

目次

论文

CFG桩复合地基的褥垫技术.....阎明礼,杨军,吴春林,唐建中,刘国安,秦晖(1)

抗拔桩基础(续四).....刘祖德(8)

沉管成孔挤密废碴桩加固软弱土地基工法.....邱贺然,刘朝仁(14)

浅谈西安饱和黄土处理方法.....管月稳(19)

水力冲填法处理砂土地基在榆林西沙机场场道设计中的应用.....贾逸勤(26)

筏板与锚杆静压桩在软弱地基中的应用.....张东根(29)

注浆技术在上海地铁车站施工中的应用.....王新杰,王元湘(34)

爆破处理水下软基技术在连云港围埝工程中的应用.....李树国,兰国云(43)

软土边坡的粉体搅拌法加固.....张振国,倪政熙(48)

高速公路路基下伏采空区治理技术.....张志沛(52)

汉口地区深基坑止水压力注浆应用.....戴传英(55)

一题一议

从桩的动测法说起.....盛崇文(60)

# CFG 桩复合地基的褥垫技术\*

闫明礼 杨军 吴春林 唐建中 刘国安 秦晖

(中国建筑科学研究院地基所 北京 100013)

## 前言

CFG 桩、桩间土和褥垫层一起形成 CFG 桩复合地基。这种复合地基,由于承载力提高幅度具有很大的可调性,沉降变形小,造价低,施工简单,具有明显的社会、经济效益。建设部已做为部重点科研成果在全国推广。目前国家科委已列为国家级重点科研成果向全国推广。据不完全统计,CFG 桩复合地基成套技术,已在北京、天津、江苏、浙江、河北、河南、山东、山西、陕西、安徽、湖北、广西、广东、云南、辽宁等十多个省、市广泛应用。

就工程类型而言,有工业与民用建筑,也有高耸构筑物;有多层建筑,也有高层建筑。基础形式有条形基础、独立基础,也有箱基和筏基。有滨海一带的软土,也有承载力接近 200kPa 较好的土。

在 CFG 桩复合地基成套技术中,褥垫层技术是一个核心技术,复合地基的许多特性都与褥垫层有关。

这里所说的褥垫层不是基础施工常做的 10cm 厚的素混凝土垫层,而是由粒状材料组成的散体垫层。

## 褥垫层的作用

由级配砂石、粗砂、碎石等散体材料组成的褥垫层如图 1 所示。在复合地基中有如下几种作用:

### (一) 保证桩、土共同承担荷载

若基础下面不设置褥垫层,基础直接与桩和桩间土接触,在垂直荷载作用下承载特性和桩基差不多,在给定荷载作用下,桩承受较多的荷载,随着时间的增加,桩发生一定的沉降变形,荷载逐渐向土体转移。在给定荷载下,桩、土受力的时程曲线的特点是:土承担的荷载随时间的增加逐渐增加;桩承担的荷载随时间的增加而逐渐减少。

如果桩端落在坚硬土层或岩石上,桩的沉降很小,桩承担的荷载向土体转移的数量很少,桩间土承载力很难发挥。

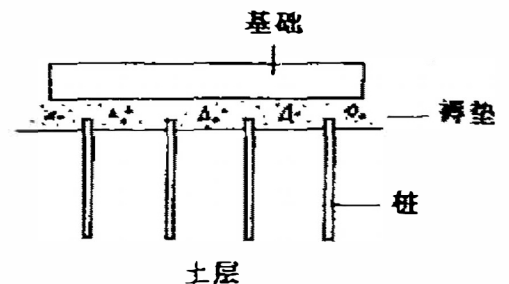


图 1 CFG 桩复合地基示意图

\* 收稿日期:1995年5月

基础下设置一定厚度的褥垫层情况就不同了,即使桩端落在好土层上,也能保证一定量的荷载通过褥垫层作用在桩间土上。借助褥垫的调整作用,使给定荷载作用下的桩、土受力时程曲线均为常值。参看图2。

### (二)调整桩、土荷载分担比

复合地基中桩、土荷载分担,可以用桩、土应力比  $n$  表示

$$n = \sigma_p / \sigma_s$$

式中:  $\sigma_p$ : 桩顶应力,  $\sigma_s$ : 桩间土应力。

也可用桩、土荷载分担比  $\delta_p$ 、 $\delta_s$  表示,

$$\delta_p = P_p / P \quad (2)$$

$$\delta_s = P_s / P \quad (3)$$

式(2)和式(3)中

$P_p$ : 桩承担的荷载;  $P_s$ : 桩间土承担的荷载;  $P$ : 总荷载。

当总荷载  $P$ , 基础面积  $A$ , 复合地基面积置换率  $m$  已知后, 桩、土荷载分担比  $\delta_p$ 、 $\delta_s$  和桩、土应力比  $n$  可以相互表示, 其关系如下:

已知桩、土荷载分担比  $\delta_p$ 、 $\delta_s$ , 求桩、土应力比  $n$

$$\text{桩顶应力 } \sigma_p = \frac{\delta_p \cdot P}{A_p} = \frac{\delta_p \cdot P}{mA}, \text{ 式中 } A_p = mA$$

$$\text{桩间土应力 } \sigma_s = \frac{\delta_s \cdot P}{A_s} = \frac{\delta_s \cdot P}{(1-m)A}, \text{ 式中 } A_s = (1-m)A$$

$$\text{桩土应力比 } n = \sigma_p / \sigma_s = \frac{(1-m)\delta_p}{m\delta_s} \quad (4)$$

式(4)即为用桩、土荷载分担比表示的桩、土应力比。

同样地, 当测定了桩、土应力比  $n$  后, 可求得桩、土荷载分担比  $\delta_p$ 、 $\delta_s$ 。

用桩、土应力比表示的任一荷载时的力平衡方程为:

$$\frac{P}{A} = [1 + m(n-1)]\sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{P}{A[1 + m(n-1)]}$$

$$\sigma_p = n \cdot \sigma_s = \frac{nP}{A[1 + m(n-1)]}$$

$$P_p = \sigma_p \cdot A_p = \frac{mnP}{1 + m(n-1)}$$

$$\delta_p = P_p / P = \frac{mn}{1 + m(n-1)} \quad (5)$$

$$P_s = \sigma_s A_s = \frac{(1-m)P}{1 + m(n-1)}$$

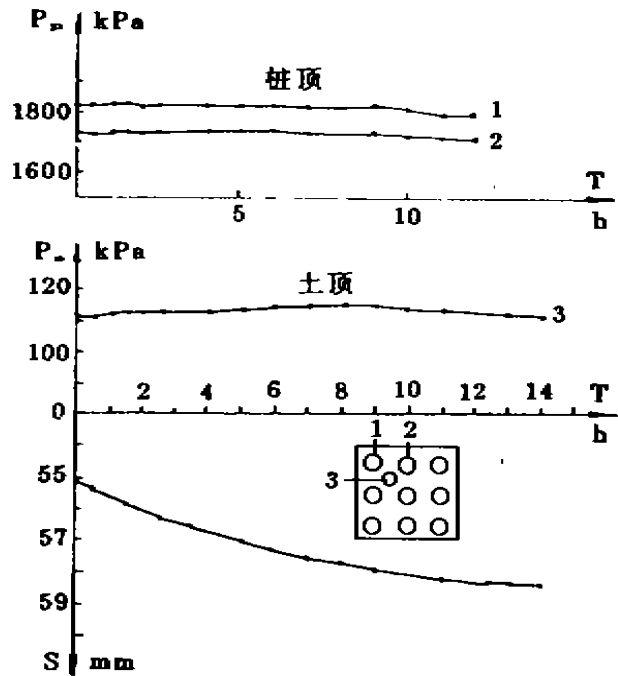


图2 桩土受力时程曲线

$$\delta_p = P_p/P = \frac{1-m}{1+m(n-1)} \quad (6)$$

式(5)和式(6)即为用桩土应力比  $n$  表示的桩、土荷载分担比。

当褥垫厚度  $\Delta H=0$  时,桩、土应力比很大,如图3(a)所示,在软土中桩、土应力比  $n$  可以超过100,桩分担的荷载相当大。

当  $\Delta H$  很大时,参看图3(b),桩、土应力比  $n$  接近于1。此时桩的荷载分担比很小,并有  $\delta_p \approx m$ 。

