

目 次

论 文

基坑降水引起的地面沉降规律及参数敏感性简析..... 丁洲祥, 龚晓南, 俞建霖(3)

楔形桩的工作性能及应用研究..... 戴加东, 李俊才(9)

降水方式与强夯效果关系探讨.....赵福生 (13)

高压旋喷注浆在高等级公路路基病害整治中的应用.....陈春生 (18)

真空预压法加固软基机理探讨.....陈小丹, 赵维炳(23)

基坑围护封闭后再静压沉桩的逆作施工及降水减压措施的监测效果分析.....
.....张立荣, 徐茂荣, 徐仁林, 郑伟文, 方良 (29)

强夯法处理填土地基效果分析.....吴峰 (40)

预压式静压桩用于摩擦桩托换加固技术的应用研究.....周建民 (45)

申苏浙皖高速公路软基处理砼灌注桩断桩问题初步探析.....
.....罗岗, 肖美红, 李魁德, 陆见华(50)

采用三重管法高压旋喷桩的基槽支护方法.....方启超 (52)

长螺旋钻孔压灌超流态砼成桩(CFG 桩) 技术.....张玲, 陈坚荣 (56)

岩溶带冲击式成孔灌注桩的主要施工技术措施.....刘德宜 (61)

一题一议

钻孔灌注桩桩芯渗水问题..... 张波(64)

对浙江“地基规范”桩承载力中的几个问题的讨论.....陈如连 (68)

基坑降水引起的地面沉降规律及参数敏感性简析*

丁洲祥 龚晓南 俞建霖
(浙江大学土木系 杭州 310027)

【提要】Biot固结理论基于较严格的渗流变形耦合机理,可以较准确的模拟地基的耦合性状。采用Biot固结有限元分析技术,建立了基坑降水引起的周围地表沉降的力学模型和仿真试验模型。通过正交试验分析,讨论了四个参数的重要性大小,可供基坑设计和环境效应评价时参考。

在地下水位较高的透水土层中进行基坑开挖施工时,由于内外的水位差较大,较易产生流砂、管涌等渗透破坏现象。因此,除了配合围护结构设置止水帷幕外,往往还需要在开挖前进行降水^[1],以提高基坑的稳定性。但是,降水的同时会对邻近环境产生不利影响,如引起邻近地面的沉降等。

以往研究中,对降水引起的地面沉降一般是这样考虑的:将渗流场和位移场独立求解,先在土体不变形的情况下求出相应的水位变化,再根据水位变化求出土体重度自浮重度增大到或接近于饱和重度时引起的有效应力的增加值,最后按照分层总和法求出地面沉降。这样处理虽然物理意义明确,便于计算,有一定精度,但它仅考虑一维压缩,对于土层非均匀性、固结过程都无法顾及^[2]。而Biot固结理论^[3],由于基于连续介质力学的基本原理,可以较严格的考虑土体变形和渗流之间的耦合效应,对于多维问题和各向异性等都是适用的。

笔者根据Biot固结理论有限元法,对基坑降水模型进行数值仿真,较好的考虑了耦合效应对地面沉降的影响。同时对影响沉降的四个因素进行正交试验设计,探讨了它们对沉降的敏感程度。

模型的建立

1. 降水工程模型

吴林高(1995)总结了基坑围护结构周围地下水的渗流特征,提出三类模型的概念^[4]。其中,第二类降水模型如图1所示。在该模型中,围护结构位于降水含水层以上,降水井设在围护结构外侧,以降低基坑下部承压含水层的水头,防止基坑底板隆起或突水产生流砂为目的。当承压层的水头很高时,井点处的地下水会自动涌出,而不用抽取,而且也很难将承

* 收稿日期:2004年3月

压水头大幅度的降下去。但若不降低含水层的水头,则又不利于基坑底部土体的稳定性。考虑到这种情况在实际中较少见到,同时也便于下文的数值分析,这里对该模型进行如下处理,即假定:

- (1) 初始时刻的地下水位在地表处;
- (2) 土层均质、各向同性,不区分承压层和弱透水层;
- (3) 不考虑围护结构与周围土体的相互作用;
- (4) 重点考察坑外土体的耦和沉降性状。

2. 力学模型与有限元模型

基坑周围土体渗流变形耦和性状的控制方程基本上属于 Biot 固结理论的控制方程,即由静力平衡方程、有效应力原理、本构关系、几何方程、渗流定律和连续性条件等构成,可参阅文献^{[5],[6]}。

然而,常见的 Biot 固结连续性方程中一般不涉及源汇项,其理论依据是无源汇项的质量守恒方程,或者是“同一时间内流出土微元的水量等于该微元体积的变化^[5]”。对于基坑降水课题,属于存在源汇项的问题。因此,必须对常见的 Biot 固结连续性方程进行相应的修正,即增加源汇项。这样,基坑降水问题的连续性方程为

$$\partial \varepsilon_v / \partial t = (\partial q_x / \partial x + \partial q_y / \partial y + \partial q_z / \partial z) - \omega \quad (1)$$

式中 ε_v - 体积应变;

q_x, q_y, q_z - 分别为 X, Y, Z 方向的 Darcy 渗流速度;

ω - 源汇项或补给强度。

当忽略右端的源汇项 ω 时,式(1)即退化为常见的 Biot 固结连续性方程。基坑降水土体耦和性状分析的其它控制方程与传统的 Biot 固结控制方程一样,限于篇幅,这里不再一一列举。

笔者对基坑外围土体的静力平衡条件采用虚功原理进行空间离散,对连续性条件利用 Galerkin 加权残值法进行空间离散,同时用 Galerkin 差分格式对其进行时间域内的差分,最后得到如下的渗流变形耦和有限元增量方程

$$[\bar{K}]^e \{\Delta U\}^e = \{\Delta R\}^e \quad (2)$$

式中, $[\bar{K}]^e$ 为单元固结矩阵,其子矩阵为

$$[\bar{K}_y]^e = \begin{bmatrix} [\bar{K}_{Dij}^t]^e - [K_{Cij}] & \\ - [K_{Cij}] - \theta \Delta t [K_{Sij}] & \end{bmatrix} \quad (3)$$

$\{\Delta U\}^e$ 为单元节点未知量增量矢量; $\{\Delta R\}^e$ 为单元等效节点荷载和流量增量矢量,其子矩阵为

$$\{\Delta R\}^e = \begin{Bmatrix} \{\Delta R_F\} \\ \Delta t \{ [K_s] \{ p_w^e \} + \{ R_q \} - \{ R_w \} \} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

篇幅所限,式中除 $\{R_w\}$ 以外的各符号的含义可参考文献^{[5],[6]}。

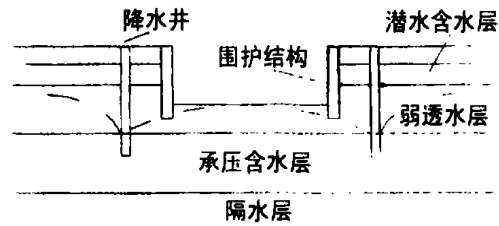


图1 第二类降水模型

由式(4)可见, $\{\Delta R\}^e$ 中含有源汇项 ω 引起的等效节点流量 $\{R_n\}$ 矢量, 这是特别之处。

如果要考虑承压含水层的影响, 则需要了解降水前承压层的实际水头或孔压情况, 由此确定 Biot 固结分析的初始孔压条件以及相应的边界条件。这通常需要通过现场试验才能获得。至于潜水层中的初始水头或孔压, 一般只需根据考察点的坐标及其相对于潜水位(地下水位)的距离, 就可以较容易地进行处理。

数值分析中基坑外围土体的计算尺寸(深 40m, 宽 130m) 和有限元网格划分如图 2 所示。单元总数 1450, 节点总数 1534。边界条件: 坑边土体无水平位移; 底面和外边界固定, 外边界上水头不变; 坑边和底面不透水。初始条件: 水头处处相等, 无初始渗流。按平面应变问题处理, 采用平面四节点等参元, 位移和孔压均取线性插值模式。差分系数 $\theta = 1$ 。井点工作段的中心在坑外 1.5m, 地表以下 6.5m 处, 如图中的黑点所示。

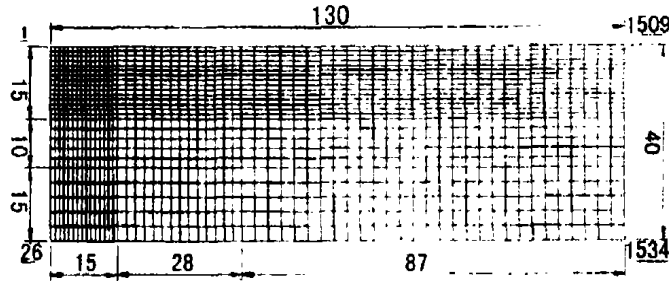


图 2 基坑外围土体尺寸及有限元网格划分

地表的耦和沉降

以杭州粉砂土地基作典型代表, 取渗透系数 $K = 1.296\text{m/d}$, 模量 $E = 13.8\text{MPa}$, 泊松比 $PR = 0.3$, 同时设单宽抽水量不变, $\text{Flux} = 2\text{m}^3/\text{d}$ 。根据数值分析得到的不同时刻的地表沉降曲线如图 3 所示。可见, 地表沉降曲线随着降水过程不断下降; 但到第 10 天以后, 地表沉降变得非常缓慢; 到第 26 天时, 地表沉降基本稳定, 按既定的抽水量进行降水, 已不再引起地表沉降。从渗流场角度看, 此时坑外土体进入稳定渗流阶段。下面的分析中就以第 26 天时的地表沉降曲线近似作为地表最终沉降曲线。当然, 这里的最终沉降的说法是不严格的。

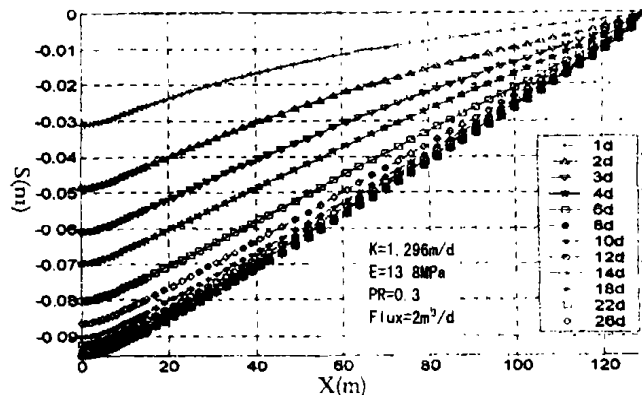


图 3 不同时刻的地表沉降分布规律

以上述的典型土样为出发点,在其它参数不变的情况下,分别考察模量变化和渗透系数变化引起的地表最终沉降曲线,如图4和图5所示。

由图4可见,在其它参数不变的情况下,土体模量越大,那么最终沉降就越小。这是符合经验判断的。其中,沉降最大的地点靠近基坑边缘。

由图5可见,其它参数不变时,渗透系数越大,则地表沉降越小。这一结论值得推敲,因为它与堆载预压课题中渗透系数大小只影响沉降的发展速率,而不会影响最终沉降的常识是不一致的。笔者认为,可以这样解释:当土体的渗透性越大时,用既定的抽水量来降低地下水位的效应就越不明显,由此导致地表沉降量变小。因为这里研究的地面沉降是由于源汇项的存在引起的,不同于堆载预压课题中无源汇项的情况。对于整个研究区域而言,基坑降水工程中外围土体总的“压缩”体积应等于总抽水量减去外边界流入的总水量(两相不可压缩)。当土体渗透性越好时,在给定时间段内从外边界流入的总水量就越多,因此在总抽水量相等情况下,土体的总“压缩”体积就越小,地表沉降也就越小。再以不很恰当的极端情况为例,设土体为水,用以模拟渗透系数非常大的情况,其边界条件则不变,考察“池”中“水”的水位情况。可以预见,“池”中水位是难以降低的,即对应于地面沉降很小的情况。

从理论上来看,算例中将外边界视为常水头的数学处理方式,只有在外边界与地表水体(如河流、湖泊、海洋等)相接触或进行回灌处理时,才是最合理的。实际工程中这种情况不是很普遍。由于算例中外边界距离坑边较远,根据工程经验,其模拟结果对于定性分析还是非常可信的。

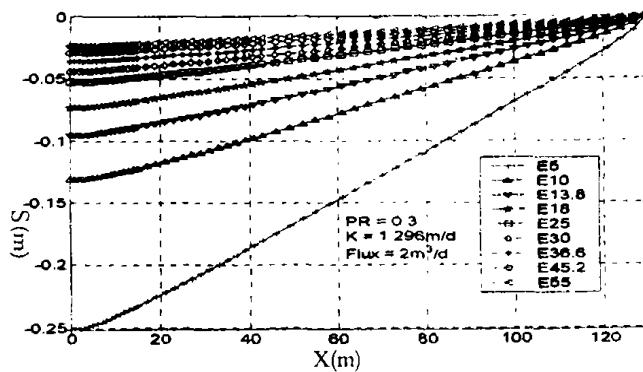


图4 不同模量的地表最终沉降曲线

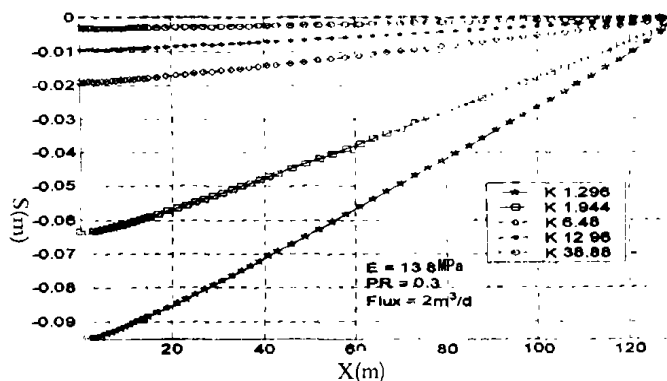


图5 不同渗透系数的地表最终沉降曲线

参数敏感性分析

由上面的分析可知,土体模量和渗透系数对基坑降水引起的地表沉降有较大影响。但两者的影响究竟哪个是主要的哪个是次要的?为科学的回答这一问题,这里进行正交仿真试验(忽略各因素间的交互作用)。考虑到坑边的沉降一般是最大的,就以坑边的沉降值作为试验指标。除了土体模量和渗透系数以外,再增加泊松比和单宽流量共计四个因素。我们来考察这四个因素对试验指标的显著性影响次序。

各因素及其水平

表 1

因素 水平	A 模量(MPa)	B 泊松比	C 渗透系数(m/d)	D 抽水量(m ³ /d)
1	13.8	0.3	0.864	2
2	27.6	0.25	8.64	4
3	45.2	0.15	43.2	8

四个因素及其水平情况如表 1 所示。选用 $L_9(3^4)$ 正交表安排仿真试验,试验方案及计算结果如表 2 所示。

对正交试验结果进行极差分析,分析结果如表 3 所示。从表 3 可知,影响地表沉降的四个因素中,参数敏感性由大到小依次排列为:渗透系数,抽水量,泊松比,模量。

正交试验设计及结果

表 2

列号 试验号	1A	2B	3C	4D	地表最大沉降
1	1	1	1	1	-0.14215
2	1	2	2	2	-0.032727
3	1	3	3	3	-0.01543
4	2	1	2	3	-0.028603
5	2	2	3	1	-0.0016363
6	2	3	1	2	-0.19272
7	3	1	3	2	-0.0017466
8	3	2	1	3	-0.19983
9	3	3	2	1	-0.0058885

正交试验结果的极差分析

表 3

因素	A	B	C	D
K_{1j}	-0.19031	-0.1725	-0.5347	-0.14967
K_{2j}	-0.22296	-0.23419	-0.06722	-0.22719
K_{3j}	-0.20747	-0.21404	-0.01881	-0.24386
K_{1j}	-0.06344	-0.0575	-0.17823	-0.04989
K_{2j}	-0.07432	-0.07806	-0.02241	-0.07573
K_{3j}	-0.06916	-0.07135	-0.00627	-0.08129
极差	0.010884	0.020565	0.171962	0.031396

结论

本文推导的含有源汇项的 Biot 固结有限元方程可以用于基坑降水引起的地表沉降的耦合和计算。当不考虑源汇项时,该方程即退化为常见的 Biot 固结有限元方程。通过对第二类基坑降水工程的仿真分析,可以初步定性的认为:(1)在抽水量不变的情况下,地表沉降的幅度随着降水过程逐渐减小,并在一定时刻达到稳定状态;(2)在其它条件不变的情况下,坑外地表土体的沉降量随着土体模量的增大或渗透系数的增大呈现减小的趋势。正交仿真试验的极差分析结果表明,渗透系数的变化对地表沉降的影响最敏感,其次分别为抽水量,泊松比和土体模量。因此在工程设计中应当重视渗透系数等参数的合理取值,必要时可以通过室内外试验和反分析联合确定。

参考文献

- [1] 龚晓南主编. 深基坑工程设计施工手册[M]. 北京:中国建筑业出版社,1998:28-157
- [2] 王霆. 粉砂土地区基坑降水非稳定渗流的数值模拟与沉降计算[D]. 杭州:浙江大学学位论文,2002
- [3] Biot M A. General Theory of Three - Dimensional Consolidation[J]. J. Appl. Phys. , 1941, 12: 155 - 164
- [4] 吴林高,张瑞,缪俊发等. 基坑围护结构周围的地下水井流计算[J]. 同济大学学报,1995,23(3):253-258
- [5] 龚晓南主编. 土工计算机分析[M]. 北京:中国建筑业出版社,2000:32-91
- [6] 谢康和,周健编著. 岩土工程有限元分析理论与应用[M]. 北京:科学出版社,2002:70-90
- [7] 汪荣鑫著. 数理统计[M]. 西安:西安交通大学出版社,1986:120-173
- [8] 吴翊,李永乐,胡庆军编著. 应用数理统计[M]. 长沙:国防科技大学出版社,1995:235-264

Regularities of Ground settlement due to drainage in foundation pit and sensitivity analysis of parameters

Ding Zhouxiang Gong Xiaonan Yu Jianlin

(Department of civil engineering Zhejiang University, Hangzhou 310027)

[**Abstract**] Based on the rigorous coupling mechanism of seepage and deformation, Biot's consolidation theory can be used to simulate more precisely the coupling performance of foundation. Biot's consolidation finite element method is applied to analyze the mechanical model and the artificial test model of ground settlement due to drainage of foundation pit project. Through the orthogonal test of the models, four related parameters are discussed according to the degree of importance. The results provide advice for foundation pit design and assess of environmental effect.

楔形桩的工作性能及应用研究*

戴加东 李俊才

(南京工业大学 南京 210009)

【提要】本文通过介绍楔形桩的受力机理,指出楔形桩不同于一般桩基,其楔形构造改变了桩周土的天然结构的状态,利于发挥桩土的共同作用,提高其承载力。介绍并总结了现有楔形桩承载力计算公式及按其计算所出现偏差的原因。并分析了楔形桩承载力与几何尺寸的一般关系。

楔形桩是20世纪70年代在前苏联出现的一种新的桩型(1.5~4m),我国上世纪70年代末在南京、保定、石家庄等一些工程中加以应用。楔形桩改变桩周围土的天然结构状态,改善土的物理力学性质,桩的楔形侧面利于发挥桩-土间的共同作用,所以楔形桩比同等长度的等截面桩单位体积承载力大,并且材料消耗少,在实际工程中取得较明显的经济技术效果。目前在部分工程上已经应用。国内外试验结果资料表明,在相同的土质条件下,楔形桩和普通摩擦桩相比,单位体积承载力提高50%以上,基础工程造价降低40%~60%,具有便于生产运输和施工机具简单等优点。

楔形桩的工作原理

在沉桩过程中,楔形桩起物理楔的作用,打桩能量一部分向桩端底部传递,另一部分通过桩体侧面传递给桩周围土体。由于楔形桩的外形,当上部结构轴力荷载传递到其侧面时,桩体必须克服桩周土体的摩阻力和支承力,才能产生竖向位移。这样,桩身侧面在工作中同时处于摩阻力(切向力)和支承力(法向力)的受力状态,桩基材料(混凝土)和地基材料(土)的结构性能得到了更加充分的发挥和利用。同时,在下桩的过程中,桩的侧面向桩周围的土传递了压桩的能量。实际上,下桩的过程中就是一个对桩周围土体进行局部有效的地基加固处理过程,从而使土体产生了一个压缩密实区域(图1)。楔形桩改变了普通摩擦桩在

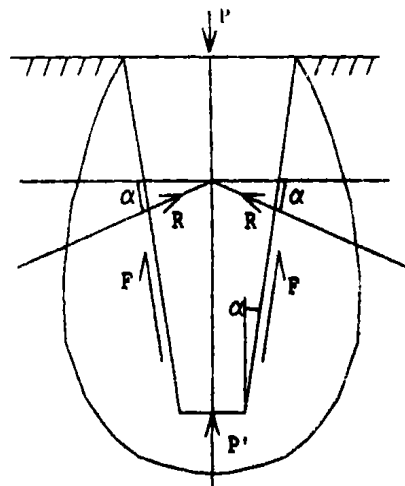


图1 楔形桩与土的相互作用

* 收稿日期:2004年2月

桩周侧表面只承受摩阻力的受力状况,从而提高了单桩承载力。

楔形桩的分类

按施工方法分,可分为预制楔形桩和灌注楔形桩。前者工厂预制,具有施工期短、承载力较高等优点;后者具有配筋少,不要模板,造价低等优点,但施工期较长,承载力较预制桩为低。

对于楔形桩,几何参数主要是锥角和桩长。在我国前期所做的试验,主要是针对锥角大约为 $2^{\circ} \sim 13^{\circ}$,桩长主要为短桩,长度 $1.5 \sim 4\text{m}$ 。而近年来,不少学者对小锥角、桩长较长的楔形桩进行了一定的研究,文献[2]的楔形桩试验采用的桩锥角为 0.45° ,桩长最长为 10m 。

楔形桩单桩承载力计算

楔形桩的承载力来源于桩端的支撑力和桩身外侧表面压缩地基土层时,桩侧土层给予的切向力和法向力(图1),与桩周土的性质、桩的锥角度数、桩身长度、桩顶部的面积等有关。

1. 目前,一般采用下述计算公式计算:

$$P_a = RF + \sum U_i l_i (f_i + f_{m_i}) \cos \alpha \quad (1)$$

式中 R - 桩底土的容许承载力;

F - 桩底面积;

U_i - 第 i 层土中的桩段中腰处桩的周长;

l_i - 第 i 层土中的桩段中腰处桩的桩长;

f_i - 第 i 层土中的强度(或对桩的等截面桩的容许承载力,可查 DB 29-20-2000);

f_{m_i} - 第 i 土层 σ_i 产生的附加抗力(摩阻力), $f_{m_i} = \sigma_i (\lg \alpha + \lg \varphi)$;

α - 楔形桩锥角($^{\circ}$);

φ - 土的内摩擦角($^{\circ}$);

σ_i - 法向抗力, $\sigma_i = \frac{E_{s_i}}{K} \cdot \frac{S \cdot \sin \alpha}{\gamma_{s_i}}$;

E_{s_i} - 第 i 层土的变形模量;

S - 容许荷载作用下桩产生的竖向位移,砂性土取 1cm ,粘性土为 2cm ;

γ_{s_i} - 桩产生竖向位移时桩周土的压缩层厚度(cm),与楔形桩锥角和土质有关,对粘性土,一般取 $8 \sim 15\text{cm}$;

K - 土的压密程度系数,一般取为 1 。

2. 利用打桩公式计算单桩承载力

已知楔形桩最后 10 锤平均每锤贯入量后,则可用打入桩动力公式(文献^[1])计算承载力。打入桩动力公式:

$$P_a = \frac{1}{K} \left[\sqrt{\left(\frac{n \cdot A}{2}\right)^2 + \frac{n \cdot A \cdot Q \cdot H}{S}} - \frac{n \cdot A}{2} \right] \quad (2)$$

式中 K - 安全系数;
 n - 根据桩的材料和桩垫所定的系数;
 A - 桩顶的横截面积;
 Q - 打桩锤重量;
 H - 落锤高度;
 S - 最后 10 锤平均每锤沉陷量。

楔形桩承载力尚无成熟的实用计算方法,以上两种计算方法,经过实际检验,对比实测结果均有偏差。笔者认为公式(1)在计算承载力时,根据静力平衡条件,在桩处于稳定状态时,桩轴方向的所有力(包括作用力和反作用力)之和为零,但未考虑到楔形桩在沉桩过程中改善了土的物理力学性质,故导致所得值有偏差。在文献^[1]中指出按公式(1)计算,得到的计算值与实际值相比偏小,而最大可相差两倍,并建议引进参数 μ ,得到:

$$P_a = RF + \mu \sum U_i l_i (f_i + f_{oi}) \cos \alpha \quad (3)$$

按照(3)式计算所得值与实测结果较为接近,并指出对参数 μ 的数值和影响因素应做进一步研究。同样,文献^[4]也按公式(2)进行计算,并与实测值比较,也有较大的偏差,指出在施工前必须进行单桩静载荷实验,从而对初步设计加以完善。

