及潜在滑裂面的位置,使潜在滑裂面向后移。

$$(4) a = 2H \text{ctg}(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = 6.93\text{m 时}$$

此时上覆荷载离墙背较远,对土压力影响较小。分别取 $q = 300\text{kPa}, 1000\text{kPa}$ 进行计算,计算结果如图7所示。

当 $q = 300\text{kPa}$ 时,曲线上出现两个峰值,由于第一个峰值比第二个峰值要大,所以应取第一个峰值,即主动土压力 $E_a = 108\text{kN}$,对应 $\theta = 30^\circ$ 。这一结果与朗肯理论计算结果相同,说明此时 q 对挡土墙没有影响。

当 $q = 1000\text{kPa}$ 时,曲线上也出现两个峰值,但第二个峰值较大,应为所求主动土压力,于是 $E_a = 186.7\text{kN}$,对应 $\theta = 54^\circ$ 。

$$(5) a \geq H \text{ctg}\phi = 10.39\text{m 时}$$

当滑裂面与挡土墙夹角太大时,即 $\theta \geq 90^\circ - \phi$ 时,如图8所示,从力的平衡中求解会得

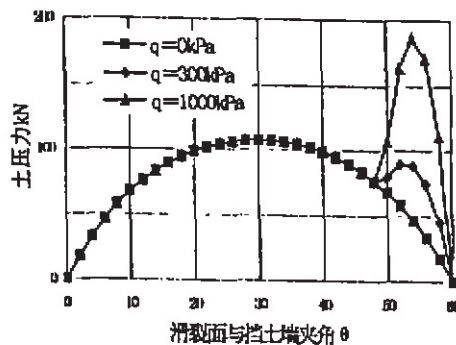


图7 $E - \theta$ 关系曲线($a = 6.93\text{m}$)

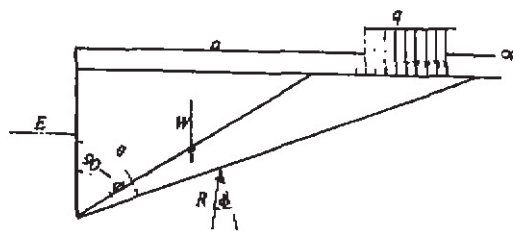


图8 滑动楔体受力平衡示意图($a \geq H \text{ctg}\phi = \phi$)

出 $E_a \leq 0$ 的结论。

所以当 $a \geq Hctg\phi$ 时,无论 q 多大,对整个土压力已无影响,计算结果与朗肯理论计算结果相同: $E_a = 108kN, \theta = 30^\circ$ 。

2. 用朗肯理论计算

当墙后填土有超载时,人们通常采用简化方法:仍然用朗肯理论计算土压力系数,而把超载按一定角度向下扩散,近似计算其对挡土墙土压力的影响^[2]。这种近似方法有两种,分别见图9和图10。本文计算也采用两种方法:

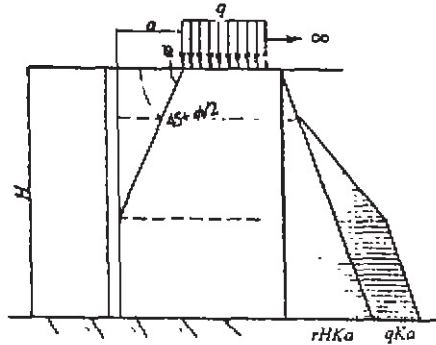


图9 超载扩散方式一

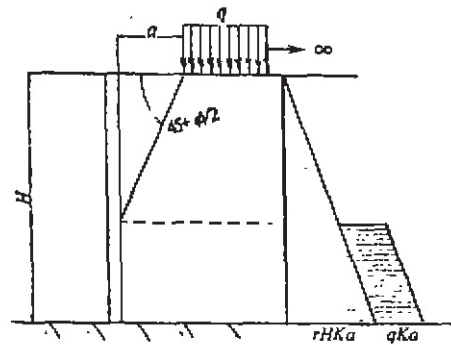


图10 超载扩散方式二

方法一:超载按图9所示方式扩散^[2]。

方法二:超载按图10所示方式扩散^[3]。

两种方法计算所得结果及库仑理论计算的结果见表1。

库仑理论与朗肯理论计算土压力比较

表1

上覆荷载位置	上覆荷载	库仑理论计算 E_a (kN)	朗肯理论简化计算 E_a (kN)		朗肯理论与库仑理论 比较 (%)	
			方法一	方法二	方法一	方法二
$a = 0$	$q = 0kPa$	108	108	108	0.0	0.0
	$q = 50kPa$	208	208	208	0.0	0.0
$a = \frac{1}{2} Hctg(45^\circ + \frac{\phi}{2})$	$q = 50kPa$	163.3	174.7	158	7.0	-3.2
	$q = 100kPa$	221.8	241.3	208	8.8	-6.2
$a = Hctg(45^\circ + \frac{\phi}{2})$	$q = 50kPa$	127.5	141.3	108	10.8	-15.3
	$q = 100kPa$	157.8	174.7	108	10.7	-31.6
$a = 2Hctg(45^\circ + \frac{\phi}{2})$	$q = 300kPa$	108	133	108	23.1	0.0
	$q = 1000kPa$	186.7	191.3	108	2.5	42.2
$a > Hctg\phi$	q 为任何值	108	108	108	0.0	0.0

可以看出朗肯理论简化方法一计算结果比库仑理论计算结果大,而简化方法二计算结果比库仑理论计算结果小。当 $a < Hctg(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 时,两种简化方法与库仑理论计算结果相差还不算大,但是当 $a \geq Hctg(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 时,计算结果差别很大。例如,当 $a = Hctg(45^\circ + \frac{\phi}{2})$

$= 3.46\text{m}$, $q = 100\text{kPa}$ 时,方法二计算值比库仑理论计算值小 31.6%; 当 $a = 2H\text{ctg}(45^\circ + \frac{\phi}{2})$
 $= 6.92\text{m}$, $q = 300\text{kPa}$ 时,方法一计算值比库仑理论计算值大 23.1%, $q = 1000\text{kPa}$ 时,方法二
 计算值比库仑理论计算值小 42.2%。由表 1 所列结果可见,人们通常采用的简化方法是否
 合适值得商榷。

结论

(1)当挡土墙后填土有均布荷载 q 作用时,挡土墙所受的主动土压力、潜在滑裂面位置都会受到影响。影响程度与上覆荷载大小及荷载与墙背之间的距离有关。可以仿照库仑理论用滑动楔体法计算作用在墙背上的主动土压力及潜在滑裂面位置。计算结果表明:

当 $a \leq H\text{ctg}(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 时,只要 q 大于零,主动土压力均因 q 的存在而增大,潜在滑裂面也向后移,即潜在滑裂面与水平面的夹角小于 $45^\circ + \frac{\phi}{2}$;

当 $H\text{ctg}(45^\circ + \frac{\phi}{2}) < a < H\text{ctg}\phi$, $E - \theta$ 曲线上会出现两个极值点, E_a 应取两者之中较大者; 当 $a \geq H\text{ctg}\phi$ 时,无论 q 多大,对 E_a 均无影响。

(2)把均布荷载按一定角度向下扩散的简化方法的计算结果与库仑理论计算结果在 $a < H\text{ctg}(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 时差别还不算大,但当 $a \geq H\text{ctg}(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 时,简化方法与库仑理论计算结果就可能出现很大差别。这在计算中应该注意,不宜盲目套用简化方法。另外,简化方法假定不管 q 多大,破裂角(潜在滑裂面与水平面的夹角)与 $q = 0$ 时一致,即始终为 $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ (墙背竖直光滑时),这种假定也是不太妥当的。从库仑理论计算结果可以看出,滑裂面位置实际上会因 q 的存在而后移。这在依据潜在滑裂面位置进行设计计算的情况下应当引起注意,比如加筋挡土墙的筋材长度设计问题。从本文的初步计算结果可以看出,用上述两种简化方法计算墙背主动土压力是否合适值得商榷。

参考文献

- 1 陈仲颐,周景星,王洪瑾. 土力学. 北京:清华大学出版社,1994
- 2 雍景荣,朱凡,胡岱文. 土力学与基础工程. 成都:成都科技大学出版社,1995
- 3 中华人民共和国冶金工业部. 建筑基坑工程技术规范(YB9258-97). 北京:冶金工业出版社,1997

Comparison between Rankine's earth pressure theory and Coulomb's earth pressure theory under uniform loading

Jie Yuxin, Jie Guanzhou, Li Guangxin, Wu Yanfeng, Li Yuejun

(Department of Hydraulic Engineering, Tsing Hua University, Beijing, 100084 China)

(China Water Resources and Hydropower Engineering Consulting Corporation, Beijing, 100011 China)

Abstract Rankine's earth pressure theory and Coulomb's earth pressure theory are the two basic theories in the analysis of earth pressure on retaining walls. Though the two theories have been widely used, how to use them properly is still a problem to be concerned. Otherwise, great error may be induced. In this paper, different methods based on the two theories to analyse the earth pressure on a retaining wall are presented and compared while the wall is loaded with a uniform load. It is thought that this paper may be of some use in the further understanding of the two theories.

《土工计算机分析》介绍

《土工计算机分析》已于2000年10月由中国建筑工业出版社出版,该书较系统全面地介绍了土工问题的计算机分析技术和方法。全书分14章,包括绪论、有限差分法、有限单元法、岩土力学中常用的其它数值方法、动力分析、结构—基础和地基共同作用分析、滑移线场数值解、边坡稳定分析、极限分析数值方法、随机有限元法及其应用、反分析法、知识工程和专家系统在岩土工程中的应用、AutoCAD在土工中应用和计算机仿真技术在岩土工程中的应用。可供土建、交通、铁道和水利领域从事勘察、设计、施工、教学和科研的技术人员学习,以提高土工计算机分析能力,也可作为岩土工程专业研究生教学参考书。全书61万字,定价32元。各大书店有售,也可与中国建筑工业出版社或地基处理编辑部(310027 杭州市浙大路浙江大学土木工程学系欧阳晶泓)联系购买。

徐日庆供稿

2001.3.29

某住宅楼纠偏设计与施工的工程实例

阳吉宝

(上海市民防地基勘察院 上海 200232)

[摘要] 通过工程实例,系统地介绍了某住宅楼纠偏设计原理与施工方法,施工后的监测结果表明纠偏方法是可行的、合理的。

前言

软土地区,采用天然地基的多层房屋,基础总的沉降量较大,沉降稳定所需时间较长,地基对上部结构差异荷载分布反应特别敏感。因暗浜等不良地质条件,或上部结构偏心荷载等所造成的多层房屋倾斜占软土地区房屋质量事故的比例较高。房屋倾斜会使居民日常生活质量下降,影响室内装饰等。若房屋为商品房,则会影响开发商的经济效益。为此,必须对倾斜率较大的房屋实行纠偏扶正。本文以一工程实例,详细介绍软土地区房屋纠偏的设计原则与施工要求。

1. 工程概况

某花苑位于上海市西郊。苑中的4号楼为五层住宅,砖混结构,箱型基础,基础长约81.0m、宽12.0m,基础底板埋深约2.0m,底板厚度35cm,箱基高度2.1m。房屋高度13.8m。于1998年9月12日结构封顶,98年11月6日装饰工程结束。99年初,经对该楼变形监测发现,该楼倾斜率已超过4‰,最大达6‰。因本建筑物为高档商品住宅,为确保质量,业主决定进行纠偏施工处理。要求纠偏后房屋倾斜率小于4‰,房屋沉降速率在施工结束后4个月控制在0.01~0.02mm/天内。

2. 场地工程地质条件

根据上海岩土工程勘察设计院提供的《场地工程地质勘察报告》,该场地20m以浅的土层相对较差,性质相对较好的桩端持力层为⑤2层,埋深约23m。

场地土层分布

表1

层序	地层名称	层厚 (m)	层底标高 (m)	压缩模量 (Es)	P _s 值 (MPa)
①-1	杂填土	0.3~3.4	3.54~1.0		0.59
①-2	浜填土	0.3~2.6	2.69~-0.35		0.36

• 收稿日期:2000年6月

②	粘土	0.3~2.4	1.55~-0.12	4.89	0.75
③	淤泥质粉质粘土	1.60~5.70	-0.66~-4.56	3.03	0.44
④	淤泥质粘土	3.50~7.50	-6.94~-9.06	2.04	0.43
⑤-1-1	淤泥质粉质粘土	5.00~5.90	-13.16~-14.52	3.01	0.40
⑤-1-2	粉质粘土夹淤泥质粉质粘土	约2.5	-15.6~-17.12	3.96	0.71
⑤-2	粉质粘土	大于8		4.89	1.48

勘察报告还反映:4号房的东端有暗浜存在,房屋落在暗浜区的长度约16m左右。

房屋变形现状及原因分析

根据业主提供的房屋变形测量成果,4号楼沉降与倾斜现状如下:

4号楼沉降变形现状

表2

测点	沉降速率 (mm/d)	累计沉降量 (mm)	测点	沉降速率(mm/d)	累计沉降量 (mm)
1	0.013	29	9	0.042	210
2	0.0	66	10	0.039	162
3	0.0	70	11	0.039	178
4	0.0	82	12	0.026	162
5	0.013	94	13	0.026	133
6	0.013	95	14	0.0	129
7	0.013	111	15	0.026	93
8	0.026	123	16	0.026	97
说明	沉降速率与累计沉降量是根据1999年4月21日测量资料计算的。				

从累计沉降量和沉降速率来看,房屋的北侧和东端沉降量较大,沉降速率也较大。

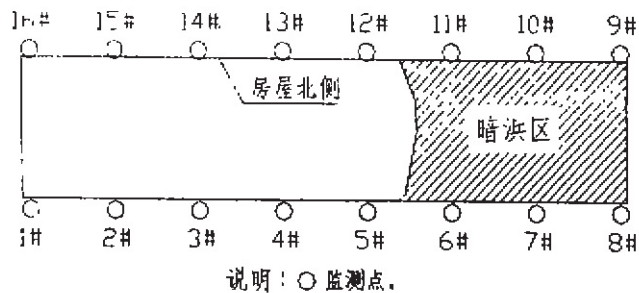


图1 监测点布置示意图

房屋倾斜现状(外观测斜)

表3

点位	倾斜量(mm)	房高(m)	倾斜率(‰)	倾斜方向
东北	63.0	13.8	4.57	向北
东南	82.0	13.8	5.94	向北
西北	69.0	13.8	5.0	向北
西南	83.0	13.8	6.01	向北
说明	据1997年4月27日上海房屋质量监测站测量结果。			

根据倾斜测量结果,房屋向北倾斜,与沉降观测结果一致。在房屋平面结构上,北侧开间小,隔墙多,房屋结构荷载向北偏心,造成房屋向北倾斜;因房屋东端基础置于暗浜之上,基础施工时未对暗浜进行有效的处理,造成房屋东端沉降速率较大。

纠偏加固设计方案

1. 纠偏加固设计原则

纠偏一般是指仅对房屋进行倾斜纠正,在房屋沉降基本稳定的情况下可以考虑只对房屋进行纠偏。因房屋沉降基本稳定,纠偏后房屋不会再发生倾斜。纠偏施工主要是想达到将房屋沉降量较小的一侧的沉降量加大,从而纠正房屋倾斜的目的。目前主要的纠偏方法有:房屋基础侧向取土、房屋基础下取土、水冲等。在软土地区,一般采用取土方法。

纠偏加固是指有些房屋不仅已发生倾斜,而且沉降速率仍然较大,在此情况下不仅要房屋进行纠偏,为达到减小纠偏后房屋沉降速率,还必须对房屋基础进行地基加固。这样纠偏施工后房屋倾斜才不会再发展,沉降速率减小,基础变形趋于稳定。如在此情况下只对房屋进行纠偏,不对房屋基础进行加固,一方面纠偏施工后房屋沉降量偏大超标,另一方面房屋有再发生倾斜的可能,因为房屋沉降未稳定,造成房屋倾斜的原因未达到彻底根除。

纠偏加固的施工方法一般为:对房屋沉降速率较大的一侧基础进行加固,强化地基;在房屋沉降速率较小的一侧进行弱化地基施工,适量释放地基应力,加大地基沉降量,对房屋进行纠偏。在此情况下锚杆静压桩是较好的一种基础加固施工工法,通过在房屋沉降速率较大的一侧布桩,可方便地调整房屋两侧基础的强弱,协调房屋荷载分布不均与均匀地基强度之间的关系,达到控制房屋沉降和纠偏的目的。

2. 压桩数的确定

(1) 根据建筑物偏心率计算

根据房屋设计方介绍,房屋偏心率为6.7‰,房屋总荷载为87000吨。

按每根桩提供30吨承载力计算,根据偏心率北侧需增补桩数:

$$\text{桩数} = (8700 \times 6.7\text{‰} \times 2) \div 30 = 3.9 \quad \text{约} 4 \text{ 根}$$

本计算结果显然偏少。

(2) 根据南北荷载差异计算

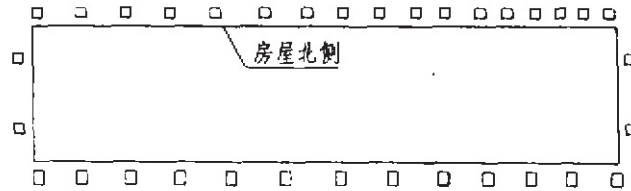
本基础长80m,宽12m,按每层每平方1.5吨计算,房屋总荷载为:80×12×1.5×6=8640吨,与房屋设计方提供的8700吨接近。

按每层南北两侧差异荷载为每平方 0.25 吨计算,差异荷载为: $80 \times 6 \times 0.25 \times 6 = 720$ 吨
按单桩承载力为 30 吨计算,需布桩数 = $720 \div 30 = 24, 24$ 根。

考虑到业主对施工后房屋沉降速率的要求,房屋南侧掏土后必须压桩才能制止房屋南侧的沉降,所以在房屋南侧也要压桩。整个房屋压桩桩数控制在 34 根。

(3) 桩位优化调整

因房屋的北侧与东端沉降量与沉降速率较大,应将 34 根桩优化排列到房屋的四周,经调整桩位如图 2 所示。



说明: □ 为锚杆静压桩,尺寸 $250 \times 250 \times 24000$ mm。

图 2 桩位布置示意图

3. 纠偏设计方案

纠偏设计方案为在南侧掏土纠偏,在房屋四周压桩以减小房屋沉降速率,并根据沉降速率大小、暗浜区分布等情况具体确定桩位。

	方 案
施工内容	在房屋箱基内的北侧布 17 根 $250 \times 250 \times 22000$ 的锚杆静压桩,房屋两端各布 2 根桩,并在房屋南侧掏土。 在房屋南侧布 13 根 $250 \times 250 \times 22000$ 的锚杆静压桩。
设计原则	纠偏并加固。
设计计算	单桩容许承载力 30 吨,共提供 1020 吨补强承载力,占房屋总荷载 8700 吨的 11.7%。 按房屋偏心率计算,房屋北侧比南侧多 4 根桩。
施工效果	施工后房屋沉降稳定,房屋倾斜达到纠正,而且房屋不再发生较大的沉降和倾斜。
对房屋变形控制	可行,易控制。
施工工期	约 35 天。

纠偏加固施工要求

软土受扰动后所发生的变形较大,施工方法妥当与否对房屋纠偏效果影响很大。为忠实落实设计方案,必须对施工提出相应的要求。

1. 锚杆静压桩施工方法

根据房屋周边环境,认为在房屋箱基内压锚杆静压桩较好。这样能减小对房屋周边环境(绿化、管道等)的破坏。因箱基净空只有 1.9m,而且在箱基内施工的施工人员对噪音、灰尘等将不堪忍受,故建议在箱基顶部开口。施工时每节桩从底层放到箱基内,每节桩长 2m,每节桩采用角铁焊接。

2. 掏土施工技术要求

各掏土点含三孔,呈三叉形分布,中间孔8m,30度,分叉孔10m,40度。掏土顺序为先掏中间孔,再掏分叉孔,掏土点顺序均采用内插法,即:掏土均从房屋两端开始,再掏中间掏土点并间隔掏土;首先干掏,若效果不明显,再用水冲。