表1给出了不同荷载水平,不同褥垫厚度桩荷载分担比  $\delta_p$  的变化情况,可以看到,桩、土荷载分担与褥垫厚度密切相关。

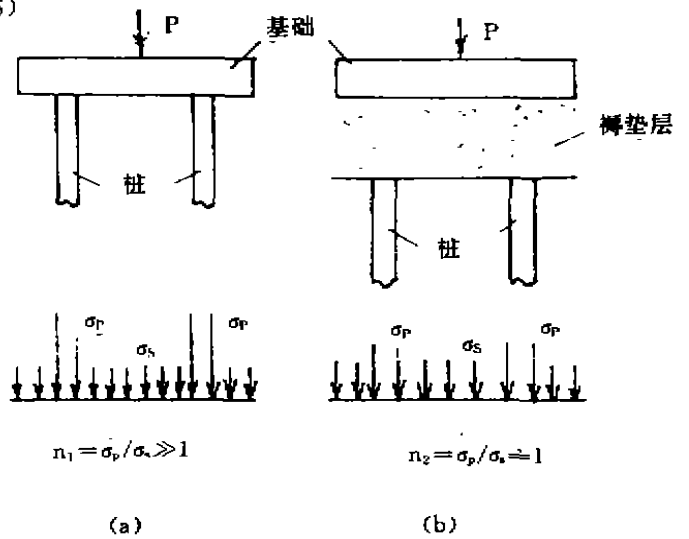


图3 桩、土应力比随褥垫厚度的变化示意图

桩承担荷载占总荷载百分比

表1

$P_p/P$ (%)	垫层厚度 cm	2	10	30	备注
20	荷载 kPa	65	27	14	桩长 2.25m 桩径 16cm 荷载板 1.05m × 1.65m
60		72	32	26	
100		75	39	38	

(三)减少基础底面的应力集中

当褥垫厚度  $\Delta H=0$  时,桩对基础的应力集中很显著,和桩基础一样,需要考虑桩对基础的冲切破坏。

当  $\Delta H$  大到一定程度后,基底反力即为天然地基的反力分布。

桩顶对应的基础底面测得的反力  $\sigma_{RP}$  与桩间土对应的基础底面测得的反力  $\sigma_{RS}$  之比用  $\beta$  表示 ( $\beta = \sigma_{RP}/\sigma_{RS}$ ),  $\beta$  值与褥垫厚度  $\Delta H$  的变化如图4所示。当褥垫厚度大于10cm时,桩对基础底面产生的应力集中已显著降低,当  $\Delta H$  为30cm时,  $\beta$  值已经很小。

(四)调整桩、土水平荷载的分担

CFG桩主要传递垂直荷载,当基础承受水平荷载时,桩、土是如何参与工作的,特别是CFG桩不配筋,桩在水平荷载作用下会不会断裂,会不会影响建筑物的正常使用,常是设计最关心的问题。

1. 桩、土水平荷载的分担

当褥垫厚度  $\Delta H=0$  时,基础受垂直荷载  $P$  和水平荷载  $Q$ ,如图5所示。桩在荷载  $P$  作用下,桩的荷载分担比  $\delta_p$  很大,而土的荷载分担比  $\delta_s$  很小。

在无埋深条件下,荷载  $Q$  传到桩上的水平力为  $Q_p$ ,传到土上的水平力为  $Q_s$ ,并有

$$Q = Q_p + Q_s \quad (7)$$

$$\text{又 } Q_s = \mu P_s \quad (8)$$

式中  $P_s$ : 桩间土分担的荷载

$\mu$ : 基础和土之间的摩擦系数,  $\mu$  多在 0.25~0.45 之间变化。

由于  $\Delta H = 0$  时  $P_s$  很小, 则  $Q_s$  也很小, 此时水平荷载主要由桩来分担,  $Q_p$  很大, 如图 5(a)。

当褥垫层厚度  $\Delta H$  增大到一定数值时, 作用在桩顶和桩间土上的剪应力  $\tau_p$  和  $\tau_s$  相差不大, 桩顶受的剪力  $Q_p = m A \tau_p$  ( $m$ —面积置换率,  $A$ —基础面积,  $\tau_p$ —桩顶剪应力) 占水平荷载  $Q$  的百分比大体与面积置换率  $m$  相当, 如图 5(b)。此时桩受的水平荷载很小, 水平荷载主要由桩间土承担。

### 2. 单桩水平荷载试验分析

图 6 中曲线 1 和 2 是桩顶无垂直荷载条件下水平荷载试验结果, 当水平荷载  $Q$  达到某一数值时, 比如 4~5kN, 桩的水平位移急剧增加, 此时桩已破坏。

曲线 3 是桩顶施加 30kN 垂直荷载条件下的水平静载试验结果, 与曲线 1 和曲线 2 不同, 当水平荷载加到 4~5kN 时, 桩并未发生破坏, 随着水平荷载的增加,  $Q-u_p$  曲线仍呈非线性发展。由此可知, CFG 桩复合地基中的桩, 由于桩顶作用着垂直荷载, 桩抵抗水平荷载的能力要比自由单桩水平承载力大得多。

### 3. 复合地基水平荷载试验

图 7 给出了基础受水平荷载  $Q$  时, 不同褥垫厚度桩顶水平位移  $u_p$  和水平荷载  $Q$  的关系。图中(a)基础埋深 30cm; (b)埋深 15cm; (c)无埋深。