笔者认为,目前宜结合实际土质条件通过试验确定其承载力。在使用公式(1)时,对所选参数进行调整,充分考虑楔形桩改变土体结构的作用。对于公式(2)的计算结果可作为初步设计依据。

楔形桩性能分析

楔形桩竖向极限承载力比等长度的等截面桩大。这主要是桩形改变后,加强了桩侧面的挤土效应所致。按梅耶霍夫课题,竖向荷载作用下,方形桩的塑性区形状为图2所示的梨形封闭区,而桩形改变,变成锥形桩后,其塑性区主要发生在桩侧面的土体中,塑性区范围要比方形桩大很多,由于塑性区范围的加大,破坏时所需要的外力就要大大的增加,土体给锥形桩侧面提供的类似于被动土压力的法向压力也就要相应的增长,随着法向压力值的增加,桩侧的摩阻力也要有所增加,同时桩侧面的法向力在竖直方向的分量也对桩的承载力起了一定的作用。Rybinkov通过现场试验发现,楔形灌注桩的承载力比同等长度桩高20%~30%。文献^[4]中指出,楔形灌注桩与同体积

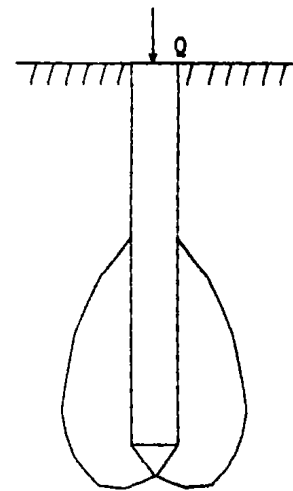


图2 梅耶霍夫塑性区示意图

等截面灌注桩相比,承载力增加而沉降减少。

楔形桩承载力大小不仅和桩周土的性质有关,而且和桩的锥角度数、桩身长度、桩顶部的面积等几何尺寸密切相关。在1983~1984年,南京市做了有关试验,土质条件和试验结果见表1、表2。由表2我们可以看出在同一土质条件下,楔形桩承载力随锥角增大而增大,因为锥角大时挤密区亦大,桩上垂直荷载向地基的传力面积也随之增大;总体上看楔形桩承载力随桩长增长而增加;另一个方面,可以看出灌注桩承载力明显比打入桩小,主要因为打

入桩为挤土桩。

试验场地土的物理力学指标

表1

土层	厚度 (m)	含水量 (%)	天然重度 (kN/m ³)	I_p	I_L	c (N/cm ²)	φ	E_s (N/cm ²)	[R] (kN/m ²)
压实的填土	3.0	22.0	20.0	12.5	0.17	6.5	17°18'	750	150
亚粘土	2~5	24.2	19.7	12.0	0.38	3.7	16°03'	640	150

试验结果总表

表2

桩长 (m)	上下口尺寸 (cm)	锥角 (°)	体积 (m ³)	成桩方法	极限承载力 (kN)
2.0	70/10	8.5°	0.38	打入	350
	Φ70/Φ10	8.5°	0.30	灌注	170
	70/10	10°	0.47	打入	550
	Φ70/Φ10	12.1°	0.56	打入	540
3.0	70/10	5.7°	0.57	打入	700
	Φ70/Φ10	5.7°	0.45	灌注	250
4.0	70/10	4.3°	0.76	打入	850
	Φ70/Φ10	4.3°	0.60	灌注	650

结论

1. 楔形桩的受力机理不同于一般桩基,楔形桩改变了桩周土的天然结构状态,提高了楔形桩的承载力;
2. 楔形桩的承载力不仅和桩周土的性质有关,而且和桩的几何尺寸有关;
3. 楔形桩由于施工方法的不同而使打入桩比灌注桩承载力高,但打入桩为挤土桩,使用时应加以考虑;
4. 由于楔形桩的经济和适用性,有必要对其影响因素做进一步研究,逐步完善承载力计算公式;
5. 在实际使用过程中,楔形短桩可以取得较为明显的效果。同样,中等长度楔形桩也能达到一定的效果,可以在多层建筑中使用。

参考文献

- [1] BN 哈津,等,徐祖元译,锥形短桩[M],北京,中国农业机械出版社,1981
- [2] 刘杰,王忠海,楔形桩承载力试验研究[J],天津大学学报,2002,35(4)
- [3] Rybnikov A M, Experimental investigation of bearing capacity of bored - case - in - place tapered piles[J], Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1990, 27
- [4] 徐学燕,等,锥形桩改良土体冻胀性和融沉性研究[J],冰川冻土,1994,19(4)
- [5] 邵力群,德阳地区楔形灌注桩设计探讨[J],建筑结构,1993,10

降水方式与强夯效果关系探讨*

赵福生

(上海岩土工程勘察设计研究院有限公司 上海 200002)

【提要】在影响强夯的各种因素相对固定条件下,探讨在强夯过程中降水方式对强夯效果的影响。

引言

在软土地基处理中,强夯法以其较好的处理效果及经济方面的优势得到越来越广泛的应用,但在实际应用中,采用何种降水方式对强夯效果的影响往往受到许多因素的制约,因为强夯效果在受降水因素影响的同时,必定同时受夯击能大小、土质差别、夯点布置方式、孔隙水消散等诸多因素的综合控制,本文分析了在影响强夯的众多因素基本相同,但降水方式不同的两块试验场地中,降水方式与强夯处理效果的关系。

工程实例

1. 场地工程地质条件

本试验工程位于上海 Bayer 漕泾项目一期工程场地,该场地属潮坪地貌类型,经围海填土而成,试验区域为2块(I区、II区),每块面积为 $20 \times 20\text{m}^2$,其中I区为砂质粉土夹粘性土区(3~5m为粘性土夹砂性土),II区为砂质粉土区(其中2~3m范围内夹少量粘性土)(详见表1)。场地浅部地下水为潜水类型,主要补给来源于大气降水及地表径流,区内地下水静止水位为3.0m左右,地下水受杭州湾潮汐的日变化为1.0m左右。

主要地层地质特征表

表1

层号	土层名称	土层特征	埋深(m)	
			I区	II区
①	素填土	松散,以砂质粉土为主,含粘性土团、层,均匀性较差,易液化	0.5	0.5

* 收稿日期:2004年2月

② ₃	砂质粉土	中密,无层理,含云母碎片、粘性土条带、薄层,中压缩性,力学性质尚好。	3	10
② _{3夹}	粘性土	粘性土夹砂质粉土,局部夹淤泥。	5	...
② ₃	砂质粉土	中密,无层理,含云母碎片、粘性土条带、薄层,中压缩性,力学性质尚好。	10	...

2. 强夯的施工工艺

(1) 夯点布置

I、II 两区均采用梅花型布置,两遍夯击并辅以平夯,夯击能量为 $1200\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

(2) 降水系统

I 区在试夯区四周开挖明排水沟并设置轻型井点降水设备。排水沟宽度 1.0m ,深 1.0m ,总长 80m ,放坡开挖;轻型井点深度 6.5m ,井点间距为 1.5m (具体孔位布置见平面图 1)。降水系统保持 24 小时不间断工作。II 区考虑地层排水条件较好,所以仅在试验场地中央设置一口抽水井降水。

(3) 孔隙水压力计埋设

共计成孔 4 只,在不同深度分别埋设了 10 只压力计,埋设过程中用粘土球和黄砂分层填实,强夯施工时离开压力计埋设点 1.5m 左右(具体孔位布置见图 1)。强夯的间歇期不仅是按时间控制,而主要以孔隙水压力是否恢复至 70% 来确定。

3. 效果检验(CPT 静力触探)

强夯效果检验主要以 CPT 静力角探为主,根据施工过程分别在强夯前后进行,分别在 I 区、II 区各检测 5 个点(C1 ~ C10)(检测点布置图见图 1)。

强夯加固效果分析评价

综观本次两块区域的强夯对比试验的各个条件,除土质略有差别外,最主要的差别就是降水方式。一般而言,强夯法在纯砂性土(本次试验 II 区)要比带粘性土的地层(本次试验 I 区)效果好,但本次试验却得到不同的结果。分析其原因,就在于两个试验区降水方式不同。在本次试验中,采用轻型井点降水的 I 区要比采用抽水井的 II 区强夯效果好得多。下面分别根据加固后的静力触探检测以及由静力触探值 P_s 推算的地基压缩模量 E_s 、地基承载力 f_0 等进行分析比较。

1. 静探比贯入阻力

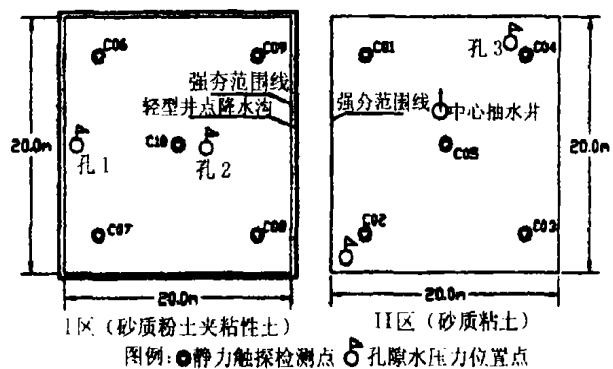


图 1 试验范围、排水系统、孔隙水压、检测点布置位置图

强夯前后 P_s 值对比表

表 2

深度(m)	I 区			II 区		
	夯前 (MPa)	夯后 (MPa)	增加 (%)	夯前 (MPa)	夯后 (MPa)	增加 (%)
0~1	2.5	5.8	128	5.0	6.2	24.0
1~2	4.2	6.4	53	3.5	4.4	26.2
2~3	3.8	7.1	86	1.7	3.5	106.0
3~4	3.3	7.8	136	5.0	8.4	66.8
4~5	1.5	4.4	189	5.5	6.8	24.4
5~6	2.3	3.4	48	4.5	6.0	33.3
6~7	3.7	5.3	42	3.3	4.1	23.1
7~8	5.3	7.3	38	5.6	6.3	12.6
平均	3.3	5.9	90	4.2	5.5	28.2

从上表及静探对比曲线可以看出, I 区和 II 区强夯后静探比贯入阻力较夯前虽然均有明显的提高, 但是, 两个区域的处理效果呈现出明显的特点, 而与这些特点关联最为紧密的不只是土性, 更主要的是降水方式。

首先, I 区虽然夹有较多的粘性土, II 区为相对较纯的砂性土, 但 I 区有效夯击深度更深, 如以加固后静力触探 P_s 值增加 35% 以上的土层作为有效夯击深度, 那么 I 区的有效夯击深度为 8m, 而 II 区的有效夯击深度较浅, 仅为 4m (见表 2)。

其次, I 区加固后土质改善情况也比 II 区显著, 如 I 区加固后 5m 以上静力触探 P_s 值增加量约为 118%, 8m 以上静力触探 P_s 值增加量约为 90%; 而 II 区 5m 以上 P_s 值增加量不到 50%, 8m 以上 P_s 值增加量仅为 28%。

从上面的分析中可以得到这样的结论, 在利用强夯进行地基处理时, 降水方式的选择非常重要, 如果选择了合适的降水方式, 处理那些被认为效果不会太好的土层时, 也会取得较好的效果, 如果降水方式选择不当, 处理那些被认为好处理的土层时也不一定能达到预期目的。

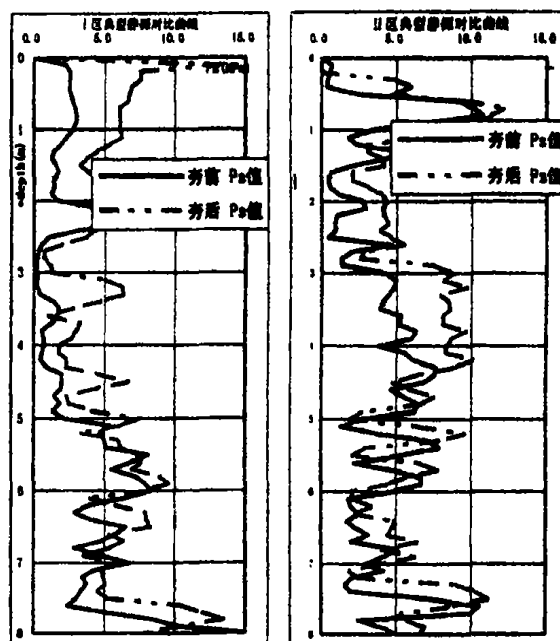


图 2 强夯前后典型曲线对比

2. 地基土压缩模量(自重压力至自重压力加附加压力 200~300KPa)

强夯前后土的压缩模量 E_s (MPa) 对比

表3

深度(m)	I 区			II 区		
	夯前 (MPa)	夯后 (MPa)	增加 (%)	夯前 (MPa)	夯后 (MPa)	增加 (%)
0~1	7.7	17.7	128.1	15.0	18.6	24.0
1~2	12.7	19.4	53.1	10.5	13.3	26.3
2~3	11.5	21.4	85.6	8.8	14.8	67.8
3~4	10.0	23.6	135.7	15.2	25.3	66.8
4~5	8.3	17.9	116.0	16.6	20.7	24.4
5~6	10.8	14.5	33.9	13.6	18.2	33.3
6~7	11.2	15.9	42.3	10.1	12.4	23.2
7~8	15.9	21.9	37.7	16.9	19.1	12.6
平均	10.1	17.9	78.0	12.9	16.5	28.2

注:根据上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》(DGJ08-37-2002)13.4.6,II区2~3米深度范围和I区4~5、5~6米深度范围的土为粘性土, $E_s=3.3P_s+3.2$;其余各土层为砂性土, $E_s=3P_s$ 。各土层 E_s 的均值由各孔的 P_s 总平均值代入上式后算得。

由表3可见,I区强夯后地基土的压缩模量大幅提高,II区强夯后地基土的压缩模量虽然也有提高,但幅度远不及I区。如I区增幅最大的位于3~4m,幅度达135%,而II区增幅最大的位于2~3m,幅度仅为67.8%;I区增幅均值达78%,而II区增幅均值仅为28.2%。

这说明在本次强夯试验条件下采用轻型井点降水远比采用抽水井处理效果好。

3. 地基土承载力基本值

拟建场地地层主要为粉性土,根据上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》(DGJ08-37-2002)13.3.4,计算而得。 f_0 的总平均值由 P_s 的均值代入上式算得。

强夯前后地基承载力 f_0 值对比

表4

深度(m)	I 区			II 区		
	夯前 (MPa)	夯后 (MPa)	增加 (%)	夯前 (MPa)	夯后 (MPa)	增加 (%)
0~1	85	200	137	145	185	28
1~2	126	218	74	108	139	29
2~3	116	238	105	63	115	84
3~4	104	259	150	147	244	67
4~5	59	158	170	159	221	39
5~6	78	127	63	134	197	47
6~7	113	183	62	104	142	37
7~8	153	244	60	161	206	28
平均	104	203	96	128	181	42

由表4可见,I区强夯后地基土的地基承载力提高幅度较大,而II区强夯后地基土的地基承载力提高幅度远不及I区。如I区增幅最大的位于3~4m,幅度达150%,而II区增幅

最大的位于2~3m,幅度仅为84%;I区增幅均值达96%,而II区增幅均值仅为42%。

这说明在本次强夯试验条件下采用轻型井点降水比采用抽水井处理效果更为有效。

4. 拟建场地平面均匀性分析

根据中华人民共和国行业标准《高层建筑岩土工程勘察规程》(GJG72-90)6.2.2,当地基持力层和第一下卧层在基础宽度方向上,地层厚度的差值小于 $0.05b$ (b 为基础宽度,这时假定为7m)时,可视为均匀地基。对于本工程软弱粘性土为软弱下卧层,上层土层为基础持力层,其差值如下表所示, $0.05b$ 值为0.35m。由表5可以看出,强夯前,I区和II区各孔持力层均为不均匀持力层;主要软弱下卧层也为不均匀软弱下卧层。强夯后,I区的持力层和下卧层均有较大幅度的改善(57%),但持力层均匀性改善幅度不大(16%)。也就是在强夯过程中采用轻型井点降水比采用抽水井降水在改善地基均匀性上更有效果。

场地平面均匀性分析

表5

地层	最大差值(m) (II区)		改善幅度	地层	最大差值(m) (I区)		改善幅度
	夯前	夯后			夯前	夯后	
持力层	0.6	0.5	16%	持力层	2.5	1.5	40%
软弱下卧层	0.7	0.3	57%	软弱下卧层	1	0.5	50%

结论

1. 在利用强夯进行地基处理时,采用轻型井点降水比采用抽水井有效夯击深度深,土质改善更为明显。

2. 力学指标方面,地基土承载力、压缩模量等参数,强夯的效果在采用轻型井点降水时比仅采用抽水井显著。

3. 强夯时辅以轻型井点降水比辅以抽水井降水地基土均匀性更容易改善。

参考文献

- [1]上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》(DGJ08-37-2002)
- [2]中华人民共和国行业标准《高层建筑岩土工程勘察规程》(GJG72-90)
- [3]工程地质手册(第三版)中国建筑工业出版社

高压旋喷注浆在高等级公路路基病害整治中的应用*

陈春生

(江苏地质基桩工程公司 镇江 212111)

【提要】高压旋喷注浆在高等级公路路基病害整治中得到成功应用。本文主要介绍了该工程的概况、地基加固处理、成桩质量和处理效果。

前言

222省道南徐路拓宽改造工程是2002年镇江市重点工程,设计建设为标志性的生态大道,路宽100米,按照高速公路标准进行扩建。工程路基施工完成后,发现K3+550及K3+650段附近路面出现纵向裂缝或横向裂缝,裂缝宽度约20cm,路面平均沉降已达18cm,最大沉降大于30cm,并存在继续发展的趋势。经施工勘察,上述路段路基下部存在古冲沟或坳沟,其内沉积较厚的高压缩性泥炭层和淤泥质土层。业主要求尽快采取合理有效的方法进行处理,控制路面沉降,最大限度地保证已施工完成的较厚灰土路基的完整性,减少经济损失,以尽可能短的处理工期来确保道路施工的连续性。

工程地质条件

根据《工程地质施工勘察报告》,场地地层土层分为六层,自上而下为:

①压实填土:粉质粘土,黄褐色,密实。呈坚硬状,掺有少量石灰,上部0.20~0.40m为砂浆混凝土,该层厚4.00~6.70m。

②粉质粘土:灰黄色~灰绿色,软~可塑,底部呈软塑,中压缩性,该层厚2.60~4.60m,建议 $f_k = 130\text{kPa}$ 。

③泥炭:灰褐色~黑色,松软,质轻,该层为未完全分解的植物叶片堆积层,植物叶片纹理结构明显,局部夹有淤泥,含水量高,高压缩性,层厚0.50~1.60m,建议 $f_k = 30\text{kPa}$ 。

④淤泥质粉质粘土:灰色~灰绿色,流塑,富含有机质,高压缩性,局部有软~流塑状粉质粘土,该层厚0.50~4.20m,建议 $f_k = 80\text{kPa}$ 。

⑤粉质粘土:灰绿色,软~流塑,中压缩性,该层厚1.00~8.40m,建议 $f_k = 95\text{kPa}$ 。

* 收稿日期:2004年2月

⑥粉质粘土:灰绿色、灰黄色,底部为黄褐色,可塑,局部硬塑,中压缩性,该层在本次勘察中未揭穿,控制厚度2.20~10.70m,建议 $f_t = 230\text{kPa}$ 。

地基土物理力学性质指标见表1。

地基土物理力学性质指标

表1

类别 层号	含水量 W (%)	重度 γ (kN/m^3)	比重 G_s	孔隙比 e_0	液性 指数 I_L	塑性 指数 I_p	压缩系数 a_{1-2} (MPa^{-1})	压缩模量 E_s (MPa)	粘聚力 C (kPa)	内摩擦角 ϕ ($^\circ$)
②	29.6	18.7	2.73	0.95	0.223		0.35	5.43	12.8	7.4
③	66.7	15.7	2.59	1.832			1.51	3.04	13.8	3.0
④	34.0	18.7	2.71	1.044	1.025	10.054	0.68	3.01	3.8	6.3
⑤	28.6	19.3	2.71	0.804	1.046	10.30	0.49	3.78	5.0	6.3
⑥	27.2	19.9	2.71	0.738	0.484	11.22	0.26	7.25	14.4	9.8

路面裂缝原因分析

1. 局部区域存在软弱地基

局部路基下部存在古冲沟或坳沟(如图1、2),其内沉积较厚的高压缩性泥炭层(③泥炭层)和淤泥质土层(④淤泥质粉质粘土层),其外为中压缩性的粉质粘土层,在填筑路基达5.00m左右的附加应力作用下,使地基产生不均匀沉降,从而使路基在垂直向产生剪切应力,在水平向产生张拉应力,在剪切应力和张拉应力超过路基的抗剪、抗拉强度时产生路面裂缝。

2. 施工速度过快

路堤填筑未进行适当的分级堆载预压,施工速度过快,快速加荷导致地基土层内附加应力急剧增加,因路堤座落于不同的地基土上,地基附加应力达到一定值时,局部软弱地基产生破坏,引起路堤不均匀沉降,路基以裂缝的形式释放由此产生的集中应力。

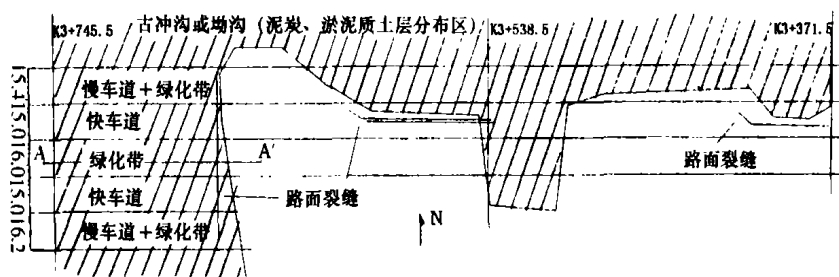


图1 软弱地层分布位置示意图

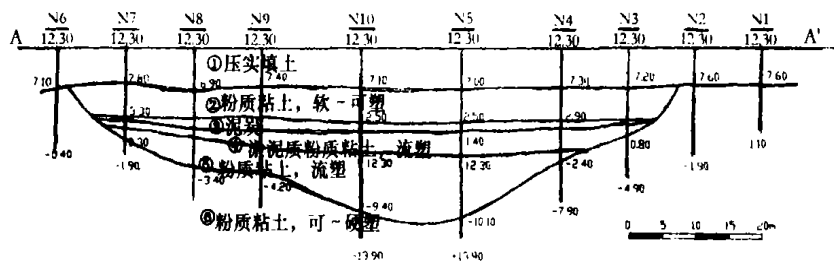


图2 工程地质剖面图(A-A')

软基处理方案设计

1. 软基处理方案

根据地基土层特征及场地条件,该处软弱地基可采用压密注浆、单管高压旋喷桩、挖除路基施工深层搅拌桩等方法进行处理。

通过对多种方案从经济、效果及处理工期等方面的综合对比分析,单管高压旋喷桩方案以其施工机械轻便、施工工艺简单、施工进度快、产生附加应力小、处理费用低、软基处理效果可靠等优点得到各方面的一致认同。

2. 单管高压旋喷工艺原理

利用钻机将带有喷嘴的注浆管钻至预定土层深度,通过高压设备使浆液成为 20MPa 左右的高压流从喷嘴中喷射出来,冲击破坏土体。当能量大、速度快、呈脉动状的喷射流的动压超过土体结构强度时,土粒被切开,一部分细小的土粒随浆液冒出地面,其余土粒在喷射流的冲击力、离心力和重力等作用下,与浆液搅拌混合,并按一定的浆土比例和质量大小有规律地重新排列。浆液凝固后,便在土中形成固结体。

旋喷时,喷嘴边旋转边提升,固结体呈圆柱状,形成旋喷柱体,与周围土体形成复合地基。

本工艺常用于建(构)筑物的加固、纠偏、基坑支护帷幕、防渗止水、基底加固以及灾害治理、边坡稳定等。

3. 高压旋喷桩设计

(1) 路基加固采用单管高压旋喷桩加固。

(2) 旋喷桩加固土体直径 600mm,桩底进入⑥土层不小于 500mm,桩顶位于②土层底部。施工时参考地质报告,并结合②与③土层,⑥与⑤土层不同的阻抗力确定桩长。

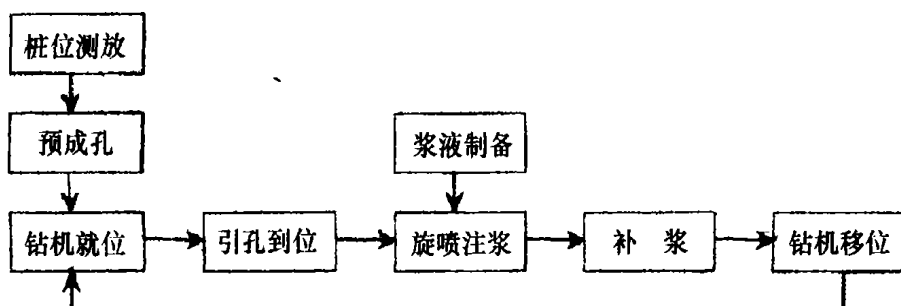
(3) 灰土路基内的孔直径宜小不宜大,以满足旋喷钻头能进入,并尽可能减小对路面、②土层的破坏为宜。