严格控制第一次掏土量,每孔掏土量控制在 0.2m^3 。掏完第一遍后,按原来顺序掏第二遍,以此类推。

房屋西南沉降量较小,掏土时量应相对大一点,掏土孔相对密一点,具体掏土量由实际监测结果确定。

3. 施工顺序

先压北侧17根桩,为减小附加沉降,从东向西间跳压桩。待北侧压桩完成一半左右时,开始在南侧掏土,并继续在北侧压桩,待房屋倾斜率小于4‰,再压房屋两端和房屋南侧桩。

4. 监测技术要求

采用二等精度闭合导线的水准测量,并用全站仪对房屋进行倾斜测量。

掏土侧(房屋南侧)在掏土期间的沉降速率控制在 $2\text{mm}/\text{天}$ 以内,如沉降速率大于 $2\text{mm}/\text{天}$,则停止掏土直到速率下降至 $1.5\text{mm}/\text{天}$ 以内,才能重新开始掏土。

掏土引起的沉降量,在房屋的西南端沉降速率应控制比房屋北侧与东端大一点,应根据房屋沉降监测情况确定掏土量与掏土位置。监测人员与掏土施工人员压桩施工人员必须紧密配合,减小压桩附加沉降,保证掏土效果。

5. 施工对环境的影响

房屋纠偏是使房屋发生与原倾斜方向相反的一定量的倾斜量。所以纠偏施工会使房屋发生较大的变形,对房屋现有管线有一定的影响,在房屋纠偏施工前应对房屋已有管线进行处理,解除对管线位移的约束,防止纠偏施工对管线造成不良影响,如断裂等。

在房屋南侧掏土,可能对房屋周边道路、绿化等造成破坏,纠偏后要要进行修复。

施工情况

按上述设计与施工方案进行施工,除个别桩的桩位有所变动外,34根桩均压到预定桩位;掏土根据沉降监测结果严格控制掏土孔位置及掏土量,平均每孔掏土量约 0.45m^3 ,房屋东部少一点,西部多一点,累计掏土量约 10m^3 。

施工结束后一个月,实测结果表明:房屋沉降量控制在 $0.015\text{mm}/\text{天}$ 以内,房屋倾斜率小于4‰。

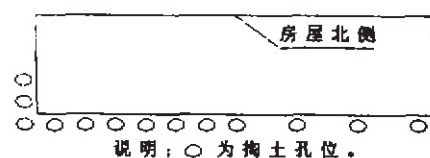


图3 掏土点位置示意图

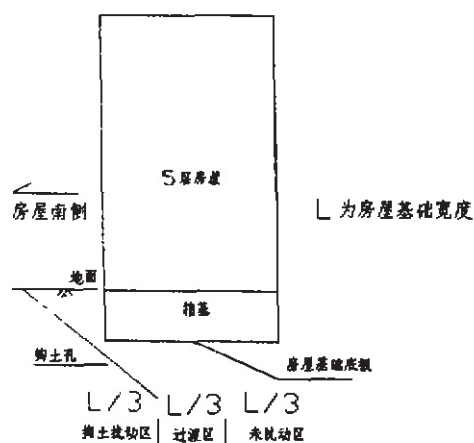


图4 掏土孔布置剖面图

结论

房屋纠偏应根据房屋倾斜原因,有针对性编写设计与施工方案,施工要严格执行有关规范、规程,忠实实施设计方案。本工程实例的施工结果表明,掏土能有效地纠正房屋倾斜;锚杆静压桩可对地基进行补强,调整基础基底压力。本设计与施工方案是合理的,施工情况也令人满意。

参考文献

- 1 刘金砺,桩基础设计与计算,北京:中国建筑工业出版社,1990
- 2 胡中雄,土力学与环境土工学,上海:同济大学出版社,1997

An Example of Design and Construction to Rectify A Residential Building

Yang Jibao

Abstract With a case, the design principle and construction method are introduced systematically in association with rectifying a residential building; according to the result of monitoring after construction, the feasibility of the said design and construction is expounded.

建筑深基坑支护逆作法设计与施工

徐至钧、赵锡宏编著 机械工业出版社出版 定价42元

随着高层建筑的发展,深基坑支护技术得到许多行业和部门的关注和积极参与,是一个非常活跃的技术领域,而“逆作法”施工又是一项新兴的基坑支护技术,并已取得了丰硕成果。高层建筑深基坑支护,过去需设计施工庞大的支护结构,工程费用高、工期长,而“逆作法”施工技术,可以解决施工环境比较困难,场地周围建筑物密集,对基坑变形有严格要求。推广“逆作法”可以大大节约工程造价,缩短施工工期,是一种很有发展前途和推广价值的深基坑支护技术。

本书介绍全逆作法、半逆作法、局部或部分逆作法及逆作法施工程序、设计构造要点并汇集了27个逆作法施工的工程实例等,全面介绍逆作法的技术进展。可供设计与施工部门、工程技术人员参考。

灌浆法在加固处理软路基中的应用*

余大金 吴洁珍

(江西有色工程总公司 南昌 330001)

【提要】 本文主要介绍了广州市内环路南田路东段软土路基灌浆加固设计、施工、检测及效果。

工程概况

广州市内环路南田东段 K1+229.782~K1+427.647 路段(长 198m, 宽 36~40m)工程地质条件较差, 上部地层(主要受力层)主要由杂填土(厚度 1.3~3.2m, 平均 2.0m)、淤泥或淤泥质土(厚度 0.4~1.4m, 平均 0.64m)、粉、细砂(厚度 0.6~3.6m, 平均 1.8m)组成。由于杂填土结构疏松($f_k = 90\text{kPa}$)、淤泥或淤泥质土呈软~流塑状($f_k = 50\text{kPa}$)、粉、细砂饱和松散(标贯试验锤击数平均 6 击, $f_k = 100\text{kPa}$), 满足不了上部荷载对路基的要求, 因而导致路基在通车后将产生较大沉降。为保证该段路基的稳定, 提高地基土强度和变形模量, 以满足上部荷载对地基土承载力的要求, 我公司提出了对该段路基采取灌浆加固处理方案。这主要是基于杂填土孔隙大, 可灌性好, 灌浆后其力学强度、抗变形能力和均一性会有所提高, 整体结构得到加强; 淤泥或淤泥质土和粉、细砂通过钻孔灌入浓浆后, 使土体压密和置换; 杂填土之上已施工完的 30cm 厚 6% 水泥石屑稳定层为良好的灌浆盖板。

灌浆加固机理

灌浆就是要让水泥或其他浆液在周围土体中通过渗透、充填、压密扩展形成浆脉。由于地层中土体的不均匀性, 通过钻孔向土层中加压灌入一定水灰比的浆液, 一方面灌浆孔向外扩张形成圆柱状浆体, 钻孔周围土体被挤压充填, 紧靠浆体的土体遭受破坏和剪切, 形成塑性变形区, 离浆体较远的土体则发生弹性变形, 钻孔周围土体的整个密度得到提高。另一方面, 土体裂缝的发展和浆液的渗透, 浆液在地层中形成方向各异、厚薄不一的片状、条状、团块状浆体, 纵横交错的浆脉随着其凝结硬化, 造成结石体与土体之间紧密而粗糙的接触, 沿灌浆管形成不规则的、直径粗细相同的桩柱体。这种桩柱体与压密的地基土形成复合地基共同作用起到控制沉降、提高承

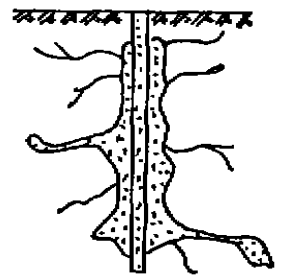


图1 灌浆机理示意图

* 收稿日期: 2000年8月

载力的作用。

灌浆设计

1. 灌浆标准

1.1 强度控制标准

灌浆后,杂填土承载力标准值(f_k)要求达到 130kPa,淤泥或淤泥质土 f_k 值 80 ~ 100kPa,粉细砂 f_k 值大于 110kPa;复合地基承载力标准值不少于 130kPa。

1.2 施工控制标准

本次灌浆的路基地层,由于均一性差、孔隙变化大、理论耗浆量不定,故不单纯用理论耗浆量来控制,同时还按耗浆量降低率来控制,即孔段耗浆量随灌浆次序的增加而减少。

2. 灌浆段选择

本次灌浆分两个灌浆段,即第一灌浆段为杂填土范围,第二灌浆段为淤泥或淤泥质土和粉、细砂范围。

3. 浆材及配方

浆材采用两种配方的纯水泥浆,在第一灌浆段水灰比为 0.5,在第二灌浆段为 0.75。若杂填土中局部孔隙较大,导致灌浆量过大时,采用水:水泥:细砂 = 0.75:1:1 的水泥砂浆灌注。

4. 浆液扩散半径(r)的确定

由于路基地层均一性差,其孔隙率、渗透系数变化大,因而仅用理论公式计算浆液扩散半径显然不甚合理,现据大量的经验数据,暂定 r 值为 1.5m。在现场进行灌浆试验后进一步确定 r 值。

5. 灌浆孔位布置

灌浆孔采取梅花形分布,假定灌浆体的厚度 b 为 1.66m,则灌浆孔距 $L = 2 \times (r^2 - b^2/4)^{1/2} = 2 \times (1.5^2 - 1.66^2/4)^{1/2} = 2.5(\text{m})$,最优排距 $R_m = r + b/2 = 1.5 + 1.66/2 = 2.33(\text{m})$ 。

6. 灌浆孔孔深

根据工勘资料,暂定孔深 3.5 ~ 6.0m,平均约 4.5m,以孔底到粘性土层为准。

7. 灌浆压力

由于灌浆压力与土的重度、强度、初始应力、孔深、位置及灌浆次序等因素有关,而这些因素又难以准确地确定,因而本次灌浆的压力通过灌浆试验来确定。现据有关公式计算,暂定灌浆压力在第一、二灌浆段灌浆时分别为 0.1 ~ 0.2MPa、0.3 ~ 0.4MPa,在灌浆过程中根据具体情况再作适当的调整。

8. 灌浆量

灌浆量主要与灌浆对象的体积 v 、土的孔隙率 n 和经验系数 k 值有关,据 $Q = k \cdot v \cdot n$ 公式,理论估算杂填土、淤泥或淤泥质土和粉、细砂的单位吸浆量分别为 0.35m³、0.28m³ 和 0.18m³。

9. 灌浆结束标准

在规定的灌浆压力下,孔段吸浆量小于 0.6L/min,延续 30min 即可结束灌浆,或孔段单位吸浆量大于理论估算值时也可结束灌浆。

灌浆施工

1. 正式施工前准备工作

正式施工前,保证设备器具和材料按时到场,着重做好灌浆试验工作,调整灌浆压力、浆液扩散半径、孔距和排距等参数后,及时做好施工放样。

2. 施工设备机具选型

针对地层条件和设计要求,选择的主要施工设备机具及材料见表1。

主要施工设备机具及材料一览表

表1

序号	设备机具及材料名称	型号规格	单位	数量
1	钻机	SH-30	台	6
2	灌浆泵	BW-200	台	3
3	搅浆机	1000L	台	3
4	灌浆(花)管	φ48mm	米	200(50)
5	灌浆胶管	φ48mm	米	150
6	压力表	Y-30	只	3

3. 施工工艺

3.1 施工顺序

根据多台机同时作业、现场施工条件、工程地质条件和灌浆方法等,施工顺序采取从里往外分两序跳打灌浆的方式进行。

3.2 施工程序

成孔→安放灌浆管并孔口封堵→搅浆→灌浆→待凝→成孔→安放灌浆管并孔口封堵→搅浆→灌浆→封孔。

3.3 施工技术要点

3.3.1 成孔:钻头(φ110mm)对准孔位后,采取冲击成孔的方法钻进。在杂填土中钻进时,若孔壁不稳,可下入导管护壁;当钻进到淤泥或淤泥质土和粉、细砂时,下入导管扩壁,然后采取捞砂筒取砂成孔的方法直至下卧粘性土层。

3.3.2 灌浆管安放及孔口封堵:灌浆管下端设置0.7~1.0m长且下端封口在花管,花管孔径φ8mm,孔隙率15%左右;在花管外壁包扎一层软橡皮,以防流砂涌进花管导致灌浆无法进行。当成孔达到预定深度后,将灌浆管下到位,再用水泥袋放入孔中水稳层底部包裹灌浆管并接触孔壁即“架桥”,然后投入粘土分层夯实至孔口。

3.3.3 搅浆:先往搅拌浆筒内注入预定的水量并开动搅浆机后,再逐渐加入425#普通硅酸盐水泥直到预定的用量,搅拌3~5min后将浆液通过过滤网流到储浆筒内待灌。

3.3.4 灌浆:灌浆采用自上而下孔口封闭分段纯压式灌浆方法,即自上而下钻完一段灌注一段,直到预定孔深为止。灌浆段的长度以杂填土和淤泥或淤泥质土、粉、细砂厚度来确定;灌浆压力采取二次或三次升压法来控制,即灌浆开始采用低压(小于0.1MPa)或自流式灌浆,对杂填土而言,当吸浆量较大时采取间歇灌浆或用砂浆灌注,终灌时的压力要达到

设计值;灌浆结束标准严格按设计执行。

3.3.5 封孔:灌浆结束后及时封孔,即第二灌浆段灌浆结束过半小时后,排除孔口封堵物,再往孔内投入砂石直到水稳层顶面,过24h后,若浆液下沉,再补充水灰比0.5的浆液至水稳层顶面。

4. 特殊情况下的技术处理措施

4.1 在灌浆过程中,发现浆液冒出地表即冒浆,这时我们采取了如下控制性措施:①降低灌浆压力,同时提高浆液浓度,必要时掺砂或水玻璃;②限量灌浆,控制单位吸浆量不超过30~40L/min或更小一些;③采用间歇灌浆的方法,即发现冒浆后就停灌,待15min左右再灌。

4.2 在灌浆过程中,当浆液从附近其他钻孔流出即串浆,这时我们采取了如下方法处理:①加大第I次序孔间的孔距;②在施工组织安排上,适当延长相邻两个次序孔施工时间的间隔,使前一次序孔浆液基本凝固或具有一定强度后,再开始施工后一次序钻孔,相邻同一次序孔不要在同一高程钻孔中灌浆;③串浆孔若为待灌孔,采取同时并联灌浆的方法处理,如串浆孔正在钻孔,则停钻封闭孔口,待灌浆完后再恢复钻孔。

效果检验与评价

1. 效果检验

本次灌浆效果检验主要采用了资料分析法、静载荷试验、钻孔取芯、标贯试验、探槽开挖检查和弯沉试验等。

1.1 灌浆资料分析

本次施工路段共完成灌浆孔1209个,计5579.72m,共灌入水泥1855.4吨,平均每孔灌入水泥1.535吨,平均每米灌入水泥0.333吨,第I序孔单位耗浆量比第II序孔大,并且地面上抬数厘米。

从总灌入量和单位灌入量数据分析,受灌段土体空隙均有大幅度的降低,从而也说明了施工段地层的可灌入性。

1.2 静载荷试验

施工结束15天后,监理在施工段范围内选择了5个代表性地点(其中2个在灌浆点位,2个在两相邻灌浆点位中间,1个在相邻对角灌浆点中间),由广东省建设工程质量安全监督检测总站做复合地基压板(0.5m^2)静荷试验。当在杂填土顶面单点加载达130kN或140kN即满足设计要求后便停止加载,这时最大沉降量仅9.31~11.70mm,平均10.30mm,表明该点地基土未达极限破坏状态,说明了施工段复合地基承载力标准值大于130kPa,同时也验证了杂填土承载力标准值大于130kPa。

1.3 钻孔取芯、标贯试验和探槽开挖检查

施工结束半个月后,监理在施工段范围内选择了12个钻孔检验点(其中6个钻孔距灌浆点0.5m,6个钻孔距灌浆点1.0m),由广东省建设工程质量安全监督检测总站进行钻孔取芯和标贯试验。从钻孔取上的芯样中可见:杂填土中水泥结石较多,并且结石与土体胶结紧密;淤泥或淤泥质土体中水泥结石成团块状,有的块状结石由淤泥或淤泥质土胶结;粉、细砂中也可见水泥结石,土工试验表明了其密度有所增加,状态也由原来的松散状变为密实状

($e=0.637$)。标贯试验结果表明:杂填土较密实,平均击数 11.2 击;粉、细砂平均击数由原来的 6 击增加到 11 击,承载力标准值也由原来的 100kPa 增加到 148kPa。从探槽开挖剖面可见:杂填土中的水泥结石呈片状、条带状,尤其是杂填土顶面与石屑垫层底面之间和石屑垫层顶面与水稳层底面之间普遍充填条带状水泥浆石,厚 1~5cm,构成了路基硬壳表层。

1.4 弯沉试验

在施工段范围内,正式水稳层施工一周后,由交通部四航局科研所进行了 30 个点的弯沉试验,结果弯沉值为 0.16~0.80mm(平均 0.41mm),均小于设计弯沉值 0.9mm,完全满足设计要求。

2. 效果评价

从上述效果检验分析,可见灌浆施工范围内的杂填土层空隙得到有效充填,淤泥或淤泥质土受到充填、挤密和置换,粉、细砂层得到有效充填和压密,由松砂变为密砂。这三种土体经灌浆后,均不同程度地得到加固,承载力明显提高,达到了预期的效果。

结语

1. 灌浆技术加固软路基,在技术上是可行的,在施工质量和处理效果上是好的,对其承载力和稳定性将得到较大的提高。
2. 灌浆技术的关键是灌浆压力的选择和控制、浆材配比和灌浆工艺。
3. 灌浆参数的选择是一个复杂的问题,只有通过现场试验才能切实地确定。
4. 在城市道路软基加固处理方面,选择灌浆方法比其他诸如碎石桩、大开挖换填等处理方法,不但技术上可行、经济上合理、工期上缩短,而且极大地减少了环境污染问题。

参考文献

- 1 曾国熙主编,地基处理手册,中国建筑工业出版社,1995
- 2 林宗元主编,岩土工程治理手册,辽宁科学出版社,1993

Application of The Method About Grouting on Reinforcing Soft Soil Roadbed

Yu Taijin Wu Jiezhen

(Jiang Xi Sheng Nan Chang Shi Jing Gang Shan Da Dao 361[#] 330001)

Abstract The paper mostly introduces the design, construction, examination and effect of reinforcing by grouting the soft soil roadbed of the east segment of Nantian Road of Inner Ring Road in Guangzhou city.