试验表明, 褥垫厚度越大, 桩顶水平位移越小, 即桩顶受的水平荷载越小。大量工程实践和室内外试验

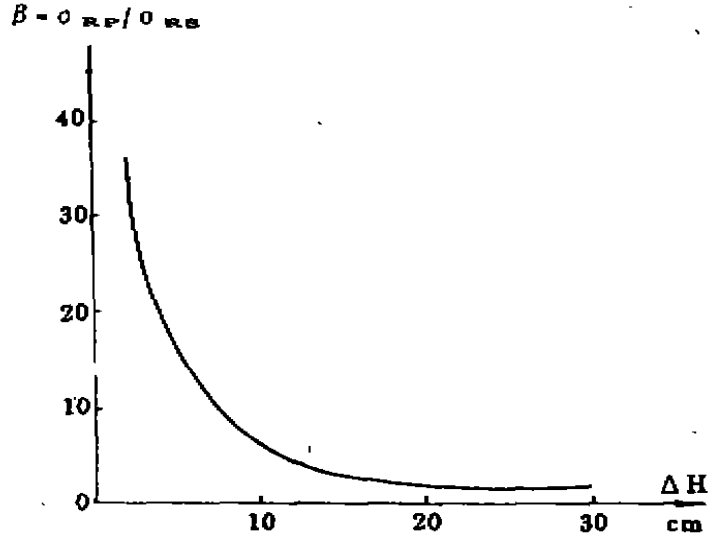


图 4  $\beta$  与垫层厚度关系曲线

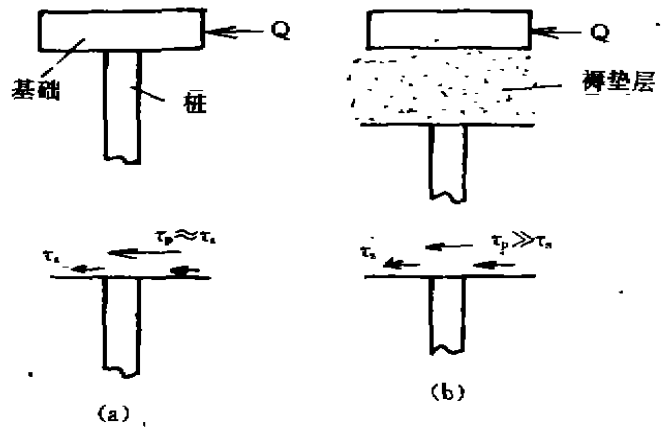


图 5 桩、土剪应力示意图

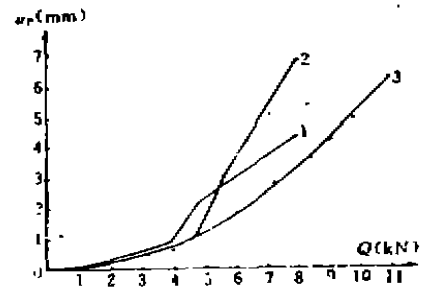


图 6 单桩  $Q-u_p$  曲线

表明,褥垫厚度不小于 10cm,桩体不会发生水平折断,桩在复合地基中不会失去工作能力。

(五)桩的最大轴力作用点不在桩顶处

桩基中桩与承台刚性连接,正常情况下,受垂直荷载后桩顶的沉降、桩间土表面的沉降以及承台的沉降都相等。桩顶以下桩各个部位的位移都大于相应部位土的位移。桩侧土体对桩产生与桩位移方向相反的侧阻力,即正摩擦力。桩的最大轴力作用点就在桩的顶部。

CFG 桩复合地基则不同,任一荷载下桩顶的沉降,桩间土表面的沉降以及基础的沉降均不相同,如图 8 所示。

在某一深度  $z_0$  范围内,土的位移大于桩的位移,参看图 9 和图 10,土对桩产生的是方向与桩沉降方向一致的摩擦力,即所谓的负摩擦力。

$z_0$  处桩的位移和土的位移相等,该断面所处位置为中性点。当  $z > z_0$  时,桩的位移大于土的位移,土对桩产生的是与桩的位移方向相反的侧阻力,即正的摩擦力。在中性点以上,即  $z < z_0$ ,桩的轴向力随深度增加而增大,中性点以下,即  $z > z_0$ ,桩的轴力随深度增加而减小。桩的最大轴力就在中性点处。

需要着重指出的是,由于褥垫层的设置,无论桩端落在软土层或硬土层,从加荷一开始就存在一个负摩擦区。

桩基中某些特殊情况下,比如桩穿越欠固结土层或由于土性的变化,也可以引起土对桩的负摩擦作用。对桩基,负摩擦对桩的承载能力产生不利的影响。而 CFG 桩复合地基土对桩的负摩擦作用,对复合地基并非有害,它对提高桩间土的承载力、减少复合土层的沉降变形起着有益的作用。

褥垫层的合理厚度

由前面的讨论可知,褥垫厚度过小,桩对基础将产生很显著的应力集中,需要考虑桩对

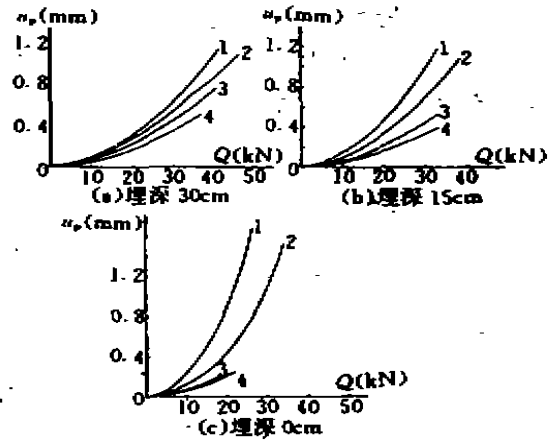


图 7 不同  $\Delta H$  的  $Q-u_p$  曲线

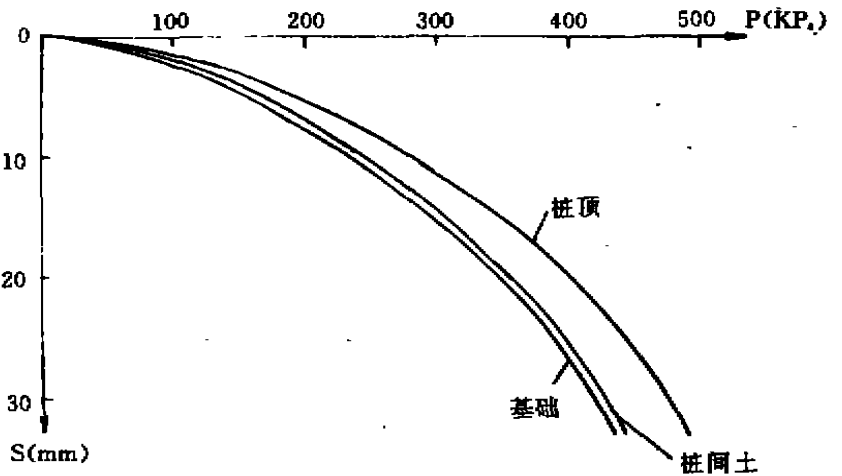


图 8 桩、土及基础  $P-S$  曲线

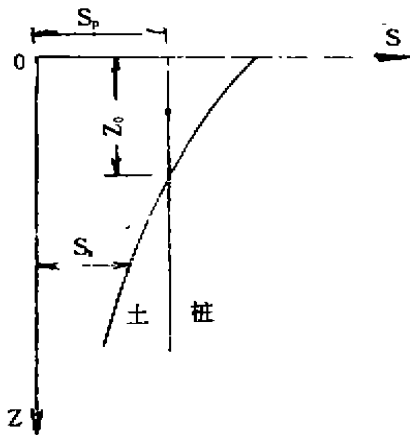


图9 不同深度处桩、土位移

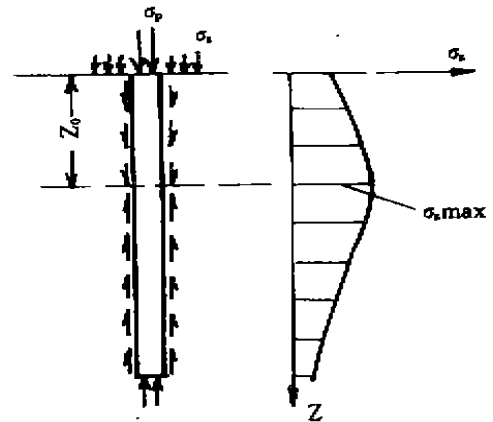


图10 桩轴力随深度变化示意图

基础的冲切,势必造成基础加厚。如果基础承受水平荷载作用,可能造成复合地基中桩发生断裂。

若褥垫厚度过小,桩间土承载能力不能充分发挥,要达到设计要求的承载力,必然要增加桩的数量或桩长,造成经济上的浪费。唯一带来的好处是建筑物的沉降量小。

褥垫层厚度大,桩对基础产生的应力集中很小,可不考虑桩对基础的冲切作用,基础受水平荷载作用,不易发生桩的折断。

褥垫厚度大,桩间土的承载能力可以充分发挥,若褥垫厚度过大,会导致桩、土应力比  $n$  接近或等于 1。此时桩承担的荷载太少,实际上复合地基中桩的设置已失去了意义。这样设计的复合地基承载力不会比天然地基有较大的提高。而且建筑物的变形也大。