(4) 布孔原则:在快车道上,等边三角形布置,边长 1800mm,置换率 10%;在慢车道与人行道上,在每两根管线间布孔,纵向间距以不小于置换率 10% 和不大于 1800mm 为准。

(5) 水泥加固土体 28 天容许抗压强度 1.5MPa,极限抗压强度 3.0MPa。

4. 单管高压旋喷桩施工

本工程是对软弱夹层的处理,涉及到对上覆②土层及已施工完成的较厚灰土路基的保护,采用工程钻机钻芯取土预成孔,既能提高施工速度,又有利于减小对路面、②土层的破坏,因此实际施工的工艺流程为:



(1) 桩位测放:根据设计图纸要求,结合施工勘察孔位置,确定软基处理的范围,按照设计布孔原则准确测放桩位,采用红旗或 $\phi 8$ 钢筋头明显标志。

(2) 预成孔:使用 xy-1 型工程钻机对呈坚硬状的①压实填土及②土层上部钻芯取土预成孔,钻孔采用直径 $\phi 89$ 的合金钻头或麻花钻头,可保证旋喷钻头顺利下沉,最大限度地减少对①、②土层造成的扰动和破坏。预成孔钻机施工前应准确定位(偏差小于 50mm),机身稳固,并应进行垂直度校正(偏差不大于 1/100)。

(3) 旋喷钻机就位、引孔

钻机就位应准确、稳固、垂直,钻机就位偏差不大于 50mm,垂直度偏差不大于 1/100。

鉴于软弱地层预成孔的不稳定性,旋喷钻头插入预成孔底部后,以不超过 1~2MPa 的压力旋转喷水(或喷浆)利用旋喷钻头上的合金刃口钻进,继续引孔至设计深度,引孔过程中准确记录软硬地层界面的深度(根据钻进阻力的差异)。

(4) 浆液制备

因软基含水量较大,现场采用水灰比 0.8:1 的纯水泥浆液。浆液均匀搅拌,随配随用,放入料筒前使用过滤网进行过滤,过滤网选择 60 目网片。

(5) 旋喷注浆

旋喷注浆采用单喷嘴,喷嘴直径采用 $\phi 2 \sim 3$ mm。考虑旋喷桩在各地层中的适应性,正式开工前进行了试验性施工,按施工效果修正了旋喷参数。

实际施工时,喷浆压力 15~18MPa,一般按 15MPa 控制,旋喷管插入设计孔深后空转不进尺,泵压达到控制值时自下而上旋喷注浆,旋转速度 16~20r/min,提升速度 25~30cm/min。提升至②土层底面时,就视孔口冒浆情况迅速降低泵压,增加提升速度,喷浆压力一般不大于 2MPa,减少对①、②土层的扰动。

(6) 补浆

喷浆结束 8 小时后,按浆液凝固情况以水泥浆液进行二次补浆,补浆以填实灰土路基施工孔洞为准。

(7) 旋喷桩施工顺序

本工程已施工完成的路基厚度较大而施工引孔直径较小,旋喷施工时,孔口冒浆通道细长而不易通畅,常产生应力积聚并导致施工现场附近局部路面的抬升现象(如表 2),实际施工中采取各旋喷机组按工作量进行分区,同向推进施工,各机组均按跳双排(孔)顺序(1、4、7、...或 2、5、8、...)施工,施工过程中杜绝多机械汇聚施工现象,避免路面抬升过大而引起附加裂缝。

旋喷桩施工过程中的路面抬升情况

表 2

点号 序号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
S1	0	-7	+2	+5	-4	0	+1	-1	0	-1
S2	0	-6	-2	+11	-3	-9	-1	+7	-6	-1
S3	0	+1	-2	+2	-5	+1	-1	-3	+1	-3
S4	0	-1	-2	+3	-5	+3	-1	+1	-4	+7
S5	0	-2	-7	+8	-3	+1	-8	-4	+5	-2

S6	0	-4	+1	-1	0	+4	+3	-1	0	-3
S7	0	+5	-2	-8	0	+3	-2	+2	+5	-1
S8	0	-6	-2	+7	+2	-9	-5	+8	0	+1
S9	0	+5	-1	+1	-7	+7	-2	+5	-1	+3
S10	0	-3	0	+7	-4	+4	-1	-1	+1	-4

成桩质量和加固效果

本工程加固软基均位于路面以下 8.8 米以下,旋喷桩质量的检测手段受到一定程度的限制,旋喷桩施工中施工、监理单位均强化了过程监控。

为了检查旋喷桩成桩和软基处理质量,采取钻孔取芯做标准试件进行室内力学试验,取芯位置距注浆中心 200mm 左右,取芯管直径 $\phi 89$,共抽测了 23 根高压旋喷桩(占总桩数的 2%),采用全取芯检查,取芯至处理深度时终检。抽测的 23 根高压旋喷桩芯样完整致密,28d 无侧限抗压强度平均值 1.52 ~ 4.00MPa,检测单位对抽测旋喷桩的质量评价为优(11 根)、良(12 根),旋喷桩桩径均不小于 600mm,处理范围合理。

现场随机留置的 15 组水泥石试块经 28d 养护后委托正规试验室进行试压,抗压强度 2.0 ~ 6.2MPa,与取芯试验结果相符。

经跟踪观测,工程结束 180 天后,路面累计平均沉降小于 20mm,且已趋于稳定,公路正式通车一年多以来,经软基处理路段路况良好,路面完整。

结论与思考

(1)222 省道南徐路 2002 年底建成通车,一年多以来,高压旋喷桩软基处理路段路基稳定,加固效果显著,达到了预期目标,表明所采用的单管高压旋喷桩处理方案及其施工参数是合理的。

(2)单管高压旋喷桩因其施工机械轻便、施工工艺简单,在加固深部软弱地基土层时,采用正确的施工参数(现场试验获取)和施工顺序进行施工,可有效控制对上覆土层的扰动和破坏。单管高压旋喷桩对于处理类似上述工程,具有较明显的技术优势。

(3)上述工程 23 根高压旋喷桩距注浆中心 200mm 左右全程钻取的芯样均完整致密,表明在 20MPa 的喷浆压力下进行软弱土层的旋喷施工,旋喷桩直径大于 600mm。

(4)对路面沉降的跟踪观测结果表明:工程结束 180 天尤其是 90 天内,路面仍存在一定的沉降,这多与水泥石固结收缩有关,今后的施工中可考虑掺加适量膨胀型添加剂解决。

参考文献

- [1]《地基处理手册》编写委员会,地基处理手册,中国建筑工业出版社,1998
- [2]《岩土工程手册》编写委员会,岩土工程手册,中国建筑工业出版社,1995
- [3]注册岩土工程师必备规范汇编(2003 年版修订缩印本),中国建筑工业出版社,2003

真空预压法加固软基机理探讨*

陈小丹

(广东省水利水电科学研究院 广州 510610)

赵维炳

(南京水利水电科学研究院 南京 210024)

【摘要】本文介绍了真空预压的基本原理,并与堆载预压相比较,分析土体的强度和变形特征;此外,就真空预压时地下水位、有效加固深度和效果、真空预压对边界影响等问题进行较深入的研究,为真空预压的深入应用和计算分析提供理论参考。

前言

真空预压法是利用抽真空来加固软土地基的一种地基加固方法,最早由瑞典皇家地质学院杰尔曼(W. Kjellman)教授于1952年提出的^[1]。随着塑料工业的发展和工程经验的积累,真空预压法得到了广泛的应用。

该法具有很大的优点,与堆载预压法相比,可以节省能源、工期和造价。此外,不会产生土体的侧向挤出破坏,适用于加固软土特别是超软土地基。施工的噪音和污染小,可以文明施工,对于加固面积大,承载力要求不是很高的工程具有明显的优势。现已广泛应用于港口、码头、机场和堆场等工程建设中,在公路和工民建中也已有所应用。

目前,理论界对于真空预压加固机理尚不深入,某些问题仍然存在争议。本文介绍了真空预压的加固原理,分析真空预压对土体强度和变形的影响,就真空预压时地下水位、有效加固深度和效果,真空预压对边界影响等问题进行比较深入的研究,澄清了一些关键性问题,加深了读者对真空预压机理的认识。

土体的强度和变形特征

1. 土体的强度变化

真空预压和堆载预压同属于排水固结法。真空预压时,我们在加固区的地面上抽真空造成负压,土体在内外压差作用下发生不稳定渗流,孔压逐渐降低,降低的孔压转变为土体

* 收稿日期:2004年2月

的有效应力,这就是真空预压使土体产生固结的基本原理。

根据太沙基有效应力原理^[2]有

$$\sigma = \sigma' + u \tag{1}$$

两边微分并移项,可得

$$d\sigma' = d\sigma - du \tag{2}$$

可见,对于堆载预压,增加的有效应力为增加的总应力值;而对于真空预压,则为减少的孔隙水压力值。

图1综合表示了真空预压和堆载预压时莫尔圆的变化情况,可以明显看出两种预压方法产生了不同的应力状态,图中, τ_0 表示土体原来的强度, $\tau_{真}$ 和 $\tau_{堆}$ 表示真空预压时土体的强度, $O'E''E'$ 表示加固过程土体强度包络线, $O'E'$ 和 $O'E''$ 分别表示真空预压和堆载预压卸载后土体的强度包络线。可见,当垂直压力 σ'_1 相同时,真空预压加固后土体的强度要高于堆载预压,且由于球应力较大,土体的密实度较高,孔隙比较小。

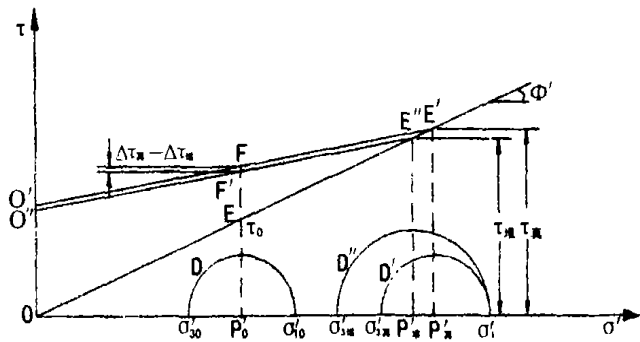


图1 两种预压方法的莫尔圆示意图

由于真空预压时土体不会产生剪应力,即使真空荷载一次性施加上去,地基土也不会发生剪切破坏,从而可以缩短工期。而堆载预压时则必须控制加载速率,使荷载增加的速度与地基土强度增加的速度相适应。

一般,地基中某一点的抗剪强度可以表示为

$$\tau_i = \eta(\tau_0 + \Delta\tau_c) \tag{3}$$

式中 τ_0 - 天然地基抗剪强度;

$\Delta\tau_c$ - 地基土固结引起的抗剪强度增量。

η 对于堆载预压法为考虑剪切变形及其它因素影响的综合性折减系数。根据有关文献^[3]介绍, η 的值一般为 0.8 ~ 0.85。对于真空预压,根据有关文献^[4]的建议,可取 1.10 ~ 1.30,由于真空预压使土体等向固结,不排水强度值高,因而出现了 $\eta > 1.0$ 的情况。一般固结度越高,平均 η 值越大,浅层土的 η 比深层土要大得多。

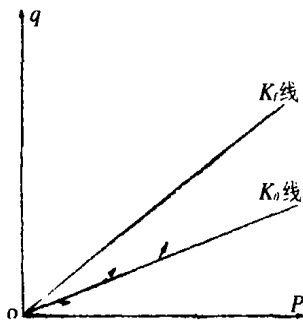


图2 堆载预压应力路线示意图

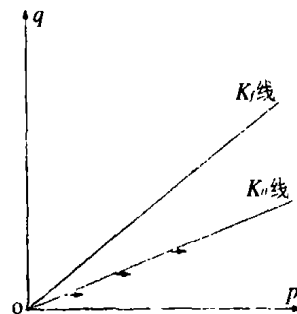


图3 真空预压应力路线示意图

2. 土体的变形特征

由于有效应力变化情况不同,真空预压产生的土体变形情况不同于堆载预压。真空预压时,土体受到各向相等的固结压力发生固结并产生整体收缩现象,因而在发生沉降的同时也产生向里的水平位移。而堆载预压产生的固结压力是不等向的,除了加固区中心地表以下的浅层土体单元外,一般开始时都要产生侧向膨胀。它们各自的应力路径如图2和图3所示。

图中, K_f 为破坏包线, K_0 为等向固结线,土体应力路径沿 K_0 移动表示无侧向变形,从 K_0 线向下发展表示发生收缩变形,向上发展表示发生膨胀变形。

根据实测和计算结果,真空预压时最大的水平位移一般发生在加固区边缘的地基表面;堆载预压时最大的水平位移并非在地表,而是在地表以下一定深度处。

真空预压时,周围土体由于产生收缩变形而开裂,裂缝一般平行与加固区的边线。堆载预压时,堆载区周围的土体由于侧向挤出而发生隆起变形。在产生相同垂直变形的情况下,真空预压法的加固效果要好于堆载预压法。

真空预压机理的进一步探讨

目前,对真空预压的基本原理已经研究清楚了。但是,目前关于真空预压过程中是否会引起地下水位下降,真空预压的有效加固深度等问题仍然存在争议,缺乏统一认识。

1. 真空预压时的地下水位

抽真空时,地下水位是否下降是一个人们经常争论的问题。目前,有的认为抽真空时会引起地下水位的下降,有的则对此持否定态度,有的则对此避而不谈。

我们知道,大气压力和水压力一样属于流体压力。因此,土体中的孔隙水压力实际上包含着大气压力在内。即

$$u = \gamma_w z + P_a \quad (4)$$

式中 $\gamma_w z$ - 抽真空前的静水压力;

z - 该点距地下水面的深度;

P_a - 大气压力。

真空预压时,孔隙水压力 u 虽然降低了,但是其中的位置水头 $\gamma_w z$ 没有改变,降低的部分只是大气压力 P_a ,因此加固区内地下水位并不会下降。

真空预压时,砂井的排水作用不能简单地等同于平常我们所见到的抽水井。抽水井抽水时井中水位在大气压力作用下将下降并导致周围土体中的地下水位随着下降形成一降落漏斗。真空预压时,地面的压力比砂井和土体中的压力小,砂井的压力又比同深度的土体中的压力小,在压差的作用下,孔隙水向砂井和地面发生双向渗流并产生固结变形。在现场观测或进行模型试验所得到的其实并不是加固区中的地下水位,而是土体中的孔隙水压力。

一般而言,在现场观测或进行模型试验所得到的并不是加固区中的地下水位,而是土体中的孔隙水压力,把孔隙水压力的下降认为是地下水位的下降这是不对的。例如,有人想利用水位管量测加固区的静水位,认为水位管水面就是加固区的水位面,这其实是不对的,因为加固区上作用着真空压力,而水位管中却作用着大气压力,水位管实际上相当于测压管,

其中的水位只反映该处压力的大小,而不是真正的水面高度。

由此可见,用真空计、孔压计或水位管所得到的结果其实质都是一样的,抽真空使真空度上升在孔隙水中表现为孔压的降低,水位管中的水位下降。

2. 真空预压的有效加固深度

关于真空预压的有效加固深度也是一个讨论的热点,有的认为真空预压是利用大气压力进行加固的,由此它的有效加固深度应受到限制,认为在提水高度范围内(真空度很高时约为10.0m)为真空预压,在此以下为降水预压。

由前面的分析知,真空预压时并没有降低地下水位,而是减少孔隙水压力中的大气压力部分,在真空预压中,砂井不但起排水作用,还起着传递真空度的作用。由于砂井具有阻力,所以真空度在沿砂井传递过程中要有所损失,井阻越大则真空度衰减越快。在砂井以下,真空度衰减很快,加固效果并不理想。因此,可以认为真空预压的有效加固深度与砂井打设深度基本一致。有的文献^[5,6]曾介绍打设了超过20m长的砂井并证明在此范围以内均有加固效果,这也证明了这一观点。

3. 真空预压与堆载预压加固效果的比较

到目前为止,已有不少学者对真空预压与堆载预压加固效果进行了比较,其中有不少是对比试验,认为真空预压的作用与垂直压力强度相同的堆载预压基本相同,总体效果要好于堆载预压法。这种观点包含着一定的工程经验性在内,从理论上讲,真空预压的效果并不能简单地等同于垂直压强相同的堆载预压。

我们平常所说的真空预压的真空压力等于多大,其实只是一种形象的说法,并不能认为它相当于在地基表面上作用有多大的压力。即使在地面上,它们所产生的竖向有效应力是一样的,但是在地面以下某一深度处,它们所产生的竖向有效应力却并不相等的。由于所产生的应力状态并不一样,它们对土体所产生的压缩效果也将不同,所消除的沉降也是不同的。

4. 真空预压与边界的相互影响

研究真空预压对边界的影响对全面认识真空预压的加固机理和加固效果,改进真空预压技术,对加固区周围建筑物采取适当的防护措施均具有重要的意义。

抽真空时,砂井中的真空度大于周围土体中的真空度,真空度从砂井向周围土体传播,这种传播需要一定的时间,在开始阶段不会影响到边界的水位,只是降低土体中孔隙水中原来的大气压力 P_a 。随着砂井真空度的上升,加固区边界的水位在大气压力的作用下开始下降以达到平衡状态。

真空预压时,地基中的孔压可表示为

$$u = P_{nz} + \gamma_w z \quad (5)$$

$$P_{nz} = P_a - P_{vz} \quad (6)$$

式中 P_a - 大气压力;

P_{nz} - 深度 z 处的剩余大气压力;

P_{vz} - 该处的真空吸力。

在加固区地基表面($z=0$)则表现为膜下真空度。

如果在该处理设一测压管,设测压管水位高度为 d ,则有

$$\gamma_w d + P_a = \gamma_w z + P_{nz} \quad (7)$$

$$\Delta = z - d = \frac{P_a - P_{nz}}{\gamma_w} = \frac{P_{nz}}{\gamma_w} \quad (8)$$

式中, Δ 为测压管水位下降的深度(与地面相比)。在地面 $z=0$ 处,值最大,随着深 z 的增大, Δ 逐渐减小,两者的关系可以用图4表示。于是,当 $z=\Delta$ 时, $z=z_0$ 就是边界水位的最大降深 Δ_{max} 。

在边界,可能引起水位下降形成非饱和土,但由于加固区的固结变形是主要的也是对边界变形的主要影响因素,所以一般仍按可饱和土体进行计算分析。

由于加固区的影响,边界的水位要降低,土体要发生固结变形,产生附加沉降并向加固区内水平位移。同时,由于边界的透气和透水,导致加固区的地基土中不容易形成较高的真空度,从而影响真空预压的加固效果。

可以定义加固区的形状系数为

$$\alpha = \frac{A}{L} \quad (9)$$

式中 A - 加固区的面积

L - 加固区的边界周长。

根据经验, α 越大,则加固效果越好;反之, α 越小,则加固效果越差。因此,相同面积下方形区域的加固效果要优于狭长区域。

结论

1. 真空预压和堆载预压都属于排水固结法,但土体产生的强度和变形规律不一样,真空预压使土体产生等向压缩,不会产生剪应力,因此真空预压更适用于超软地基的加固。

2. 真空预压时,加固区内的地下水位并没有降低,降低的只是孔隙水压力中的大气压力部分;加固区周围土体中的水位则可能降低,并对加固区和周围的土体产生一定的影响,应重视真空预压与边界的相互影响关系。

3. 真空度的传递受到砂井和地基土渗透系数的影响,因此真空预压的有效加固深度也主要取决于井阻和土体的渗透系数,对于一般的软土地基,可以认为其加固深度于砂井打设长度基本一致。

4. 由于加固机理的不同,因此真空预压的加固效果并不能简单地认为与垂直压力相同的堆载预压相同,而还应该进行比较详细和认真的研究。在此基础上研究真空预压固结变形和强度增长的常规算法,以便于方便地应用于工程实践中。

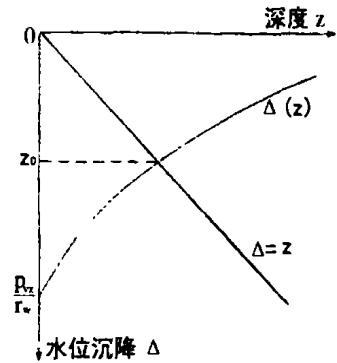


图4 真空预压边界最大水位降深

参考文献

- [1] W. Kjellman. Consolidation of Clay Soil by Means of Atmospheric Pressure. Proc. Conference on Soil Stabilization, MIT, Boston, 1952.
- [2] 钱家欢主编,土力学,南京:河海大学出版社,1990.5
- [3] 叶书麟,韩杰,叶观宝编著,地基处理与托换技术(第二版),北京:中国建筑工业出版社,1994.12
- [4] 薛红波,娄炎,砂井真空排水法加固饱和软土地基的强度特性,南京水利科学研究院土工研究所,1989.2
- [5] 于志强,朱耀庭,真空联合堆载预压法在汕头港1-2[#]泊位后方堆场工程中的应用,港口工程,1996.6
- [6] 杨联正,祝业浩,谢月庚,真空预压法在复杂地区软基加固中的应用,港口工程,1991.3

第二届全国非饱和土 学术研讨会

2005年4月23-24日
浙江 杭州

主办单位

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会

承办单位

浙江大学岩土工程研究所

协办单位

长江科学院土工研究所

河海大学岩土工程研究所

南京水利科学研究院土工研究所

中国水利学会岩土工程分会

征文内容

- 基本特性及室内测试技术
- 水、气及污染物的运移规律
- 变形与强度及本构关系
- 渗流、扩散、变形及稳定的计算与分析方法
- 特殊土的工程特性,包括膨胀土、黄土、残积土、城市固体废弃物等
- 边坡工程及现场监测技术
- 工程实录及其它:堤坝、路基、滑坡、挡土结构、垃圾填埋场

重要日期

2005年2月1日前 提交论文全稿(一式两份)

2005年3月1日前 返回评阅结果和修改意见

2005年3月15日前 提交修改后论文(附电子版)

联系人

詹良通 博士

浙江大学建筑工程学院岩土工程研究所

浙江省杭州市浙大路38号 310027

电话:0571-87952415

传真:0571-87952269

E-mail: zhanlt@zju.edu.cn

基坑围护封闭后再静压沉桩的逆作施工 及降水减压措施的监测效果分析*

张立荣 徐茂荣 徐仁林

(上海荣恒工程建设有限公司 上海 200093)

郑伟文 方良

(浙江宏润建设集团有限公司 杭州 300000)

前言

改革开放以来,在市区密集建筑群中新建的高层建筑物大多采用钻孔灌注桩桩基,而舍弃了质量可靠经济合理的预制混凝土桩基。究其原因,大家都对打(或静压)桩的挤土危害十分头痛,即使采取一些措施进行防护也往往出事故。而在市区的高层建筑大多有基坑围护结构,能不能先施工基坑围护结构待封闭后再沉设预制桩,用封闭的基坑围护结构作为沉桩挤土影响的防护措施?一直没有人敢做这方面的尝试。主要是担心沉桩的挤土作用造成基坑围护的破坏,使围护结构开裂漏水失去应有的功能。

我们对上述情况进行了较长时间的考虑,认为在软土地区,沉桩的挤土影响来自于超静孔隙水压力的产生和缓慢的消散,如果能解决超静孔隙水压力的及时消散问题,应该说沉桩的挤土危害就会变得很小了。那怎样解决超静孔隙水压力的及时消散呢?唯一可行的办法是在沉桩的同时进行井点抽水。我们在上海中国烟草博物馆桩基(静压方桩)上进行了这方面有益而大胆的尝试,先施工基坑围护结构,基坑围护封闭后再静压沉桩,并且将用于疏干基坑土方的井点提前沉设(沉桩之前)提前运转,通过各项监测数据表明,取得了非常令人满意的效果。

工程概况

中国烟草博物馆工程位于上海杨浦区长阳路和通北路交汇处,占地面积 5500m^2 ,建筑面积 10030m^2 (地下一层地上四层)。桩基采用静压预制方桩($400 \times 400 \times 25000\text{mm}$,计204根),基坑开挖深度平均为 5.5m ,基坑南北向长约 72m ,东西向宽约 40m 。采用水泥土搅拌桩重力式围护结构,在场地局部位置无法满足搅拌桩围护宽度要求的地方,采用 $\Phi 650$ 钻孔灌注桩挡土水泥土搅拌桩(西南角老配电房处改为高压旋喷桩)挡水加现浇砼角撑的围护形