某高速公路路基支挡结构设计的反思*

王仁兴

吴非熊

(铁道部第四勘测设计院 上海 200435) (浙江省高速公路指挥部 杭州)

[提要] 本文介绍某高速公路支挡结构的设计。对设计参数的合理选择作了论述,并对各种挡墙加固方法进行评述,为今后挡墙设计积累经验。

问题的提出

山区高速公路,地形困难,地质复杂。为了路基的安全通过,设计了大量的支挡结构物。例如,某高速公路(二期),全长231.975km。其中第10合同至第23合同段,挡墙累计长度达5266m,最大墙高达18m;另一条高速公路,全长142km,墙高大于10m的挡墙,累计长度为10300m,最大墙高达40m。因此,山区高速公路支挡结构工程设计的广度及难度愈来愈高,成为路基设计的重要内容之一。某高速公路,在挡墙设计中参数取值不当,部分挡墙设计断面偏小,导致挡墙抗滑,抗倾及承载力安全度不够,致使部分已完成砌筑的挡墙产生外移,外倾,错台及裂缝等情况。事后不得不采用贴面加固,局部加固,卸载板加固等多种措施。

为了总结经验,提高设计水平,对高速公路路基支挡结构设计的有关问题作一反思,具有现实意义及指导意义。

挡土墙设计参数的合理选择

挡土墙设计参数,直接影响到挡土结构的经济性及安全度。根据工程地质条件,墙背填料的性质,挡墙的类型及高度,合理选择挡墙的设计参数至关重要。

1. 墙背填料的内摩擦角 Φ

墙背填料的内摩擦角 Φ 是挡墙设计中的一个重要参数。按照公路,铁路部门等的有关规范,对各类土的内摩擦角作出了规定。例如:

1) 公路路基设计规范(JTJ013-95)

碎石土或不易风化的岩土碎块 $\Phi = 40^\circ - 45^\circ$

2) 公路设计手册(路基)

不易风化碎石 $\Phi = 40^\circ$

风化石料 $\Phi = 30^\circ - 50^\circ$

* 收稿日期:2000年11月

3) 铁路路基设计规范(TBJ1-96)

砾石类土, 碎石类土 $\Phi = 40^\circ$

4) 建筑地基基础设计规范(GB7-89)

碎石土 中密 $\Phi = 33^\circ - 37^\circ$ 密实 $\Phi = 37^\circ - 40^\circ$

设计人员按土类别来选择 Φ 值。但实际上内摩擦角 Φ 不但受到土类别的影响, 尚应考虑填料填筑质量(密实度), 墙型及墙高等影响。

对于具有一定粘性的填料, 在挡墙设计中常用换算内摩擦角法。考虑粘聚力的影响, 增大填料的内摩擦角后, 按砂性土计算土压力, 见图 1。

从图 1 可看出, 根据一定墙高换算的内摩擦角进行土压力计算, 对低于此墙高的挡墙则保守, 高于此墙高的挡墙则不安全。例如, 对 $\gamma = 1.8\text{t/m}^3$, $c = 20\text{kPa}$, $\Phi = 20^\circ$ 的填料, 见图 2。

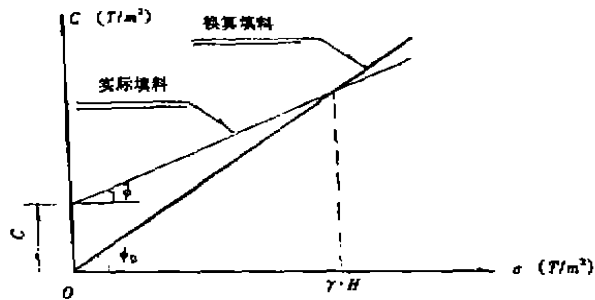


图 1

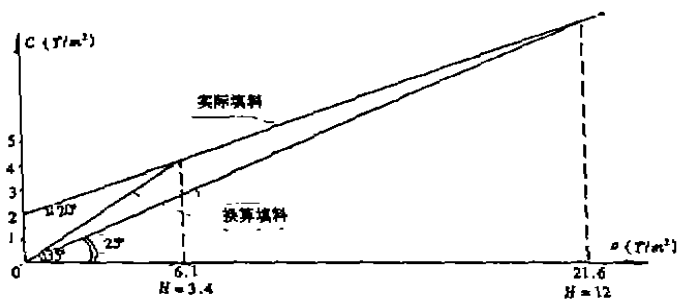


图 2

从图 2 中可看出:

1) 换算内摩擦角 $\Phi = 35^\circ$ 时, 其相应的墙高为 3.4m, 即墙高小于 3.4m 时偏于安全, 大于 3.4m 时偏于不安全;

2) 当 $H = 12\text{m}$, $\gamma \times H = 1.8 \times 12 = 21.6\text{t/m}^2$, 相应的 $\Phi_0 = 25^\circ$ 。如按照规范取 $\Phi = 35^\circ$ 进行设计, 对高墙明显偏于危险。

2. 墙料容重 γ

挡墙墙背填料容重, 受气候环境, 施工质量影响较大。在选择该设计参数时, 应根据当地的气候条件, 雨季雨量, 填土的压密度等因素综合考虑。但是, 设计人员习惯于根据事先选用的 Φ 值来套用 γ 值。例如

$$\Phi = 35^\circ, \gamma = 18\text{kN/m}^3$$

$$\Phi = 40^\circ, \gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

本线根据填料情况,按规范可取 $\gamma = 1.8 - 1.9 \text{ t/m}^3$,但实测 γ 均在 $2.0 - 2.1 \text{ t/m}^3$ 左右。

3. 挡墙地基的承载力 σ

实践证明,挡墙的破坏,大部是由于基础处理不当而引起的。根据本线的具体情况,挡墙的基础应埋至基岩为原则。施工监理应严格验槽,即使基础到了基岩,亦要根据基岩的风化程度,裂隙,节理的发育情况判断其承载能力。例如,本线某处挡墙,由于挡墙部分基础未埋至基岩,事后因墙体较高,地形复杂,不得不在墙趾处用挖孔桩进行地基加固。

挡墙加固方法评述

由于设计人员设计参数选择不当,填料容重取值偏小,内摩擦角取值偏大,致使本线部分挡墙产生外移,外倾,错台及裂纹等情况,除部分采取放坡,反压及拆除重建外,均采用了卸载板加固,贴面加固,上墙加固等措施。本着加固方案应该遵循的针对性,安全性,经济合理性及施工的可操作性原则,对挡各种加固方法的优缺点作如下评述。

1. 贴面加固

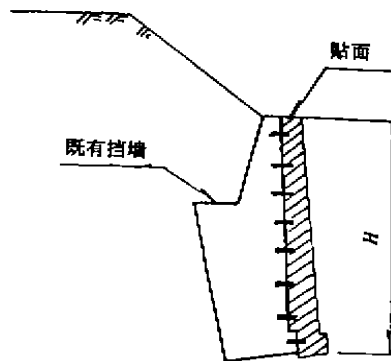


图3

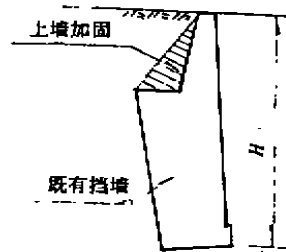


图4

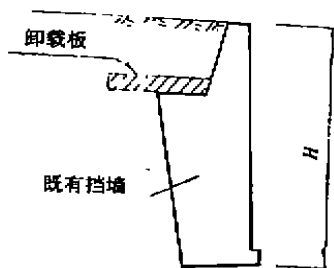


图5

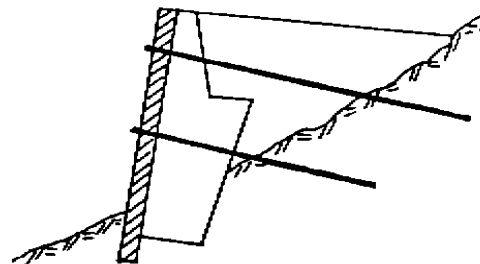


图6

当挡墙设计断面偏小时,对既有挡墙采用贴面加固,以增加墙身断面,见图3。贴面加固法施工简单,在混凝土或钢筋混凝土墙身的情况下是一种较好的加固方法。但在75号浆砌片石的墙身材料情况下,为解决新老挡墙牢固结合问题而采用的锚固钢筋,施工难度较大。难以使新老挡墙真正连成一体,共同作用。

2. 上墙加固

衡重式挡墙原设计断面偏小,采用该法变衡重式挡墙为折线型挡墙,以增大墙身截面。见图4。该法是一种仅仅增加墙身重量的消极办法,对增加挡墙的抗倾,抗滑其效果收效甚微。恰相反大大增加了基底应力。

3. 卸载板加固

该法是在衡重台上增设卸载板,以增加衡重台宽度。其实质是增大衡重台上土体的压重。见图5。计算实践证明,该法可增加挡墙的抗倾,抗滑稳定性。但也增加了挡墙的基底应力。

综上所述,上述的几种加固方法应在挡墙基底应力均能满足设计要求的前提下方可采用。

4. 如挡墙基底应力达不到设计要求,为避免加固墙底地基,也可将原设计挡墙改造成锚杆挡墙,即把原挡墙当成锚杆挡墙的面板,增设立柱及锚杆来承受水平土压力。见图6。

结语

本线为我国一条典型的山区高速公路,地形困难,地质复杂。支挡结构的设计经历了施工实践的严峻考验。虽然,由于设计参数取值不当等种种原因,部分挡墙产生了变形。但采取了多种形式的加固措施,经加固的挡墙基本上都满足了设计要求。本高速公路即将通车,亦在失败中得到了成功的教训,为今后的挡墙设计积累了宝贵经验。

参考文献

- 1 铁路工程设计技术手册·挡土墙·北京:人民铁道出版社,1977.
- 2 公路设计手册·路基·北京:人民交通出版社,1997.

The Reflection for Retaining Works Designs of A Certain Freeway

Wang Renxing

(The 4th survey and design institute of the ministry of railways Shanghai 200435)

Wu Feixiong

(The Zhe Jiang Province Command Post of freeways)

Abstract This paper introduced the design of retaining works on the freeway, and expounded the reasonable choice of design parameters.

This paper commented on every stability method of retaining wall. For future retaining wall designs it accumulated valuable experiences.

振动沉管混凝土灌注桩工程实例 与技术经济分析*

庄俊川 张明忠

(上海金桥出口加工区房地产发展有限公司 上海 201206)

概述

1995 年以前我公司开发建设的上海浦东金杨新村、东陆新村、金桥新村中块二街坊等约三十万平方米建筑面积的六层砖混住宅,地基处理均采用水泥粉喷桩加固地基。桩径为 500mm,桩长 11-18m 之间。加固后符合地基容许承载力不小于 120kPa。按六层住宅建筑面积计算,每平方米粉喷桩费用在 60-72 元之间(基础费用另加)。设计控制建筑物沉降量按 DBJ08-11-89 规定,当建筑物长高比在 3 以内时为 250-300mm,这批住宅竣工时的实测沉降量在 150-200mm 左右。通常建筑物竣工时的沉降量为最终沉降量的 50-60%。

由于粉喷桩属地基加固性质,桩身仍处在浅层淤泥质土软弱土层内,建筑物滞后沉降量过大将产生诸多不利后果。因此在上海市建委下达暂停使用粉喷桩加固地基之前,我公司已在考虑寻找其他类型的地基基础。曾经设想采用预制 200×200 钢筋混凝土小方桩复合桩基,但预制小方桩造价较高,每立方米成桩费用约在 1100 元左右,且 200×200 小方桩每根长 8m,接一根后 16m,桩身在淤泥质土软弱土层内长径比过大,如用 250×250 方桩,再接二根,则桩的造价太高,经过多次比较和分析之后,决定采用振动沉管灌注桩基础。

振动沉管灌注桩的造价及技术条件

1. 振动沉管灌注桩的造价

每立方米成桩费用约在 620 元以内,混凝土 C20-C25,钢筋笼按 1/3 桩长配置(以下同),如按照 JGJ94-94《建筑桩基技术规范》的要求,钢筋笼伸入桩身不小于承台下软弱土层层底深度,则造价要增加一些。

2. 振动沉管灌注桩的技术条件

上海浦东金桥地区地质一般情况如下表:

* 收稿日期:2000 年 8 月

土层序号	土名	埋置深度(m)
1	素填土	0-1.0
2	褐黄色粉质粘土	1.0-2.2
3	灰色淤泥质粉质粘土	2.2-6.0
4	灰色淤泥质粘土	6.0-16.0
5-1	灰色粘土	16.0-20.5
5-2	灰色粉质粘土	20.5-24.0
6	暗绿色粉质粘土	24.0-29.6
7	草黄色砂质粉土	29.6

振动沉管灌注桩的桩径一般采用 $\Phi 325$ 和 $\Phi 377$ 两种,长度19-22m之间,且桩端伸入土层第5层(持力层)三倍桩径, $\Phi 325$ 桩桩长20m时,极限承载力在400kN左右,并随地质土层变化其承载力有差异。 $\Phi 377$ 桩在桩长20m时,单桩极限承载力不小于500kN,以上数据来自上海浦东金杨新村枣庄路以东及金桥新村杨高路和博兴路之间地段资料。

采用振动沉管灌注桩工程实例

1996年设计施工的上海金桥湾—清水苑六层砖混住宅小区,建筑面积共20万平方米。1997年设计施工的金桥新村南二街坊六层砖混住宅小区,建筑面积共4万平方米。1998年设计1999年施工的上海金桥湾一点睛苑六层局部跃七层砖混住宅小区,建筑面积共2万平方米。这些项目与设计单位商讨后均采用振动沉管灌注桩桩基,分述如下:

1. 金桥湾—清水苑A块10万平方米住宅采用复合桩基(桩和基础共同承载),桩径 $\Phi 325$,桩身混凝土C25,桩长19-20m,钢筋笼按桩长1/3配置(以下同)。设计单桩极限承载力400kN。97年9月开工,98年9月竣工,竣工时实测建筑物沉降量在90mm左右。

振动沉管灌注桩造价与建筑面积每平方米(以下同)60-71元,基础(条基)占建筑面积每平方米(以下同)60-75元,桩基合价每平方米(建筑面积以下同)110-146元。

2. 金桥新村南二街坊南块住宅,桩基桩径均同金桥湾—清水苑A块,桩长22m,灌注桩造价每平方米56元,基础造价每平方米50元,桩基合价每平方米106元。97年4季度开工,98年10月竣工。设计最终沉降量为135mm,竣工时实测建筑物沉降量在50mm左右,其中极端沉降量最小一幢为31mm,最大一幢为73mm。

3. 金桥湾—清水苑B、C块10万平方米住宅采用桩承载,桩顶设承台梁,不考虑其承载力,桩径 $\Phi 377$,桩长19.5m,设计单桩极限承载力510kN,静载试验均达到设计要求。97年10月开发,98年10月竣工,竣工时实测建筑物沉降量在80mm左右。

桩造价每平方米80元左右,承台造价每平方米25元左右。桩基合价每平方米105元。

4. 金桥湾—点睛苑2万平方米住宅,桩基础。桩径 $\Phi 325$,桩长20m,桩身混凝土C20。设计单桩极限承载力440kN,静载试验均大于设计值。99年初开工,11月中旬竣工,竣工时实测建筑物沉降量在50mm左右。

桩造价每平方米 69.2 元, 承台造价每平方米 26.6 元左右。桩基合价每平方米 95.8 元。

5. 复合桩基和桩承载费用比较

桩径 $\Phi 325$ 复合桩基在每平方米 110 - 146 元(金桥湾一清水苑 A 块)、106 元(金桥南二街坊)。金桥南二街坊屋面硬山搁檩, 木望板, 荷载较小, 桩的密度稍稀一点, 同样是复合桩基, 造价相对低一些。

桩承载桩基(桩和承台)造价为每平方米 105 元(金桥湾 B、C 块)、95.8 元(金桥湾一点晴苑)。

可以看出, 复合桩基和桩基础两种比较桩基础比较经济, 原因是符合桩基的条基要按承台计价。条基每立方米单价(直接费)350 元, 承台每立方米 458.1 元, 复合桩基的条基混凝土量较大, 所以费用也高。

6. $\Phi 325$ 桩和 $\Phi 377$ 桩造价比较

以相同桩基类型, 金桥湾一清水苑 B、C 块采用 $\Phi 377$ 桩造价高于 $\Phi 325$ 桩的原因是: $\Phi 377$ 桩的截面积比 $\Phi 325$ 桩的截面积增加 30% 以上, 而其周长(摩阻力)只增加 15% 以上, 其截面积的增加与摩阻力的增加不是成正比关系, 故振动沉管灌注桩长度在 20m 左右时(按 JGJ4-80《工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规范》规定摩擦型桩长细比不受限制), 采用 $\Phi 325$ 桩径比较经济。

7. 我公司采用振动沉管灌注桩情况一览表

项目名称		金桥湾一 清水苑 A 块	金桥湾一 清水苑 B、C 块	金桥新村 南二街坊 南块	金桥新村 南二街坊 北块	金桥湾一 点晴苑	金桥湾一 金台苑
建筑面积		93712	108961	44768	27937	20743	12824
结构形式		混合六层	混合六层	混合六层	混合六层	混合七层	混合六层
基础形式		复合桩基	承台基础	复合桩基	复合桩基	承台基础	承台基础
桩径(mm)		325	377	325	325	325	377
桩长(m)		19-20	19.5	22	22	20	26
单桩极限承载力		400kN	510kN	400kN ^f	400kN	440kN	810kN
桩单价(元/m ³)		621	604	621		621	
造价 (元/m ²)	桩	60-71	80	56		69.2	81.43
	基础	60-75	25	50		26.6	57.43
	合价	110-146	105	106		95.8	138.86
设计单位		上海中房 建筑设计 研究院	上海中房 建筑设计 研究院	上海民用 建筑设计 研究院	上海民用 建筑设计 研究院	冶金部马 鞍山建筑 设计院	中国西北 建筑设计 研究院
备注		竣工沉降 小于 90mm	竣工沉降 80mm 左 右	竣工沉降 50mm 左 右	正在施工	竣工沉降 50mm 左 右	正在施工

结束语

在软弱土层较厚的软土地基,采用振动沉管灌注桩基础,是一种经济、合理、有效的基础类型。但必须强调的是要保证灌注桩成桩的质量,这是这类桩基是否成功的关键。

Sample of Vibrated Pipe - Sinking Concrete Packing Pipe and Analysis Regarding Technology - economy

Zhuang Junchuan Zhang Mingzhong
(Shanghai Pudong Jinqiao lu 1208 hao)

Abstract To built multi - story buildings with Vibrated Pipe - Sinking Concrete Packing Pipe in the area where has more thicker soft soil layer is a economical, reasonable and effective foundation. We simply introduced some samples that successfully used this kind foundation and did a certain analysis regarding technology and economy in this article.