综合以上分析,结合大量的工程实践的总结,即考虑到技术上可靠、经济上合理,褥垫层厚度取 10~30cm 为宜。

## 褥垫层施工

褥垫层所用材料多为碎石、级配砂石,限制最大粒径一般不超过 3cm,或粗砂,中砂等。褥垫厚度由设计给定。

桩头处理后,桩头和桩间土处在同一平面,褥垫层虚铺厚度按下式控制:

$$h = \frac{\Delta H}{\lambda} \quad (9)$$

式中  $h$ : 褥垫层虚铺厚度

$\Delta H$ : 褥垫层设计厚度

$\lambda$ : 夯填度,一般取 0.87~0.9

虚铺后多采用静力压实,当桩间土含水量不大时,亦可夯实。但桩间土含水量较大时,特别是对灵敏度较大的土,要注意施工扰动对桩间土的影响,以避免产生橡皮土。

褥垫层的宽度比基础宽度要大,其宽出的部分不宜小于褥垫层的厚度。

## 结语

通过以上的讨论可知,CFG 桩复合地基中褥垫层具有保证桩、土共同承担荷载、减小基

基础面应力集中、调整桩、土荷载分担 和减少桩顶水平应力集中的作用,由于褥垫层的设置,使复合地基中桩的最大轴力作用点不在桩的顶部。

### 参考文献

1. 闫明礼,杨军等,CFG 桩复合地基试验研究,中国建筑科学研究院地基所研究报告,1992. 8。
2. 闫明礼,杨军等,CFG 桩施工工艺及其配套技术的研究,中国建筑科学研究院地基所研究报告,1992. 11
3. 黄熙龄,闫明礼,小桩复合地基试验研究,海峡两岸土力学及基础工程土工技术学术研讨会论文集,1994. 10。
4. 闫明礼,刘国安.复合地基中桩型的合理选用;海峡两岸土力学及基础工程土工技术学术研讨会论文集,1994. 10。
5. 闫明礼,吴春林、杨军,CFG 桩复合地基设计,中国建筑科学研究院地基所,1995。
6. 吴春林,CFG 桩及其复合地基特性的研究,中国建筑科学研究院研究生毕业论文,1990. 9。

---

## 浙江大学岩土工程研究所土工实验室简介

浙江大学岩土工程研究所土工实验室长期从事土工试验的科研、教学和生产实践活动。该实验室具有高水平、素质良好的科研、实验队伍,并拥有国际先进水平的实验设备,实验资产达二百多万元,能够从事室内外各种土工实验。

该实验室拥有水平先进的进口多功能三轴仪和共振柱仪,以及多台静三轴仪、固结仪、高压固结仪、直剪仪和渗透仪等常规室内土工仪器,还拥有土工合成材料的多种测试仪器,可进行如下试验项目:

1. 常规室内土工试验;
2. 应力路径试验;
3. 土的动强度、阻尼比、动模量等动力特性试验;
4. 特种土的土性指标测试,如膨胀土等;
5. 塑料排水带、土工织物、高强度塑料网等土工合成材料的测试;
6. 现场测试;

该实验室位于浙江大学第五教学楼内,实验室主任:李明远副教授。联系地址:310027,浙江大学土木工程研究所;联系电话:0571-5172244-2319、7951009、7990394(宅)、传呼:7056789-19507;联系人:陆江。



## 抗拔桩基础(续四)

刘祖德

(武汉水利电力大学 武汉 430072)

### 4 嵌岩式锚桩基础

#### 4.1 概述

就嵌岩式锚桩的广义分析来说,应该包括一定深度软土覆盖层和一定深度岩石地基中锚桩的整体应力分析和稳定分析。但是与岩基相比,软土覆盖层的强度相对地很微小,而变形模量也很低。一根锚桩中,在嵌岩段内担负着抗拔力的绝大部分,并且在达一定上拔位移量时,软土中桩—土界面摩擦阻力发挥极少。所以本节着重在讨论岩基锚桩,即使岩面以上有深厚覆盖层时,也将其视为一种压重作用。在土中的一段锚桩也就被视为不负担侧摩阻力的自由段。显然,这样处理偏于安全。

另一方面,岩石锚杆的应用领域很广,涉及稳定岩石边坡、支承挡墙背后土压力,稳定隧洞围岩等各种工程问题。本节不拟讨论一般意义上的岩石锚杆问题,而着重研究按常规施工方法制成的钻孔灌注锚桩和人工掏挖成孔后插筋灌注水泥砂浆成桩的锚桩。

#### 4.2 破坏形态及其机理

岩石中锚桩可能出现下列一种或几种形式的破坏或断裂:

1. 沿着锚筋与周围混凝土的结合处破坏;
2. 沿着地基岩石与锚桩混凝土侧表面的结合处破坏;
3. 由于地基岩体的剪切或拉裂破坏;
4. 由于锚筋强度不足的破坏;
5. 由于锚桩混凝土强度不足产生的压碎或拉裂破坏。

各种因素既是独立的,又是相互联系和相互影响的。应该分析对各种可能的破坏进行单独校核验算,判断它是否能安全地承受设计荷载,并且还要正确估价施工方法微小细节的影响。

##### 一、荷载传递规律

从岩石力学的观点来看,最关心的是上述破坏形式中的第2和第3种。因此先研究一下沿整个锚桩侧壁与地基土结合处应力分布的变化规律,它取决于一系列复杂的因素。

一般说来,随着上拔荷载的增加,结合应力的最大值总是从岩面开始出现而后逐渐移向锚桩的下端,以渐进性方式发生逐步滑移并不断改变着结合应力的分布规律,沿锚固长度以类似于摩擦桩的方式转移结合应力。

如果从弹性理论出发则得不到上述规律。据 Coates 和 Yu 的有限单元法分析结果知:弹

性介质中理想锚桩侧壁桩—土结合应力的分布取决于锚桩弹模( $E_s$ )与地基土弹模( $E_s$ )之比。比值愈大(也即地基愈软),应力分布愈均匀。这样可以简单地求解结合应力值 $\tau$ 。设嵌岩长度为 $L_R$ ,直径为 $d$ 的一个圆柱形锚固区,平均工作结合应力为 $\tau$ ,则锚杆荷载 $P$ 为:

$$P = \pi \cdot d \cdot L_R \cdot \tau \tag{4-1}$$

这是一种过于理想的情况,必须使桩壁与基土的交界面上不存在任何局部脱离(剥离)、滑移,而且岩体中不存在任何节理裂隙。事实上却并非如此。因此,弹性理论分析中对这些物理现象的处理无能为力。

例如:由 Coates 和 Yu 算得的沿锚桩长度结合应力 $\tau$ 的理论变量为锚桩与地基的模量比 $E_s/E_s$ 的函数,所得 $\tau$ 分布图见图 4-1。而由于上层岩体渐进性的破坏所产生的 $\tau$ 分布图见图 4-2。

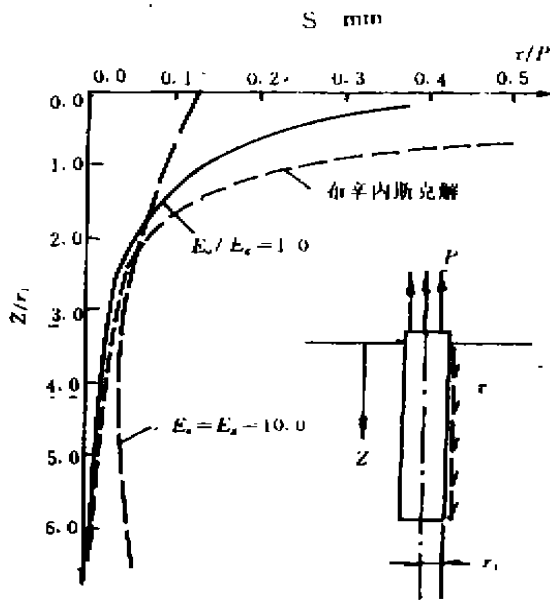


图 4-1 理论上的 $\tau$ 分布

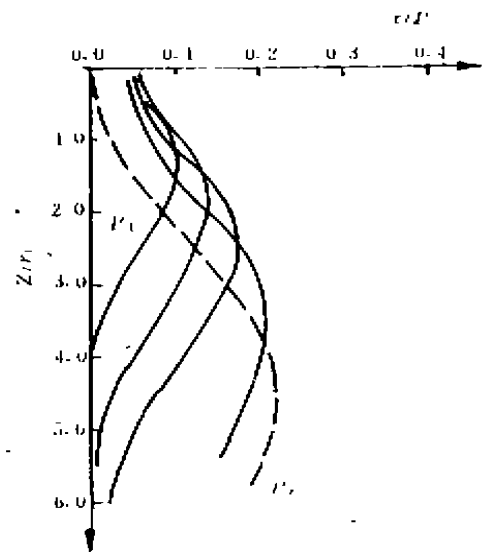


图 4-2 实际的 $\tau$ 分布

在相当细长的锚桩情况下,浅层处的锚桩壁还会与周围岩石完全剥离(脱开),所以在相当大的深度内可出现 $\tau$ 趋近于零的情况。上拔荷载愈大,该深度也愈大(图 4-2)。岩石与混凝土之间的结合力要略小于岩石与水泥灌浆间的结合力。