* 收稿日期:2004年2月

式。详见图1。

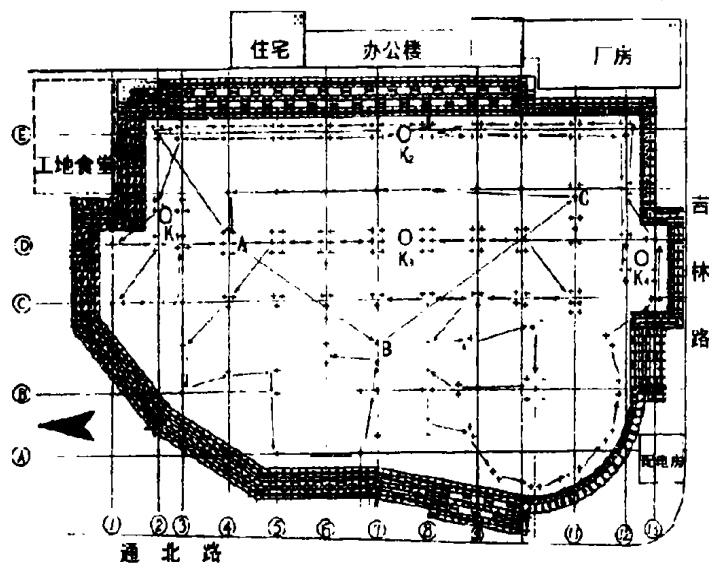


图1 基坑围护及桩基平面布置图

工程地质和水文地质条件

该场地位于古河道地区,属第四纪全新世湖海相沉积层,平均地面绝对标高为3.20m。自地表以下各层土见图3。施工期间地下水位埋深在0.6m~0.9m左右,受大气降水而波动。

周围环境情况:

基坑东面紧靠一排五层老式住宅、办公楼和厂房,离基坑围护外侧仅1.40m(离最近的一排静压方桩7.4m)。基坑南面紧临吉林路,基坑围护外边线离吉林路北侧人行道侧石仅2.5m左右。其中一根东西向的电力电缆(埋深约80cm)紧贴围护结构外边不足1m。吉林路下有上水管、雨污水管。基坑西面为通北路,围护外边线离通北路中心线约8m左右,通北路下有两根煤气管($\Phi 500$)、一根电力电缆、一根电讯电缆及雨污水管。基坑北面为一幢三层老式住宅(原杨浦区政府招待所),离基坑内侧约10m左右。这幢住宅为长阳路南侧街面房。长阳路下有 $\Phi 300$ 煤气管一根。

施工方案

1. 总体设想与安排

本工程若根据上海软土地区的一般作法,应先施工静压桩,后施工基坑围护结构。为考虑沉桩对周边环境的影响均须采取一定的技术措施,如挖防挤沟、做密排钻孔取土或排水砂井或在沉桩区内打设塑料排水板。二是可能要限制每天的沉桩数量甚至静压桩机要做长距离的频繁移位。

根据本工程的情况,若是按常规做法先施工静压桩,可能存在下列一些问题:①东边有

11个承台共计有41根方桩,桩位离东面的建筑物平均只有8m的间距,沉桩的挤土作用将危及这部分建筑物的安全。②南边的桩位(有11根桩)离吉林路很近,另有8根桩在老配电房附近,须采用一定的技术措施加以保护。③西面通北路下的煤气管,年代久远,静压沉桩时也必须对此进行保护。

众所周知,静压桩存在着挤土影响,而这种影响主要来自沉桩过程中在土体内产生的超静孔隙水压力的急骤上升和缓慢消散。而如果是在沉桩阶段采取井点降水的办法来消散超静孔隙水压力,可以比上述措施得到同样而更好的效果,但是不宜在先沉桩后做围护结构时应用,而如果在先做围护结构,待基坑围护封闭后再边降水减压边静压沉桩,那就将事半功倍。经过认真细致的综合考虑,我们决定先施工基坑围护结构,待基坑围护封闭后,沿围护墙体内侧打设环形井点,在静压沉桩阶段进行减压降水,即边减压降水边静压沉桩。我们认为这样做有以下一些好处:①将沉桩的挤土影响圈定在基坑围护结构范围内,可以确保周边紧临的建筑物和道路下各种地下管线的安全。②可以节省为防止沉桩挤土对周围建筑物和地下管线的影响而须采取的技术措施及费用。③对沉桩速率无需进行严格控制(只需对沉桩流程进行适当控制),静压桩清包施工人员比较乐意接受,这对加快工期也有利。④井点降水可以疏干基坑内的土方,便于挖运,且由于围护的阻隔也不会对周围环境造成危害。当然任何办法均有利的一面也有不利的一面,在基坑围护结构完全封闭后再静压沉桩会不会将沉桩的挤土影响转嫁到围护结构上而造成围护结构开裂漏水,许多人都有质疑。

2. 先施工围护结构

水泥土搅拌桩用两台搅拌桩机施工,施工历时40昼夜,平均速度 $130\text{m}^3/\text{天}$ 左右。钻孔灌注桩用一台钻孔桩机施工,平均每天成桩三根左右,历时一个多月完成。高压旋喷桩采用三重管旋喷桩机一台,平均每天成桩三根左右,历时十天完成。

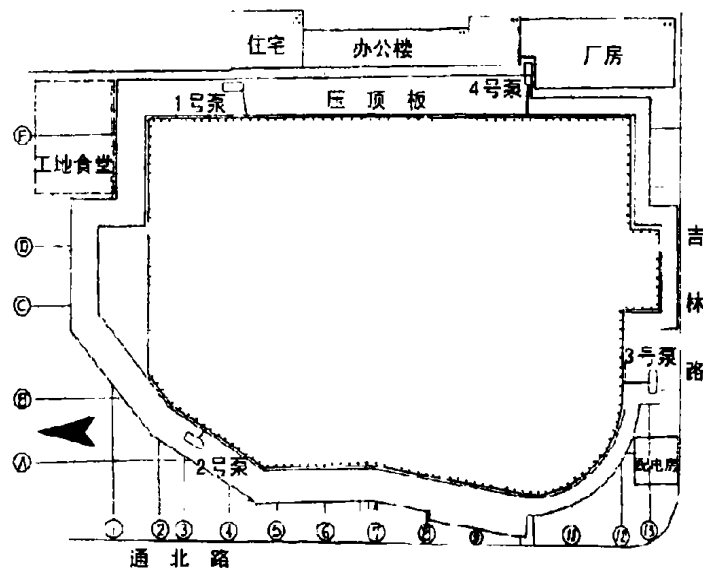


图2 基坑内井点降水平面布置图

3. 井点降水减压

围护结构内侧周长约230m,环形布置四套井点。井点采用水喷射流泵井点,井点管长8m(含滤头80cm),间距1.2m,每套计划50根。实际井点布置情况请见图2所示。

井点正式抽水后,每天 24 小时不间断运转,井点的出水量在运转期间共测量过两次。一次是在静压桩施工十一天后,测得四套井点的每天出水量为 34.56m³,大于理论计算值 16.6m³/d,第二次是在静压沉桩结束后第六天,实测四套井点的每天出水量 17.76m³,仍大于理论计算的出水量(按第③夹层砂质粉土微承压水的渗透系数计算)。我们发现后期静压沉桩时送桩器刚拔出时送桩孔是干燥见底的,而过了一段时间后(约半小时左右)送桩孔内有水了,这说明桩顶以下被挤压土体产生的超静孔隙水沿桩土界面上升消散到送桩孔内而后又被井点抽出(见图 3 所示),因此井点出水量有所增加。

4. 静压沉桩

本工程采用一台 3000KN 静压桩机施工,历时 25 天(夜间不施工),实际施工时并未严格控制沉桩速率,因此每天沉桩数量均在 8~10 根左右,因桩机故障也有几天只静压 4 根桩,为抢工程进度,有一天静压 11 根桩。施工中制定了以下几点措施(实际施工时基本上按要求做到了):①要求沉桩流向自围护墙体向基坑中央进行;要求靠近围护墙体的每个承台超过 4 根桩的,必须至少分两次两天完成沉桩,不得一次连续压完。②东面围护墙体附近的 11 个承台桩,以 8#轴线为分界,北侧的 7 个承台桩由北向南进行沉桩,南侧的 4 个承台桩由南向北进行沉桩。③井点必须每天 24 小时不间断抽水。④强调承台内的几根桩不可一次连续压完。⑤南面围护凹槽内的电梯井处共有 12 根桩,且送桩深度达 6.55m,故要求这部分桩分次静压完成,不得一次连续完成。实际施工时,由于钻孔桩机械故障,钻孔桩推迟了五天,因此整个沉桩流程作了部分改变,北半部的桩先压完,南半部的桩后压完见图 1 所示,在基坑围护封闭后边静压沉桩边降水减压的情况见图 4 所示。

沉桩过程中的监测及效果分析

在静压沉桩过程中,对基坑周边的建筑物和地下管线及围护结构的水平位移与垂直位

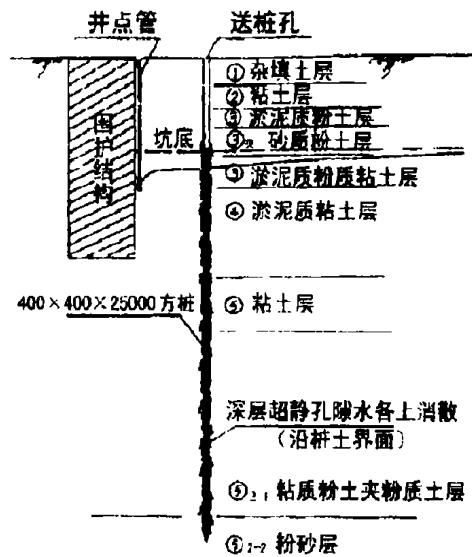


图 3 深层孔隙水沿桩土界面向上消散被井点抽除示意图

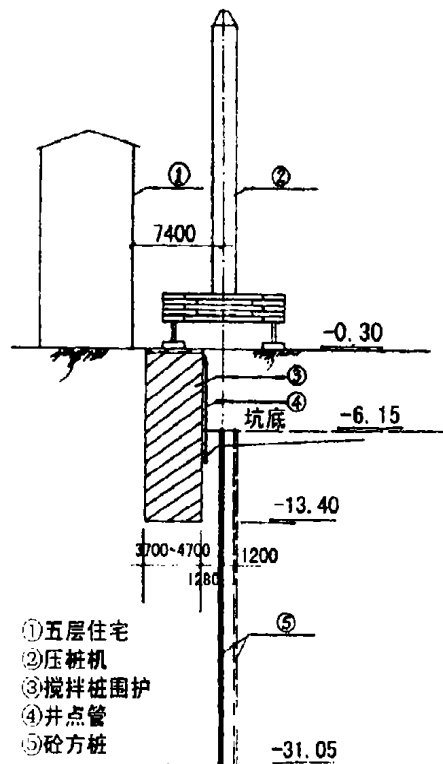


图 4 边静压桩边降水减压示意图

移、基坑外侧的地下水位、基坑内的井点降水出水量和沉桩引起的孔隙水压力进行了监测,下面分别进行叙述与分析。

1. 基坑围护封闭后沉桩对周边环境的影响(见下表所示)

表 1

序号	监测项目	水平位移(mm)		垂直位移(mm)		备注
		最大值	累计值	最大值	累计值	
1	道路下煤气管	-3	±1	+2.9	+0.6 -0.9	水平位移: “+”表示向基坑外 “-”表示向基坑内 垂直位移: “+”表示上升 “-”表示下降
2	道路上下水管	-4	+1-2	+1.7	+0.8 -0.8	
3	电力电缆	-4	+2-1	-0.5	+0.8 -0.0	
4	东面建筑物	0	0	+3.8	+2.9 -1.9	

从上面的监测资料汇总表上可以看出,所有的数值均在4mm以内,因此可以说在基坑围护封闭后再静压沉桩对基坑周围环境没有什么影响。

2. 沉桩对围护结构的影响

(1) 沉桩对围护结构造成的位移影响(见下表所示)

表 2

监测内容及位置	垂直位移累计值 (mm)		水平位移累计值 (mm)		备注
东面围护墙顶(2个测点)	-1.7	-1.5	-1	-1	垂直位移:“+”表示上升 “-”表示下降
南面围护墙顶(2个测点)	-0.5	+0.1	0	0	
西面围护墙顶(2个测点)	+0.2	-1.9	-1	0	水平位移:“+”表示向基坑内 “-”表示向基坑外
北面围护墙顶(2个测点)	-1.8	-2.2	+1	-1	

(2) 基坑开挖后对围护结构的观察

基坑在静压沉桩全部完成14天后开挖,1.5万方土7天挖完。从基坑挖土开始,我们即对暴露出的围护结构内墙面进行了认真而细致的观察,连续观察了两周时间,未发现围护结构内墙面有任何裂缝(垂直和水平方向),特别是水泥土搅拌桩重力坝式围护墙墙面桩体裸露干燥、搭接完好,南面比较单薄的钻孔桩挡土搅拌挡水的部分也很好,无裂缝渗水现象。唯有在南面靠近老配电房墙角部位发现在钻孔桩间隙处(相邻的四根桩三处间隙)有渗水现象,渗水的垂直位置在地表下2m左右,渗水部位潮湿,成水滴状,大约每隔几秒钟滴一滴水,但仔细查找,未发现明显裂缝,水滴也只是清水。据工人根据当时施工操作情况回忆,施工此处旋喷桩时(钻孔桩后面)由于土层中含有未清除的砼块和砖块,高压旋喷浆液受阻,桩间搭接在此部位欠佳,因此止水效果不好,并非静压沉桩造成桩间开裂渗水所致。因此可以认为,静压沉桩对围护结构的挤压影响并未造成围护结构开裂漏水,围护结构基本上是完好无损的。

3. 基坑外侧地下水位监测及分析

沉桩阶段对基坑外侧四周的地下水位进行了监测,通过监测地下水位的变化,可以反映在基坑内井点抽水的情况下基坑围护结构是否因沉桩挤压而漏水。

下表为监测结果汇总表(基坑开挖前一天所测数据)

表3

部 位	测点	初始相对水位(mm)	累计水位下降值(mm)	基坑开挖前一天相对水位	备 注
孔东面观察	SW1	-270	-360	-630	
	SW2	-590	-60	-650	
孔南面观察	SW3	-890	+200	-690	初始水位不准确
	SW4	-350	-190	-540	
孔西面观察	SW5	-780	-170	-950	
孔北面观察	SW7	-130	-850	-980	初始水位不准确

上表有几个问题需要说明:一是孔内的相对水位只是该孔孔口至孔内水位的量测深度。二是SW3和SW7的初始相对水位可能是钻孔埋管填砂时质量有问题(滤网滤层不畅)。三是SW5和SW7的孔口位置地面标高要比其他孔口地面标高大出200~300mm。如果考虑上面说明的因素,可以认为基坑开挖前一天的基坑外的地下水位埋深在650~750mm之间,累计水位下降值在50~100mm之间(大气降雨只有3天,其他时间天气晴好),基本上可以断定静压沉桩没有造成围护结构开裂漏水,否则基坑内井点降水,基坑外的地下水位要大幅度下降。

4. 孔隙水压力的监测与分析

孔隙水压力的测定比沉桩开始时间晚了九天,比沉桩结束时间推迟了十四天。孔隙水压力每天上下午各测一次。现将四个测点孔隙水压力随时间变化绘制成曲线图如下并逐一进行分析。

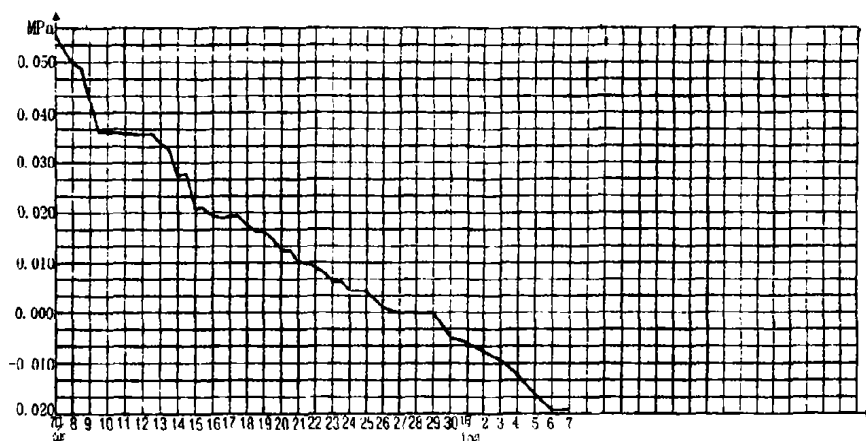


图5 K1测点孔隙水压力时间关系曲线图

(1) K1测点孔隙水压力变化分析(见图5)

①~⑤轴范围内的桩在K1点孔隙水压力测定之前基本上已静压完成,以后的沉桩离

K1 测点(位于②~③轴之间)越来越远,故沉桩引起的超静孔隙水压力的上升在 K1 曲线图上已反映不出来,仅能反映出井点抽水引起孔隙水压力的消散情况,消散速率约为 0.0025MPa/d 左右。

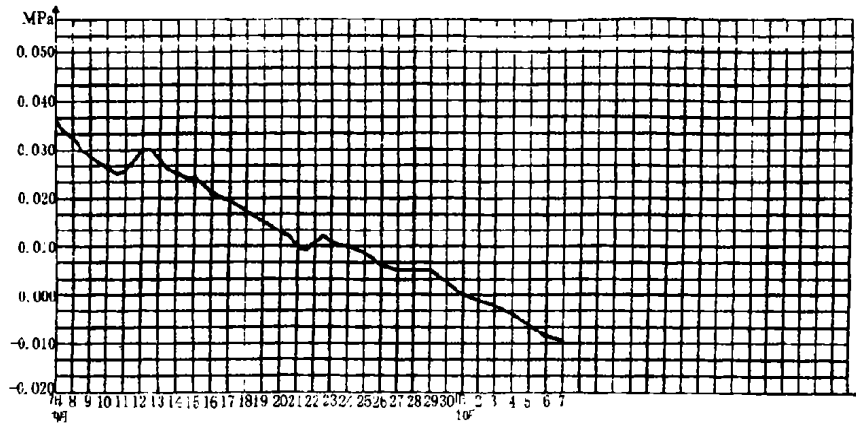


图6 K2 测点孔隙水压力时间关系曲线图

(2) K2 测点孔隙水压力变化分析(见图6)

在 K2 曲线图上可以看出有两处超静孔隙水压力的上升情况,结合静压沉桩施工记录可以得知:①9月10日~9月12日,正在静压 D 轴与⑥、⑦、⑧、⑨、⑩和 11 轴交汇处的方桩,引起 K2 测点超静孔隙水压力的上升。此部分静压桩离 K2 测点最近距离 13m,最远距离 25m,沉桩引起 K2 点超静孔隙水压力上升速率为 0.0033MPa/d(据监测报表测算)。②9月21日下午~9月22日下午,正在静压 12 轴(D→E 轴之间)和 E 轴(12 轴→⑩轴之间)的 16 根桩,静压沉桩流程方向逐渐接近 K2 测点,影响距离为 30m→15m,故沉桩引起了 K2 测点超静孔隙水压力的上升,上升速率经测算为 0.003MPa/d。③其他时间由于井点降水引起孔隙水压力消散速率为 0.0015MPa/d。

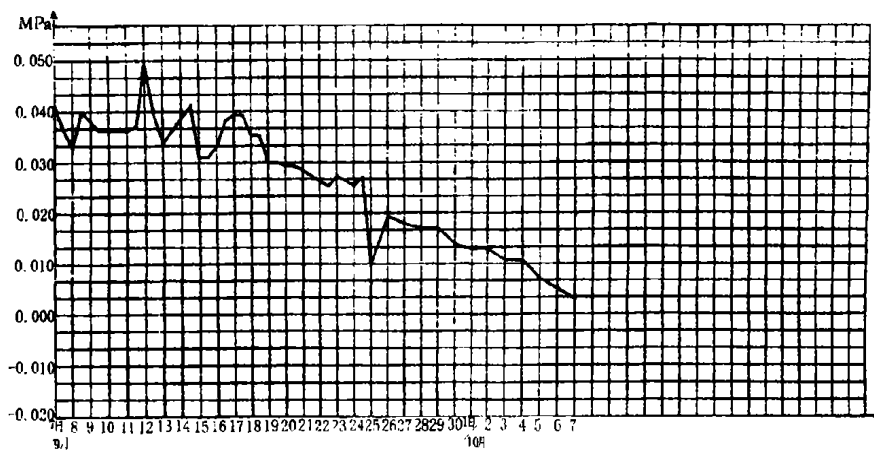


图7 K3 测点孔隙水压力时间关系曲线图

(3) K3 测点孔隙水压力变化分析(见图7)

K3 测点孔隙水压力时间关系曲线图上有五处很明显的升降变化,结合沉桩原始记录,分析如下:①9月7日~9月8日下午正在静压 K3 测点西北方向⑥轴(B 轴→C 轴之间)和⑦轴(A 轴→C 轴之间)的 13 根桩,沉桩方向逐渐趋近 K3 测点,影响距离 30m→7m,故引起 K3 测点超静孔隙水压力的上升,上升速率为 0.006MPa/d。②9月11日下午~9月12日下

午正在静压 K3 测点北侧和南侧 D 轴上的 12 根桩,距离 K3 测点很近,只有 9m→2.7m,因此 K3 测点超静孔隙水压力急骤上升,上升速率达 0.013MPa/d。③9 月 12 日下午~9 月 13 日上午,K3 测点超静孔隙水压力又急骤下降,是因为这一天多时间静压 D 轴(⑨轴→11 轴之间)12 根桩(包括 C 轴与 11 轴交汇处的 3 根桩最后压完),沉桩流向逐渐远离 K3 测点,故超静孔隙水压力下降速率为 0.015MPa/d,距离为 10m→24m。④9 月 13 日下午~9 月 14 日上午,因静压 C 轴(⑩轴→⑧轴)上的 10 根桩,逐渐靠近 K3 测点,又引起 K3 测点超静孔隙水压力上升,距离由 18m→7m,上升速率为 0.007MPa/d。⑤9 月 14 日下午~9 月 15 日上午,K3 测点超静孔隙水压力又急骤下降,下降速率达 0.01MPa/d,沉桩距离 K3 测点 24m,已不足引起 K3 测点超静孔隙水压力的上升。⑥9 月 16 日上午~9 月 17 日下午,正在静压 K3 测点西南圆弧北侧以及 K3 点以东 E 轴(⑦轴→⑨轴之间)上的共 16 根桩,距离 K3 点由 24m→12m,引起超静孔隙水压力上升,上升速率为 0.004MPa/d。⑦静压沉桩已在 9 月 23 日上午全部结束,基坑东南角的一套井点于 9 月 24 日经整修(9 月 23 日上午压此处桩时,井点弯联管有多根被压坏)又马上恢复运转,故 K3 测点(距东南角一套井点的最近距离为 17m)孔隙水压力急骤下降。而在 9 月 25 日~9 月 26 日又为何陡升?实际上东南角的一套井点从开始抽水到此时已近 20 天左右,地表下 6m 左右深度内的孔隙水已基本抽除,而南面 12 轴上(D 轴→C 轴之间)的 4 根桩最后一天(9 月 23 日上午)刚刚压完,深部的孔隙水沿桩土界面上升,上升速度大于井点抽水速度,引起 K3 测点孔隙水压力又抬升。综观从静压桩在 9 月 23 日全部结束至 10 月 7 日挖土开始共 14 天时间,孔隙水压力下降趋势是平顺的,此处出现的陡降陡升现象主要是井点损坏至修好又恢复运转这种不正常原因造成的。⑧其他时间由于井点抽水引起孔隙水压力下降速率约为 0.0012MPa/d。

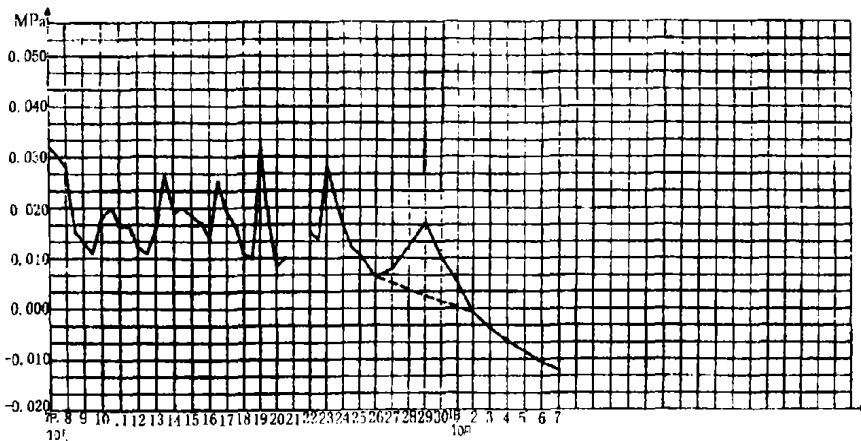


图8 K4 测点孔隙水压力时间关系曲线图

(4) K4 测点孔隙水压力变化的分析(见图8)