通 知

因杭州市电话号码自 2001 年 5 月 18 日起升至 8 位,故本编辑部电话号码升位后为 87952077(即原电话号码前加 8;区号不变仍为 0571)。

《地基处理》编辑部

南京市城西长江漫滩软土的 工程地质特性探讨

新月英

(华东建设基础工程总公司 南京 210041)

[摘要] 本文以南湖、赛虹桥一带的漫滩软土为代表,讨论了南京市城西长江漫滩软土的沉积特性、物质成分、粒度成分、物理力学性质及工程地质特性,最后介绍了软土地区地基与基础类型的合理选择。

前言

南京市地处长江下游,区内河湖水系发育,属典型的河流港口城市。长江在该市西侧呈NE40°绕流至城北沿幕府山呈NEE向,形成沿岸的漫滩冲淤积平原,在城西尤为发育,平面上呈似三角形状。开发中的南京新区正在这里崛起。本文依据该区河漫滩相软土丰富的土工试验成果及钻孔资料,对该区软土的沉积特征、物质成分、粒度成分、物理力学性质、工程地质特性进行了探讨与分析,并阐述了该区软土应力史、压缩特性以及塑性指数与液限之间、压缩系数与含水量之间的相关关系。以助于对该区软土的合理开发和利用。

工程地质概况

南京城西软土位于长江东侧凸岸,水西门——赛虹桥(秦淮河)以西,地貌单元属于长江河漫滩。地势较低,地面开阔,地面标高为4.00~7.00m。地下水埋深,一般为0.5~1.5m,并随季节性波动。

根据工程勘察大量的钻孔资料得知:该区地层自上而下分为五大层,现分述如下:

①-1层杂填土:杂色,松散,含碎石块、碎砖等,层厚0.6~3.2m。

①-2层耕植土:灰褐色,湿,具可塑性,含植物根茎。层厚0.5~1.5m。

①-3层淤泥:灰黑色,饱和,流塑,含较多腐植物。

②层粘土:局部为重粉质粘土,黄褐色,可塑~软塑,层厚0.7~3.6m,该层为河漫滩相软土的上层。

③-1层淤泥质粉质粘土:灰褐色,饱和,流塑,局部夹薄层粉砂、粉土。层厚4.0~25.0m,高压缩性,该层为河漫滩相软土的中层。

• 收稿日期:2000年6月

③-2层粉质粘土:灰褐色,饱和,软~流塑,层厚0.7~20.0m,底部夹薄层粉细砂,高压缩性,该层为河漫滩相软土的下层。

④层粉细砂:青灰色,稍密-中密-密实,层厚10~30m。

⑤层强风化粉砂质泥岩:棕色或紫红色。强度自上而下由低变高。

本文着重分析和讨论②层粘土,③-1层淤质粉质粘土,③-2层粉质粘土的粒度成分、物质成分、物理力学性质和工程地质特性。

据长江防洪堤附近钻孔综合剖面图(见图1)得知该区地层的沉积特征如下:

垂向剖面顶部第一层是耕土、塘泥或填土。厚度仅为0.45~1.50m,其下沉积物的粒径在垂直剖面上呈细变粗的规律性变化。即:粘土——粉质粘土——砂土——碎石系列(见图1)。依据沉积物的物质成分和沉积构造特征显示出的长江演变过程,将垂向剖面的上部归属河漫滩相。以粒径小于0.075mm的悬移质为主,组成淤泥质粘土和粉质粘土,富含有机质及贝壳碎屑。该相厚度为6~28.0m,自东向西呈变薄趋势,土状态从流塑-软塑变化。在淤泥质粘土中层理发育不好,而在粉质粘土中发育薄的粉砂沙纹交错层理,呈现粘土和粉砂组合的“平层饼”状外貌。

垂向剖面的中部为边滩——河床相,沉积物由粉土-粉砂——细砂——中砂逐渐变化,粒径由细变粗,粘粒含量逐渐减少。该相厚度与上覆河漫滩相大致相等,自东向西呈增大的态势。

垂向剖面的下部为河床滞留相,颗粒成分呈粗砂——砂砾——圆砾——卵石变化,以碎石土为主。垂向剖面的底部为长江河床下伏基层,一般为粉砂质泥岩、紫红色粉砂岩等,与厚度达55m的上覆沉积物界限起伏不平,具冲刷特征(见图1)

场地垂向剖面特征表明,在基岩冲刷面上的沉积物具典型的河成二元结构,即下部是侧向增大沉积形成的河床滞留和边滩沉积,上部是垂向增长加积形成的泛滥淤积。特定的沉积环境限制沉积物的发育,形成粒径自下而上由粗变细,沉积成土的季节性间歇加积,使硬壳以下的土层的物理力学性质亦呈规律性变化,可成为工程勘察中分层和片区开发的对比依据。

南京市城西长江漫滩软土的物质成分

1. 粒度成分及颗粒组成

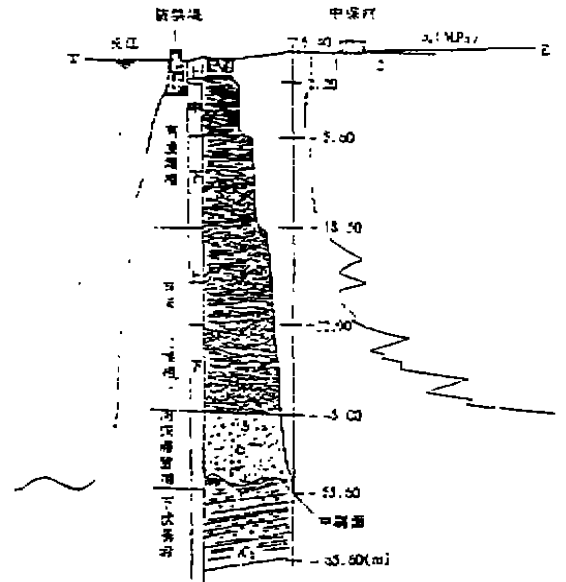


图1 南京城西长江曲流沉积物综合剖面图

南京城西长江漫滩软土不同深度的颗粒组成(%)

表 1

编号	取样深度 (m)	土的名称	砂 粒	粉 粒	粘 粒
			0.1-0.075	0.075-0.005	<0.005mm
#1	1.5-2.0	粘 土	0	53.0	47.0
#2	6.0-6.5	淤质粉质粘土	0.1	53.5	46.4
#3	12.0-12.5	淤质粉质粘土	0.4	58.4	41.2
#4	15.2-15.7	淤质粉质粘土	0.5	61.2	38.3
#5	30.5-31.0	粉质粘土	0.5	66.6	32.9

从表 1 可以得知:南京城西长江漫滩软土粒度成分主要由粉粒(0.075~0.005mm)及粘粒(<0.005mm)所组成。并且呈现从上而下粘粒含量逐渐减小,粉质含量逐渐增多的趋势。

2. 软土的物质成分

通过颗粒分析可以确定,该区软土的物质成分基本均匀。

另外软土的静力触探曲线的特性为无明显的峰谷(如图 1 所示)。图 1 中稍偏斜的直线状低值(P_{smax})表明,软土的物质成分基本均匀。垂向上有粒径轻度变粗的趋势和极薄粉砂夹层显示,软土的主要成分是粘土矿物和粒砂以下的碎屑。借助扫描电子显微镜(SEM)观察,观察结果是:河漫滩相软土中的粘土矿物是伊利石和绿泥石,碎屑矿物主要是石英和长石。借助 X 射线衍射分析,定量分析粘土矿物结果是:伊利石占 70.4%,绿泥石占 29.6%。

南京市城西长江漫滩软土的物理力学性质

根据岩土工程勘察规范(GB50021-94),软土的主要特征值中压缩性系数高($a_{1-2} > 0.5MPa^{-1}$);孔隙比大(一般 $e > 1.0$);天然含水量高($\omega > \omega_L$)。南京市城西长江漫滩垂向剖面中的河漫滩相软土是一种高压缩,较高孔隙比,低强度软土。其压缩性系数为 $0.5 \sim 1.20 MPa^{-1}$,孔隙比为 $1.0 < e < 1.5$,天然含水量接近或大于液限含水量(见表 2),计算承载力 $60 \sim 110kPa$ 。河漫滩相软土分为上、中、下三个层位,上层一般为粘土或重粉质粘土,俗称硬壳层,强度稍高,一般为可塑-软塑状态。中层为淤泥质粘土,淤泥质粉质粘土,天然含水量较高,孔隙比大,强度低。下层为粉质粘土或粉质粘土夹粉砂,该层强度稍高,但仍然是高压缩性,较大孔隙比,低强度的软土。根据该区内近千个土工试验结果统计,各土层的物理力学指标如表 2。

根据区内近千个河漫滩相软土的物理力学指标,通过作相关关系图,笔者得出该区软土的塑性指数(I_p)与液限 ω_L (%)之间存在相关关系(正相关),液限值越大,塑性指数越大,反之亦然。相关公式为:

当 ω_L (%) = 35 ~ 55 时

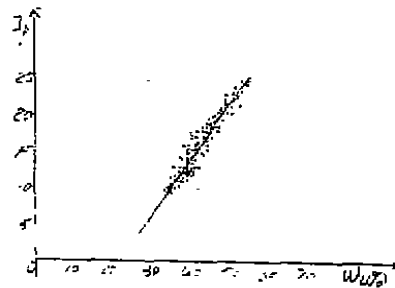
$$I_p = 0.743\omega_L - 16.5 \quad (\text{见图 2}) \quad (1)$$

力学指标压缩系数(a_{1-2})与天然含水量(ω)之间也存在相关关系,通过作相关关系图,得知:压缩系数与含水量成正比,天然含水量越大,孔隙比越大,压缩系数也越大,压缩性越

高,强度越低。反之,天然含水量越小,孔隙比也越小,压缩系数亦越小,强度越高,其相关公式为:

当 $\omega(\%) = 32 \sim 50$ 时

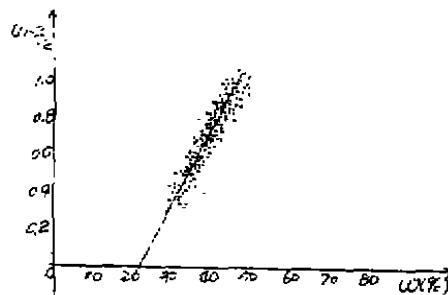
$$a_{1-2} = 0.039\omega - 0.85 \text{ (见图 3)} \tag{2}$$



当 $\omega_L = 35 \sim 55\%$ 时

$$I_p = 0.743\omega_L - 16.5$$

图2 土的塑性指数与液限的相关关系图



当 $\omega = 32 \sim 50\%$

$$a_{1-2} = 0.039\omega - 0.85$$

图3 土的压缩系数与含水量之间的相关关系图

南京市城西河漫滩相软土物理力学指标表

表 2

沉积相	层位	土层名称	厚度(m)	含水量 ω %	重度 r (kN/m^3)	孔隙比 e	液限 ω_L (%)
河漫滩相	上	粘土	0.7-3.6	32.0-41.4	17.6-19.0	0.85-1.20	39.0-53.0
				36.8	18.4	1.04	44.5
	中	淤质粉质粘土	4.0-25.0	36.0-54.0	17.0-18.4	1.04-1.45	35.6-45.0
				43.5	17.6	1.20	41.3
	下	粉质粘土	0.7-20.0	33.0-44.0	17.2-18.5	0.93-1.23	35.0-43.0
				38.8	17.9	1.12	40.0

续表 2

层位	塑性指数	液性指数	压缩性		直接快剪		承载力标准值
	I_p	I_L	a_{1-2} (MPa ⁻¹)	E_s (MPa)	C (kPa)	φ (°)	f_k (kPa)
上	12.0 - 23.0	0.35 - 1.10	0.32 - 0.80	2.47 - 5.00	9.0 - 30.0	6.0 - 18.0	110
	17.8	0.80	0.58	3.46	18.0	15.5	
中	10.4 - 20.0	0.95 - 1.66	0.60 - 1.40	1.48 - 3.28	4.0 - 20.0	4.0 - 15.0	60
	15.6	1.19	0.84	2.51	10.6	10.0	
下	10.3 - 16.8	0.79 - 1.22	0.50 - 0.90	2.45 - 4.10	8.0 - 27.0	8.0 - 24.0	80
	12.8	0.98	0.70	3.20	12.1	15.0	

注:上面为区间值,下面为基本值

得出这两个相关公式,在实际工作中具有重要的意义。土的塑性指数是粘性土的定名的重要指标,土的液限 ω_L 在土工试验中一般容易测准确,而土的塑限 ω_p 在联合测定法及搓条法中均不易测准,该指标受人为因素影响较大。因此在准确测出土的液限(ω_L)值后,利用相关公式 1,可以大致求得土的塑性指数 I_p 。相关公式 2 在实际工作中意义更大,因为软土易扰动,扰动后其力学指标往往变小,而天然含水量受土的扰动影响较小,容易测得准确。利用公式 2,就可以根据土的天然含水量大致求出土的压缩系数值,对实测的压缩系数值进行校正或对比。以便得出扰动土的压缩系数的准确值。

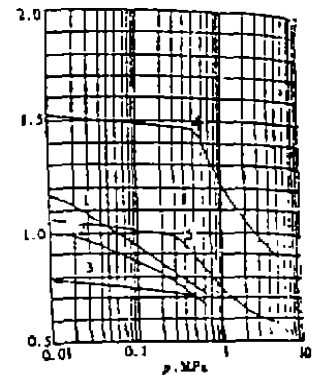
南京市城西长江漫滩软土的工程地质特性

1. 软土的应力史

据市内埋藏型河漫滩相软土沉积物中¹⁴C 年龄值为 6190 ± 260 年——3310 年 ± 120 年,为第四纪中全新世——晚全新世产物。推测南京市城西长江漫滩软土系现代沉积物。由于该相的顶面标高直接暴露或接近地表,使该区处在接受沉积的季节性间歇增量加荷阶段,即小增量加荷。并在单一的土的自重应力作用下发生压缩固结现象,成为一种缓慢堆积起来的欠固结土。土的应力史表明,在开发利用该相软土时,要考虑其自重应力和外加荷载引起的附加应力等两方面因素。

2. 软土的压缩特性

对南京城西长江漫滩软土进行有侧限的固结试验, $e - \log P$ 曲线形态较陡(与本区的第四纪更新世(Q_3)阶地上的下蜀土较缓的特征有明显的差别),在低压区体积变小,速度较快;而在高压区速度明显变慢。最后接近下蜀土(Q_3)的孔隙比。曲线的形态与一



1. 南京市城西长江漫滩相软土(中部)
2. 南京市城西长江漫滩相软土(下部)
3. 南京下蜀土
4. 残积红土
5. 姜石黄土

图 4 南京市城西长江漫滩软土压缩曲线特征对比图

一般粘性土对比,缺失加荷初期阶段短的平缓段。只有坡降段和下部的渐缓段,表明软土的前期所承受的固结压力较低,原始结构连结强度低,无弹性变形,低压的压密固结在高压下被潜在的塑性变形——流变取代(图4)。

3. 软土的抗剪特性

对长江漫滩软土不同层位的土层进行直接快剪,发现该土的上层粘性土抗剪强度较高,一般为 $C=9\sim 30\text{kPa}$,内摩擦角 $\varphi=6^\circ\sim 18^\circ$,中层的淤泥质粘性土抗剪强度很低,天然不排水抗剪强度一般小于 20kPa ,其变化范围约在 $4\sim 20\text{kPa}$,内摩擦角较小,一般在 $4^\circ\sim 15^\circ$ (如表2)下层粉质粘土中部分夹粉细砂的软土内摩擦角稍高,可达 $15^\circ\sim 24^\circ$ 。内摩擦角 φ 与塑性指数成反比, I_p 越高 φ 值越低, I_p 越低 φ 值越大。

4. 软土的渗透特性

对南京城西长江漫滩软土进行渗透试验,得出,该区软土的渗透性很小,渗透系数很低,一般垂直方向为 $1.54\times 10^{-6}\sim 4.55\times 10^{-8}$,水平方向为 $1.20\times 10^{-6}\sim 8.20\times 10^{-7}$ (见表3),因此,该区软土在荷重作用下固结速率很慢,在软土层上的建筑物基础沉降往往拖延很长时间才能稳定,这对于改善地基土的工程特性十分不利。

南京城西长江漫滩软土渗透试验结果

表3

编号	取样深度(m)	土的名称	渗透系数(cm/s)	
			垂直方向	水平方向
#1	0.50~1.00	粘土	2.38×10^{-8}	
#2	1.40~1.90	粘土	4.55×10^{-8}	
#3	2.00~2.50	淤质粘土		1.66×10^{-7}
#4	3.00~3.50	淤质粉质粘土		1.20×10^{-6}
#5	4.00~4.50	淤质粉质粘土	1.54×10^{-6}	
#6	6.00~6.50	淤质粉质粘土	4.36×10^{-6}	6.94×10^{-7}
#7	7.00~7.50	淤质粉质粘土	6.62×10^{-6}	
#8	12.00~12.50	淤质粉质粘土		5.77×10^{-6}
#9	17.00~17.50	淤质粘土	4.26×10^{-7}	
#10	22.00~22.50	软塑粉质粘土		8.29×10^{-7}

5. 软土的触变性

通过作无侧限抗压强度试验得知:该区软土的上层灵敏度一般为 $S_r=1.5\sim 2.0$,中层 $S_r=4.0\sim 10.0$,下层 $S_r=3.0\sim 6.0$,属于高灵敏土。该区软土除上部硬壳层外具有明显的触变性,一旦受到扰动(振动、搅拌、挤压等),土强度显著降低,甚至呈流动状态。因此,在软土取样,送样过程中,尽量避免土的扰动、振动和挤压。在软土层中进行地基处理和基坑开挖,若不注意避免扰动土的结构,就会加剧土体的变形,降低地基土的强度,影响地基处理的效果。

6. 具有明显的不均匀性

由于沉积环境的变化,软土层中常局部夹有厚度不等的粉土、粉砂,使垂直、水平分布上

有所差异,作为建筑物地基易产生不均匀沉降。另外,同一个场地(例如:南京卷烟厂易地改造工程)软土的厚度不等。有的钻孔在8m左右就见到了粉细砂层(如该工程的G1、G2、G3、G4、G5、G6、G7、G8、G12等);有的钻孔要到40m左右才能见到粉细砂层(如该工程的G74、G86等)。因此,在该地区进行工程勘察时一定要注意软土的分布特性,详细准确地探明场地内软土层的分布状况,以便给设计部门提供准确的工程勘察成果资料。

南京城西长江漫滩软土地区地基与基础类型的合理选择

前面分析和阐述了城西长江漫滩软土的沉积特征、物理力学性质及工程地质特性。目的是有助于对该区软土的合理开发和利用。

对于荷载小,沉降量要求不高的三级建筑物,宜采用浅基础,应尽量使用上部的硬壳层。将顶部的填土、淤泥挖除,换填工程性质较好的粉质粘土或碎石土,并分层压实。可用②层粘土作持力层。

对于六~七层住宅楼,由于软土承载力低,压缩性高,满足不了住宅楼对变形的要求,可采用深层水泥搅拌桩,形成复合地基,提高地基土的强度,降低地基土的变形量。南京目前新区开发,普遍都采用这些施工工艺,不但提高了软土的地基承载力,而且解决了软土容易产生不均匀沉降的问题,施工效果较好。采用振动沉管灌注桩处理地基,也可以满足住宅楼对变形的要求。

对于荷载大,沉降限制严格的建筑物,宜采用桩基,如钻孔灌注桩,预制桩等。桩基础应穿过软土层,采用④层粉细砂作为桩端持力层。

在该地区进行基坑开挖时,要注意软土具有的流变特性,将引起土体位移,而可能导致对邻近建筑物的危害。

结束语

1. 南京市城西漫滩软土由长江曲流作用垂向加积形成,区内沉积物在垂向剖面自上而下由细变粗,层理由不清楚渐变明显的规律性变化,显示出河漫滩相、河床边滩相,河床底部滞留相及河床基岩的纵向变化,在河漫相软土场地的勘察中宜以沉积相为基础划分不同强度的持力层。

2. 南京城西长江漫滩软土中粒度成分主要由粉粒(0.075~0.005mm)和粘粒(<0.005mm)所组成,物质成分基本均匀,粘土矿物种属单一,矿物以伊利石为主(占70%),绿泥石次之(占30%)。

3. 南京城西长江漫滩软土处在沉积——固结压缩双重作用(即:小增量间歇性加荷)中的欠固结土,前期预固结压力小,作用时间短促, $e-\log$ 曲线无拐点,不呈“乙”字形,而呈“L”型,表明缺失前期卸荷阶段;在受荷后无弹性压缩阶段,在低压区即进入压密——塑性阶段,在高压区(>0.4MPa)进入压密——塑性——蠕变阶段。

4. 南京城西长江漫滩软土天然含水量($\omega=35-54\%$)大,重度小,孔隙比大($e=1.0-1.5$),压缩性高($a_{1-2}=0.5-1.2\text{MPa}$),抗剪强度低,渗透系数小($K=1.20\times 10^{-6}-4.55\times 10^{-8}\text{cm/s}$)。是一种高压缩,较大孔隙比,低强度的软土。计算承载力低(60~110kPa)。

5. 南京城西长江漫滩软土的塑性指数 I_p 与液限 ω_L 之间, 压缩系数 a_{1-2} 与天然含水量 ω 之间存在着相关关系, 其相关公式分别见图 2, 图 3。

此相关公式是根据大量数据得出的, 可作为该区软土的经验公式。

6. 南京城西长江漫滩软土具有明显的触变性和不均匀性, 在该区进行工程勘察和地基处理时, 一定要考虑这两方面因素。

7. 由于城西长江漫滩软土的上部 0 - 3.6m 厚的粘性土强度较高, 承载力标准值 $f_k = 110\text{kPa}$ 左右, 应尽量使用该层作三级建筑物的持力层, 对桩基础宜用软土底部的粉细砂层或强风化基岩作为桩端持力层, 由于软土中伊利石含量较高, 桩基施工中要注意缩径现象。

参考文献

- 1 《地基与基础》, 中国建筑工业出版社, 1991 年
- 2 《工程地质手册》(第三册), 中国建筑工业出版社, 1992 年
- 3 《岩土工程勘察规范》(GB50021 - 94)

A discussion on engineering geological characteristics of Yangtze valley falt west of NanJing

Si Yueying

(Huadong jian she ji cu gong cheng zong gong si Nan Jing 210041)

Abstract On the basis of researching the soft soils of Yangtze valley falt at the zone from Nanhu to Saihongqiao, sedimentary characteristics, minerals and their grain - size composition, physiomechanical and geotechnical natures were discussed on the soft soils of Yangtze valley falt. As a result, a reasonable choice of foundation soils were suggested.