### 二、破坏形态

在校核了锚筋的抗拔能力和岩石与锚桩界面的结合力之后,余下的就是要校核锚桩地基的破坏可能性。锚桩深度的选择就是要保证岩体不发生破坏,特别是对于锚桩为垂直的情况。锚桩可以是单独地或成群地起作用。这两种情况都要考虑。一般都是首先考虑一个倒置的岩石锥被拔出的破坏模式,如图 4-3 所示。这通常出现在各向同性完整岩石中锚桩拔出的情况。

在各向异性岩石中的破坏面与各向同性岩石中者有多大区别,这主要取决于岩石层面和结构面(如节理)的方向、频数(密度)、胶结物、充填物等;也取决于锚桩埋置的相对方向和施加荷载的方向。一般对于具水平层面的水成岩中埋设有竖直的锚桩,上拔时岩体破裂面基

本上与各向同性岩石中的属相似的类型,只是破裂面倾角有所不同。例如,四川成渝线一带输电杆塔基础中的锚桩,埋在具水平层面的红色砂岩中,在现场上拔试验中观测到破坏基本上沿水平层面呈掀盖子式发生。破裂面为台阶型的,不形成规正的锥形破裂面。但这些台阶总体上又形成一个倾角较小的平坦锥型破裂面,如图4-4所示。

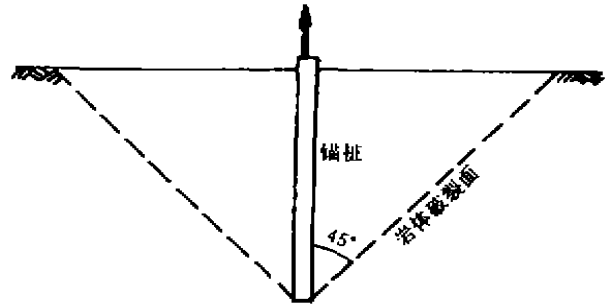


图4-3 各向同性岩石中锚桩拔出的理想岩锥形式

上述现象 Brown, Hobst 和 Zajic 等也都证实了这点。Littlejohn 等在沉积岩中还发现锚桩埋深过大时,不可能在桩的整个长度上都发生倒锥形岩体破坏。它只可能带动较小深度内的岩体一起破坏(如1.5m深度之内)。在该深度之下的桩段上,破坏就出现在混凝土(或砂浆)与岩石的结合面上。

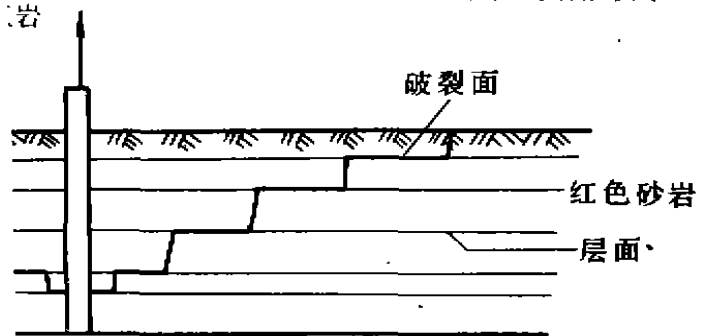


图4-4 四川红色砂岩中锚桩上拔破坏形态

锚桩布置得比较密,则也不可能每个桩都形成完整的倒锥形破裂面。

因为受力岩体的重叠必然引起应力叠加和各桩破裂面相互干扰的现象,从而形成小锥体群破裂面,如图4-5所示。

### 4.3 锚桩的基本型式及其抗拔承载力计算

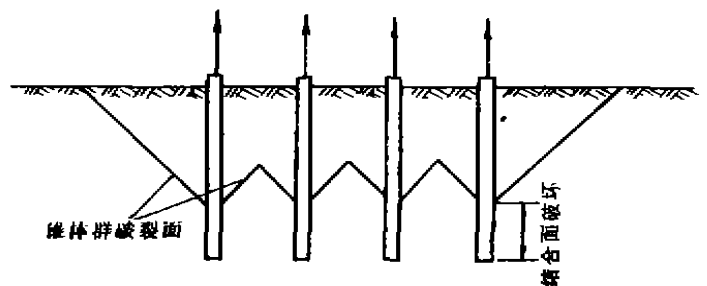


图4-5 锚杆群理论破坏岩石锥体相互影响

通常岩石地基中的锚桩基本上都采用灌注桩的型式。它由插入岩石钻孔中的钢筋束和灌注水泥砂浆所组成。钢筋束可采用钢棒、钢丝或钢索。在岩石中也可将型材(上部结构的一个连续部分,如铁塔的腿)直接插入岩孔。施工中有时还在灌浆之前,用机械的方法使锚桩中部和底部扩大,形成各种扩头形式。

#### 一、灌注式锚桩的型式

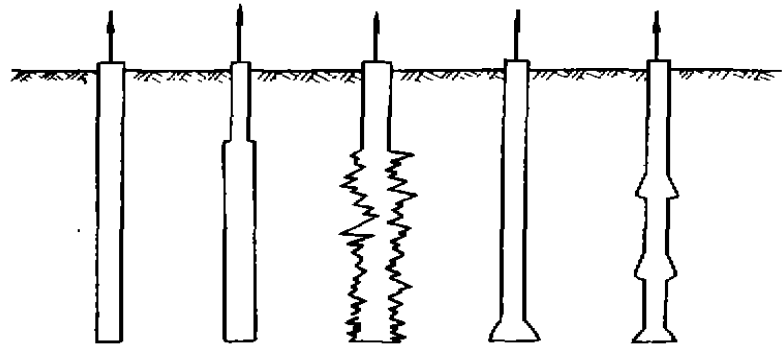
灌注式锚桩主要有以下几种型式,见图4-6。

##### (一)重力式注浆直轴式锚桩(图4-6,a)

它的特点是灌注浆从地面不加压直接或通过导管注入地锚坑。在岩石或很坚固的粘土中这种锚桩使用得较多。

##### (二)低压注浆锚桩(图4-6,b)

在安装时进行压力注浆。而且注浆压力至少需达到或超过上覆土层自重压力。由于浆液在压力作用下渗入四周岩石的裂缝或细孔中,因此能明显地增加锚桩的有效直径。在有裂纹的岩石和软岩土这种锚桩使用较多。



(a) 直轴式 (b) 低压灌浆式 (c) 高压灌浆式 (d) 单扩头式 (e) 多节扩头式

图 4-6 各种灌注式锚桩

(三) 高压注浆锚桩(图 4-6, c)

用高压注浆的办法使岩石产生裂纹,并使之充满浆液,以增大锚桩底端的有效直径,从而使锚拉极限承载力大大提高。

(四) 再次灌注的锚桩

其特点是在低压注浆锚桩中预留一根高压注浆管,如果在地锚埋设和试验中发现承载力不够时,可以通过高压注浆管进行再次注浆。

(五) 单扩头或多节扩头形锚桩(图 4-6d, 及-e)