图中可见 K4 测点孔隙水压力曲线变化很明显,出现多处陡升陡降现象,分析如下:①9 月 8 日一天静压 D 轴以西⑦轴→⑥轴→⑤轴的 10 根桩,离 K4 测点有 34m 以上的距离,故沉桩未引起 K4 测点超静孔隙水压力的上升,而井点抽水却引起 K4 测点孔隙水压力下降,下降速率为 0.0095MPa/d。②9 月 9 日下午~9 月 10 日上午,正在静压 D 轴上⑥轴→⑦轴→11 轴的 11 根桩,沉桩流向逐渐靠近(由 35m→9m)K4 测点,故引起了 K4 测点超静孔隙水压力的上升,上升速率为 0.009MPa/d。③9 月 10 日下午~9 月 12 日上午,正在静压 D 轴

上⑩轴→⑨轴→⑦轴→⑥轴的14根桩,沉桩流向逐渐远离K4测点(由9m→35m),故沉桩未引起K4测点超静孔隙水压力的上升,而井点抽水却引起K4测点孔隙水压力下降,下降速率为0.008MPa/d。④9月12日下午~9月13日上午,正在静压D轴和C轴间⑨轴→⑩轴→11轴上的12根桩,逐渐靠近(由21m→8m)K4测点,故引起K4测点超静孔隙水压力的上升,上升速率为0.015MPa/d,而9月13日下午~9月18日下午,也出现两次孔隙水压力升降的情况,原因与前两次一样,速率也几乎相等,不再赘述。⑤9月18日下午~9月20日上午,由于正在施工基坑南部钻孔桩上压顶梁(拆模板),而压桩机又在静压圆弧西北段的桩,使西南角一套井点遭受损坏,后又抢修恢复运转,K4测点孔隙水压力先升后降,上升速率为0.011MPa/d,下降速率为0.024MPa/d。⑥9月20日下午~9月22日上午,由于正在静压D轴与C轴间13轴→12轴上的桩,使K4测点受压,无法监测读数,故曲线中断。⑦9月23日静压桩全部完成,在9月26日~9月29日,基坑内靠近K4处正在做判定③夹层是否有液化的静力触探等测试,故又造成K4测点孔隙水压力的上升,因此不考虑此影响,孔隙水压力下降应是图中的虚线走势。⑧其他时间由于井点抽水引起孔隙水压力下降速率约为0.0014MPa/d。

超静孔隙水压力升降与沉桩流向及距离关系的分析

根据上面的分析,我们将四个测点曲线图中超静孔隙水压力明显变化的部分抽取集中在下图中表示出来,作进一步分析。

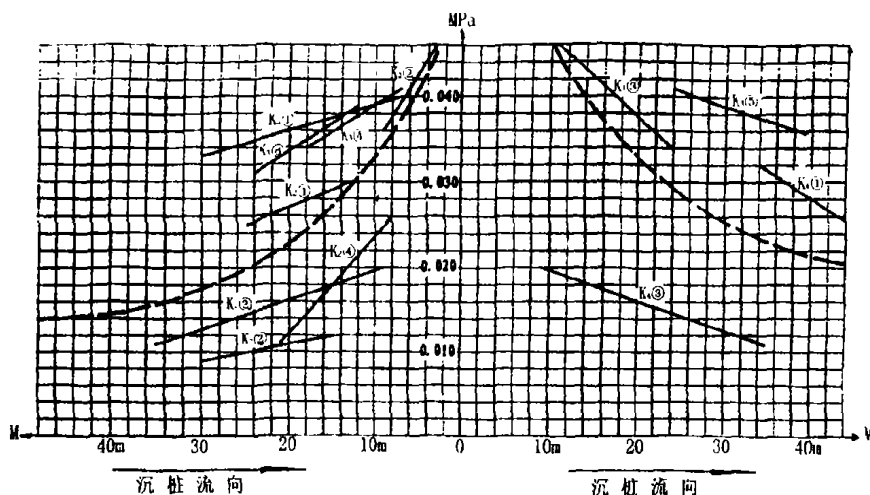


图9 超静孔隙水压力升降与沉桩流向距离关系曲线

从图中可以明显看出:①沉桩由离测点较远到较近距离(如K3①、K4②和K2②),超静孔隙水压力上升比较平缓,而当沉桩由离测点较近距离到更近距离(如K3②、K3④和K4④)超静孔隙水压力上升就比较陡峻。②综观图中左半部超静孔隙水压力上升的8条直线,综合起来似乎成一条曲线(图中虚曲线)。也就是说,沉桩流向逐渐靠近被保护对象,超静孔隙水压力上升与距离关系是一个二元曲线函数关系。③综观图中右半部超静孔隙水压力下降与距离的关系似乎也是一条曲线,比较平缓,下降速率几乎就是井点降水引起孔隙水压力下降速率0.0015~0.0025MPa/d。

井点抽水与沉桩排土之间的关系分析

1. 井点抽水速率与沉桩排土速率之间的关系比较

在沉桩开始后第11天和沉桩结束后第6天,各测量过一次出水量,据此绘出下图中的井点抽水速率(每小时出水量)曲线。静压沉桩基本上是每天早上7点开始,晚上9点结束,每天工作10~14小时,而每天沉桩数一般在8~10根,据此绘出图10中的沉桩排土速率(每根桩的排土量为 4.92m^3)。

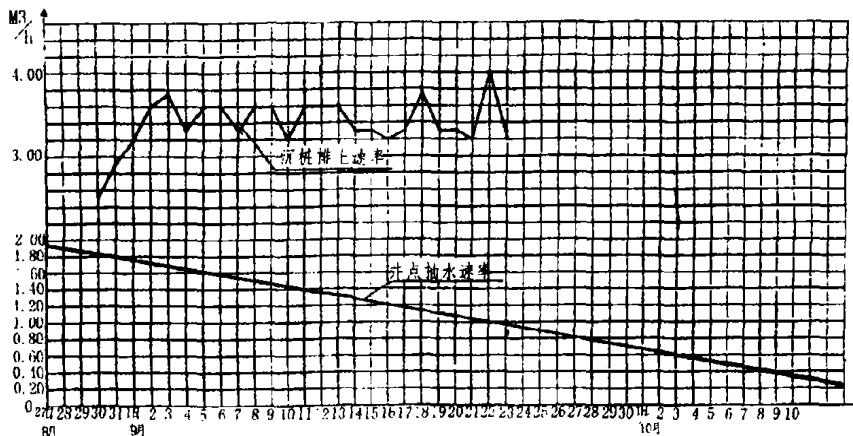


图10 沉桩排土速率、井点抽水速率时间关系曲线对比

从对比图上可以看出:沉桩排土速率大于井点抽水速率,因此沉桩时引起的土体中超静孔隙水压力无法被井点及时消散,必然产生瞬时的挤土现象。同时从图上也可以比较出,沉桩时的井点不断抽水可以使白天沉桩时刻的排土量减少40%左右,说明井点降水减压作用是立竿见影的。

2. 井点累计排水量与沉桩累计排土量之间的关系根据井点的出水量和每天的沉桩数量绘制出井点累计排水量与沉桩累计排土量在沉桩期间每一天的对比关系曲线如图11所示。

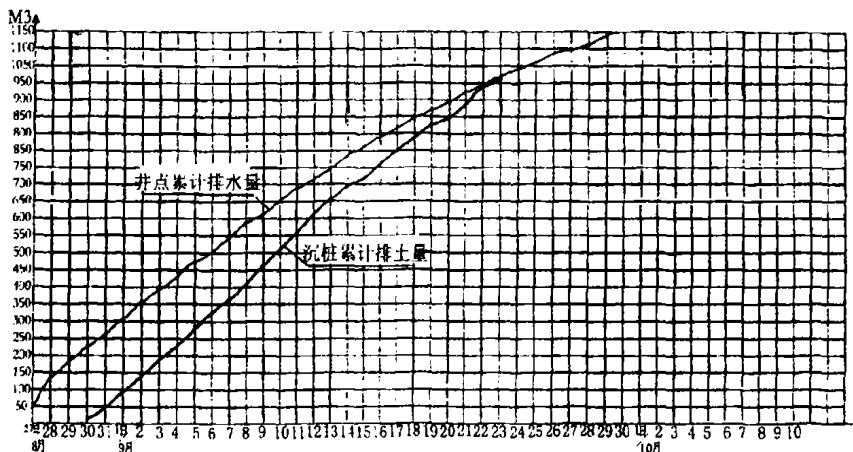


图11 井点累计排水量、沉桩累计排土量时间关系曲线对比图

从图中可以看出,井点每天累计排水量大于沉桩每天累计排土量,这说明以下几个问题:①每天的沉桩是在白天和晚上的10~14小时内进行的,而井点是每天24小时不间断抽

水的,故沉桩时间挤压出的孔隙水通过24小时的井点运转基本上都被当天抽排了,因此也可以说沉桩时产生的超静孔隙压力在当天就被很快消散了。②沉桩每天累计排土量曲线几乎是一条直线在上升着,而井点每天累计排水量曲线近似一条向上凸的弧线在下降着,因此到沉桩后期两条曲线逐渐靠近。这是由于经较长一段时间井点抽水,基坑范围内的土体中的孔隙水越来越少,后期沉桩也挤压不出多少孔隙水,只能使土体颗粒间的几乎无水的孔隙减少,土体本身被挤密(从理论上分析就是超静孔隙水压力的消散,使土体受沉桩挤压的总应力转化为有效应力,孔隙减少,土体固结)。

小结

通过这次先施工围护结构后静压沉桩的成功实践,我们认为有以下几点值得小结:

①先施工基坑围护结构,待围护结构完全封闭后再静压沉桩,对基坑周围的建筑物和道路及道路下的各种地下管线是能够避免沉桩挤土危害得到很好保护的有效方法。长期困扰我们的沉桩对周围环境危害问题在这里得到了很好解决。这说明这种逆作法施工工艺,对防治沉桩挤土危害环境比其他措施更直接、更有效。

②在基坑围护结构封闭后边静压沉桩边降水减压是主动消散超静孔隙水压力避免沉桩挤压损坏的有效措施。而取得成效的关键是要使井点每天排水量大于沉桩每天排土量,当天产生的超静孔隙水压力当天消散。

③在基坑围护结构封闭后边静压沉桩边降水减压同时也应注意沉桩流向逐渐远离围护结构,使围护结构得到更好的保护也是必须引起重视的。

④通过这次实践我们认为,在城市密集建筑群中有基坑围护的桩基工程,推广采用先施工围护结构后施工桩基的逆作施工工艺,且用静压预制桩代替钻孔灌注桩并辅以井点降水减压措施,不但在技术经济上有一定实际意义,而且在环境保护方面(无泥浆污染、无沉桩和降水对周围环境的影响)有一定的社会意义。

中国建筑学会地基基础分会2004年学术年会即将在成都召开

中国建筑学会地基基础分会2004年学术年会将于2004年9月在四川成都召开。会议将总结、交流建筑地基基础领域设计、勘察、施工、检测、监理、施工机械以及理论研究方面的新技术和经验。并将邀请有关专家对国内重点工程、典型建筑、地基基础领域的热点技术问题做专题报告。

会议主题:①建筑地基基础设计理论与实践的新进展;②建筑地基基础工程勘察技术的新发展;③地基基础施工工艺及施工机械新技术及其应用;④地基基础工程检测、监测新技术及应用;⑤地基处理、复合地基等理论与实践的新发展;⑥地基基础工程加固新技术及其应用。

征文时间:征稿截止日期2004年5月30日,论文采用激光打印并附软盘,联系人:中国建筑研究院地基基础研究所陶玲;邮编:100013;地址:北京市北三环东路30号;电子信箱地址:陶玲:Taoling-cabr@163.com;杨军:yj-cabr@vip.sina.com;联系电话:010-84272233-2471,13601266323(陶玲),010-84271066,13901088756(杨军)。

强夯法处理填土地基效果分析*

吴峰

(广西钦州市水利电力勘测设计院 钦州 535000)

【提要】广西大型临海工业园-钦州港区,面积数十平方公里,场地原多为滨海海滩(潮间带),填土多在5~10m厚,本文对强夯法处理该类地基的效果采用多种方法和手段加以检测,对处理效果进行分析,找出强夯法处理本地区类似地基的一些规律和经验,为今后类似工程提供经验和借鉴。

概述

强夯法是法国梅那于上世纪六十年代首创,经前人多年研究与实践,现已成为地基处理或改良的一种有效方法。该方法自创建以来,以其设备简单,施工速度快,处理成本低等优点,得到迅速推广。常用在大面积加固填土、砂土、粘性土、碎石土等地基,但该方法在钦州工业园区的应用较少。

本文通过强夯处理该类地基,并采用多种手段进行效果检测,证明了强夯法处理回填土取得良好效果,为今后钦州港工业园区的其它类似建筑地基处理积累了一定的经验,具有重要的参考价值。

工程地质条件简述

钦州港工业园某大型油罐区位于鹰岭作业区,面向大海,原地貌属于浅海平缓滩涂地貌(潮间带),高程为-1~-5m,总体海滩地势北高南低,现已回填夷平,地形较开阔平坦,场地地面高程为4.8~6.5m。回填土成份为:上部为碎石粘性土;中下部为吹填砂,均处于松散状态。场地土由新至老分述如下(详见代表性剖面图1)。

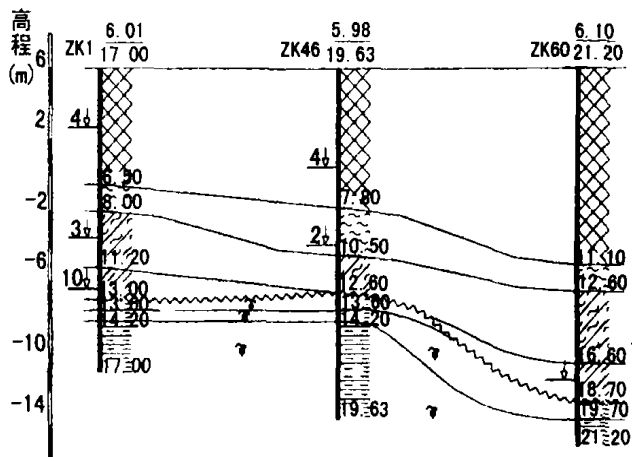


图1

* 收稿日期:2004年2月

1. 人工填土层

①吹填土:主要由中粗砂混细砾组成,松散状态,层厚6.0~11.10m。顶部为厚0.3~1.70m碎石粘性土。

2. 第四系全新统海陆交互相沉积层(Q_4^{m+el})

②-1淤泥:湿,流塑性状态,层厚0.60~2.70m;

②淤泥质土:含粗砂、粉细砂,湿,软塑状态,层厚1.50~17.70m;

③粉质粘土:湿,可塑状态,层厚0.30~2.40m;

④粉土:湿,中密~密实状态,层厚1.50~14.20m。

3. 侏罗纪下统(J_1)

⑤全风化泥岩:硬塑~坚硬状态,层厚0.40~2.40m;

⑥强风化泥岩:裂隙发育,岩芯碎块状,层厚0.40~3.20m;

⑦中风化泥岩:岩芯呈柱状,揭露层厚1.00~5.88m。

4. 地基岩土的物理力学性质见表1

表1

地层代号	湿密度 (kN/m^3)	含水量 W (%)	孔隙比 e	塑限 W_p	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	内摩擦角 Φ ($^\circ$)	内聚力 (kPa)	压缩系数 α (MPa^{-1})	压缩模量 E_s (MPa)	承载力特征值 f_{ak} (kPa)
①											80
②	17.6	41.3	1.18	17.4	14.6	1.65	3.2	5.0	0.78	3.0	90
③	21.0	19.7	0.557	16.7	13.8	0.23	9.8	78	0.14	11.4	200
④	20.8	16.0	0.465	12.2	6.8	0.59	6.7	12.5	0.28	5.3	170
⑤	21.3	17.2	0.501	16.5	13.0	-0.02	16.2	88	0.10	16.1	300
⑥	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	530
⑦	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1100

强夯设计

1. 工程概况

本次要进行软基处理油罐区的场地分为柴油罐区和汽油罐区,柴油罐区分别由2个D42m($20000m^3$)和2个D30m($10000m^3$)共4个罐组成,处理面积为 $9946m^3$,汽油罐区分别由2个D30m($10000m^3$)和5个D21m($5000m^3$)共7个罐组成,处理面积约 $7584m^3$ 。总处理面积为 $17530m^2$ 。

2. 技术要求

(1)油罐区软基处理后地基承载力特征值 $\geq 250kPa$ 。

(2)处理范围: $20000m^3$ 和 $10000m^3$ 油罐超出罐基础边缘10m; $5000m^3$ 油罐超出罐基础边缘8m。

3. 强夯地基设计

经多种方案比选,从工期和经济方面考虑决定采用强夯法进行地基处理。但在钦州港采用强夯处理地基经验较少,为此在大面积强夯施工前对该场地进行试夯,以确保强夯效果和确定合理的强夯施工参数。试夯区为一块边长为 12.6m 的等边六角形,面积为 565m²。试夯前进行了插塑料排水板和铺填土,并按设计要求布设了孔隙水压孔四组,每组按不同的深度埋设了测头。

试夯后,从所测得的孔隙水压力数据和初步检测报告表明,强夯达到预期效果。夯点间距 4.2m,等边三角形布置比较适宜,强夯有效影响深度为 7.0m 左右,最佳夯击数为 8 击,夯遍的间歇为 3 天,地基设计具体如下:

- (1) 夯点间距:4.2m 等边三角形布置;
- (2) 夯击能量:点夯 3000kN·m 满夯 1000kN·m;
- (3) 夯击遍数:三遍(点夯二遍,满夯一遍);
- (4) 夯点击数:点夯十击,满夯二击;
- (5) 收锤标准:点击最后二击平均夯沉量不大于 5cm;
- (6) 夯遍间歇:3 天;
- (7) 塑料排水板间距:1.5m 等边三角形布置;
- (8) 塑料排水板有效长度:12~14m;
- (9) 夯前回填 0.7~1.5m 碎石土。

各遍夯的施工参数如下:

表 2

强夯遍数	夯点间距离 (m)	单击夯能 (kN·m)	单点夯击数 (击)	单位平均夯击能 (kN·m)	单位总夯能 (kN·m)
1	4.2×7.3	3000	10	985	2470
2	4.2×7.3	3000	10	985	
满夯	2×2	1000	2	500	

强夯施工:

施工流程:施工准备→测量放线→试验性施工→放第一遍夯点→第一遍点夯施工→场地平整、测量场地高程→放第二遍夯点→第二遍点夯施工→场地平整、测量场地高程→普夯场地平整、测量场地高程→检测。

强夯施工是在排水板完成和回填 0.7~1.5m 碎石土后进行,施工采用 2 台 60T 履带式吊机进行点夯,一台 25T 吊机作满夯,夯锤直径为 2.0~2.2m,自重 16~18t,点夯的单击夯击能为 3000kN·m,分两遍进行夯击,每遍每点夯 10 击。第三遍满夯待推平测量后进行采用 1000kN·m 搭接夯 2 击。

整个强夯施工过程中未出现如夯坑周围隆起或夯坑过深等现象,经对夯沉量观测资料进行统计,第一遍平均夯沉量为 0.812m,第二遍平均夯沉量为 0.385m,第三遍平均夯沉量为 0.112m。强夯施工前场地地面标高为 6.65~6.68m,通过强夯后地面高程下降到 5.52~5.68m,整个场地夯沉量为 1.0~1.1m,表明处理效果较好。

夯后效果检测

强夯效果检测是在强夯完成14天后进行,为了较全面地了解夯后效果,采用浅层平板载荷试验、试坑灌水法重度测试和重型圆锥动力触探试验手段,对工程质量进行检测,各测试点平面布置见图2。

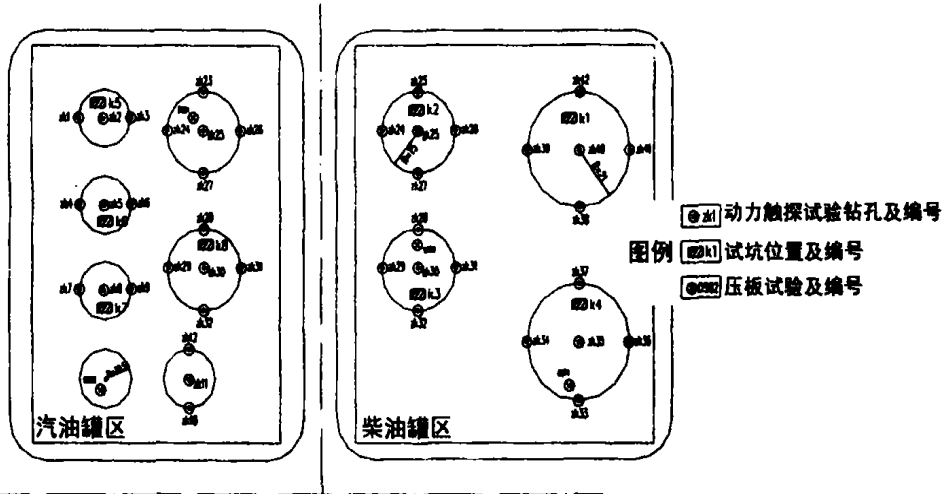


图2 重型圆锥动力触探试验钻孔平面位置示意图

1. 浅层平板载荷试验采用堆载法,分10级加荷,载荷板面积2m × 2m,最大加荷2000kN,共进行四组载荷试验,典型曲线见图3。

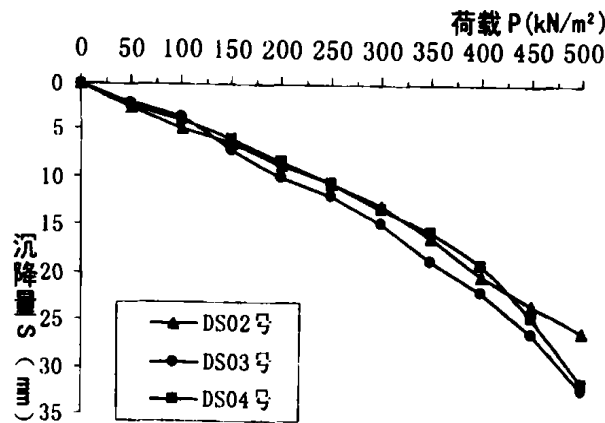


图3 DS02~04号点P-S曲线图

从图3中可看出,加荷未达到极限荷载,但直线变形阶段较明显,即加荷超过比例界限荷载。试验结果见表3。从表3中看出,承载力特征值 f_{sk} 为292~312kPa之间,平均值为300kPa,变形模量 E_0 为22.85~37.76MPa,满足设计要求。从表3看出,各点变形模量有一定差异,表明填土具不均匀性。

表3

试验点	DS01	DS02	DS03	DS04
承载力 f_{sk} (kPa)	312	300	292	300
变形模量 E_0 (MPa)	22.85	37.76	33.85	36.73
对应沉降量S (mm)	22.02	12.81	13.91	13.17

2. 试坑灌水法密度测试

在强夯前后,于填土层的相应位置上开挖一定体积的试坑,现场测量土的质量,坑内铺设不透水塑料膜,采用灌水法测试坑体积,最后求得填土层密度值。强夯区共布置8个对比点,结果见表4。夯前密度 $\gamma = 15.8 \sim 17.9 \text{ kN/m}^3$,平均值为 16.6 kN/m^3 ,夯后重度 $\gamma = 19.8 \sim 21.6 \text{ kN/m}^3$,平均值为 20.6 kN/m^3 ,较夯前提高24.1%。

表4

试坑编号	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8
夯前 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	17.2	16.8	17.9	16.1	15.8	16.5	16.0	16.3
夯后 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	21.6	21.3	20.8	20.7	20.1	20.5	19.8	20.2

3. 重型圆锥动力触探试验

为了解地基土的有效加固深度、土质均匀性,并测试地基土承载力,本次测试共布孔42个,孔深11~13m(即孔底接触基岩面),为了便于有效对比,部分钻孔尽量接近夯前勘探孔位置,典型测试对比曲线见图4。

从图4中可以看出,地基加固深度约8m,土体强度和均匀性等指标有较大提高。填土层锤击数由夯前平均3击上升到夯后10击,提高3倍多,承载力由80kPa提高到300kPa,为原来3.8倍,淤泥质土承载力由90kPa提高到125kPa,提高39%。经下卧软弱层验算,均能满足设计要求。

结束语

1. 强夯法处理大型油罐地基,效果较明显,地基土的物理力学指标均有较大程度的提高,达到设计要求,既节省费用又节省工期。

2. 通过本工程地基处理,摸索出一套适合本区类似地质条件下的基础处理方法和施工工艺,为今后类似地基处理积累了经验,以及强夯法处理地基在本区推广应用起到了促进作用。

参考文献

- [1] 阎明礼主编《地基处理技术》北京,中国环境科学出版社,1995
- [2] 《建筑地基处理技术规范》(JCJ79-2002)北京,中国建筑工业出版社,2002