钻孔灌注桩施工的若干问题^{*}

徐新跃

(温州市高教园区建设委员会 325000)

[摘要] 本文剖析了软土地基钻孔灌注桩工程施工中发生的质量事故原因,并提出相应的防治措施。

概述

钻孔灌注桩最常见的质量问题是桩底沉渣、孔壁泥皮以及成孔过程中孔壁土体的松动和软化。如何减少这些因素对桩承载力的影响,是桩基工作者必须努力探索的课题。笔者根据多年的钻孔灌注桩施工管理实践和经验,对这些质量问题进行分析和探讨,并指出防治措施。

钻孔灌注桩的质量问题

(一) 钻孔灌注桩混凝土质量

钻孔灌注桩的混凝土灌注方式多为水下混凝土灌注,对于此种水下混凝土灌注桩,因其施工后的质量缺陷难于检查和修补,加上其施工工艺复杂、施工环节众多,每道工序的施工质量好坏都对成桩的质量产生影响,严重的可能使大直径钻孔灌注桩的承载力和沉降性状发生变化,最终会危及到建(构)筑物的使用安全。这就要求混凝土配合比除了保证有足够的强度,更要有良好的和易性(包括具有良好的塌落度、粘聚性和保水性)和适宜的初凝时间。才能保证施工过程中的混凝土拌合物能够粘稠、保水、不离析、流动性强,在灌注过程中连续顺畅、不间断。这是保证桩身混凝土不产生接缝、孔洞、夹渣分离和断桩现象的必要条件。

1. 混凝土超灌量

(1) 桩顶浮浆层的形成机理

水下混凝土的灌注,首批混凝土冲出导管底口向孔底四周流动扩散,与孔内冲洗液相互掺合形成一定厚度的浮浆稀释层。当导管有一定的埋深时,后续灌入的混凝土在已灌入混凝土内部流动,首灌的混凝土始终处在最上层,最终在桩顶凝固成浮浆、泥渣等混杂层。混杂层及其以下的低劣混凝土层强度低,应该予以凿除。混杂浮浆层的厚度,取决于孔内的清洁程度。冲洗介质稠,孔壁泥皮厚,孔底沉渣多,则浮浆层厚。钻孔冲洗越干净则浮浆层越

* 收稿日期:2001年1月

薄。

当浮浆层处于桩顶时,只要保持一定的超灌量,亦即保证设计标高位置的桩体强度,则能保证桩身质量。如果浮浆层处于桩底或桩身中间,则形成夹泥或断桩,桩身质量就无法达到要求。

(2)影响桩顶超灌量的因素及防治措施

受地层条件、施工机具、成孔工艺和冲洗介质等因素的限制,排渣不彻底,清孔效果差,孔底淤积多。在此情况下,采用正确的水下灌注混凝土工艺,钻屑泥皮被顶替至桩顶,在桩头处形成较厚的浮浆层。

浮浆层处于桩顶时,只要保持一定的超灌量,亦即保证设计标高位置的桩体强度,则能保证桩身质量。如果浮浆层处于桩底或桩身中间,则形成夹泥或断桩,桩身质量就无法达到要求。因此,控制灌注桩桩顶混凝土超灌量显得异常重要。

确立超灌量应综合考虑地层条件、孔径大小、泥浆性能、成孔工艺和灌注工艺等多种因素,尤其是成孔工艺。对正循环钻进成孔的灌注桩,超灌高度在50cm左右比较合理,而对反循环钻进,超灌量应有所减少,对于有丰富经验、技术力量雄厚、操作水平高的专业队伍,超灌量定在20cm左右即能满足要求。必须强调的是,无论采取何种成孔工艺,都必须严格按照规程灌注混凝土,杜绝出现桩身质量事故。

2. 混凝土初灌量

初灌混凝土一定要具有良好的和易性和流动性,初灌混凝土量应经计算确定,保证初灌后混凝土堵管1~2m,否则将会影响初灌混凝土的冲击力和排淤能力,进而影响桩尖嵌岩质量。对一些泡水易软化的软质岩还应控制从终孔到初灌的时间。

导管的埋深对混凝土的浇灌质量有很大的影响。根据混凝土的流动扩散规律,埋深过小往往会使管外混凝土面上的泥浆和泥渣卷入混凝土中形成夹层,造成断桩;埋深过大则混凝土不易流出,易堵管。导管的埋深宜控制在3~10m范围,最小不得小于2m。

(1)混凝土初灌量控制

剪塞法:它是最常用的水下混凝土初灌方法,将预制的混凝土塞子放入导管内,用铁丝绑在漏斗口,上面用胶皮垫密封,待混凝土量达到初灌要求时,剪断铁丝,这样混凝土就随着塞子到达孔底,实现混凝土的初灌。其优点上使初灌混凝土和泥浆隔离,从而保证了初灌混凝土及桩身混凝土的质量。

提塞法:一种专门制作的钢提塞,初灌混凝土时,用钢丝绳连接提塞放入漏斗,堵住漏斗底口,向漏斗内倾倒混凝土,待混凝土达到初灌需要时,上提提塞,混凝土即顺利地冲入孔底,完成混凝土的初灌。其优点上提高了初灌速度,杜绝了剪塞法中的堵管隐患,钢提塞可以重复使用,降低了工程成本。

压胆法:就是向球胆(篮球或排球)内充气,使之比导管稍大一些,放入导管内,漏斗底用密封板盖住,然后倒入混凝土,待混凝土量满足初灌需要时,上提密封板,混凝土即压住球胆冲入孔底,完成混凝土的初灌。此法综合了剪塞法和提塞法的优点,既防止了堵管现象的发生,也基本保证了初灌混凝土的质量。

3. 混凝土灌注过程的质量控制

通过导管灌注混凝土的原理是:以大比重的混凝土及混凝土下落时的重力动势能通过导管进入孔内,然后混凝土向上返流的过程。混凝土向上返流时,其依靠自身的动能将一部

份孔壁泥皮刮出。当导管埋深过大时,混凝土的导管内外势能差减少,孔内混凝土上返势能迅速下降。这时,混凝土只能沿导管周围阻力小的环境中上返,而这种过程是一种混凝土由导管周围向孔壁堆淤的过程,从而导致泥皮不单没有被挤压刮出,反而造成已堆积于混凝土面上的泥渣或初凝混凝土块再次被裹入堆积于孔壁周围,形成混浆段或泥浆包团。这样将严重影响桩身质量和单桩承载力。混凝土在导管、孔内、有钢筋笼地段的运移均可看作混凝土在环空中流动,其环空中流动阻力主要是:孔内泥浆柱的压力;环空空间增大的超径阻力;导管及其接口部位附加阻力;钢筋笼阻力;孔壁不规则的摩擦阻力。

减少这些附加阻力的方法上:①提高混凝土在导管内外的势能差,即导管埋深要小,一般保持2-6m。作好探测和记录。②洗孔换浆,保持泥浆比重的降低。③导管下端第一节尽可能的长,最好用丝扣连接的导管,减少接扣处的阻力,从而达到尽可能在较大埋深下连续灌注混凝土。④导管的直径应随孔径的变化而随之变化,达到混凝土在环空中流动时的阻力相对最小的配置。

(二)泥皮

所谓桩周泥皮是指钻孔灌注桩在成桩过程中,由于地层条件、施工工艺、地下水等因素的影响,在桩外表面与孔壁之间形成的一层膏状的粘性土泥皮。

1. 泥皮形成机理

钻孔灌注桩施工时,在动水位压力的作用下,泥浆中的自由水不断地向孔壁渗透,同时泥浆中的土质颗粒不断地粘附在孔壁表面上,形成一层比较柔韧的粘土膜,抵抗冲洗介质对孔壁的冲刷,起到稳定孔壁、防止坍塌的作用。随着钻孔的加深和循环时间的延长,泥皮也在不断地加厚。

2. 桩周泥皮厚度对承载力的影响

桩周泥皮对单桩承载力的影响实际上就是对桩侧摩擦阻力的影响。桩周泥皮中粘土含量非常高,在饱和状态下,塑性极好,静切力值很小,因而抗剪切能力差,在外力作用下极易产生塑性流动或滑动,即使在地下水位较深时,水位线以上部分的桩周泥皮要固结成原状土状态达到其力学性能也需要很长时间。故桩周泥皮对钻孔灌注桩来说是有害的,它使桩与地基土之间的摩擦变成了桩外表面与泥皮之间的摩擦。由于泥皮的力学性质差,并具有一定的润滑性(若泥浆中加有处理剂,则润滑性可能还会更好)。当该层泥皮达到一定厚度时,就使桩的侧摩阻力大大降低。因此,钻孔灌注桩对桩周泥皮厚度的要求理论上应是越小越好。

在钻孔灌注桩工程施工中,由于排渣清孔大多采用泥浆作冲洗介质,在桩周形成泥皮是不可避免的。又由于桩外表面并非光滑而是较粗糙的,因而桩周泥皮在一定的厚度以内对桩的侧摩擦阻力的影响较小,桩的承载力基本可以反映实际情况。当桩周泥皮厚度超过其临界值时则对桩侧摩擦阻力的影响明显增大,桩的侧摩阻力也就大大降低。

3. 减少桩周泥皮厚度的措施

在施工前必须详细分析研究岩土工程勘察报告所提供的地基土类型、力学性能、渗透系数、地下水位高低等。根据桩径和桩长选择适当的钻机、成孔方法、钻头类型,最大限度地降低成孔时间以达到在最短时间内成桩,减少在孔壁上形成泥皮的时间。

选择合适的冲洗介质,有条件的在地层允许的情况下要尽可能地用气体作为冲洗介质。若用泥浆作冲洗介质,首先要选择造浆率高的优质粘土或膨润土,按JGJ94-94规范制备泥

浆。还可以根据需要加入必要的泥浆处理剂,或用轻质泥浆(低固相泥浆)。根据施工场地条件,设置有效的泥浆循环系统,包括泥浆池、沉淀池、贮浆池或搅拌池、循环槽等,并在施工中间加强泥浆管理和维护,及时清渣、除渣、测量和调节泥浆性能。

钻孔灌注桩主要依靠泥浆的静压力来平衡土对孔壁的压力。泥浆的比重低,钻进速度快,不易糊钻,形成的护壁泥皮薄而坚韧,使桩身混凝土与原始地层接触紧密,提高桩身摩阻力。特别是在浇灌混凝土时,控制泥浆的性能指标,以减少背压和混凝土浇灌时的阻力,保证首灌混凝土的冲击力,挤开孔底沉淤,并有利于克服夹泥、断桩等质量问题。

(三)沉渣

1. 沉渣对桩的承载力的影响

众所周知,桩顶荷载通过桩身向下传递到桩侧阻力,即将克服时就直接传至桩端持力层,从而使桩端阻力发挥。若桩底沉渣处理不干净而有较厚的沉渣,那么桩顶荷载首先是将桩侧阻力逐渐克服后对沉渣产生压缩,如果沉渣很厚(大于100mm),由于试验一般按规定是做到桩顶沉降达到100mm(含桩身压缩量)即停止,所以,桩的破坏方式表现为桩顶沉降过大的破坏型式,即表现为纯摩擦桩的特征,此时桩的承载力大大降低。因此沉渣的处理对单桩竖向承载力影响很大。

2. 造成桩底沉渣的主要原因

(1)钻孔钻进超深过多,而二次冲孔后深度或灌注混凝土前下的导管仅达到了设计值,清孔很难将孔底沉渣冲洗干净,造成孔底沉渣过多。

(2)孔深达到设计要求,由于是在未停泵的情况下测量孔深和孔底沉渣(即开泵探测),停泵后,由于泥浆粘度低、密度大,泥浆中的粉细砂迅速沉降,造成孔底沉渣过多。

(3)在灌注混凝土前,将泥浆密度和粘度调整得过低;泥浆中的细砂迅速沉降,造成沉渣(砂)过多。

(4)泥浆中含砂量大,泥浆粘度小,泥浆槽存浆较少,二次清孔实际上是砂浆在孔内外循环,造成砂子沉淀超标。

3. 预防沉渣超标的措施

(1)缩短清渣与浇筑混凝土的时间间隔

传统的做法是:终孔→第一次清渣→吊放钢筋笼→第二次清渣→插入混凝土导管→浇筑混凝土。

由于第二次清渣至浇筑混凝土的时间比较长,很难避免沉渣。为此,第二次清渣时应设置专用泥浆管,同时在插入混凝土导管并做好混凝土的浇筑的准备工作,在高压泥浆泵的作用下,孔中碎渣处于悬浮状态,此时立即浇筑混凝土,桩底沉渣可减至最小程度。

(四)堵管

1. 发生堵管的原因:

(1)埋管过浅,导致管内混凝土灌下后桩孔内的泥浆返到导管,形成混浆,使管内混凝土流动性降低,石子呈团状,堵在管口而造成堵管。

(2)埋管过深,使导管内混凝土不能靠自身的重力作用冲击导管而造成堵管。

(3)混凝土性能不良

坍落度太小。原因有:配合比不当,配料控制不严,以及混凝土运输方法不当,或停放时间过长造成坍落度损失过大等。

初凝时间太短。如使用初凝时间短(但是合格)的水泥配制混凝土,很可能造成堵管。

砂率太低。砂率低造成混凝土流动性差,不适宜用来浇注水下混凝土。例如某工程曾因用砂率小于40%的混凝土成桩,结果出现堵管事故。

(4)隔水栓堵塞:隔水栓尺寸偏大或偏小(指栓高小于导管内径);隔水栓选材不当;木制隔水栓使用前未浸透水等。

(5)混凝土在导管内停留时间过长:混凝土开始浇注后,因供料系统故障,造成混凝土不能连续补给,导致不能及时提升导管。

2. 防治措施与处理方法

(1)防治措施:为防止堵管,灌注混凝土时导管堵管不宜过深或过浅,以2~6m为宜;并应严格控制混凝土的搅拌质量。

混凝土灌注一定数量后,就必须拆管,否则会使堵管过深。每次拆管前应测定混凝土的高度,并与理论值进行比较,按偏于保守的原则确定埋管深度,确保导管埋深不超过6m,且不少于1m。

(2)扫孔、清孔:当孔内浇注的混凝土数量不多,且时间不长时,可采用钻机上的设备扫孔、清孔,并用反循环倒吸混凝土的措施,排除部分已浇混凝土,待检查沉渣厚度不超过《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)的规定时,再重新浇注水下混凝土。

(3)用较小钻具重钻:当孔内已浇注一定数量的混凝土,清除又有困难时,可以采用比钢筋笼内径小的钻具,将残留混凝土钻透,重新钻入基岩,然后清孔、浇注混凝土。

(4)插入式接桩:孔内浇注的混凝土量较大,用较小直径钻具钻至基岩有困难时,可以采用钻除部分混凝土,清孔后继续浇注混凝土,形成插入式接桩。当孔内浇注的混凝土数量更多时,常采用将此桩报废,在临近位置补做新桩,其位置与数量一般需由设计确定。

(5)开挖式接桩:当堵管停浇,桩顶标高离设计规定值不远时,可以采用基坑开挖后,挖出桩顶,清除泥浆、水泥浮浆层及混凝土松动部分,整理好钢筋,将桩接高到设计标高处。

(五)钢筋笼上浮

钢筋笼上浮的机理,分析钢筋笼上浮首先必须从混凝土浇注过程中钢筋笼的受力分析着手;其受力情况可分为以下三种:①开始浇注混凝土时,导管的下端在钢筋笼的下端以下,混凝土液面未接触钢筋笼;此时钢筋笼的受力为,自重、泥浆的浮力和泥浆向上运动时对钢筋笼产生的上升力。②随着混凝土的浇注,钢筋笼被插入混凝土液中,导管的下端仍在钢筋笼的下端以下,此时钢筋笼的受力为,泥浆的浮力及其向上运动的上升力、混凝土液的浮力和其向上运动产生的上升力、钢筋笼自身的重力。③当导管进入钢筋笼内时钢筋笼的受力为,泥浆的浮力、向上运动产生的升力、混凝土液的浮力、其向上运动产生的上升力、其埋置在导管下端以下钢筋笼部分产生向下的力及钢筋笼自身的重力。由此可见,产生钢筋笼上浮的主要原因是取决于混凝土液向上运动的上升力。

1. 钢筋笼上浮的机理:当混凝土液进入钢筋笼后,便包裹了钢筋笼,混凝土液再向上运动是克服自身的粘滞力,当其不能克服自身的粘滞力时,钢筋笼和混凝土液不产生相对位移,随其同步向上运动。

2. 防治钢筋笼上浮的措施

采用埋深控制法即严格控制钢筋笼和导管在混凝土液中的埋置深度,从而控制混凝土液运动与钢筋笼位置的关系,以达到预防钢筋笼上浮的目的。

实例^[1]

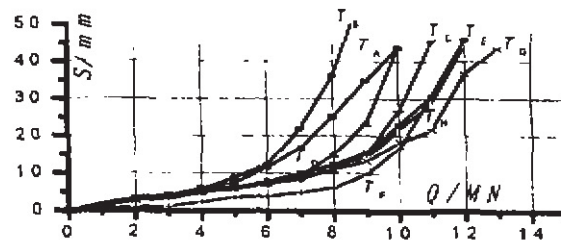
某工程为嵌岩钻孔灌注桩,分别采用回转和冲击钻进,加导向笼式钻头,正循环钻进和清孔,正循环钻进反循环清孔及抽筒清孔。其试桩施工的主要参数及桩孔的孔深、孔径、孔底沉渣厚度等测量结果见表1。混凝土浇灌所使用隔水塞, $T_F \sim T_C$ 桩为规范规定的标准隔水, $T_A \sim T_E$ 桩则采用土工织物编织袋人工拌和不均匀的水泥砂浆。图1为试桩的轴向静载荷试验曲线, $T_A \sim T_E$ 与 $T_F \sim T_H$ 分别为两个施工单位,工程地质条件相同,而施工工艺有所不同,其极限承载力有明显差异。

$T_A \sim T_E$ 桩的隔水塞为土工织物编织袋人工拌和不均匀的水泥砂浆,它随混凝土下至孔底后就永远滞留在孔底,当桩端承受的轴向荷载足够大,首先引起袋装水泥砂浆体的脆性破坏,在桩体抽芯中取出编织袋和被压裂的水泥砂浆。 $T_F \sim T_C$ 桩为正规的隔水塞,取芯证明桩身质量一切正常,其极限承载力明显高于 $T_A \sim T_E$ 桩。同时图中反映8根试桩成果不同,均是桩身混凝土浇灌质量差异所引起的。典型的是 T_B 桩,试桩的 $Q-S$ 曲线反映桩承受轴向力后,某些部位发生脆性破坏。

试桩施工的主要参数及测量结果

表1

孔号	孔深 /m	沉渣厚度 /mm	孔径(最大/最小) /mm	充盈 系数	施工 工艺	成孔时间 /min
T_A	19.55	0	1150/835	1.12	正钻进、清孔	750
T_B	21.64	40	1240/820	1.10	同 T_A	680
T_C	21.64	45	960/740	1.20	正钻进、反清孔	170
T_D	21.98	28	1150/835	1.23	同 T_F	180
T_E	21.17	20	1000/830	1.26	冲击成孔	500
T_F	14.49	0	1150/860	1.30	同 T_F	90
T_G	13.91	0	1160/900	1.15	同 T_A	810
T_H	14.20	0	1240/880	1.31	同 T_A	690

图1 $Q-S$ 曲线

结束语

钻孔灌注桩工程是一个系统工程,施工环节多,制约工程质量的因素多,不同的工程,影响质量的因素也不尽相同。因此在工程实践中要认真分析,根据实际情况采取相应的措施,来保证钻孔灌注桩的成桩质量。特别是在人员素质、技术水平、材料质量、施工工艺、灌注操作等诸方面加强管理把好关,并针对施工过程中发生的问题及时采取相应的处理措施,则桩的质量就能够达到设计和施工规范的要求,满足工程建设的需要。

参考文献

- 1 刘建生、宋铭栋.福州电厂嵌岩灌注桩设计施工中的几个问题,第四届岩土工程实录集.北京:兵器工业出版社,1997.5

Problems on Bored Grouting Pile Construction

Xu Xinyue

(The Construction Of Higher Education District In Wenzhou 325000)

Abstract The paper analyzes the reason of quality problems occurring in bored grouting pile construction for soft foundation and presents related prevention measures.