这是一种不加压的重力式地锚,但埋设时在岩土中用机械的方法形成单节或多节扩头,以便增加锚桩的抗拔能力。在软岩和较硬粘土中这种锚桩用得较多。

由于灌注式锚桩形式多种多样,所以除上述两种破坏形态(即倒锥体破坏和沿岩土—混凝土或砂浆交界结合面破坏)以外,与土中灌注桩一样,在某些岩石埋藏条件下,也可能出现由扩大头极限抗拔力所决定的局部剪切破坏形式。

二、嵌岩灌注桩地锚的抗拔能力

在岩石中灌注式锚桩的埋设方式一般都是先钻孔,然后置入钢筋束并进行灌注混凝土或砂浆。虽然图 4-6 所示的各种灌注式锚桩型式都可用在岩石地基中,但实际上最常见的是直轴式或低压注浆式两种。迄今为止,工程界仍认为对岩石中灌注桩地锚的抗拔能力仍只能作粗略的估算。只有通过现场验证试验才能得出确切的破坏形态和较符合实际的锚桩抗拔能力。

在岩石中的灌注式锚桩实际上也是一种直径较小、入岩深度较浅的钻孔灌注桩基础,所以,可直接套用土中抗拔桩的极限承载力公式来进行计算。其抗拔力来自桩侧面阻力和端部阻力。其中端部阻力产生于底端混凝土与岩石的结合力。考虑到与清理钻孔底面有关的施工问题,一般比较保险的做法是忽略端部结合力的作用。

如上所述,侧面阻力产生于混凝土与孔壁间的粘结力。在上拔时产生负泊松效应,使岩石中锚桩径向收缩。根据弹性力学计算,岩石中锚桩上拔时混凝土与孔壁间的粘结力约减少 30%。实际上,这个数字也并非绝对可靠,还需要作必要的现场试验加以验证。

对岩石中直轴式灌注桩地锚,其抗拔承载力的计算公式为

$$P_u = \pi d \int_0^{D_{\text{rock}}} 0.7\tau_s(z) dz \quad (4-2)$$

式中  $P_u$ ——抗拔极限承载力(即桩的极限侧阻力);

$d$ ——钻孔直径;

$D$ ——锚桩入岩层深度；  
 $\eta$ ——外力和锚桩轴线之间的夹角；  
 $\tau_b$ ——锚桩侧壁与岩石的粘结强度；  
 $D/\cos\eta$ ——锚桩长度(即  $L$ )。

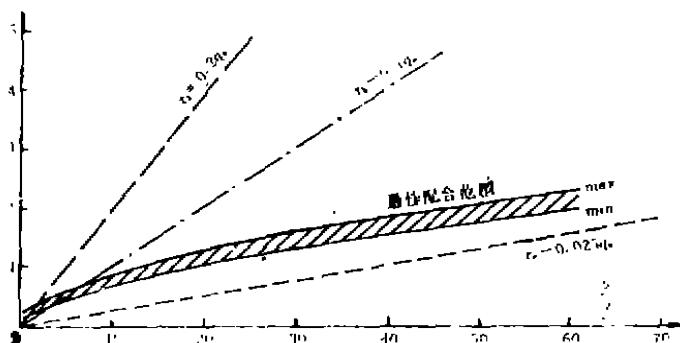


图 4-7 岩石孔壁与灌注桩壁间的粘结强度

锚桩与岩石孔壁粘结强度的计算可由图 4-7 查得。这些数据表明：当混凝土的抗压强度 ( $f_c$ ) 比岩石单轴抗压强度 ( $q_u$ ) 小时、粘结强度  $\tau_b$  约为  $0.05f_c$ ；反之，粘结强度约为  $0.05q_u \sim 0.2q_u$ ，其中较大的值对应于较弱的岩石。最大承载力时锚桩的滑移量不超过 10mm。

在锚桩比较短的情况下，不可能精确估算沿深度  $\tau_b(z)$  的分布规律，只能由经验确定整个锚桩入岩深度内平均的桩壁—岩石粘结力  $S_r$ 。这样，锚桩的极限抗拔力由下式确定：

$$P_u = \pi d L S_r \tag{4-3}$$

式中  $P_u$ ——极限抗拔力；

$d$ ——锚桩的直径；

$L$ ——锚桩嵌岩深度；

$S_r$ ——单位结合表面上的平均桩壁—岩石粘结力，即平均侧壁阻力。各种岩石  $S_r$  值的一些典型数值见表 4-3。

岩石种类和强度特性与  $S_r$  关系

表 4-3

岩石种类	试验号	无侧限抗压强度 $q_u$ (MPa)	锚桩侧壁阻力 $S_r$ (MPa)
页岩或泥岩	50	0.35~112.6	0.12~3.1
砂岩	8	7.0~24.5	0.53~6.7
石灰岩或白垩	17	1.05~7.0	0.12~3.0
火成岩	4	0.35~10.5	0.13~6.4
变质岩	8		0.48~1.9

加拿大 Adams 等人为确定岩石和灌注桩间的粘结力进行了长期的大量的现场试验，认

为岩石和灌注桩间极限粘结强度应是两者中较小抗剪强度的函数。美国 R. G. Horvath 和 T. C. Kenney 也持与此类同的观点,提出了桩柱侧壁阻力与上述两者中较小抗剪强度材料之无侧限抗压强度  $f_w$  (即  $q_u$ ) 的关系式为

(1)对于较大直径( $\Phi 400\text{mm}$  以上)的地锚:

$$S_r = (0.66 \sim 0.8) \sqrt{f_w} \quad (4-4)$$

(2)对于较小直径( $\Phi 400\text{mm}$  以下)的地锚:

$$S_r = (0.8 \sim 1.06) \sqrt{f_w} \quad (4-5)$$

上两式中强度单位均用  $10^5 P_a$ 。

图 4-8 为侧壁阻力与岩石无侧限抗压强度之间的关系。

图 4-9 为锚桩直径对侧阻力的影响。

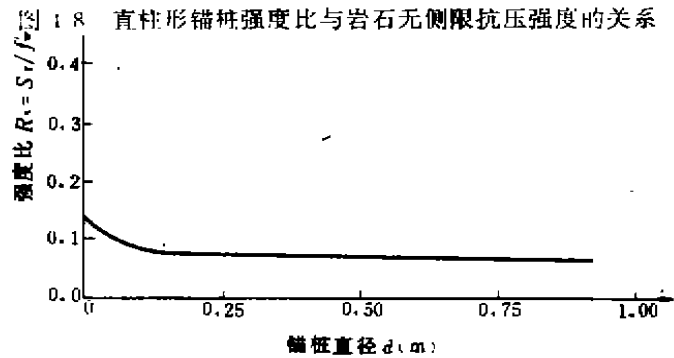
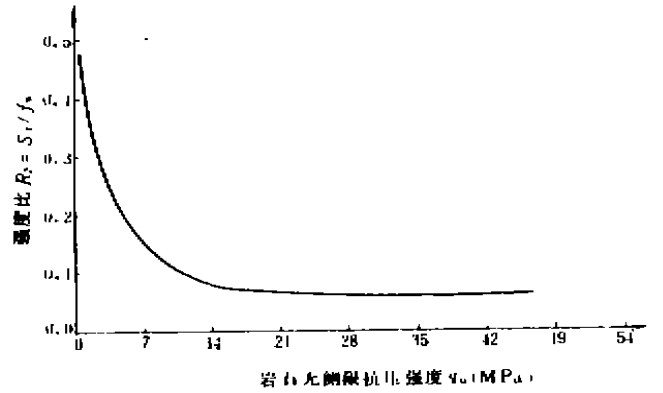


图 4-9 强度比与锚桩直径的关系

(续完)