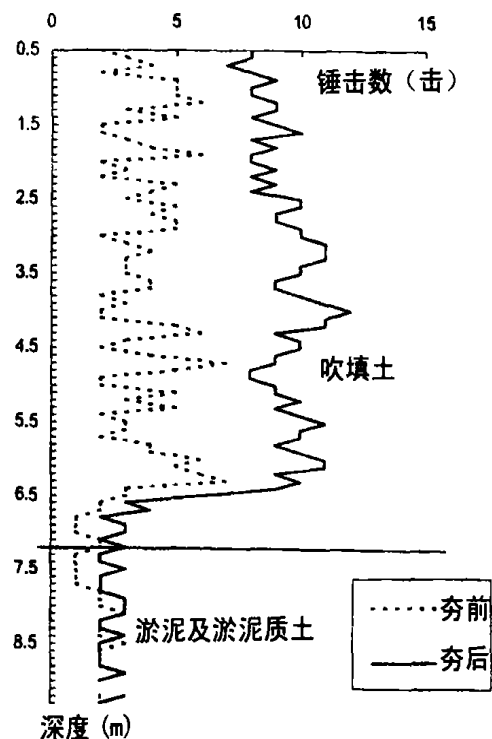


图4 夯前后重型动力触探对比曲线

预压式静压桩用于摩擦桩托换加固技术的应用研究*

周建民

(兰州有色金属建筑研究院 兰州 730020)

【摘要】预压式静压桩技术的应用,一般是作为端承桩,压桩深度在15米以内为佳。随着地基加固技术的不断发展,在大厚度黄土地基中应用静压桩加固技术,静压桩作为摩擦桩,打破了静压桩加固技术应用的局限性,取得了较好的加固效果。本文通过工程实例,详细介绍了预压式静压桩托换技术在大厚度黄土地基中的具体应用;提出了该方法的适用特征条件,并对施工方法进行了论述。该工程竣工使用已二年时间,经定期沉降观测,地基变形稳定,加固效果良好,证明该地基加固技术的应用是成功的,值得推广。

序

预压式静压桩托换技术系国外引进技术^[3]。其加固机理,就是利用建筑物的自重做反力,用压桩设备将桩体(混凝土方桩或钢管桩)分段逐节压入地基土,桩与桩之间的连接采用焊接,使桩端坐落到或进入可靠持力层,使建筑物荷载直接传到持力层,迅速终止沉降,达到加固目的。压桩深度根据压桩力和标高双控制。

附加下沉是地基加固过程中不易控制的一个问题,如何阻止附加下沉,迅速终止沉降,预压式静压桩托换技术有着它独特的作用,这是其它地基加固施工方法无法做到的。

静压桩由于其加固原理直观,传力明确,桩的承载力可按设计值准确控制,加固效果明显。上世纪90年代初期始,静压桩托换技术逐步在我国得到了广泛的应用。但是,静压桩技术的应用,一般是作为端承桩,压桩深度在15米以内为佳。在大厚度黄土地基,如果土层含水量较高,复合地基加固效果不佳时,能否应用静压桩。近几年,我们在山西、陕西、甘肃等地,进行了大量的工程实例研究。实践证明,加固效果良好,地基加固技术的应用是成功的。现将具体工程实例,托换技术的施工程序、方法介绍如下,以供借鉴和参考。

工程概况

甘肃某水泥厂6#住宅楼始建于上世纪80年代,六层砖混横墙承重结构。建筑面积4426.80m²,长78.0m、宽9.6m,总高17.3m,5个住户单元,一口三户。该住宅楼基础形式为

* 收稿日期:2004年2月

钢筋混凝土条形基础,基础埋深-1.5米,基础下为300mm厚3:7灰土及1.8米原土夯实。

上世纪90年代始,该建筑物出现地基下沉,并逐渐发育。墙体普遍存在斜裂缝及水平裂缝,局部圈梁断裂。1~3口地基下沉明显,维护墙墙体裂缝大都为斜裂缝,呈“八”字形,宽度平均为10mm,最大宽度为15mm左右。横墙墙体裂缝大都为水平裂缝,裂缝最大宽度为10mm左右。已严重威胁到建筑物的正常安全使用。

场地位置及地质条件

该场地位于甘肃省武山县该水泥厂福利区,地貌单元属渭河II级阶地。根据事故调查,该场地出露的土层有:素填土、新近堆积黄土状粉土、黄土状粉土、粉细砂,其特征及工程地质评价如下:

1. ①层素填土(Q_4^{ml})

此层为施工的土垫层,分布于整个场地,层厚4m。以粉土为主,夹杂卵石、砾石、灰土。湿、呈软塑。

2. ②层新近堆积黄土状粉土(Q_4^{nl})

此层为新近堆积自重湿陷性黄土状粉土,分布于整个场地,层厚5.1~6.9m。黄褐色,大孔结构,局部含圆砾薄层透镜体。结构松散,湿,可塑。 $f_k = 100\text{kPa}$

3. ③层黄土状粉土(Q_4^{pl})

此层为自重湿陷性黄土状粉土,分布于整个场地,层厚3.00~4.50m。浅褐~黄褐色,大孔,有虫孔。土质均匀,湿。 $f_k = 140\text{kPa}$

4. ④层黄土状粉土(Q_4^{dl})

此层为非自重湿陷性黄土状粉土,分布于整个场地,黄褐色,大孔,有虫孔。层厚5.25~5.70m。土质均匀,湿。 $f_k = 160\text{kPa}$

5. ⑤层粉细砂(Q_4^{sl})

分布于整个场地,黄褐色,中密~密实状态,级配均匀,湿~饱和。揭露厚度1.00~1.50m。未穿透。

地下水为赋存于⑤层的潜水。

事故原因

根据事故调查报告,地基下沉事故原因如下:

1. 该建筑物设计按现行《湿陷性黄土地区建筑规范》(GB50025),其地基处理标准偏低。
2. 地基土产生压缩变形。
3. 根据现场调查,上下水管道、暖气管道存在大量集水,导致地基土大量浸水,地基土产生湿陷变形,致使建筑物地基产生不均匀沉降,这是地基下沉的主要原因。
4. 室外地沟常年失修,地沟破裂,致使雨水大量浸入地基土,导致地基土浸水,产生湿陷变形。

地基加固方案

1. 方案比较

(1)灰土挤密桩、灰土桩:这是一种短期、临时的地基加固方法,加固后保证使用期限较短,对住宅建筑物加固不适合。

(2)化学注浆:由于该场地地基土含水量较高,浆液与土体反映速度较慢,附加下沉较大,加固过程中易造成建筑物结构变形,不适合于该场地住宅建筑物地基加固。

(3)高压旋喷:与化学注浆类似,附加下沉较大。另外,环境污染十分严重,不适合于住宅楼加固。

(4)静压桩:采用压桩力与标高双控制,直观、明确,加固效果明显。是一种直观可靠的地基加固方法,能保证加固质量及建筑物使用期。适合于该场地住宅建筑物地基加固。

2. 地基加固方案

根据场地工程地质条件、建筑物结构形式及变形特征,经过方案比较,地基加固采用预压式静压桩托换地基加固方案。

地基加固设计

1. 单桩竖向承载力标准值

静压桩用作摩擦桩,要对单桩竖向极限承载力标准值进行验算,根据验算结果确定单桩竖向承载力标准值,并确定桩数,进行布桩。

根据场地其工程地质条件,压桩深度要求进入④层非自重湿陷性黄土状粉土土层,桩的极限侧阻力标准值取 $q_{sik} = 30\text{kPa}$,桩的极限端阻力标准值取小值 $q_{pk} = 1300\text{kPa}$,桩径 $200 \times 200\text{mm}$,桩长 14m 。根据《建筑地基基础设计规范》(GB50007 - 2002),单桩竖向极限承载力标准值 Q_{uk} 验算如下:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p$$

$$Q_{uk} = 0.2\text{m} \times 4 \times 30\text{kPa} \times 14\text{m} + 1300\text{kPa} \times 0.04\text{m}^2$$

$$Q_{uk} = 336\text{kN} + 52\text{kN} = 388\text{kN}$$

单桩竖向承载力标准值取: $R_k = 160\text{ kN}$ 。

2. 设计参数

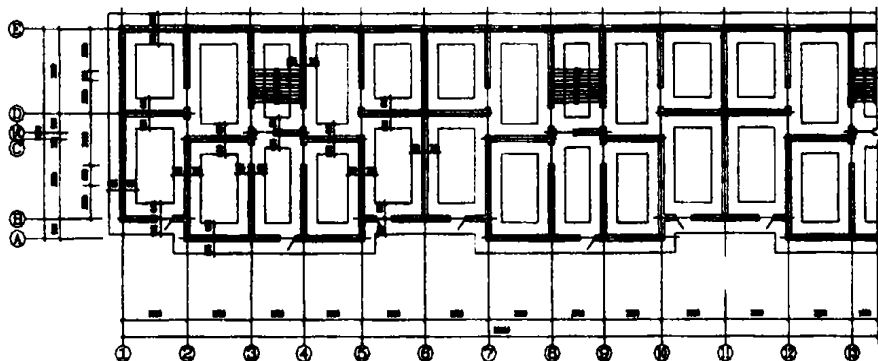


图1 静压桩平面布置图

(1) 根据单桩竖向承载力标准值,经验算布置静压桩共计130根(静压桩平面布置图详见图1)。

(2) 静压桩桩体采用200×200mm钢筋混凝土方桩,每节长1.2m,桩尖长1.5m,混凝土标号为C30。

(3) 托换压力与压桩终止压力相等,桩顶托换钢管采用Φ159无缝钢管,壁厚≥6mm。托换前充填C20混凝土。

(4) 静压桩用作摩擦桩,压桩深度要求进入④层非自重湿陷性黄土状粉土土层,压桩深度约14~15m。采用标高及压桩力双控制,压桩力为400~450kN。

(5) 压桩终止压力应满足下式

$$P \geq 1.5R_k$$

式中P—压桩终压力(kN), R_k —单桩承载力标准值(kN)。

(6) 桩顶浇灌混凝土承台,强度C20。

(7) 压桩前进行试桩,采用标高及压桩力双控制,确定压桩深度。

地基加固施工

地基加固施工程序如下:

1. 进行试桩,确定压桩深度。布桩,实地确定桩位。
2. 基底下开挖800×800×2200mm工作导坑。
3. 下尖桩,首桩就位,调整桩身垂直度,周壁回填夯实。
4. 桩顶放置油压千斤顶,用电动油泵压桩。观测、记录压桩入土深度与压桩阻力。
5. 接桩、焊接,校正桩身垂直度。垂直度偏差≤1%。
6. 达到压桩深度后,恒压,保持稳定。
7. 桩顶托换。
8. 托换完成后拆除装置,将托换钢管上下焊接。
9. 操作导坑用3:7灰土回填夯实至桩底下0.5m。支模浇灌混凝土承台,强度C20、震动捣实。
10. 压桩根数为130根,压桩深度平均为14.70米,压桩终止压力为450kN。满足设计要求: $P \geq 1.5R_k$ 。

地基加固注意事项

1. 压桩前进行试桩,采用标高及压桩力双控制。针对大厚度黄土场地,压桩深度穿透自重湿陷性黄土层,并压桩力达到设计要求后,可终止压桩。
2. 静压桩托换非常重要,托换彻底可有效的阻止自动回弹,否则回弹过大,将导致加固失败。
3. 桩顶托换完成时,将托换钢管下部满焊,上部楔紧钢板,焊接。

4. 该地基加固技术适宜的基础形式为独立基础、钢筋砼条基。当基础整体性刚度欠佳,不能提供千斤顶最大反力时,必须对基础进行补强后方可使用。

加固质量检测

1. 静压桩加固效果检测

静压桩施工为压桩力与压桩深度双控制。现场施工时严格控制,压桩终止压力为450kN。满足设计要求: $P \geq 1.5R_k$ 。

2. 沉降观测

沉降观测结果表明,加固施工过程中地基变形稳定,加固效果良好。

结论

1. 该工程竣工至今已两年多,经沉降观测,地基无变形。证明该方法的应用是成功的。
2. 实践证明,静压桩托换技术具有机理明确、直观、阻止附加下沉、迅速终止沉降、维持稳定快等特点,在地基加固中可广泛采用。
3. 静压桩用作摩擦桩,要对单桩竖向极限承载力标准值进行验算,根据验算结果确定单桩竖向承载力标准值,并确定桩数,进行布桩。
4. 静压桩布桩原则为节点部位及地基下沉严重部位。桩距一般为3~4m。
5. 针对大厚度黄土场地,压桩深度穿透自重湿陷性黄土层,并压桩力达到设计要求后,可终止压桩。
6. 静压桩加固技术适宜的基础形式为独立基础、钢筋砼条基。当基础整体性刚度欠佳,不能提供千斤顶最大反力时,必须对基础进行补强后方可使用。

参考文献

- [1] 钱鸿缙,叶书麟,基础工程手册[M],北京,中国建筑工业出版社,1983
- [2] 叶书麟,韩杰,叶观宝,地基处理与托换技术[M],中国建筑工业出版社,1994
- [3] 陈国政,地基托换工程实例,地基基础工程[J],1993(4):45-50
- [4] TCGJ69-91 建筑地基处理技术规范[S]
- [5] GBJ25-90,湿陷性地区建筑规范[S]

申苏浙皖高速公路软基 处理砼灌注桩断桩问题初步探析*

罗岗

(江苏交通工程建设公司 淮安 223200)

肖美红 李魁德

(江西路桥公司 南昌 330009)

陆见华

(浙江省山水建设公司 杭州 310016)

申苏浙皖高速公路桥头软基处理措施中部分深厚软土层处理采用 $\Phi 300\text{mm}$ 预应力管桩桩式基础,因工厂定型生产的管桩规格长度不能适应工程要求,大面积截桩将造成很大浪费,经建设单位和施工单位建议,设计方同意改为 $\Phi 377\text{mm}$ 素砼沉管灌注桩,施工中中期动测发现大面积断桩,三类桩达三分之一,断桩几过半数。经修改设计添加短钢筋笼后,仍有部分桩体在钢筋区外还是出现断桩,笔者从参加该项工程的体验对断桩现象成因提出一些新看法并有些相应工艺改进的想法,提请专家及同仁商榷。

一般来说断桩缩颈是沉管灌注桩的质量通病,但这次何以断桩率如此之高?笔者认为除有其内在必然性还有施工工艺失当两方面的因素。原来在工民建工程采用沉管灌注桩大都配有钢筋,断桩问题被所配钢筋笼弥补和淡化了。据有限资料,高成桩率素砼刚性桩在国内鲜有工程范例及成熟经验,通过本工程断桩原因的分析 and 对策如能找到较好的工艺措施及相关参数,对于今后类似工程有所裨益,因为沉管灌注桩毕竟是性能价格比较优秀的一种成熟工艺。

按习惯认为沉管灌注桩断桩缩颈的主要原因是后成桩对已成桩的挤压,尤其处于硬壳层与软土交界处两层位移差量造成桩体横向剪切破坏,还有挤土效应使土体上抬产生摩擦力作用于桩上部,产生拉力导致桩体上提拉应力破坏。笔者以为除上述原因之外,是否还由于已打入地层中尚具塑性的桩体蠕动下坍产生下坠自重应力破坏:由于桩体材料比重大于软弱下卧土层的比重,这个比重差异使得桩孔内流态砼具有坍塌的趋势,软土性能越差,砼坍塌趋势越大,此时如果桩体上部砼被约束不能及时补充坍塌量,桩体内就因自重产生下拉应力,致使尚未初凝的桩产生缩颈,对已经初凝的桩如果应力超过桩体强度则发生断桩。挤土效应产生的土体上抬更加强这种破坏,下面进一步模拟举例说明:

* 收稿日期:2004年5月

土体上抬产生上拉摩擦力作用于桩体上部将桩拉断的机理比较容易接受,桩体自重产生下坠力拉断桩本身的说法则一般感到不容易理解,笔者想把它比拟为柔性囊内储存有粘弹性物质,囊内粘弹体在重力作用下自然有向下延展的趋势,此时如果囊上部的粘弹体受到约束,粘弹体中部就会产生拉应力,如果拉应力超过粘弹体本身抗拉强度则粘弹体本身当然就会发生断裂。

本次工程中断桩部位开始时集中在软硬土层界面处的现象还可以用原先传统理论解释,但加了钢筋笼后断裂部位转至钢筋笼以下,这时用“下坠自应力拉断”机理来推断就显得更为贴切,虽然此说尚未严格验证。参阅断桩发生几率较多工段工艺参数也能验证上述机理;第七合同段由于工艺按照砼泵泵送要求制定,砼级配尺度较小,坍落度较高,因而断桩率明显高于其它工段。

工程建设单位为此召开了专家研讨会,建议采取下列相应工艺改进措施:

1. 根据少扰动土层的原则,尽量采取静压沉桩。
2. 增加后成桩与已成桩的施工时间间隔。
3. 采取隔排跳打的工序。
4. 增加砼粗骨料尺度,减少坍落度。
5. 严禁“关门桩”施工方法。

经改进后施工质量逐步有了明显提高。

工程中还出现一个值得注意的现象:同一工程中的普通圆柱桩断桩率很高(32%),而地质情况工艺参数又基本相近的Y形桩则成桩完好率很高(17.7%),这个反差是否预示成桩完整性与桩形形状存在某种相关?限于条件当即没进一步探讨,今后可以深入研究其内在机理,但笔者基于前面“下坠力把桩拉断”的假设,初步臆析其机制如下,敬请有关专家和同仁指导指正。

施工中发现Y形桩的桩模拔离土层后,桩孔壁土体向孔内回壅明显大于圆管桩,当时分析这是挤土作用产生的后作用,因为圆管桩桩管入土产生超孔隙水压力以及管壁土层本身的土压力能被桩孔土层的拱效应抵御,而Y形桩桩孔土壁则不具有这种拱效应,因而Y形桩桩孔回壅大于圆管桩。而这种回壅力对桩孔内砼的坍塌倾向作用是正面的。也就是说它能阻碍桩孔内的砼向桩孔下部蠕动的趋势,扶持住砼桩柱,因而减少了Y形桩断桩发生机率。

另一层面作用分析是Y形桩的比表面积大,单位桩土接触面积分摊到的砼量少,桩孔土壁对孔内砼的摩擦扶持作用强,砼坍塌的可能性相应减小。

根据断桩成因的推断分析和检测报告的对比,我们认为Y形桩形对成桩质量是具有正面作用,建议今后对Y形桩的成桩机理深入进行研究,以利Y形沉管灌注桩新工艺和素砼桩基础软基处理措施的完善和推广应用。

采用三重管法高压旋喷桩的基槽支护方法*

方启超

(广东省基础工程公司 广州 510507)

【提要】某浅基础楼房因楼前铺设截污管,需开挖土方深度7m,为确保楼房的安全及稳定,采用三重管法高压旋喷桩,加预应力锚杆的基槽支护方法。

高压喷射注浆技术是七十年代日本引进的一种加固松散软土的应用技术,是化学注浆技术结合高压射流切割技术发展起来的,其实质是采用钻机先钻进预定深度后,将注浆管置入,通过注浆钻杆头安装的喷嘴(根据不同的土质采用不同的喷嘴),在高压发生装置作用下,使浆液产生20~60MPa的高压射流切割搅动土体,同时钻杆边旋转边提升,使土粒与水泥浆及部分化学浆液混合凝固,部分土颗粒被置换,从而达到加固地基的目的。

根据桩径、桩长、桩承载力不同的设计要求,可采用不同的施工工艺和设备,其可分为单重管、双重管和三重管等多种方法。其中单重管法是用单层注浆管,喷射载体为水泥浆液;双重管法是用2根不同直径同心套管的管子,同时注入2种介质,即中心管注水泥浆,外管注入气流,二者同时喷出,水泥浆在中心,外围是筒状气体助喷,籍加大有效射程。三重管法是3根同心或并列、但不同直径的管子套装而成,能同时注入水、气和浆液,3套管子作整体同速旋转、提升、最后形成旋喷桩柱。

本文对该技术在工程实例中的具体应用情况做介绍和分析探讨。

工程概况

广州空军医院核磁共振中心为四层楼房(浅基础),因楼前铺设截污管,需开挖土方深度7m。为确保楼房的安全及稳定,采用三重管法高压旋喷桩、加预应力锚杆的基槽支护方法。如下图1、2所示。

根据进场地质钻探资料:地面以下各土层依次为:(1)0~2.7m为杂填土,标准贯入度击数5.3击;(2)2.7~4.0m为淤泥层,重度 $\gamma=17\text{kN/m}^3$,粘聚力 $c=4.9\text{kPa}$,内摩擦角 $\phi=2.1^\circ$,标贯击数1.4击;(3)4.0~10.7m为淤泥质细砂层 $\gamma=18\text{kN/m}^3$, $c=10.2\text{kPa}$, $\phi=17.1^\circ$,标贯击数2.9击;(4)10.7~13.5m为残积层 $\gamma=20\text{kN/m}^3$, $c=38.9\text{kPa}$, $\phi=13.7^\circ$,标贯击数

* 收稿日期:2004年2月

14.7击;(5)13.5m以下为风化泥岩。

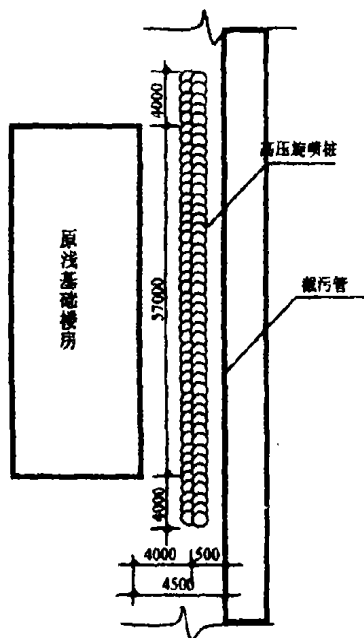


图1 支护位置示意图

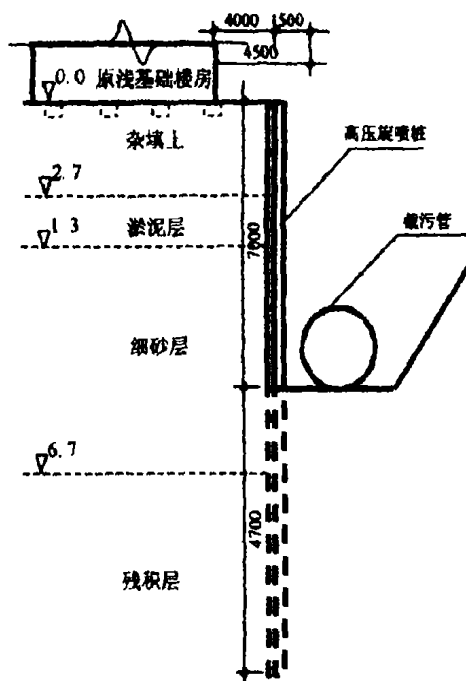


图2 支护剖面图

基槽支护施工方法

1. 桩的施工工艺

设计桩墙宽度为65m左右,采用二排直径为1100mm旋喷桩组成,相邻桩搭接200mm,桩心距为900mm,施工中应遵循喷一跳法施工。施工工艺流程如图3,工艺要点如下:

平整场地,测孔位;钻机就位并保持垂直;用钻机以泥浆护壁成孔,孔径为130mm,孔长11.7m(进入砂层下残积土1m),孔位偏差不得大于50mm;将110mm喷管插入孔底,边射水边插管,水压力不超过1MPa;由下而上进行喷射作业,先以高压泵按20MPa的高压喷射水流,周围环绕0.7MPa的气流进行高压喷射水流和空气,同轴喷射切冲切土体,形成较大空隙,再另由泥浆泵注入水灰比为1:1的32.5R水泥浆液,压力为2.5MPa填充,提升速度13~18cm/min,旋转速度16r/min,最终在土中凝固为桩径为1.1m的固结体;冲洗注浆管等机具,移至下一孔位施工。

2. 辅助支护措施

(1) 桩墙内插筋

为提高旋喷桩抗剪强度,在桩墙内头侧布置三排插筋,开挖侧布置一排直径 $\phi 110\text{mm}$ 、 $3\phi 25$ 钢筋笼,长度为11m。其余二排为 $\phi 14$ 螺纹钢,长度2m。

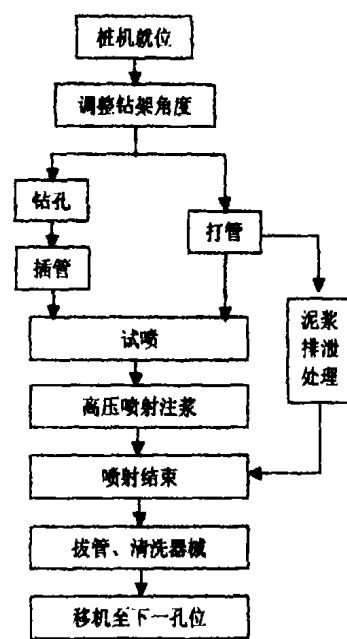


图3 高压旋喷桩
施工工艺流程

采用钻孔注浆法埋填插筋,就是在旋喷桩完工后用钻机在桩内垂直成孔,孔径为 $\phi 13\text{mm}$,插入钢筋笼或钢筋,注浆填充,注浆体强度等级为 M25,水灰比为 0.5。