通知

关于中国土木工程学会土力学及岩土工程分会专栏文稿本期暂停。

《地基处理》编辑部

2001年5月28日

振动沉管灌注桩施工引起地面沉陷 及桩基事故分析*

何元才 周海斌

(诸暨建筑设计院 浙江诸暨 311800)

[摘要] 本文介绍了某住宅小区振动沉管灌注桩施工过程中地面沉陷现象及桩基质量事故,并对其产生的原因进行了分析。

前言

振动沉管灌注桩属排土桩性质,在软土地基中常引起土体隆起,据统计桩周土体的隆起量与桩在土体内的总体积之比在 30%~100%之间^[1],常造成桩身缩径、断桩甚至“吊脚桩”,桩位偏移、桩身翘曲,早已引起人们的关注。但在砂性土及粉土地基中,打桩却引起地面沉陷,常引起桩身断裂、蜂窝、空洞、扩径等缺陷。

工程概况

1. 工程地质情况

该住宅小区占地面积 21383m²,由 8 幢住商楼组成,均采用桩基础,桩径 $\Phi 377\text{mm}$ 、 $\Phi 426\text{mm}$,总桩数 1900 根,混凝土近 5000m³。场地古地貌为河漫滩及古河道区,主要由第四系河流相松散沉积层组成,地下水位在 0.23~2.3m。地基土物理力学指标见表 1。

根据现场开挖及工程地质勘察资料可知地层中的粉砂、粉土、中砂、细砂均为稍密状,其中粉土、粉砂受振动析水,为易液化土层。

2. 桩基施工及质量情况

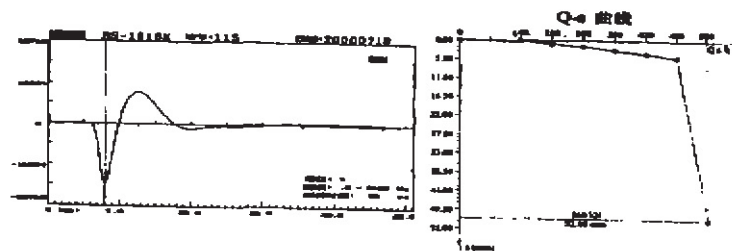
桩基施工过程中发现混凝土超灌量难以控制,不少桩灌注不到位,充盈系数偏大,未初疑的临桩沉没,桩基施工完毕后地面普遍沉陷 10cm,最大沉陷 50cm 之多。基础挖土后不少桩身存在蜂窝现象,个别桩桩身全截面空洞;工程经过反射波法动测发现了不少的缺陷桩,静载荷试验 3 根桩在 2m 上下(砂层位置)混凝土破坏,其承载力为设计要求的 0.6 倍(图 1)。

* 收稿日期:2000 年 9 月

土的物理力学参数表

表 1

层序号	土层名称	土状态	土层厚度 m	天然含水量 %	天然重度 kN/m ³	天然孔隙比	压缩模量 MPa	标贯 次/30cm	承载力标准值 kPa
①-1	素填土	松散	0.5-0.6						
①-2	冲填土	松散	0.5-0.8						
①-3	淤泥质粉质粘土	流塑	0.2-0.5						60
②-1	粉质粘土	可塑	0.5-3.5	25.3	19.3	0.76	8.88	3.00	90
②-2	粉砂	稍密	0.7						120
②-3	淤泥质粉质粘土	流塑	1.0-1.8						65
②-4	粉土	稍密	0.8-3.0	26.2	19.6	0.734	9.87	7.0	120
②-5	粉砂	稍密	0.8-2.5	20.7	19.6	0.649	11.84		140
③-1	中砂	稍密	3.6-6.7					7.0	175
③-2	粉质粘土	可塑	2.1-3.8						150
④	淤泥质粉质粘土	流塑	0.5-4.1	38.0	18.0	1.099	5.29		65
⑤-1	粉土夹细砂	稍密	0.7-2.5	31.2	19.0	0.864	14.08		120
⑤-2	中砂	稍密	1.5-3.8					10.0	180
⑤-3	粗砂、砾砂	稍-中	0.7-3.0						220
⑥	淤泥质粉质粘土	流塑	0.2-1.2						70
⑦-1	中粗砂	稍密	0-3.6					9.0	250
⑦-2	砾砂、砾石	稍-中	2.8-6.0						320
⑧-1	含粘性土中砂	中密	1.7						250
⑧-2	圆砾	中密	3.0-7.9						480

图 1 115^k 桩动测及静载曲线

原因分析

1. 地基土沉降原因

疏松结构的砂土, 颗粒之间孔隙较大, 对振动荷载十分敏感, 在动(静)荷载作用下体积

可减小20%左右^[2]。振动沉管施工有3种作用:

- ①挤密作用。沉管排土使周围土体挤密
- ②振实作用。松散的砂具有剪缩性,往复的剪应变能够使松砂变密^[3]。
- ③固结作用。打桩振动力使饱和砂土产生超孔隙水压力,发生液化,随着孔隙水压力的消散,土体强度大为提高,变得更加密实。据邓子胜试验研究振动液化可使再固结体的强度最大提高294.8%^[4]。

DZKS、DZJ型振动沉管打桩机的振动频率在900~1100r/min之间,与砂土的自振频率1040r/min^[5]相近。桩基施工给周围一定范围的砂土施加了长时间的振动力,一方面砂土受振变得密实,另一方面使部分砂土产生液化和重固结。正是由于打桩振动力的振密作用以及土层液化、重固结作用导致了地面沉降。

2. 桩基事故分析

根据本住宅小区基桩桩身缺陷情况,砂土的振密、液化固结作用,对桩身质量的影响有以下几个方面:

①孔隙水压力增加,孔隙水沿桩身上升,造成桩身混凝土离析。本工程地层浅部的淤泥质粉质粘土及粉质粘土组成了渗透差的盖层,砂土中的水具有承压水的性质,使桩身混凝土离析。根据开挖情况,在砂层位置混凝土离析尤为明显,3根静荷试验桩桩身混凝土破坏位置均在砂层中。

②砂土液化时土层呈流塑状态,造成桩身扩径,充盈系数大。根据开挖情况,桩身在砂层中扩径现象明显,但是混凝土质量较差。同时由于液化程度不均一,灌注时混凝土超灌量难以控制,灌注不到位,出现了较多的“补洞桩”。

③打桩振动对临桩的影响较大,打桩振动力使临桩的桩周土产生液化,此时混凝土尚未初凝,会产生桩身塌陷、蜂窝、蜂洞等。

④土的重固结作用对桩产生负摩擦力。

⑤施工的不规范,如拔管速度过快、混凝土质量差(塌落度、骨料、水灰比)加重了桩身的缺陷。

3. 预防措施

①严格按规范施工。控制拔管速度,拔管速度以1.0~1.5m/min为宜,使混凝土充分扩展,混凝土质量符合规范要求。

②合理设计打桩路径,控制施工速度。

③灌注时应时刻检查管内混凝土量,发现混凝土不足时,应及时加灌。

④采用全静压沉管施工。

⑤必要时可以采取降水措施。

结论

正常施工情况下,基桩的质量在很大程度上取决于工程地质条件,不同地质土应采取不同的施工工艺。在软土地基中应注意挤土影响;在易液化的粉、砂土地基中应注意土的液化和重固结作用对桩的影响,必须采取防治措施。

参考文献

- 1 龚晓南,李向红.静力压桩挤土效应中的若干力学问题[J].工程力学,2001,17(4):7-12
- 2 叶书麟,地基处理[M],北京:中国建筑工业出版社,1988,66~67
- 3 陈仲颐,叶书麟.基础工程学[M],北京:中国建筑工业出版社,1997
- 4 邓子胜.砂土振动固结抗剪强度变化规律的试验研究[J].工程力学,2000,17(4):94-98
- 5 林宗元,岩土工程治理手册[M],沈阳:辽宁科学技术出版社,1992,167

Analysis of Subsidence and Pile Foundation Accident Caused by Construction of Driven Cast-in-place Pile

He Yuancai

(Zhuji Architectural Design Institute, Zhejiang Zhuji, 311800)

Abstract Ground subsidence and pile foundation accident of an accommodation section are introduced in this paper, analyse for the reason that it produces, vibration dense act, liquefaction, reconsolidation are the major reason of accident.

第六届全国土动力学学术会议简讯

由中国振动工程学会、中国土木工程学会土力学及岩土工程学会、中国力学学会、中国水利学会、中国建筑学会、中国地震学会和中国工程建设标准化协会等7家学会共同主办,河海大学岩土工程研究所和南京水利院土工研究所联合承办的《第六届全国土动力学学术会议》将于2002年5月18日至20日在南京河海大学召开,会议将就以下议题广泛征稿:(1)土的动力特性下本构关系;(2)地基、土工建筑物及生命线工程抗震分析;(3)砂土液化与地震永久变形;(4)土工动力测试技术及应用;(5)土与结构动力相互作用;(6)土工抗震加固技术与减震隔振措施;(7)岩土地震工程及环境工程;(8)震源机制与波动传播;(9)动力机器基础;(10)爆炸防护工程;(11)海洋岩土工程;(12)工程实录。

欢迎全国各地从事土动力学与岩土地震工程研究的设计、科研、施工单位的同仁积极踊跃投稿。文章要求具体、明确、严谨,未正式发表过,文责自负且不涉及保密内容。量单位要严格执行《中华人民共和国法定计量单位》中有关规定。提交论文为8000字以内(含图表)。来稿务必一式两份。论文格式和要求将在录用通知中说明。本次会议录用论文将由国内著名出版社正式出版论文集。投稿截止日期:2001年08月30日 录用通知日期:2001年10月30日 修改截止日期:2001年12月30日

联系人及电话:210098,南京市西康路一号河海大学岩土工程研究所

刘汉龙 教授 025-3713073, hliu@jlonline.com

高玉峰 副教授 025-3732526, yfgao@jlonline.com

(第六届土动力学学术会议组委会)(河海大学岩土工程研究所代章)

深基开挖监测软件 JKJC V3.0 及应用*

谢康和 应宏伟 王奎华 谢新宇

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[提要] 本文简要介绍了深基开挖监测分析软件 JKJC 最新版本(V3.0)的功能与特点,以及在深基开挖监测工作中的应用。

前言

现场监测现已成为确保深基开挖工程安全的重要手段之一。只有对开挖施工全过程进行现场监测,才能掌握围护结构和周围环境的实际情况,一旦发现围护结构侧移或内力发展过大、过快等异常情况即可及时采取补救措施,从而防止事故发生。

显然,快速、准确、及时地提供现场监测结果是监测工作的首要任务,而能否做到快速、准确、及时地提供现场监测结果正是衡量监测工作水平的根本指标。

为了满足监测工作的实际需要,提高现场监测水平,我们于1994年开发了深基开挖监测分析软件 JKJC V1.0。1995年,JKJC 升级为 V2.0。1999年,JKJC V2.0 作为科研项目“深基坑支护设计计算研究”的成果之一而荣获浙江省科技进步二等奖。

本文主要介绍深基开挖监测分析软件 JKJC 最新版本(V3.0)的功能与特点及其在深基开挖监测工作中的应用。

JKJC 主要功能与特点

JKJC V3.0 是目前唯一能同时分析处理深层侧移、竖向位移、水平位移、地下水位、支护结构内力、土压力等6种监测项目现场实测数据且能分别在 DOS 和 WINDOWS 下运行的专业监测软件,其主要功能与特点如下:

1. 能快速准确地处理和分析深基开挖现场监测中由测斜仪、沉降计(水准仪)、经纬仪、水位计(管)、钢筋计及压力盒等土工或测量仪器所测数据,并随时自动绘制和整理成各种曲线或表格,确保能在最短的时间内提供监测结果,为实现深基开挖工程的信息化施工以及围护结构与周围环境的安全提供动态信息。

2. 无需中文操作系统支持,所生成的图形和表格全部用中文显示。监测结果形象直观,一目了然。

* 收稿日期:2000年11月 (国家自然科学基金会资助项目:No.59738160)

3. 监测结果(图形或表格)可随时在各种针式打印机上输出;亦可以图片文件形式保存,供 PHOTOSHOP 和 WINWORD 等高级软件调用,由此可编写图文并茂、高质美观的监测报告。

4. 可直接在 DOS 下运行,也可在 WINDOWS 下运行,操作非常简便。

JKJC V3.0 新增功能

与 JKJC V2.0(1995)相比,JKJC V3.0 新增功能如下:

1. 对于深层侧移监测分析:

(1)新增了数据输入专用编辑软件,使实测数据能直观地按表格方式输入。

(2)可将测斜管底端按非固定端处理,即可把由经纬仪测得的测管处墙顶(或压顶梁顶)的侧移作为基准值,从而得到深层侧移绝对值并绘制相应曲线。

(3)不仅能绘制单管侧移曲线,也可将同日所测的各管侧移曲线绘在同一张图上。

(4)增加了绘制最大侧移及相应深度与时间关系曲线以及相关报表的功能。

(5)增加了绘制最大侧移速率及相应深度与时间关系曲线以及相关报表的功能。

(6)增加了绘制测零点日测斜管的垂直度曲线,可用作评价测管的埋设质量。

(7)增加了可将两台测斜仪量测结果进行迭加的功能,从而保证了监测结果不至于因一台测斜仪出故障而不得不用另一台时脱节。

2. 对于竖向位移监测分析:

新增了绘制竖向位移速率与时间关系曲线以及相关报表的功能。

3. 新增了水平位移监测分析项目,其功能与竖向位移监测分析类似。

4. 对于地下水位监测分析:

新增了能滚动显示地下水位监测结果及水位变化速率汇总表的功能。

5. 对于支护结构内力监测分析:

(1)新增了绘制实测钢筋应力与时间关系曲线以及相关报表的功能。

(2)新增了绘制实测混凝土应力与时间关系曲线以及相关报表的功能。

(3)新增了绘制实测轴力与时间关系曲线以及相关报表的功能。

(4)新增了绘制实测弯矩与时间关系曲线以及相关报表的功能。

(5)新增了绘制连续墙、桩等实测弯矩与深度关系曲线的功能。

(6)新增了能将同日各钢筋计实测内力显示在同一报表上的功能。

6. 对于土压力监测分析:

新增了能滚动显示土压力监测结果报表的功能。

7. 新增了帮助(HELP)功能,使 JKJC 的操作更易掌握。

8. 新增了可在 WINDOWS 下运行的功能(在 WINDOWS 桌面创建 JKJC 快捷图标,点击即可)。

主界面与各监测项目菜单

JKJC V3.0 可对深层侧移、竖向位移、水平位移、地下水位、支护结构内力、土压力等 6 种

监测项目的现场实测数据进行处理分析,其主界面与菜单如图1所示。

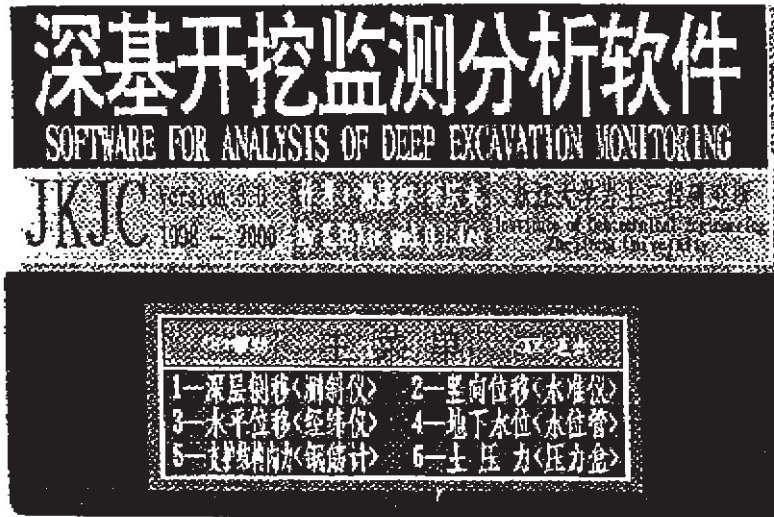


图1 JKJC主界面与菜单

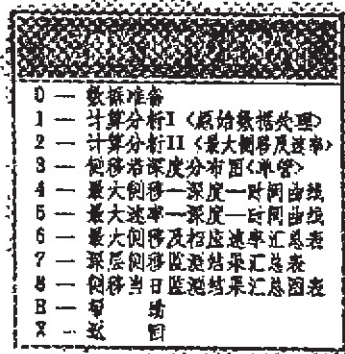


图2 深层侧移监测分析项目菜单

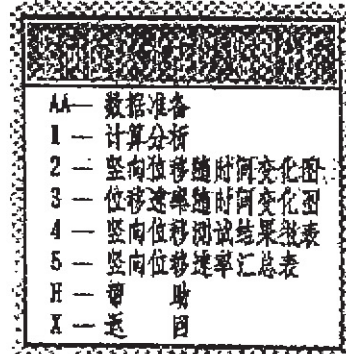


图3 竖向位移监测分析项目菜单

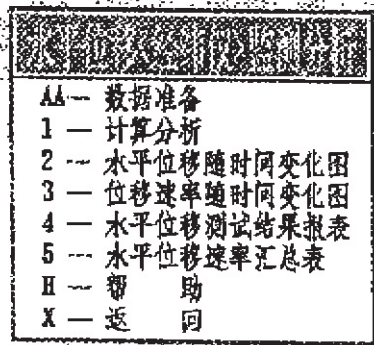


图4 水平位移监测分析项目菜单

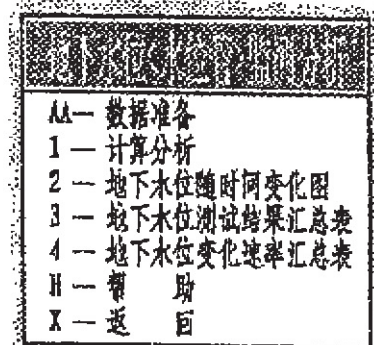


图5 地下水位监测分析项目菜单

各监测项目的分析工作由数据准备、计算分析、图表绘制及提交报告等四部分组成。数据准备是将由量测仪器所测的原始数据等按规定格式输入计算机,计算分析则是将输入的数据进行处理并生成结果文件,供图表绘制和提交报告之用。

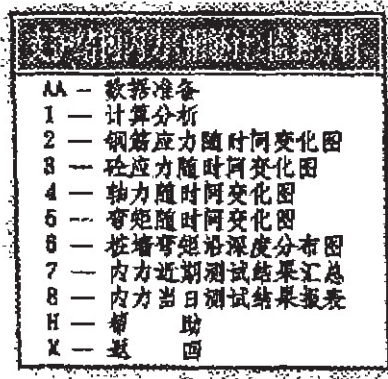


图6 支护结构内力监测分析项目菜单

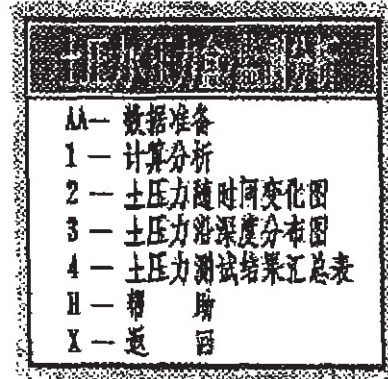


图7 土压力监测分析项目菜单

图2-图7分别为深层侧移、竖向位移、水平位移、地下水位、支护结构内力、土压力等6种监测分析项目菜单。

应用及图例

自1994年以来,JKJC已成功用于杭州解百商城16米深地下室(浙江省软土中最深基坑)等数十个深基开挖工程的监测工作中。

图8-图17给出了JKJC的若干应用及图例。其中图8为杭州电力大楼基坑测斜管12处侧移沿深度分布图;图9为杭州解百商城基坑1998年11月18日深层侧移监测结果;图10和图11分别为湖州电力大楼基坑周围部分测点沉降及相应发展速率监测结果;图12和图13分别为杭州解百商城地下二层角撑轴力和弯矩监测结果;图14为杭州解百商城连续墙(A11幅)弯矩部分监测结果;图15为杭州电力大楼基坑周围地下水位监测结果;图16和图17分别为杭州电力大楼支护桩后土压力沿深度分布图及随时间变化图。