## 《岩土工程丛书》简介

在建设部勘察设计司的指导和支持下,中国工程勘察协会组织全国各部门各地区有代表性的从事岩土工程生产、科研、教学的 300 多名教授、研究员和高级工程师,用先后六年时间编写出版了一套《岩土工程丛书》,由中国工程勘察大师、中国工程勘察协会第二届副理事长兼秘书长林宗元教授级高工担任主编,辽宁科学技术出版社出版。

### 该套丛书具有五个特点:

- ① 技术内容非常全面,各类型的勘察、设计、治理、监测、监理的方法,应有尽有,使读者一套在手,便可打遍天下。
- ② 涉及的部门、工程类型非常全,资料翔实,包含了国内外主要的技术标准和经验资料,具有指导性和可靠性,各部门从事岩土工程的同行均可开卷、有益。
- ③ 首次站在岩土工程学科角度写岩土工程,打破了部门界限,这为岩土工程教学提供了重要参考书。
- ④ 面向生产、信息量大、资料丰富、实用性强。
- ⑤ 编排格式简洁、科学,具有简明性和易查性。

(中国工程勘察协会 王长科)

# 沉管成孔挤密废碴桩 加固软弱土地基工法

邱贺然 刘朝仁

(廊坊市城市建设勘察院 廊坊市 102800)

本工法利用振动沉管碎石挤密桩机具,对管端进行改造,以建筑垃圾做桩体材料加固软弱土地基,经多种方法检测和工程实践,地基承载力可成倍提高,桩间土挤密效果好,是消纳城市建筑垃圾的良好途径,变废为宝,净化城市,具有较好的社会、经济和环境效用。1994年获廊坊市优秀成果一等奖,同年被省地基基础学术委员会评定为省级新工法。95年10月被省建委评为科技进步二等奖。

## 工法特点

1. 本工法沉管成孔,排土挤密桩间土;
2. 管外投料,投入碴土后,在大能量的振动锤强制振冲压作用下,桩体压缩密实,桩间土再一次被挤密;
3. 加固深度可以达到预定位置;
4. 工艺简单,施工程序简化,操作容易,便于推广;
5. 成桩时不需降水,桩料廉价,可降低工程造价。

**适用范围:**本工法适用于饱和的粉细砂、粉土、粉质粘土、杂填土。建筑物基底平均反力设计值不大于250kPa的地基可选用本工法。采用本工法,即能提高地基强度,又能消除基土液化,改善地基整体稳定性,减少地基的沉降。

**工艺原理:**沉管成孔振动挤密废碴桩,利用沉管碎石桩机具,设计一个活络式变径桩尖如图1。先用锐头成孔,从孔外依次倒入碴土,再用平头托盘依次把碴土振动冲压成桩,在成桩过程中,首先是沉管排土挤密桩间土,投入碴土后,在振动锤强制振动冲压作用下,使碴土密实成桩,桩体压缩密实使桩径扩大,桩间土再一次被挤密,桩体与被挤密的桩间土形成复合地基,达到提高地基承载力,消除地基土液化目的。

## 设计要点

### 1. 桩体材料

\* 参加试验研究人员:刘朝仁、邱贺然、卢宝庆、谢昌、刘增义、岳承毅、刘振德、毕平兴、张文渭、张家琪等。

收稿日期:1995年6月

废碴桩体主要材料是建筑垃圾、碎砖、水泥块、房基土等,粗骨料,料径5~15cm,含量70%左右,细骨料以房基土为主,含量30%左右为宜。施工中不得把有机质废料投入孔中。

## 2. 桩的尺寸

(1) 桩径,沉管桩径一般用 $\Phi 377\text{mm}$ 或 $\Phi 400\text{mm}$ ,成桩可达 $\Phi 380\sim\Phi 410\text{mm}$ ,经挤密成桩直径可达 $\Phi 600\sim\Phi 700\text{mm}$ 。

(2) 桩长,根据设计要求确定,工程实践中桩长不大于9m为好。

(3) 桩距,废碴桩的间距应通过现场试验确定,在有经验的地区可由复合地基经验公式估算:

$$f_{s_{\mu}} = [1 + m(n-1)]\beta f_k$$

$f_{s_{\mu}}$ ——复合地基承载力标准值(kPa)

$f_k$ ——天然地基承载力标准值(kPa)

$\beta$ ——桩间土承载力提高系数(取1.1~1.5,根据土质情况而定)

$n$ ——桩土应力比,应根据试桩确定,在无实测资料时,对粘性土可取1.5~3,对粉土可取1.5~2.5,原土强度高取小值。上述参数确定后,置换率 $m$ 即可确定,由 $m$ 值确定桩距。

## 3. 单桩灌注量 $W$

$$W = \mu Q$$

式中  $Q$ ——桩孔几何体积( $\text{m}^3$ )

$\mu$ ——充盈系数,经验值一般取2.5~3.0,根据设计要求确定。

## 4. 布桩

桩位布置常用两种形式(一),等边三角形布置;(二)正方形布置。多用于大面积满堂加固,为保证加固区各桩体处于工作状态,减小由于软土侧向变形而引起沉降,加固区超出基础的宽度,每边放宽不应少于1~3排桩,如防止砂土液化时,每边宽度不宜小于处理深度的1/2,并不应小于5m。如为了加速排水固结,也可以用碎石桩间打,两根碴土桩,一根碎石桩如图2。

## 5. 垫层

废碴桩施工完毕后,为了调整桩土同步变形共同工作,排水畅通,加速基土固结,在基础底部与桩顶之间应铺设300~500mm厚碎石垫层。垫层分层铺设,用平板振动器振实。

## 施工工艺

沉管成孔振动冲压挤密废碴桩施工工艺包括三部分即成孔、填料、振动冲压挤密。

1. 成孔:将桩机就位,桩头对准桩位,启动振动锤,由钻头底部的活络桩尖破碎土层沉

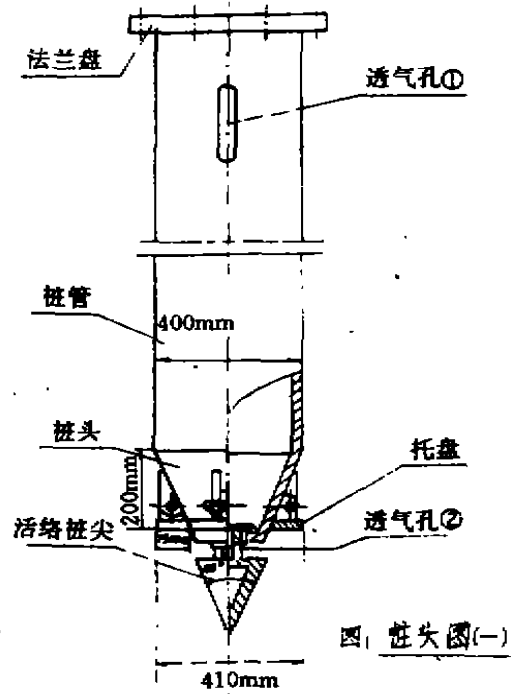


图1



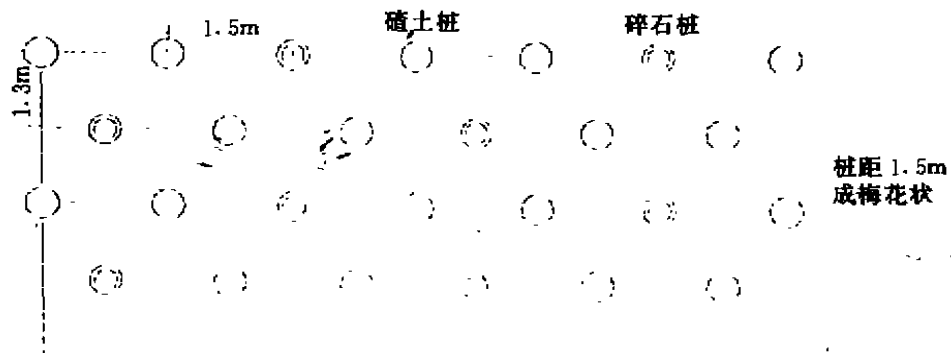


图2 废碴桩设计平面示意图

入土中,在成孔过程中,活络桩尖与桩尖本体合拢形成桩管内外封闭,迫使土体向周围和孔底挤压,使桩孔周围一定范围内颗粒间孔隙减小,抑制了孔隙水快速向孔内流动,保持了孔内瞬时干燥。在起拔桩管的过程中,桩尖和桩尖本体分开,空气经桩管内径进入桩孔底部,避免了因真空造成的缩孔、坍塌现象,保证了填料及冲压挤密废碴桩的形成。