(2) 预应力锚杆

受拉承载力 $N_u = 692.7\text{kN}$,有效预应力 $F = 520\text{kN}$;材料: $4 \times 7\phi 5$ 钢绞线($= 1860\text{N}/\text{mm}^2$)。

钻孔直径 $\phi 130\text{mm}$,倾角为 30 度,钻孔间距 1.8m,孔深 29m,入岩大于 3m。杆体预留段 1.5m,自由段 10m,锚固段 19m。注浆体强度等级 M25,水灰比 0.5,注浆压力:一次注浆 0.2MPa,二次注浆 2 ~ 2.5 MPa。

3. 其它

在施工过程中,应按时对楼房进行沉降观测和位移观测。观测频率:加固期间,每星期观测一次,开挖期间每天观测一次,如有变化应加密。

开挖注意事项:①基槽应分层分段开挖,每段长度不大于 18m 每层厚度不超过 3m;②开挖到槽底后,应立即进行基础浇筑与排污管铺设,间隔时间不宜超过 3d;③施工过程中如发现异常,应立即进行处理。

高压旋喷桩质量控制及检测方法

1. 质量控制要点

影响高压旋喷桩承载力的重要因素是桩身强度及桩的表面积。因此,应控制好成桩的均匀性、桩的水泥量。可采用慢速度提升、多次搅喷等方法保证桩体质量。

确保桩端落在残积土上,要求每个钻孔要进入残积土层下 1m 才停止,在喷射时延长停留时间,以加大桩头。对于不同土层、不同情况,亦可根据需要调整压力,以保证成桩直径及成桩质量。

在喷射注浆参数达到规定的值后,随即开始旋喷,由下而上喷射注浆,注浆分段提升的搭接长度不得小于 100mm。当土体粘性较大时,要及时注意调控;加大注浆压力,使用大直径喷嘴,加大流量或降低提管速度,可使桩径加大,同时要控制好桩身均匀性和水泥含量,以确保桩身强度。

旋喷过程中,搅拌时间超过 4h 的水泥浆液,不宜使用。水灰比应严格按照要求执行,不得更改,应防止搅拌过程中水泥发生沉淀。旋喷中若地下有块石等障碍物时,可采用放慢或停止提升,定位喷注等方法,以保证成桩的质量。

在钻孔喷射过程中,应注意防止喷嘴被堵,各项操作动作要快。双喷嘴作用时,若一个被堵,则要采取复喷的措施继续施工。施工时宜先喷浆,后旋转和提升。

2. 检测指标

每根桩的长度要测量准确,桩顶宜高出设计要求 0.5m,桩平面位置误差 $\leq 50\text{mm}$,施工时应保证钻孔的垂直度,倾斜度不得大于 1.5% L(L 为桩长)。

具体检查内容为:固结体的整体性、均匀性、有效直径、垂直度、强度与性能(包括桩的轴向压力、水平推力、抗酸性、抗冻性和抗渗性等)、耐腐蚀和耐久性能。

施工前通过质量检验,了解采用的喷射参数、浆液配方、选用的外加剂材料是否合适,固

结体质量达不到设计要求时,可采用相应措施,使喷射质量达到设计要求。

3. 检验方法

(1)开挖检验:施工完毕,具有一定强度后检验,即开挖直接检验。由于固结体完全暴露出来,因此能全面检验固结体垂直度和固结形状,成桩后3~7d开挖检查旋喷桩桩径是否达到1.1m,水泥掺入量是否均匀等。

(2)钻孔取芯:成桩28天后钻探取芯做抗压试验。在固结体中钻取岩芯,并将其做成标准试件进行室内物理力学性能试验,检查内部桩体的均匀程度是否符合设计要求。

(3)标准贯入度试验:在固结体的中部,并每隔一定深度作一个标准贯入度试验。

(4)载荷试验:静载荷试验分垂直和水平载荷试验两种。垂直载荷试验时,需在顶部0.5~1m范围内,浇筑0.2~0.3m厚的钢筋混凝土桩帽,水平推力载荷试验时,在固结体的加载受力部位,浇筑0.2~0.3m厚的钢筋混凝土加荷面,混凝土强度等级不低于C20。

监测成果与结论

高压旋喷桩施工后,经过前述各项检测与试验,各项指标都符合设计要求,桩身完整性也比较好,内部桩体均匀性好。

基槽开挖过程中,每开挖一层(从上到下各层厚度分别为3m、2m、1m、0.7m和0.3m,每层间隔1d),都做桩顶位移的监测,桩顶位移平缓发展,没有突变现象。开挖到基槽底部后观测桩顶位移37mm,再每隔12h作观测,累计位移分别为39mm、40mm与40mm,之后桩顶位移没有再发展。开挖到基槽底底部后第二天浇筑管道基础。

从检测和观测结果看,该工程的高压旋喷桩施工质量是可靠的、该基槽的支护措施是成功的,值得推广应用。

从该工程的施工实践,总结高压喷射注浆技术的特点和启示:适用地层较广,主要应用在标准贯入击数为0~30的淤泥、粘性土、砂土、砂及含部分卵石层的地层中;几乎所有的土层都可以用旋喷技术,既可用于工程建设之前、工程建设中,还可用于工程建设之后;三重管法旋喷施工中无振动、噪音低,成本较低;旋喷固结体的强度主要取决于加固范围内原状土的性质、特制喷嘴装置、喷射材料和置换程度。

Adopt Three Heavy Tube High Pressure Spray Stake for the Conduct Actions Slot Method

Fang Qichao

(Guangdong foundation engineering company GuangZhou 510507)

[Abstract] The some shallow foundation several - storied building builds to cut the dirty tube before because of the floor, needing to open to dig square depth 7m in soil a safety for, for insuring several - storied building and stabilities, adopting three heavy tube method high pressure spray, adding to prepare should dint anchor man pole pit method.

长螺旋钻孔压灌超流态砼成桩(CFG桩)技术*

张玲 陈坚荣

(广东省基础工程公司 广州 510507)

【提要】通过分析比较和工程实际应用情况,介绍长螺旋钻孔压灌超流态砼桩(CFG桩)的成桩工艺、技术经济优势,并总结其应用范围及施工注意事项。

概述

按现行《建筑桩基技术规范》的成桩方法分类,有非挤土桩(泥浆护壁法及套管护壁法),挤土桩(预制桩与沉管灌注桩等)两类机械施工桩,还有人工挖孔桩。这些除预制桩外都是先钻孔再下钢筋笼最后灌注砼的传统施工方法,这些桩各有优缺点,不足之处分别如下:

1. 预制桩:配筋率较高,坚硬土层沉入难,静压难以入岩,锤击法有噪音污染,桩长超过15m需接桩,造价不低于1000元/m³。
2. 沉管灌注桩:坚硬砂土层沉管困难,易出现偏桩、缩径、砼离析或断桩等缺陷,有震动噪音,桩径大于500mm难以施工。
3. 普通螺旋干钻孔灌注桩:先成孔后灌砼,孔底沉渣易超标,仅能用于无地下水的地层中。
4. 泥浆护壁钻孔灌注桩:泥浆护壁降低土侧摩阻,桩端沉渣易超标而使承载力降低,成孔效率低,存在泥浆污染。
5. 人工挖孔桩:流砂涌水地层中成孔困难,施工效率不高,安全可靠度低。

在普通螺旋干钻孔桩基础上发展的“长螺旋钻孔压灌超流态砼桩(CFG桩)”采用高压砼灌注,成孔与压灌砼同时完成,后插钢筋笼,砼连续性好,钻孔可入强风化岩,桩底无沉渣,施工无震动,噪音低,成桩速度快,单桩承载力高,可替代以上1、2、3类桩,对 $\phi 900\text{mm}$ 以内、长25m内的4、5类桩也可取代,承载力比泥浆护壁灌注桩可提高30~50%。

CFG成桩工艺特点

1. 钻孔工艺

* 收稿日期:2004年2月

传统水下钻孔灌注桩方法是采用泥浆护壁,把钻头钻出的土搅成泥浆循环出孔外,钻孔过程中产生大量的泥浆不仅污染场地,而且粘在钻孔壁上的泥皮降低土的侧摩阻,桩底残留大量沉碴。

长螺旋钻孔工法是用一种大扭矩动力钻头带动的长螺旋钻杆快速干钻法,钻孔中的土除一部分被挤压外大部分被输送到螺旋钻杆叶片上,土在上升时被挤压致密,提钻不坍塌。即使有地下水,因土桩与钻孔间隙小,钻孔速度快,钻孔内渗出并积存的水很少,因此孔内不会坍塌。

2. 超流态砼压灌工艺

该工艺应用的超流态砼是在泵送砼和流态砼基础上配制的,要求和易性及流动性好,坍落度大,便于泵送和插入钢筋笼。

表 1

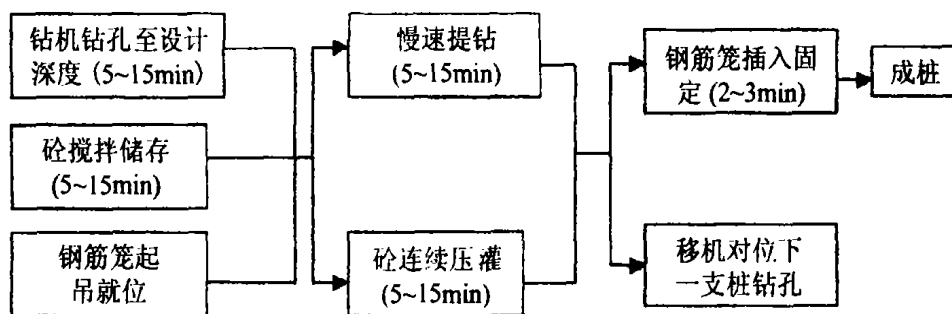
对比项目	摩擦系数	水中抗分散性	抗压强度	坍落度	和易性	初凝时间	石子在砼中悬浮性	粘度	自动密实	抗渗性	耐久性
超流态砼	小	好	高	20~22cm	好	8~18h	悬浮	大	好	好	好
流态砼	大	差	高	18~20cm	好	2~4h	不悬浮	小	好	好	好

砼输送泵通过高压管路与长螺旋钻杆相连,中空的螺旋钻杆代替了钻孔内的泵管。钻杆底部的钻头上设单向阀,钻至设计深度后停止钻孔杆回转,把拌好并储备的超流态砼通过泵管以 1~75KPa 的压力压至钻孔底部,此时单向阀打开,砼压出并推动钻杆上升,随钻杆土柱的上升,孔内砼压满,由于孔内积聚高压,并有钻杆的抽吸作用,在软土段砼会充盈较多形成扩径桩,对提高桩承载力很有好处。

3. 钢筋笼放入

可利用桩架吊放钢筋笼。成型的钢筋笼吊起对孔后,靠自重插入或加震动器震入。当配合比合适,地下水较丰富时一般不用震动即可插入 10m 以上钢筋笼。

4. 每支桩重点工序



按这一工序除去施工准备时间,以 $\phi 600$ 、长 15m 桩为例,一般每 20~30min 完成一条桩,桩端入强风化岩时一般 30~40min 成一条桩。一台桩机每天可完成 20~40 条桩。

5. 主要施工设备及人员

CFG 桩机 1 台(可由普通桩机改装而成,配长螺旋钻杆、钻头及送料管)、砼输送泵 1 台(配输送管)、强制式砼搅拌机 1 台(宜配备自动计量装置)。

桩机指挥 1 人,砼泵操作员 1 人,搅拌机操作员 1 人,移机、拆装移管等配合工人 3~4 人,合共 6~7 人(不包砼送料、钢筋笼制作与余土拉运等用工)。

CFG 桩的技术经济优势

该种桩的施工工艺决定了其具有较高的单桩承载力和较好的经济优势。

1. 提高承载力的原因

- (1) 利用泥浆的干钻法,避免了泥浆降低土的摩阻力。
- (2) 长螺旋钻孔时形成“土桩”在回转离心力和输土挤密作用下把部分土挤向钻孔壁,挤密了桩间土,提高原土的摩阻力。
- (3) 砼从钻头尖泵出决定了这种桩无柱底沉渣,从而提高桩底土的端阻力。
- (4) 砼泵入时因孔内高压使砼充盈好,易形成扩径桩。
- (5) 砼的连续灌压力泵送,桩身完整性好,不会出现缩径桩,露筋桩。
- (6) 由于钻机扭矩大,可在短时间内钻入强风化岩,而且把岩屑挤密提出孔外,岩石不软化,桩底无沉渣,桩端承载力提高幅度大。

2. 承载力提高幅度

以常用的水下钻孔桩和沉管灌注桩作比较,仅从钻孔工艺方面分析,单桩侧摩阻比沉管桩提高 20% ~ 30%,端阻比钻孔桩提高 100% ~ 150%。现摘录《建筑桩基技术规范》中粉土、中砂与砾砂三种土列表比较。

表 2

土 层	极限侧阻标准值 (kPa)		10m 内桩极限端阻标准值 (kPa)	
	沉管灌注桩	CFG 桩	水下钻孔桩	CFG 桩
粉土	32 ~ 50	40 ~ 60	650 ~ 900	1400 ~ 1900
中砂	42 ~ 58	50 ~ 70	1300 ~ 1400	2800 ~ 3000
砾砂	92 ~ 110	110 ~ 130	1500 ~ 2500	3200 ~ 5300

再考虑压灌砼的影响,与普通钻孔灌注桩比较,其它同等条件下,CFG 桩单桩承载力可提高 30% ~ 50%。

3. 节约成本造价的原理

CFG 桩与传统桩相比,就好像螺丝钉与钉子相比一样。螺纹能有效地提高承载力,而且砼用量只有传统桩的 60%。

传统灌注桩承载力: $Q_1 = q_{p1} A_1 + u_1 \sum q_{s1} L_1$ (Q 为竖向承载力、 u 为桩身断面周长)。

CFG 桩承载力: $Q_2 = q_{p2} A_2 \beta_p + u_2 \sum q_{s2} L_2 \beta_s$ (β_s 为增强系数)。

在承载力相同即 $Q_1 = Q_2$ 的条件下得: $q_{p1} A_1 + u_1 \sum q_{s1} L_1 = q_{p2} A_2 \beta_p + u_2 \sum q_{s2} L_2 \beta_s$ 。

假设两类摩擦桩的端承载力相同即: $q_{p1} = q_{p2} A_2 \beta_p$ 得: $u_1 \sum q_{s1} L_1 = u_2 \sum q_{s2} L_2 \beta_s$ 。

由场地土质相同、桩长相同,即 $q_{p1} A_1 = q_{p2} A_2 \beta_p$ 与 $\sum q_{s1} L_1 = \sum q_{s2} L_2$, 而得: $u_1 = u_2 \beta_s$ 。

由周长 $u = \pi D$ (D 为桩直径) 得: $\pi D_1 = \pi D_2 \beta_s$ 即 $D_1 = D_2 \beta_s$ 。

由单位桩长体积 $V = \pi D^2 / 4$, 传统灌注桩单位桩长(钻孔、沉管、人工挖孔)的砼用量: $V_1 = \pi D_1^2 / 4 = \pi D_2^2 \beta_s^2 / 4$; CFG 桩单位桩长的砼用量: $V_2 = \pi D_2^2 / 4$ 。

于是: $V_1 = \pi D_1^2 / 4 = \pi D_2^2 \beta_s^2 / 4$, 即 $V_1 = V_2 \beta_s^2$ ($\beta_s = 1 - 3.6$)。

若 $\beta_s = 1.5$ 则 $V_1 = 2.25 V_2$ (CFG 桩节约 56%); 若 $\beta_s = 1.8$ 则 $V_1 = 3.24 V_2$ (CFG 桩节约 69%)。

$\beta_s = 1/\alpha$ ($\alpha = 0.3 - 1.0$ 为粘着力系数, α 取决于土的不排水剪切强度 C_u 和桩进入粘性

土层的深度比 hc/d)。

由以上推算可知,承载力与桩直径呈线性关系,砼用量(体积)同桩直径呈平方关系,若承载力增大2倍,则桩直径可同步增加2倍,桩砼用量增大4倍。CFG桩之所以能大幅度降低砼用量,节约成本,就是由于有效地提高了承载力,呈平方关系减少砼用量。传统灌注桩(钻孔、沉管、人工挖土桩)的砼用量是CFG桩的 β_1^2 倍。

另外由于螺纹钻杆螺牙间的泥土取代了部分砼,同桩径CFG桩砼用量只有传统直线型灌注桩的60%~70%,节约砼用量30%~40%。

4. CFG桩的经济优势

- (1)单桩承载力提高30~50%,桩身砼量至少减少30~40%。
- (2)由于单桩承载力提高,同样密度桩径可以变小,这样可缩小桩连梁及承台尺寸,减少基础钢筋砼量。
- (3)无泥浆污染,节约泥浆的处理费用。
- (4)成桩速度快,带来较好的工期效益。
- (5)桩身质量好,合格率高,成本为650~750元/ m^3 。

工程实例

近年来,应用CFG桩的工程实例如下表:

应用CFG桩的工程实例一览表

表3

工程名称	土层情况	CFG桩径及数量	CFG桩参数			单桩承载力标准值	施工时间
			桩长	砼	钢筋笼		
青岛开源热力公司地下煤库工程基坑支护桩及帷幕	砂层2~3、粉质粘土7m,砾砂层4m,强风化岩	$\phi 600$ 钢筋砼桩与桩交接5cm形成帷幕	13~15m	C20	11m	桩身质量好,搭接5cm,无漏水	2002.9
华南农业大学游泳池与9m围墙工程复合地基处理	表层约2cm杂填土,下为粘土	622条 $\phi 600$ 479条 $\phi 400$	9m	C25	无	复合地基200kPa	2002.12
广州市正域白云花园12层商住楼工程桩基础	砂粘土、砂土	1600条 $\phi 400$	12m	C20	12m	400kN	2003.2
广州市淘金家园二期4栋28层住宅复合地基处理	强风化泥质粉砂岩,厚5~13.0m,贯N=30~48击	702条 $\phi 500$	8~12m	C20	无	800kN	2003.10
湛江师范大学教学楼桩基础	粘土、亚粘土	1300条 $\phi 500$	21m	C25	12m	100kN	2003.10
广州市花都豪利花园12层住宅工程复合地基处理	表层约1.5m杂填土,下为饱和粉砂土与软塑粘土	3500条 $\phi 500$	11m	C25	无	700kN	2003.11

CFG桩的应用及注意事项

从多项工程的应用情况,长螺旋钻孔压灌注超流态砼桩(CFG桩)的应用范围及施工注意事项总结如下。

1. 应用范围

(1)作桩基础使用:可代替预制桩、沉管灌注桩;可代替部分泥浆护壁钻孔桩、人工挖孔桩。

(2)作CFG桩复合地基使用:可以代替碎石桩、砂桩、粉喷桩、搅拌桩等柔性桩使用。

(3)作支护排桩使用:用CFG桩作为支护桩使用时不产生泥浆污染,不影响土方开挖,施工速度快。

(4)作支护及防水帷幕使用:CFG素砼桩代替旋喷桩与支护排桩相互交叉形成堵水帷幕,强度高,堵水效果好。

2. 施工注意事项

(1)砼使用的水泥宜选用普通硅酸盐水泥或矿渣硅酸盐水泥,水泥强度32.5。

(2)粗骨料优先采用卵石,卵石与碎石混合料次之,最后选用碎石。采用卵石时最大粒径25mm,采用碎石时最大粒径20mm。

(3)粉煤灰宜采用II级以上袋装煤灰,混合料中粉煤灰取代水泥量为15~18%。

(4)混合料的坍落度宜控制在16~20m范围内,拌和砼时必须严格控制泵送剂掺量,严禁超过其规定设计用量。

(5)作为复合地基的CFG桩,砼设计强度等级宜为C20,设计桩径宜为400~600mm,桩间距宜为1.5~2m,呈梅花形布置。

(6)如作为工程桩基础并考虑桩端阻力,在钻孔过程中,可将最后电流值作为终孔的依据。

参考文献

[1]《建筑地基基础设计规范》(GBJ50007-2002)

[2]《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)

[3]陈耀光等“长螺旋钻孔管内泵压CFG桩混合料的试验研究”2001年第3期《建筑技术》

[4]“全螺旋灌注-螺纹桩竖向承载力初探”2002年第5期《武汉大学学报》(工学报)

A technique of long helix drills hole to press the super flowing concrete stake (CFG stake)

Zhang Ling Chen Jianrong

(Guangdong foundation engineering company Guangzhou 510507)

[**Abstract**] Pass the analysis comparison to apply the circumstance with engineering physically, introduce the long helix drill a hole to press the super flowing a the satake of concrete (CFG stake) of economic advantage in a craft, technique, combine to tally up its application and construction announcements.

岩溶带冲击式成孔灌注桩的主要施工技术措施*

刘德宜

(广东省基础工程公司 广州 510507)

【提要】通过工程实例的总结,介绍在岩溶带中进行冲击式成孔灌注桩施工时,需采取的各项施工技术措施。

概述

冲击式成孔灌注桩,由于对岩石的破碎力强、成孔快等原因,而被广泛应用于坚硬岩土层中的桩基础工程。在某些岩土层中,往往存在着岩溶带,如在冲桩成孔过程中,遇地下溶洞,容易发生桩孔漏浆、塌孔、偏孔、卡锤、掉锤、埋锤、甚至无法成孔等事故。因此,在岩溶带采用冲击式成孔灌注桩,在施工前及成孔过程中,需采取可靠的施工技术措施,以确保冲桩成孔的顺利进行。本文结合广东省韶关乌石电厂和广州市富力桃园高层住宅冲击式成孔灌注桩等工程实例,对此小结。

工程实例

韶关乌石电厂工程位于广东省曲江县乌石镇韶关发电厂,其主厂房及循环水泵房采用冲击式成孔灌注桩基础,桩直径分 $\phi 600 \sim \phi 1200\text{mm}$ 四种,共660条。根据该工程地质勘探资料,土层从上至下为素填土、粉质粘土、粉土、细砂、中砂、粗砂、圆砾、含砾粉质粘土。在SK47钻探孔反映在地面以下4.8~7.6m处有一溶洞。

广州市富力桃园高层住宅工程采用冲击式成孔灌注桩基础,桩直径 $\phi 600 \sim \phi 1500\text{mm}$,共204条。根据该工程地质勘察资料,场地内土层从上至下为耕土、淤泥、细砂、粗砾砂、粉质粘土、石灰岩。钻探底层石灰岩中有岩溶孔洞发育,溶洞规模大,地下水量丰富。

上述工程的施工难点是在成桩深度范围内的岩层中发育有溶洞,容易造成漏浆、塌孔、偏孔、卡锤及埋锤等事故,对此在施工时采取了相应的技术措施,确保了桩基础工程施工的顺利进行。如韶关乌石电厂工程位于粤北岩溶发育地区,该工程冲孔成桩过程中,有14条桩位遇到地下溶洞;而富力桃园高层住宅工程灌注桩施工时,遇到的地下溶洞大而深,施工

* 收稿日期:2004年2月

处理有一定的难度。

由于施工前有思想准备,施工时采取了可靠的技术措施,成功地进行了处理,保证了这两项桩基础工程的顺利进行。这两项桩基础工程施工后,经声波透射法、动力振动波法和钻孔抽芯法检验,都为Ⅰ类与Ⅱ类桩,其中Ⅰ类桩占90%,施工质量优良。

施工准备措施

施工前,应根据工程地质勘察资料,确定哪些桩有溶洞(必要时在设计的每个桩位都做一钻探孔),溶洞的类型、大小及所在的位置,提前做好准备。

对钻探显示有地下溶洞的桩位,在冲桩成孔前,可对钻探孔进行压灌浆,如钻孔容易灌满,则表明溶洞不大没有连通,可直接进行冲桩,如久压灌浆而难以灌满,则表明溶洞较大或为连通洞,可采用砂浆、黄泥等填充,填满后再进行冲桩成孔。

对有溶洞的桩位,钻机宜垫设钢网架(如用槽钢或工字钢纵横制作而成),这样如发生大坍塌孔时,钻机可由钢网架撑托于地面,安全又避免损失。

冲孔前要做好泥浆、黄泥、片石、长钢护筒或预制钢筋混凝土护筒、麻袋、快凝水泥、砂与碎石料等材料的准备。

开孔时应低锤密冲,反复冲击造壁。成孔过程中必须保证泥浆补给,保持孔内浆面稳定。

在粘土层中成孔时,冲程1~2米,加清水或稀泥浆,经常清除冲锤上的泥块;在砂层中成孔时,冲程1~2米,泥浆比重控制在1.3~1.5,勤冲、勤掏碴,必要时抛黄泥提高泥浆浓度;在基岩中成孔时,冲程3~4米,泥浆比重1.3左右,勤掏碴。

开始冲进基岩时,宜采取“吊打”的施工方法,即短冲程、密频率的低锤密击冲孔工艺,以免偏斜。如发现桩孔偏斜,应立即回填片石,厚30~50厘米,再继续冲孔。

经常检查钢丝绳磨损情况、卡扣松紧程度、转向装置是否灵活,以免突然掉锤。同时准备好打捞钩,准确控制松绳长度,既要勤松、少松,又要免打空锤,以备在掉锤时可立即打捞。

为便于打捞,应在冲锤上设打捞环、打捞杠、打捞套。

遇到卡锤时,应交替紧绳、松绳,将冲锤慢慢吊起,不得硬提猛拉,必要时可使用打捞钩等辅助工具助提。

清孔时必须及时补充足够的泥浆,始终保持桩孔中浆面稳定。清孔后泥浆比重应控制在1.15~1.25之间,孔底沉渣厚度小于5cm。清孔后应立即灌注水下混凝土。

施工技术措施

一旦出现漏浆应马上提锤,防止因塌方而埋锤,然后补浆及回填黄泥、片石,堵塞溶洞,待桩孔稳定后,用桩锤轻压所填黄泥及片石,使黄泥、片石起堵塞溶洞的作用。当桩孔即将冲穿溶洞时,要低锤轻冲,防止桩锤一旦冲穿溶洞而滑过溶洞中,造成卡锤。一旦遇岩面不平而造成偏孔时,应回填片石修孔直至不偏为止。

在溶洞区施工时,当溶洞较小,使用优质的膨润土泥浆进行护壁,保持孔内的水位高度,适时向孔内投入潮湿泥块或袋装粘土及小块片石,采用慢速冲进将抛填物挤入溶洞孔壁或溶洞裂缝,以加固护壁,防止漏浆和塌孔。当遇到溶洞比较大或是溶洞群时,如果溶洞太大,抛填黄泥及片石仍然无法堵塞,若溶洞深度不大,可采用振打长钢护筒(或预制钢筋混凝土护筒),采取边冲孔边振沉钢护筒的方法穿过溶洞,在穿越溶洞过程中不断抛填片石及粘土块,及时补充优质的膨润土泥浆至孔内,保持孔内的水位高度。若溶洞位置较深,则可通过抛填袋装混凝土(掺快凝剂或由快凝水泥拌成)堵塞溶洞后,再冲桩成孔。

成孔时采用自行造浆,冲孔过程应勤循环清孔,控制好泥浆质量,冲至岩层时,应低锤慢冲,防止斜孔、偏孔,及时采取岩样进行分析,经鉴定合格后便清孔灌注混凝土。

桩孔的钻进应分班连续作业,不得中途停止,经常注意土层及岩屑的变化,在土层、岩层中均采取渣样,判断土层、岩层,做好记录表中,并与地质剖面图核对。对遇溶洞的桩位,应穿越溶洞底部一定的深度,才可终孔灌注桩芯混凝土。对于存在溶洞的桩孔,灌注水下混凝土时,可能需用较多的混凝土,个别扩散系数可达到5~6。因而灌注过程中,应专人勤测量混凝土面标高,并以此控制提升导管速度,避免不知情使导管脱离混凝土面而造成断桩事故。

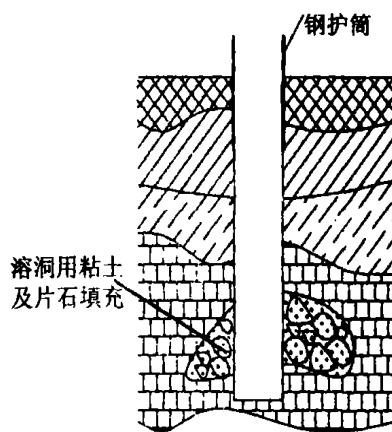


图1 溶洞施工处理示意图

The main construction technique measure of impact bore notes stake to take in the rock dissolves

Liu Deyi

(Guangdong foundation engineering company Guangzhou 510507)

[Abstract] Pass solid a various constructions for of summary, introducing at rock dissolving taking inside proceeding impact bore noting a construction, needing to be adopted technique measure in engineering.