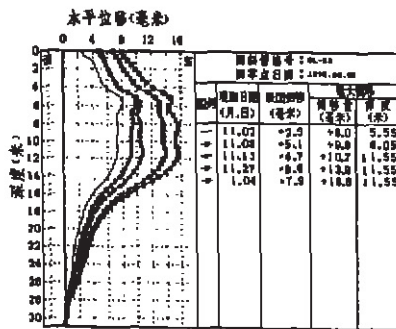


图8

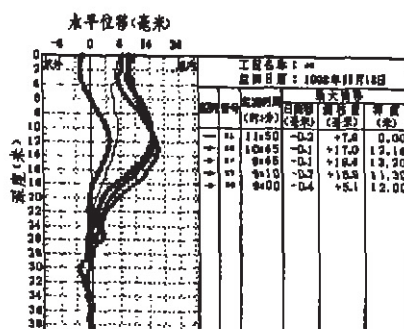


图9

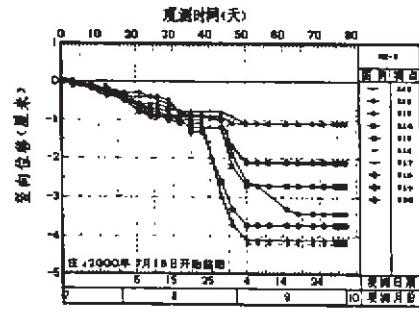


图 10

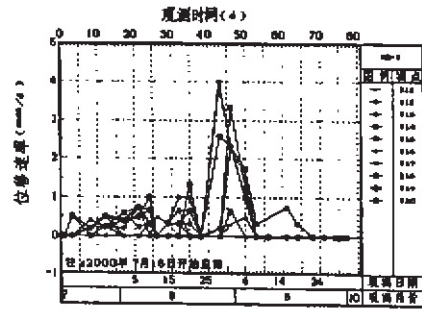


图 11

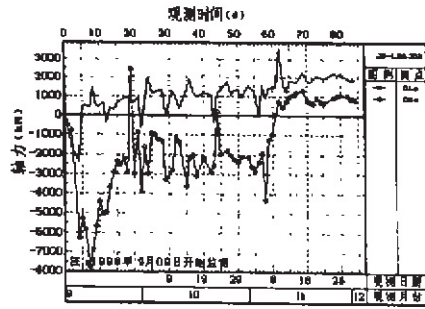


图 12

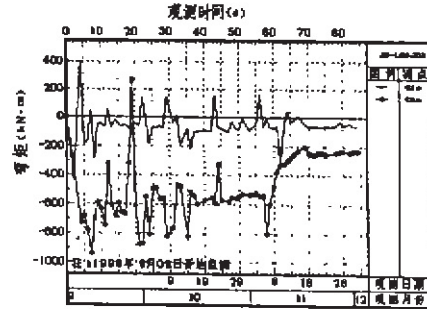


图 13

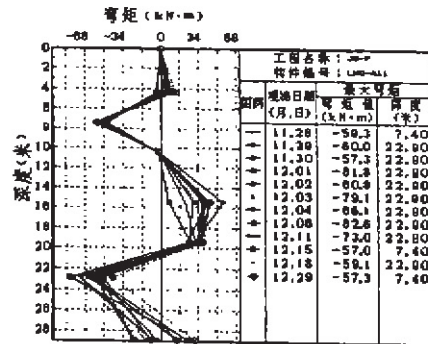


图 14

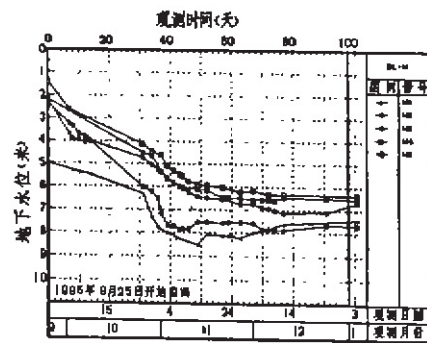


图 15

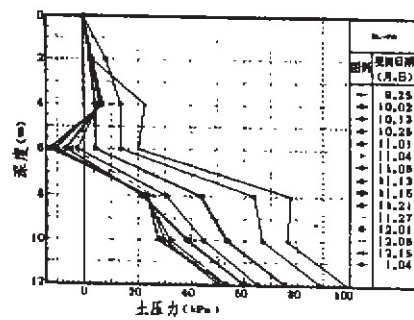


图 16

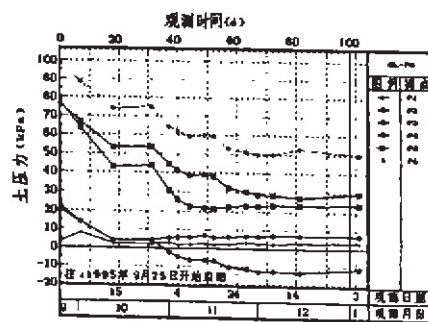


图 17

结语

经过1994年以来结合实际监测工作的需要而进行的3次升级,JKJC已在杭州解百商城16米深地下室(浙江省软土地基中最深基坑)等数十个深基开挖工程中成功应用,为这些工程的信息化施工、保证支护结构及周围环境的安全发挥了重要作用,成为监测工作简便实用、可以信赖的专业软件。

参考文献

- 1 谢康和、李庆来、潘秋元、朱向荣(1996),深基坑开挖现场监测分析软件JKJC及应用,浙江省第7届土力学及基础工程学术讨论会论文集,166-170页,上海交通大学出版社。
- 2 施祖元、谢康和、潘秋元、郑保华(1996),某深基坑组合型支护结构设计及变形监控,《软土地基变形控制设计理论和工程实践》,151-156页,同济大学出版社。
- 3 施祖元、杨学林、谢康和(1996),杭州电力大楼基坑支护设计与施工,浙江建筑,第4期,14-16页。
- 4 应宏伟、谢康和(1999),浙江省外经贸联建大楼基坑施工监测,大坝观测与土工测试,104(2),20-27。
- 5 谢康和、潘秋元、应宏伟、王奎华(1999),杭州解百商业城地下室基坑围护与结构工程施工现场监测总结报告,浙江大学岩土工程研究所。
- 6 Xie, K.H., Li, Q. L., & Yu, Z. H. (1997), Application of object-oriented programming technique and the software JKJC in deep excavation monitoring. Proc. of China-Japan Joint Symposium on Recent Development of Theory & Practice in Geotechnology, 339-344, Shanghai.

Software for Analysis of Deep Excavation Monitoring - JKJC V3.0 and Its Applications

Xie Kanghe Ying Hongwei Wang Kuihua Xie Xinyu
(Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou, 310027)

Abstract In this paper, the main functions and features of the Software for Analysis of Deep Excavation Monitoring - JKJC V3.0 and its applications in practical deep excavation projects are introduced.

储罐基础纠偏技术*

贾庆山

(上海高桥石油化工设计院 上海市浦东新区 201208)

【摘要】在软土地基上建造储罐,无论采用何种地基处理方案,在充水预压过程中或生产使用过程中常出现基础差异沉降,使储罐产生不同程度的倾斜。本文分析了差异沉降对储罐生产使用的影响,介绍了目前国内外储罐基础纠偏方法及修复施工要点,着重介绍采用挖沟排挤法与顶升平差法的成功经验。该法简单易行,费用低廉,尤其适用于 $5000 \sim 10000\text{m}^3$ 油罐基础。

前言

为减少贮油消耗和确保生产安全,近年来,油罐向大型化发展,趋向广泛采用大型浮顶罐。由于工业布局,一大批油罐建造于沿海或临海软土地区,这对油罐地基基础设计提出了更高要求。国家行业标准:《石油化工圆筒形钢制焊接储罐设计规范》中规定,基础锥面坡度不小于 8% ,沿罐壁圆周方向任意 10m 弧长内的沉降差应不大于 25mm 。Belloni等人提出,以 2.2% 作为大型浮顶罐安全运行值(即罐周两点之间沉降差与该两点之间罐周弧长之比)。

在软土地基上建造油罐,无论采用哪一种地基处理方案,在充水预压过程中都曾出现油罐基础不均匀沉降,使油罐产生不同程度的倾斜。这对管线安装和油罐使用都带来了许多困难。过大的差异沉降能导致罐破裂,引起不应有的漏泄,有时还能使罐体破坏。由于罐底局部不均匀沉降,罐壁顶部将会变成椭圆形,若椭圆度过大,则可能把浮顶卡住,甚至造成严重事故。

储罐基础纠偏与修复

(一)修正的目的

储罐与通常的土建构筑物不同,它是刚性很小的柔性构筑物,易受基础变形影响。对于建造在软土地基上储罐,长期受地基变形影响,应按生产使用要求,有必要进行基础修正。此外,石油储罐受环境腐蚀的影响也很大,考虑腐蚀而需要大修储罐罐体时,可同时进行基础修正。

尽管石油储罐在投产前,设计要求做到罐壁垂直,但在生产操作或充水预压过程中可能

* 收稿日期:1999年3月

发生水平或垂直方向偏差,无论在哪一方向倾斜超过允许值都应对储罐基础进行校正与修复。在下列情况下需要对储罐基础进行修正。(1)地基变形超过允许值;(2)腐蚀引起储罐底板变薄,而重新替换底板时,进行基础修整;(3)储罐基础不均匀沉降,引起储罐机能障碍(如浮顶工作不正常);(4)由于基础异常变形,储罐处于不理想状态;(5)出现其它情况(漏油事故等)。至于储罐基础沉降状况及其对储罐生产使用的影响,主要指下列几种情况:(1)整体均匀沉降,当整体均匀沉降严重时,导致配管间的连接部位产生不正常现象,接近地下水位会使底板产生腐蚀;(2)整体倾斜沉降,该种沉降会使罐壁部位产生不均匀沉降,这种沉降严重时会破坏储罐的真圆度,从而给浮顶上下移动带来障碍,并影响密封性能。(3)底板周围的局部沉降,在环板或底板上,有可能产生局部性的异常应力;(4)底板整体凹形沉降,由于圆筒形荷载地基不均匀应力,导致底板中部比周边变形大。此时会使底板承受过大的拉应力,从而通过罐顶支承柱使罐顶产生变形;(5)底板的局部沉降,地基不均匀沉降会使底板产生局部性的波状变形,导致底板产生异常应力。储罐基础的沉降状况见图1。

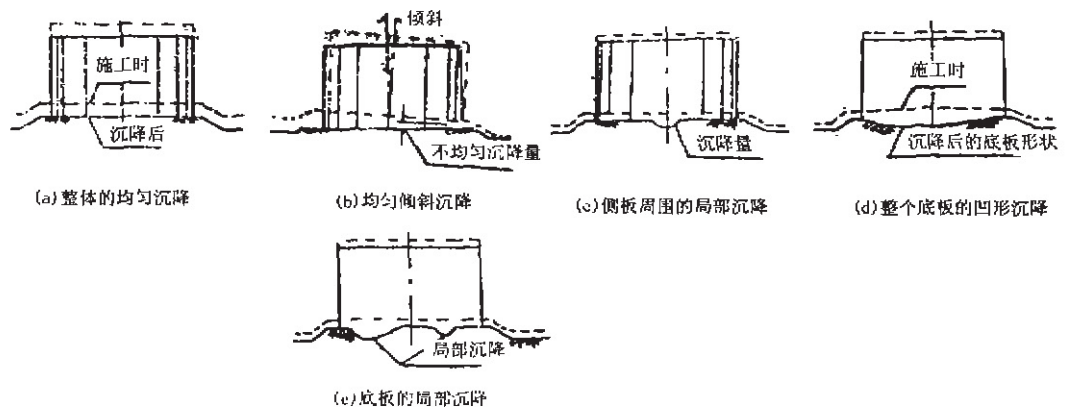


图1 储罐基础的沉降状况

储罐基础纠偏与修复类型

目前国内外储罐基础纠偏与修复,通常采用下列几种方法。(1)顶升平差法;(2)挖沟排挤法;(3)振冲挤密法;(4)气垫船法等。

1. 顶升平差法

顶升平差法的工作原理:这是一种地基差异沉降快速逆补偿过程,也是地基附加应力瞬时重新分布的过程,使原沉降较小处附加应力增加。工程实践证明,当地基土的固结度达80%以上,地基沉降接近稳定时,可通过顶升平差法来调整剩余不均匀沉降。顶升平差法类型见表1。

顶升平差法校正的类型与施工要点

表1

校正方法与修复程序	基础型式	沉降形状	油罐容积	修整范围	储罐罐体的修整内容
(一)整体校正	适用于各种形式基础	适用于整体沉降后的校正	无特别限制	可修成建设时的形状	为了起吊底板需要补强,但1000m ³ 以下油罐可不补强而直接修整
(1)油罐放空					
(2)对罐壁顶部或罐壁补强,吊起底板 (3)向罐壁上安装平台后再提升,把罐壁下部基础挖开,把罐壁下部提升起来修整地基					
(二)局部校正	同上	罐壁下及靠近罐壁的部分底板	同上	由于罐壁沉降与底板接触部分变形比较显著时不可以	同上
(1)油罐放空 (2)根据修整规模吊起底板,把罐壁的一部分提升起来					
(三)更换罐底板	同上	底板整体或局部沉降时的校正方法	同上	全部修整时可修复到建成时的形状	根据修整的规模,必要时可将罐顶或底板拆掉
(1)油罐放空					
(2)补强罐壁,根据修整规模大小,可将罐顶或支柱的底板拆掉 (3)修整地基之后,更换底板,并将罐顶或支柱的底板焊好(罐壁也有不均匀沉降的,可提升起来修整)					

目前国内外储罐基础倾斜校正的主要顶升机具采用千斤顶。千斤顶的安装方法见图2。

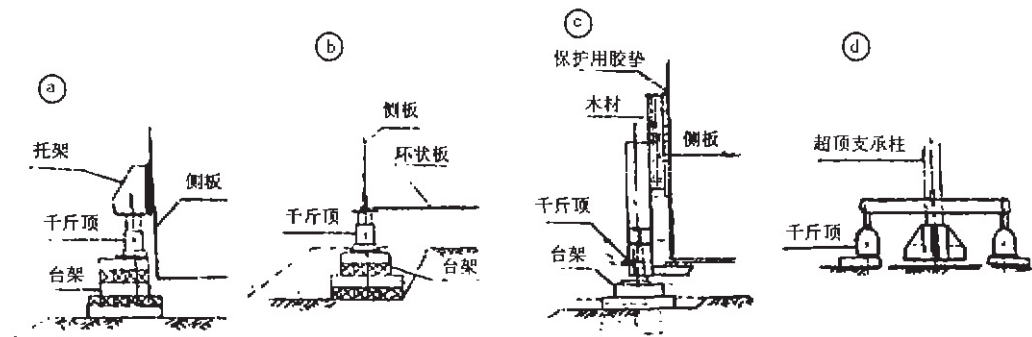


图2 千斤顶安装方法

一般采用(a)施工法,这种施工法是把托架焊接在侧板部位上,再用千斤顶顶升托架进行施工的方法。这种方法对储罐底部的基础损害很小。但是,托架的安装和拆卸较麻烦,而且还要研究千斤顶荷重造成的侧板应力。

(b)施工法是开挖侧板底部基础,安装千斤顶的方法。这种方法虽然在侧板应力方面是有利的,但是存在难以使挖取的基础部位恢复原状的缺点。

使用金属托架的(c)方法,是采取(a)(b)方法的长处形成的。这是用门型叉式升降机叉

进底板下部,把升降机托架和储罐侧板同时顶起的方法。

(d)施工法是在顶起固定罐顶柱时采用。

作顶升计划时,首先要了解好储罐结构及修正内容。然后再定出适当的修正和工序。并根据需要对储罐主体采取加强防护措施。

(1)整体顶升再整形基础施工法

这种施工法是根据储罐下部的作业空间(高度)大小,在基础的整形方法和作业效率之间产生差异。采用此法时,通常(将储罐)顶升到1.5m左右。

由于顶升高度较高,又有人进入储罐底下进行作业,所以要特别注意施工中的安全。

此外,为了保证储罐主体起升时有足够安全度,必须消除下列隐患,并要对储罐主体采取适当的加强保护措施。施工时,在下述几个方面应特别予以注意。

- a. 侧板和底板间焊接部位的角度变化。
- b. 在安装千斤顶的侧板部位上将发生的应力(弯曲、纵向弯曲)变化。
- c. 底板(吊起浮顶时是指浮顶)的下垂情况。

大容量的储罐,有时因为不能进行加强保护措施,只得采用别的施工法。

(2)底板取换施工法

这种施工法用于因腐蚀造成底板厚度变薄而必须换取底板的场合。

采取这种方法进行施工时应根据腐蚀情况,留下环状板,或不留环状板。

确定顶升高度时,首先要保证不均匀沉降的修正量,还要保证在辗压侧板正下方基础时应具有的作业空间。

换取底板施工法,需要搬出切断的底板,搬进新底板,还需要搬进、搬出基础材料和辗压机机械。

(3)注浆施工法

这种施工法用于底板完整无损而只需要修正地基沉降的场合。

这种施工法的原理是,用相当于底板自重的微小压力,把流动性能好的回填材料灌注到底板下部,使下垂的底板回升到原来位置。

下图是采用注浆施工法进行施工的施工顺序实例。

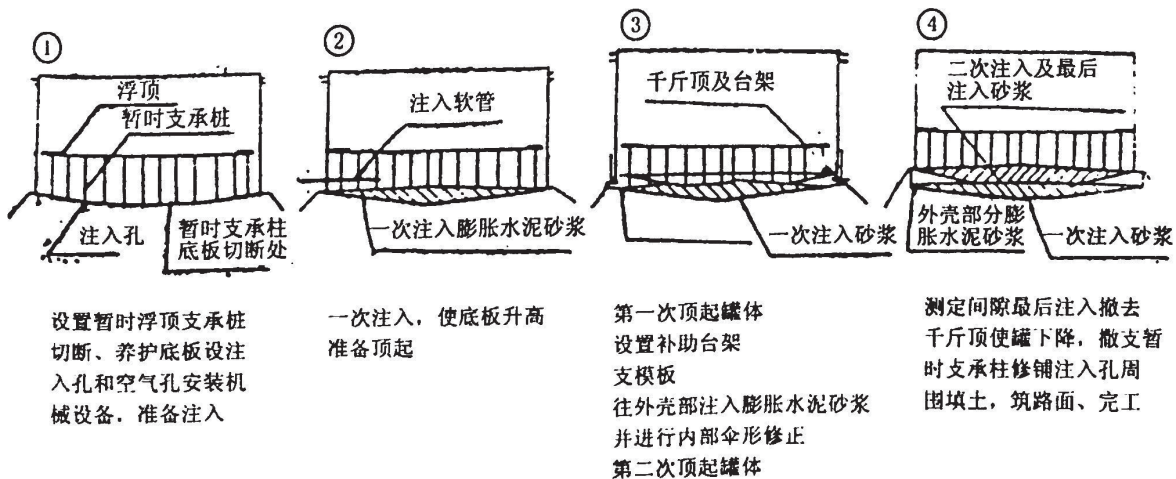


图3 注浆施工法的施工顺序

建在软弱地基上的储罐,底板中央部位沉降为凹形状的较多。因此,修正侧板部位的不

均匀沉降之前,先进行中央部位的凹陷修正(一次灌注)。采用这一步骤,主要是为了避免侧板和底板部焊接处的角度变大。

一次灌注之后,可根据侧板部的不均匀沉降修正量进行顶升(根据必要分几次进行),再从外侧向中央部位进行二次灌注。

所定形状修正差不多结束之后,进行底板下部的间隙测定和最后灌注。最后灌注从中心部向外侧进行。

(4) 高压喷射注浆法

当罐底板中央不需要修正时,可用本法修正罐壁周围的不均匀沉降。

高压注浆施工方法的修正要点,表示在图 4 中。

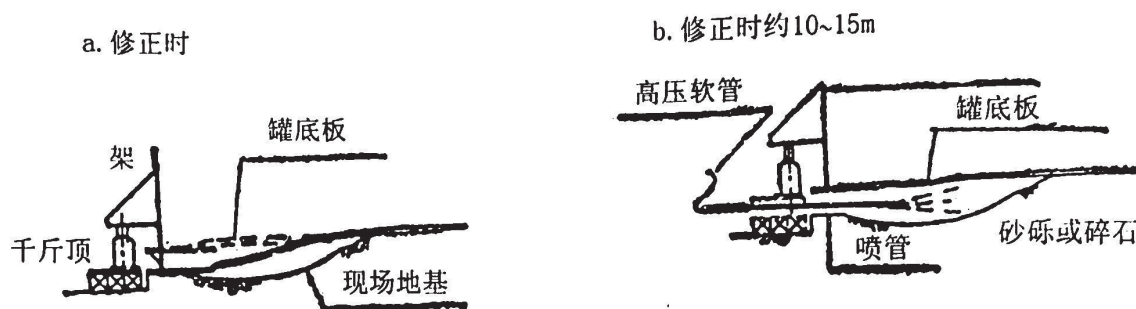


图 4 高压喷射注浆法

这一施工法采用砂砾、砂子、油砂等作为喷射注入材料,但是应用这一方法要把通过预先实验求得的压缩量,作为估计的修正高度。

此外,在施工时,由于罐底板容易变形,所以还要考虑到在底板上面放置重砂袋堆压等问题。

上海某石化总厂 124 号罐即采用顶升平差法进行纠偏和修复,效果较好。

2. 挖沟排挤法(即半圆周挖沟纠偏法)