一题一议 主持人: 龚晓南

钻孔灌注桩桩芯渗水问题*

张波

(中国建筑西南勘察设计研究院 成都 610081)

【摘要】钻孔灌注桩桩芯渗水是一个常见的现象。它是由于钻孔灌注桩水下混凝土特性及施工参数所决定的正常现象,一般不会对桩的质量造成影响。采用特殊材料,控制施工参数可以减轻这一现象。本文就桩芯渗水是否是一个正常现象,对桩的质量有何影响及如何处理进行讨论。

桩芯渗水是否是一个正常现象

1. 水下混凝土的结构特点

钻孔灌注桩使用的水下混凝土是高含水量、高灰量、高砂率、高含气率、粗细骨料粒径差较小、自密实的混凝土。

由于高含水量,这种混凝土在灌注、凝结过程中要产生大量泌水。混凝土在凝结、固化时的泌水不仅从混凝土内部向上进行,它也沿导管壁、孔壁发生。从混凝土的角度看这是有害的。但事实上沿导管壁、孔壁发生的泌水,却又是混凝土向上运动,减少阻力的润滑剂。从水下混凝土施工的角度看,这又是必不可少的。混凝土中的水分一部分向地层中渗漏,一部分被蒸发,还有一部分在混凝土中形成水囊。水囊中的水分在混凝土凝结、硬化过程中被吸收,造成大大小小的空洞,形成了各种微裂隙、裂隙。混凝土中水分消散的这些通道,也是混凝土凝结后渗水的各种通路。

《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)规定水下混凝土水泥用量不少于 $360\text{kg}/\text{m}^3$ 。由于高含灰量,这种混凝土在灌注、凝结过程中要产生大量水化热。其内部温度不断上升,在混凝土表面和内部引起拉应力。当拉应力超过混凝土的极限拉应力时,就会在混凝土内外部产生大量裂隙。水下混凝土在凝结、固化时,因为高含灰量会在水泥晶体形成过程中,造成微裂隙较为发育。

《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)规定水下混凝土含砂率宜为40% - 45%。由于高砂率,钻孔灌注桩混凝土有时甚至被称为砂浆混凝土。这种混凝土中粗骨料的主要作用是抵抗混凝土的收缩。粗骨料在这种混凝土中下沉、密实的过程,是一个较为缓慢发展的过程。在这一过程中,因为钢筋等的阻挡作用,在钢筋、粗骨料的下方都会造成空洞和裂隙。

* 收稿日期:2004年2月

混凝土在搅拌时会混入一部分空气。浇灌过程中,每一斗混凝土由导管向下灌注都会带入一部分空气。水下混凝土中存在一部分气体,对混凝土向上运动是有利的。但这部分气体一部分要向上运动,最终逸出混凝土面;另一些则停滞在粗骨料、钢筋处。这些气体在混凝土中亦要形成裂隙或空洞。

《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)规定水下混凝土宜选用中粗砂。粗骨料的粒径应 $<40\text{mm}$ 。水下混凝土的粗、细骨料粒径相对差值较小,粗骨料在混凝土未凝结时处于悬浮状态,并在凝结过程中缓慢下沉。这就是所谓自密实。但水下混凝土不可能达到振捣混凝土的密实程度。混凝土的强度更大程度上为粘结强度所保证。这种混凝土相对于普通混凝土而言,是一种结构较为疏松的混凝土。

由于钻孔灌注桩桩身混凝土具有这些微裂隙、裂隙、空洞,形成桩身渗水的通道,它为桩芯渗水提供了先决条件。

2. 导管法浇灌水下混凝土的特点

在钻孔灌注桩生产中,控制混凝土流动性的施工要求是:在混凝土初凝前完成混凝土的浇筑工作。在混凝土工程学中,于混凝土初凝前完成混凝土的浇筑工作是一种普遍工作原则。但在钻孔灌注桩生产中,这一原则是有局限性的。

混凝土从开始搅拌时起就开始其凝结、固化过程。这一过程一直延续到混凝土凝后一个相当长的时间。所谓初凝时间,其实是混凝土在振入器具有贯入阻力为 3.5MPa 时的时间。对于一般混凝土工程,满足混凝土初凝前完成混凝土的浇筑工作要求是不困难的。灌注桩生产,如果水下混凝土已经具有了 3.5MPa 贯入阻力,就意味着水下混凝土已经不具备流动性,水下灌注工作无法进行。实际生产中,如果水下混凝土具有了接近 3.5MPa 的贯入阻力,水下灌注就已经十分困难了。所以,水下混凝土除了要求在混凝土初凝前完成混凝土的浇筑工作外,还必须要求混凝土流动性保持时间。这样才能顺利的完成水下混凝土的浇筑工作。

钻孔灌注桩的水下混凝土浇筑工作,是一个有时间差的连续过程。理论情况下,最先进行灌注的混凝土分布在桩身的上部。后续灌注的混凝土分布在桩身的中下部。实际生产中,伴随着灌注导管的分节起拔、拆卸,后续灌注的混凝土是分布在桩身的不同部位。尽管如此,正常情况下,最先或较早进行灌注过程中,最早开始其凝结、固化过程。如果生产过程中不注意导管分节起拔、拆卸长度的合理性,先灌注部分的混凝土就得不到后续混凝土的置换、搅拌。混凝土的凝结、固化过程就得以充分进行。其结果是最先或较早进行灌注的混凝土与最后灌注的混凝土形成一个交界面。这是一个与普通混凝土新旧交界类同,又不完全相同的界面。

桩芯的部分之所以薄弱,是由于最先或较早进行灌注的混凝土,在凝结、固化时泌水要沿导管壁向上发生。最先或较早进行灌注的混凝土与最后灌注的混凝土形成的交界面是泌水的通道。先灌注混凝土的泌水将沿这一通道向后灌注混凝土中进行。所泌水分将大量带走后灌注混凝土的水泥,从而造成桩芯部分混凝土强度较先灌注混凝土为低。导管法灌注水下混凝土是由混凝土柱的高度决定其灌注压力的。最后灌注的混凝土其灌注压力最小。如果管外混凝土面高于管内混凝土面,则在拔管时浮浆、泥浆、泥皮等会涌入后灌注混凝土中。致使桩芯部位混凝土较其它部位更为松散、软弱。埋管长度较大的灌注桩,经常可以看

到桩芯部位,有一个与导管直径基本相同的圆形薄弱部分。就是如此造成的。

最先或较早进行灌注的混凝土与最后灌注的混凝土形成的交界面,是造成桩芯渗水的直接原因。

3. 桩芯渗水是否是一个正常现象

由于水下混凝土的结构特点、导管法浇灌水下混凝土的特点,造成钻孔灌注桩混凝土的结构存在大量裂隙、孔隙、空洞等软弱结构面。这是钻孔灌注桩桩身渗水的客观条件。渗水与桩身混凝土通常意义上的均匀性并无直接关系。钻孔灌注桩产生渗水是完全正常的现象。桩芯部位渗水与否,则于施工参数控制有关。施工参数控制的好,桩芯部位渗水现象可能很弱。反之则渗水现象可能强。从这个角度,桩芯渗水是一个正常现象。

桩芯渗水对桩的质量有何影响

1. 桩的质量问题

钻孔灌注桩产生渗水,这是钻孔灌注桩这种基础形式先天造成的。渗水是否对桩的质量产生影响,应先确定桩的质量指何而言。通常所说桩的质量问题,是指成桩后桩存在的各种缺陷,对桩的承载能力及桩的稳定性造成的直接危害程度问题。

钻孔灌注桩渗水主要是因为桩体存在大量裂隙、孔隙、空洞等软弱结构面。桩体存在大量裂隙、孔隙、空洞等软弱结构面对桩质量的影响,主要表现在对桩身混凝土强度的影响上,进而影响桩的承载能力。所以,《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)中8.5.9作为强制性条文规定:桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求。桩身强度应符合下式要求:

$$Q \leq A_p f_c \psi_c$$

式中: ψ_c 工作条件系数,灌注桩取0.6~0.7(水下灌注桩或长桩取低值)

桩的承载能力是由桩身混凝土强度、桩的几何尺寸、地层的物理力学性质所决定的。进行桩基础设计时,设计人员对这三方面因素,都要进行充分考虑,进而确定技术指标。当桩因各种原因造成缺陷时,都会对技术指标造成影响。规范规定工作条件系数,灌注桩取0.6~0.7(水下灌注桩或长桩取低值)就是充分考虑了桩因水下灌注等原因造成缺陷的影响。设计人员进行桩基础设计时所确定的意味着桩的承载力、稳定性存在危险。

2. 桩体渗水不是质量问题

钻孔灌注桩的混凝土结构存在大量裂隙、孔隙、空洞等软弱结构面,只会对桩身混凝土强度造成影响。所以,钻孔灌注桩的混凝土强度等级一般都不高。通常为C20~C30。设计人员进行这种基础设计时,应充分考虑这一特点。设计人员考虑这一特点时,就包括考虑桩渗水对桩承载力、稳定性的影响。所以,当所施工的桩体混凝土强度满足设计强度等级要求时,就意味着桩体混凝土满足桩对渗水的质量要求。桩体即使渗水也不构成对桩承载力、稳定性的影响。从这个意义上,桩体渗水对钻孔灌注桩不存在质量问题。当然也不存在桩芯渗水对钻孔灌注桩的质量问题。

3. 桩体渗水涉及的质量问题

桩体渗水本身不是钻孔灌注桩的质量问题。但当桩渗水时,应考虑所渗的水对桩身的

其它影响。例如,水对桩身混凝土、钢筋的腐蚀性问题;桩身渗水对建筑物的防水影响等。

桩芯渗水的处理问题

1. 如何防止桩芯渗水

桩芯渗水的直接原因是钻孔灌注桩的水下混凝土浇筑工作,是一个有时间差的连续过程。最先或较早进行灌注的混凝土与最后灌注的混凝土容易形成交界面。进而形成桩芯渗水。从理论上讲,钻孔灌注桩生产,(特别在超长桩生产中)要完全避免的这一现象是不可能的。但生产中合理制定,严格控制施工参数,尽量减轻这一现象是完全可行的。

钻孔灌注桩生产中,最先或较早进行灌注的混凝土与最后灌注的混凝土之所以形成交界面,是因为最先或较早进行灌注的混凝土最先开始凝结、固化。如果在灌注桩生产中,能对这部分混凝土进行重新搅拌、或用后灌注的混凝土进行部分置换,都会延缓这部分混凝土的凝结、固化。从而削弱新旧混凝土界面的形成,进而减轻桩芯渗水这一现象。所以,合理安排灌注导管的起拔位置、长度、时间是至关重要的。导管下口的位置尽量处于混凝土面下较近处,使后续灌注的混凝土能对先灌注的混凝土进行搅动、置换,将会十分有效的延缓先灌注混凝土的凝结和固化,从而减少桩芯渗水现象。

桩芯之所以渗水,是因为桩体要渗水。桩体渗水是因为桩体混凝土中存在大量裂隙、孔隙、空洞等软弱结构面。为了减少桩体中的裂隙、孔隙、空洞等软弱结构面,水下混凝土应尽量采用膨胀水下混凝土。膨胀水下混凝土在凝结过程中,膨胀材料的晶体会大量充填混凝土的裂隙、孔隙、空洞等软弱结构面,从而杜绝地下水流通通道,减少桩体渗水现象,进而减少桩芯渗水。

2. 桩芯渗水的处理

桩芯渗水本身不是质量问题。如果桩身渗水达到非常严重的程度,那已经属钻孔桩的整体质量问题了。应对不同的质量问题采取相应的处理方法进行处理。如果仍属于渗水问题,可以在裁桩、接桩、承台施工时,采用高标号混凝土或防水混凝土进行接桩。以防止渗水对上部混凝土的影响。也可以采用钻孔桩上部压浆封闭的方法进行处理。

结论

桩芯渗水,是因为桩体渗水所造成。桩体渗水是因为桩体混凝土中存在大量裂隙、孔隙、空洞等软弱结构面。桩体混凝土存在大量裂隙、孔隙、空洞等软弱结构面,是由于水下混凝土的结构特点、导管法浇灌水下混凝土的特点所决定。所以,钻孔桩存在桩芯渗水是一个正常现象。钻孔桩桩芯渗水不是一个质量问题。可以通过控制施工参数、采用膨胀水下混凝土等措施,减少这一现象。

理解:不含修正系数的其它桩。本人认为:预制开口空心(管)桩计算 Q_{pk} 应乘以小于1的闭塞系数)、9.5.6.3-2(夯扩桩)、9.5.7.3(平底大头桩)、9.5.10.7(支盘桩)均选用预制桩的指标,它都符合这些桩的实际条件吗?十年前的“94桩基规范”就分了四种桩的指标。

3. 支盘桩 R_s 的经验公式。有专题讨论,不再详述。底盘以上的各支盘,实测轴力表明:不是全为盘(支)端阻力,而是以盘(支)侧阻力为主,盘(支)端阻力一般很小。支盘段及以下(盘侧、桩端、底盘影响以下除外)的桩土相对位移,不能按直桩考虑,而是用桩体和土体的压缩的综合值,一般很小,很难达到极限值的位移量。支的承载力,特别是支设置多的桩,应该计算承载力,不能只作“安全储备”而不计。

90 规范存在的问题仍未修订

1. 夯扩平均直径 D , 推导有误。本人在“岩土工程师”1994年一期和“地基处理”2001年四期均提出过。按条文说明9.5.9.3(P287), 规范推导为:

$$\frac{\pi}{4}D^2h = \frac{\pi}{4}d_0^2H + \frac{\pi}{4}d_0^2(h-c) \quad (2)$$

$$D = d_0 \sqrt{\frac{H+h-c}{h}} \quad (3)$$

在图9.5.6.3中得知, $\frac{\pi}{4}d_0^2(h-c)$ 项中的 d_0 , 不是桩管内径(d_0), 而是桩管外径(用 d_1 表示), 上式应为:

$$D = \sqrt{\frac{Hd_0^2 + (h-c)d_1^2}{h}}$$

$$\text{或 } D = d_0 \sqrt{\frac{H + d_1^2/d_0^2(h-c)}{h}} \quad (4)$$

2. 附录 N 上的指标, 有“搭节”和“脱节”的现象, 90 规范征求意见时曾书面提过。(1) 粘性土栏内, $q_c = 1600 \sim 1800\text{kPa}$ 、 $2000 \sim 2500\text{kPa}$ 、 $3000 \sim 3500\text{kPa}$, 该段内有两行可查, 相同的 q_c , 可查出不同的值, 不同的 q_c 可查出相同的值, 或 q_c 大查出的值小和 q_c 小查出的值大的反常现象。在表 N.0.1 中, $H \leq 20$, 上行 $q_c = 1800\text{kPa}$, $q_{sa} = 18\text{kPa}$, 下行 $q_c = 1600\text{kPa}$, $q_{sa} = 20\text{kPa}$ 。在表 N.0.2 中, $5 < H \leq 20$, 上行 $q_c = 1800\text{kPa}$, $q_{pa} = 600\text{kPa}$, 下行 $q_c = 1600\text{kPa}$, $q_{pa} = 600\text{kPa}$ 。在粉土中 $q_c = 4000\text{kPa}$ 、 2000kPa 。粉砂、细砂中 $q_c = 6000\text{kPa}$, 也有两行可查, 如粉砂 $q_c = 6000\text{kPa}$, $5 < H \leq 20$, 上行 $q_{pa} = 1500\text{kPa}$, 下行 $q_{pa} = 1800\text{kPa}$ 。(2) 在下面提到的范围内, 表上无此指标。淤泥质土: $H \leq 20$, $q_{sa} = 7.1 \sim 7.9\text{kPa}$, $H > 20$, $q_{sa} = 8.1 \sim 9.9\text{kPa}$ 。粘性土: $H \leq 20$, $q_{sa} = 18.1 \sim 19.9\text{kPa}$, $35.1 \sim 39.9\text{kPa}$, $H > 20$, $q_{sa} = 15.1 \sim 17.9\text{kPa}$, $22.1 \sim 24.9\text{kPa}$, $40.1 \sim 44.9\text{kPa}$ 。粉土: $5 < H \leq 20$, $q_{pa} = 601 \sim 799\text{kPa}$, $1001 \sim 1249\text{kPa}$ 。 $H > 20$, $q_{pa} = 801 \sim 999\text{kPa}$, $1251 \sim 1449\text{kPa}$ 。粉砂、细砂: $5 < H \leq 20$, $q_{pa} = 1501 \sim 1799\text{kPa}$ 。 $H > 20$, $q_{pa} = 1801 \sim 1999\text{kPa}$ 。

修订后出现的问题

1. 名称、符号不统一。

表1

符号	名称	出现处
q_{pa}	桩端土或岩石的承载力特征值	主要符号
q_{pa}	桩端土(岩)承载力特征值	附录 N, 表 N.0.2
q_{pa}	桩端土承载力特征值(漏“载”)	附录 Q
q_{pa}	桩端端阻力特征值	9.2.3-1 式, 9.5.6.3-2 式, 9.5.7.3 式
q_{pa}	桩端土的端阻力特征值	<9.5.10.7 式
q_{pa}	桩端地基土未经修正的承载力特征值	7.6.5-1 式
q_{sa}	桩周土的摩擦力特征值	主要符号
q_{sa}	桩周土(岩)摩擦力特征值	附录 N, 表 N.0.1
q_{sa}	桩侧阻力特征值	9.2.3-1 式, 9.5.6.3-2 式, 9.5.7.3 式
q_{sa}	土的侧阻力特征值	9.5.10.7 式
q_{sa}	桩侧土的摩阻力特征值	7.6.5-1 式
e	孔隙比	主要符号, 表 4.2.4-6
e_0	孔隙比	附录 N, 表 N.0.1、表 N.0.2、7.4.3-(2) 式

2. 是扩大头平均直径, 还是最大直径。

90 规范第 8.4.5 条, 桩端扩大头的最大直径 D (一次夯扩) 可按下列公式估算 (图 8.4.5):

$$D = \alpha d_1 \sqrt{\frac{H+h-c}{h}} \quad (5)$$

d_1 - 外管内径 (m)。

03 规范 9.5.6.3-1 桩身夯扩头平均直径 D 可按下列公式估算:

$$D = \alpha d_0 \sqrt{\frac{H+h-c}{h}} \quad (6)$$

d_0 - 外管内径。

两个规范的公式相同, 前称最大直径, 后称平均直径, 概念不同怎能用相同公式? 本人赞同采用平均直径, 删去 $\alpha = 1.00 \sim 1.18$, 即 $D = d_0 \sqrt{\frac{H+d_1^2/d_0^2(h-c)}{h}}$, 与“94 桩基规范”一致。

3. 扩大头 q_{pa} 的取值。

90 规范: q_{sa} 按附录 N, 表 N.0.1。 q_{pa} 按附录 Q。

03 规范: q_{sa} 、 q_{pa} 按附录 N。附录 Q 照抄 90 规范上的附录九, 仍有 q_{pa} 。

附录 N 与附录 Q 上的 q_{pa} 有差别。如粉砂在附录 Q 上, $q_c = 8000 \sim 10000 \text{KPa}$, $q_{pa} = 1080 \sim 1250 \text{KPa}$ 。在附录 N 上, $q_c = 6000 \sim 12000 \text{KPa}$, $5 < H \leq 20$, $q_{pa} = 1800 \sim 2000 \text{KPa}$, 附录 Q 上

的 q_{pa} 乘上 $\beta = 1.4$, $\beta \cdot q_{pa} = 1512 \sim 1750 \text{KPa}$, 比附录 N 上 q_{pa} 还小, $\beta \cdot q_{pa} = 2520 \sim 2800 \text{KPa}$, 比附录 Q 上约大 1000KPa 。这次修订如无试验成果验证, 那就很不安全了。

第七届国际地面沉降学术研讨会将于上海召开

第七届国际地面沉降学术研讨会将于 2005 年 10 月在中国上海召开, 由中国地质调查局地面沉降中心具体承办。

第七届国际地面沉降学术研讨会将为全世界地面沉降研究领域的专家学者提供一个发布技术创新与学术研究思路、信息、成果的平台, 共同探讨资源利用、环境保护与地质灾害防治的协调统一。会议将围绕地下资源的可持续开发、自然地面沉降与人为地面沉降原因分析、潜在热点问题以及科技信息向智能化管理与环境控制战略转化等方面展开深入的交流与研讨。

研讨会主题:

1. 自然地质因素引起的沉降;
2. 地下流体开采引起的沉降;
3. 地下固体矿产资源开采引起的沉降;
4. 化学过程引起的地面沉降;
5. 地面沉降与地裂缝;
6. 落水洞沉降;
7. 实验室试验以及原位测试;
8. 地面沉降的监测;
9. 地面沉降模拟与预测机理与模型;
10. 地面沉降防治措施及其环境影响;
11. 人工回灌引起的地面变形;
12. 地面沉降的经济效应。

研讨会现在开始征集论文, 论文接收截止日期 2004 年 8 月 1 日。

会议秘书处地址:

中国 上海灵石路 930 号地质大厦

中国地质调查局地面沉降研究中心

“第七届国际地面沉降学术研讨会”秘书处

邮编: 200072

电话: (021) 56061423; (021) 56078500 - 7041

E-mail: sisols2005@sigs.com.cn;

gongshiliang@sigs.com.cn

联系人: 龚士良 吴建中