工作原理:利用油罐环形基础(环墙)刚性较好的条件,并根据土力学原理,按照罐体倾斜方向沿环形基础外侧挖一定深度和宽度的半圆形沟,人为造成油罐基底土体侧向挤出,使沉降小的部位加速沉降以达到纠偏的目的。

设计要点:(1)挖沟位置与长度的确定

挖沟位置和长度乃是纠偏的第一个要素。我们在油罐区摸索出以周边最小沉降点(S_{\min})为中心,各向两侧延伸到 1/4 周长(总长为半圆周)挖沟的方法。以 G203 罐为例,周边 4 # 点沉降量为 300mm(S_{\min}),相对的 8 # 点沉降量为 174mm(S_{\min}),相对沉降差为 126mm,周边各点沉降量展开见图 7。

因此挖沟应选择以最小沉降点(8 # 点)为中心各向两侧沿周长延伸,顺序为 6 # ← 7 # ← 8 # → 1 # → 2 # (见图 5)。除了挖半圆周长之外,还需要挖至一定深度才能使油罐重心位移。G203 罐半圆周挖沟纠偏后相对沉降差缩小至 83mm,图 6 为 G203 罐挖沟后的相对沉降差。

根据现场实践经验,小于半圆周仅能缓解沉降差递增的速率,起不到纠正作用,一般需要达半圆周才能起作用。

(2) 确定控制沟深度的几个参数

挖沟的深度是纠偏的第二个要素。挖得太深,将使油罐地基产生剪切破坏乃至滑动,太

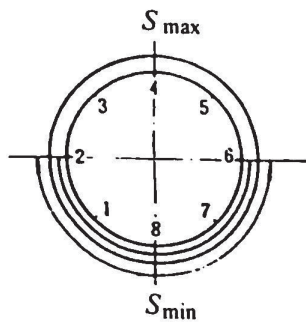


图5 挖沟位置与长度

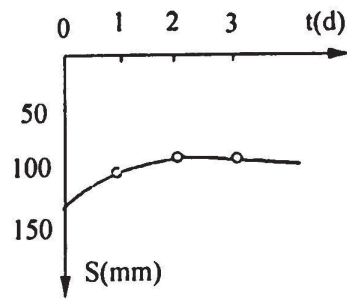


图6 G203罐挖沟校正后沉降差

浅,将不起作用。挖沟的作用是人为地造成罐基底土体侧向挤出,使沉降小的部位加大沉降以达到纠偏的目的。根据土质情况、距罐壁远近、荷载大小和时间长短等因素来决定挖沟深度。

①根据土质情况决定挖沟深度。当油罐区为淤泥质亚粘土地基时挖沟深度 H 按下式估算:

$$H = S \cdot \text{tg}\alpha + a \quad (1)$$

式中 S 为距罐壁距离 (cm); $\text{tg}\alpha = h/s$, 随土质情况和荷载大小而定,一般 α 取 $45^\circ (1:1 = h:s)$; a 为常数,通常取 $40 \sim 50\text{cm}$; 挖沟深度和宽度(见图8)。

深度一进入此范围,沟内壁的土即分层剥落,油罐渐渐向挖沟方向拨正,剥落的土要及时清除。沟开挖宽度为 $0.5 \sim 1.5\text{m}$, 沟底宽为 $0.3 \sim 1.0\text{m}$, 沟内如有地下水应同时处理。在纠偏过程中地下水位不超过环梁基础底部,否则易使环梁内砂垫层流失,造成油罐底板边缘局部塌陷。另外,沟内积水,水压将平衡沟边土体侧向压力降低了挖沟的效能。

②距罐壁的距离与深度的关系。沟距罐壁远,要深挖,反之要浅挖,近到以环基内砂垫层不流失为宜,一般取 $30 \sim 50\text{cm}$ 。

③荷载时间与挖沟深度的关系。根据土的固结理论,地基土的压密程度是由土体内的等压力线随深度而减少,故上层土压密大,下层压密小,如果早期开挖,荷载小,压应力亦小,上层土质还未压实,固结强度小,故可以浅挖。若后期开挖,由于荷载时间较长,上层土已初步固结压密,所以要深挖。

(3)及时进行纠偏,控制加荷速率

早期充水加荷时油罐倾斜方向不一定是真正的倾斜方向,即油罐早期相对倾斜方向并非固定的,而是螺旋形摇晃下沉,基础各点沉降量会自动稍调整。据根工程实践经验,若早期相对倾斜值大时,后期必有更大的沉降差,且已经不可能再自动调整。必须掌握时机,及

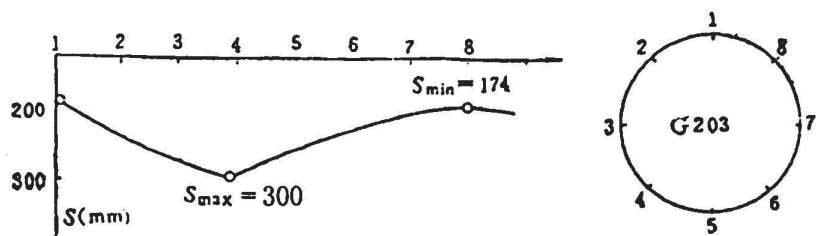


图7 校正后沉降展开图

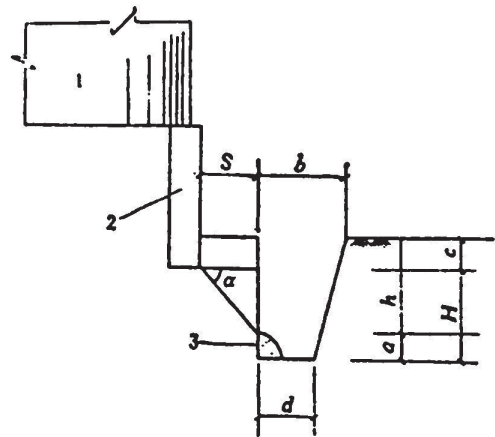


图8 沟深剖面图

1. 罐体; 2. R.C 环墙; 3. 土及时清除。

早开始挖沟调整。

油罐基础发生倾斜时,是否要立即卸荷,按常规应立即放水卸荷直至放空;这是保证油罐不致倾覆的办法。另一方法是停止加荷使倾斜发展缓慢但需要相当长一段时间才能使油罐基础稳定,此法并未解决再次加荷时油罐还会继续按此方向倾斜。笔者认为,如果不是在土体隆起与沉降激增情况下,可不卸荷,带荷挖沟成效会快;为确保安全,开挖时暂停加荷,在原有荷载下挖沟待油罐稍有拨正动向时,要及时按原规定加荷速率进水。但万不可成倍提高加荷速率,以免纠偏过速造成事故。

在某石化总厂一期工程中建造 60 余台油罐,其中有 24 台产生较大的不均匀沉降(大大超过了倾斜允许值的规定),即采用半圆周挖沟纠偏法,纠正了油罐基础倾斜。

半圆周挖沟纠正油罐基础倾斜,在油罐区 G203 罐(容量为 10000m³)首先试验成功后,应用于煤柴油罐区、化学药剂罐、污水处理场污油罐区等二十四容量为 60~10000m³ 的各种贮罐进行纠偏,取得了不同程度的效果。例如 G203 罐直径 31.282m,相对沉降差为 126mm,挖沟纠偏第三天,相对倾斜从 3.95‰,纠正到 2.6‰;又如一直径为 6.5m 的热水罐,倾斜 510mm。相对倾斜达 78.5‰,纠正后相对倾斜变为 2.15‰。总计达到有关规定容许相对倾斜 < 8‰ 的有 11 个罐,占纠偏总数的 45.8%,纠偏后的油罐,经实践考验基本满足了生产要求(见表 2)。

24 座油罐基础挖沟排挤法纠偏前后相对倾斜一览表

表 2

设计罐号	热水罐	污-1	污-2	污-3	污-4	容 206/1	容 201-1	容 208	容 201-2	G254-1	G254-2	容 1/1	容 12/1	容 301	
容积(m ³)	200	500	500	500	500	60	60	60	200	2000	2000	300	300	200	
罐直径(mm)	6532	9040	9040	9040	9040	4000	4000	4000	6532	15350	15350	7732	7732	6532	
沉降差 (mm)	纠前	510	198	337	437	299	119	187	125	177	385	239	290	310	211
	正后	14	103	100	59	6	54	80	52	57	117	88	87	113	123
相对倾斜 (‰)	纠前	78.5	21.9	37.2	48.3	33.1	29.7	46.8	31.2	27.1	25.1	15.6	37.5	40.0	32.3
	正后	2.15	11.4	11	7.5	2.43	13.5	20	13	8.75	7.6	5.75	11.2	14.6	18.8
序 号	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	
设计罐号	G203		G303	G306		G261	G262	G227		G223		G229	G232	G233	
容 积(m ³)	10000		5000	5000		500	500	200		200		500	500	500	
罐直径(mm)	31282		22272	22272		9040	9040	6532		6532		9040	9040	9040	
沉降差 (mm)	纠前	126		197	186		109	225	258		193	180	179	286	
	正后	83		188	175		62	116	65		134	71	44	67	
相对倾斜 (‰)	纠前	3.95		8.7	8.2		12.1	25	39.2		29.4	19.8	19.8	37.6	
	正后	2.0		8.3	7.7		6.8	12.9	0.9		20.5	7.8	4.85	7.4	
序 号	(15)		(16)	(17)		(18)	(19)	(20)		(21)		(22)	(23)	(24)	

3 气垫船法,目前国外开始采用这种方法,是位移法的一种。其特点是将气垫船象围裙一样套箍在油罐外壁下部,在围裙内送进压缩空气,使油罐浮升,将油罐移位。一台 10000~30000m³ 油罐,如果按老办法移位校正,需要 1~1.5 个月;用气垫船法只需 2~3 天即可完

成。这是一种十分有效且迅速的校正方法,可在今后施工中采用。

结语

1. 关于储罐基础倾斜校正方法的选择。

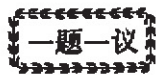
应根据储罐型式与容量大小、土质情况、施工方法及产生倾斜原因等条件选择储罐基础倾斜纠偏与修复方法。对于一般储罐基础,当发生倾斜或地基变形超过规范允许值时,应根据不同情况,采用顶升平差法进行校正与修复。此法费用较高,技术难度也较大;当罐基产生局部不均匀沉降时,可采用高压注浆法进行校正与修复;对大型油罐基础出现倾斜时,宜采用气垫船法进行校正。综合上述几种方法对比分析,挖沟排挤法(半圆周挖沟法)是一种简单易行、经济效益显著、造价低廉的实用方法。

2. 关于挖沟排挤法选用条件与应用范围。

在软土地基上,建造油罐时,一般都采用钢筋混凝土环形基础(环墙),利用其刚性较好的特点,并根据罐基下土质情况和油罐倾斜特征,确定挖沟位置、长度和深度。采用此法,再辅以抽水使罐重心位移,从而达到油罐基础倾斜纠偏目的。采用这种方法应注意控制校正速率与时间关系,一般挖沟后2~3天即能见成效。G203罐初期校正效率较高,随时间的增长效率渐减,并应对油罐加强观测,防止罐基滑动,甚至地基失稳破坏。有关基底应力计算问题有待进一步探讨。

参考文献

- 1 贾庆山编著,“大型油罐地基处理”,中国石化出版社,1993年
- 2 Jia Qingshan: Low - cost ground improvement large oil storage tank on soft ground. Proc Conf of Low - cost energy saving construction materials vol Rio de Janeiro. Brazil, 9 - 12 July 1984
- 3 Jia Qingshan: Stability Control of Large Petroleum Storage Tanks in Soft Clay Deposits Other Environments, Proc Conf of International Symposium on Environmental Geotechnolgy. Vol2, Bethlehem, PA. USA, 1986
- 4 Jia Qingshan: Stability Control of Large Petroleum Storage Tanks in Soft Clay Deposits. Proc Conf of International Symposium on Geotechnical engineering & Earthquake Resistant Technology in Soft Soil Areas, 1993
- 5 贾庆山,大型油罐基础纠偏技术研究与应用,“地基基础工程”,Vol.3 No.4,1993年
- 6 贾庆山,大型油罐基础的半圆周挖沟纠偏法,“石油工程建设”,Vol.20 No.2,1994年
- 7 贾庆山,大型油罐软土地基容许倾斜值,“岩土工程学报”,Vol.13 No.1,1991年
- 8 贾庆山,油罐基础工程事故分析与处理,“特种结构”,Vol.8 No.2,1995年
- 9 中华人民共和国行业标准:《石油化工钢储罐地基处理技术规范》,SH/T3083 - 1997
- 10 中华人民共和国行业标准:《石油化工钢储罐地基基础设计规范》,SH3068 - 95
- 11 中华人民共和国行业标准:《建筑地基处理技术规范》,JGJ79 - 91
- 12 日本振兴协会,浅海と沼澤地におけ石油工エンジニアリング(土木及びエール技术)关する技术资料,1986年10月
- 13 冈林郁夫二著:《石油タンク基础の理论と实际》,鹿岛出版社,1983年2月
- 14 Bell, R. A, and Jun Iwakiri, Settlement Comparison Used in Tank failure study, Proc, ASCE, Vol.106, GT2, 1980, 153 - 169pp
- 15 Penman, A. D. M., Soil - structure interaction and Deformation Problems With large Oil Tanks, Proc., Int. Symp. on Soil - Structure interaction, Univ. of Roorkee, India, Vol.1, 1977, 521 - 536pp



一题一议

主持人: 龚晓南

复合地基载荷试验中承压板的修正问题探讨^{*}

陈群生

(江苏省启东市建筑设计院勘察队 226200)

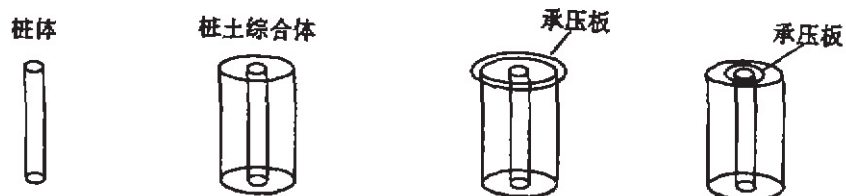
[摘要] 本文提供了在复合地基载荷试验中不对单桩承担处理面积项目的承压板修正问题,给出了桩土综合体新概念,并创新了复合地基载荷试验检测按桩土综合体似单桩检测方法进行,然后按本修正公式修正,即可得到修正后的复合地基承载力。

是检测单位必然要应对许多复合地基载荷试验任务,但每次应对项目的复合地基设计置换率不尽相同,这就是说每次应对项目单桩承担的处理面积亦不尽相同。也就意味着每次应对复合地基载荷试验任务都必须制作相应的承压板。这是一种浪费,在检测单位亦不大可能如此。

笔者曾深深思索过这样的问题,是否可以、以一不符合实际单桩承担处理面积的承压板、应对复合地基载荷试验任务,于是在实际工作中呈现出这样一个问题——对不符合实际单桩承担处理面积的承压板进行修正问题。

笔者亦曾见到过一修正公式但总觉得概念不是很清楚、因素考虑不是很周全。

笔者于此提出一公式供大家参考:



$$f_{cqs} = f_{sp} \cdot k$$

$$f_{cqs} = \frac{Z_t + \beta \times f_s \cdot k \times A_0}{A}$$

$f_{sp} \cdot k$ 复合地基承载力标准值 kPa

f_{cqs} 修正后的复合地基承载力标准值 kPa

* 收稿日期:2000年9月

Z_t 桩土综合体承载力标准值 kN、指复合地基载荷试验检测过程中、桩土综合体横断面等大的承压板面积上的荷载

β 桩间土承载力折减系数

$f_{s.k}$ 桩间土天然地基承载力标准值 kPa

A_0 单桩应承担的处理面积与承压板的差值、如承压板 > 单桩应承担的处理面积取负值、如承压板 < 单桩应承担的处理面积取正值。

A 单桩应承担的处理面积

在实际复合地基载荷试验检测中、笔者认为承压板的面积应尽可能接近单桩应承担的处理面积,避免修正可能带来的误差。

若按笔者所提供的公式检测、每次复合地基载荷试验不必把单位换算成 kPa 进行,可把桩土综合体看作单桩来检测,单位可按 kN 进行。

2000.8.26.

岩土工程勘察软件系统

岩土工程勘察软件系统是由浙江大学岩土工程研究所、杭州市勘察设计研究院和浙江省综合勘察研究院共同研制开发的岩土工程勘察辅助软件系统,已通过浙江省科学技术委员会组织的专家鉴定。编制依据的标准是《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)和《岩土工程勘察文件编制标准》(DBJ10-5-98),具有标准 Windows 版本和 AutoCAD 版本,实现了如下的功能与特点:

①采用表格式数据输入,对于岩土工程名称等项目可以通过下拉方式选择输入,大大加快了输入速度并减少了手工输入出错的可能性;

②绘制工程图件和表格时,系统可以自动判断图纸空间是否满足要求,并给出数据比较值,揭示用户进行相应修改;

③可读取静探微机采集的数据生成静力触探曲线,用户分层后系统可以自动统计每层的侧壁摩擦力和锥头阻力生成正式的静力触探曲线;

④报表输出灵活方便,可以根据用户的选择输出报表的特定部分,调节列间距和每页行数以适应不同的纸张大小,使输出的报表美观整齐;

⑤数据自动统计,同时可以浏览数据剔除其中的异常数据,也可以自动校验数据是否在合适的范围内;

⑥所见即所得的打印功能,显示效果与打印效果精确匹配;

售后服务:

有专人负责软件的答疑维护工作,欢迎来电、来函联系。

联系地址:浙江省杭州市浙江大学岩土工程研究所 邮编:310027

电话:0571-87952099(0) 0571-87961173(H)

联系人:韩同春