2. 填料:建筑废碴桩复合地基主要材料是建筑垃圾,可根据建筑物特点及其对地耐力的要求,确定废碴桩的配合比,搅拌均匀。

填料方式:在管外依次填料,由托盘式活络桩头依次冲压到设计位置。

3. 振动冲压挤密:振动冲压挤密是本方法的主要工序,也是保证建筑废碴桩质量的主要环节。我们用冲压率  $k$  和挤密电流来控制,冲压率  $k$  也叫落实度,即为每次投料量入孔冲压后的厚度比率,它取决于场地工程地质条件和设计要求的质量标准以及渣土材料的组份含量。如令冲压度为  $H$ ,则它满足下式:

$$R = \sqrt{\frac{W}{H \cdot \pi}}$$

式中  $W$ ——每次投灌注量( $\text{m}^3$ )

$R$ ——渣土扩散半径( $\text{m}$ )

$H$ ——每次投料量入孔压密后的厚度( $\text{m}$ )

$$k = \frac{H \cdot \pi r^2}{W}$$

式中  $k$ ——为冲压率

$r$ ——桩孔半径( $\text{m}$ )

渣土桩扩散半径根据设计要求确定,由此可计算出灌注量和冲压率,继而求出冲压后的厚度。在施工中冲压高度用倍数累计,用标尺控制,基数为计算的冲压厚度  $H$ ,可按  $nH$  依次进行。最后  $n$  盘料视情况可多次压密。

施工中控制桩体质量的另一个参数,是挤密电流,挤密电流与地基阻力有关,地基阻力大,电流大,地基阻力小,电流小。一般地基承载力  $80 \sim 150 \text{kPa}$ ,沉管挤密电流  $50 \sim 60 \text{A}$ ,地基土经挤密后阻力增大,挤密电流也随之增大,根据实践经验,地基承载力  $220 \sim 300 \text{kPa}$ ,挤密电流可达  $70 \sim 100 \text{A}$ 。

#### 4. 打桩顺序

尽可能采取接近梅花型的插打法,施工推进先打第一排的各桩,接着向前推进隔一排打第三排的各桩然后再退回一排打第二排各桩,以此类推。如图3打桩顺序图。

## 质量标准

1. 碴土应以建筑垃圾为主,不得含有机物。
2. 施工的投料量不得小于设计灌注量的95%。
3. 桩位偏移不得大于1个桩径。
4. 桩体垂直度偏差不应大于1.5%。
5. 施工中如实填写记录表,是检查桩体质量的重要依据。

### 质量检验:

1. 废碴桩复合地基的检验大体与检验砂石桩复合地基工法相同,重点检验桩深、填料量、测试桩体强度及桩间土挤密效果。

2. 一般工程可采用动力触探、标准贯入试验、静力触探等方法综合评定。重点工程宜进行载荷试验。

3. 检测点数量应略多于2%,如不能满足设计要求,应采取压桩或加桩措施。

4. 检测时间宜在施工结束15天以后进行。

## 技术经济效益

1. 沉管成孔挤密建筑废碴桩,以建筑垃圾为材料,可就地取材,只需投入点加工费。一般比碎石桩可降低成本15%~20%。

2. 挤密和冲压振密效果显著,地基土经过挤密后,地基承载力和相对密度均有显著增大,土性有明显改善,根据荷载试验表明,加密前地基承载力小于110kPa,而加密后复合地基承载力可超过250kPa,砂性土地基,在地震基本烈度8度时,能满足不发生液化的要求。

3. 桩机灵活,移动和操作方便,工艺结构和施工程序简单,便于广泛使用。

## 工程实例

管道局廊坊基地新六生活区4号、5号宿舍楼,六层砖混结构,场地土的类型为中软场地土,建筑场地类型为Ⅲ类,地下水位1.5m,在地震基本烈度为8度时,场地为中等液化,地层松散,土质变化较大,设计要求地基承载力提高到180kPa,消除场地土液化影响。

场地原为廊坊市第二建筑公司构件厂旧址,建筑垃圾堆积如山,垃圾的成份多为水泥碎块、砖瓦碎块等,为了消纳垃圾,降低工程成本,经反复对比,地基处理采用挤密废碴桩复合地基方案,设计参数如下:

- (1) 桩径,桩管用 $\Phi 400\text{mm}$ ,桩头 $\Phi 410\text{mm}$ ,经冲压挤密后桩径 $>600\text{mm}$ ,冲压率0.37;
- (2) 桩深7.5m;
- (3) 桩距1.5m;
- (4) 单桩灌注量 $2.7\text{m}^3$ ;
- (5) 地基加固范围,自基础边缘,每边放宽不小于3m;
- (6) 布桩方式:按正三角形布设,排距1.3m,桩距1.5m,考虑到场区水位浅,基土含水量

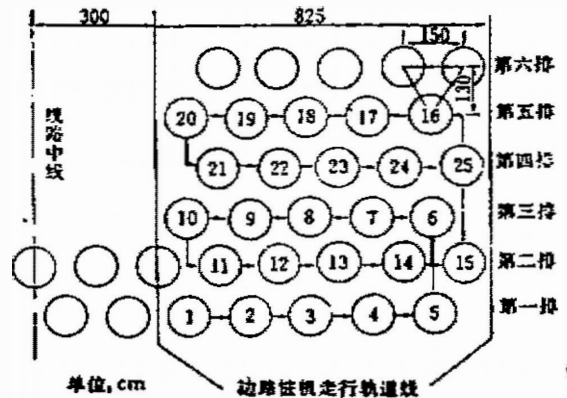


图3 打桩顺序图

高,为了加速基土排水固结,采取每排两根废碴桩,一根碎石桩间打,形成梅花状。施工后根据测试资料,地基处理前后土的物理力学指标变化如表1。

标准贯入试验与土工试验

表1

土的类别	土性指标	4号楼			5号楼		
		实测值		参数增减结果	实测值		参数增减结果
		处理前	处理后		处理前	处理后	
①粉	e	0.797	0.642	减少0.155	0.769	0.707	减少0.062
	$\omega\%$	28.3	23.6	减少4.7	28.9	24.0	减少4.9
	$I_L$	1.03	0.39	减少0.64	1.46	0.38	减少1.08
	$\alpha^{1-2}$ (MPa) <sup>-1</sup>	0.15	0.10	减少0.05	0.12	0.11	减少0.01
	$P_s$ (MPa)	4.4	9.08	提高4.68	4.4	8.8	提高4.4
	$N_{63.5}$ (击)	6.2	18.2	提高12	8.5	20.2	提高12.2
②粉质粘土	e	0.798	0.777	减少0.021	1.16	0.930	减少0.23
	$\omega\%$	28.4	26.8	减少1.60	40.9	36.4	减少4.5
	$I_L$	0.49	0.40	减少0.09	0.58	0.11	减少0.47
	$\alpha^{1-2}$ (MPa) <sup>-1</sup>	0.43	0.22	减少0.21	0.38	0.19	减少0.19
	$P_s$ (MPa)	1.34	2.8	提高1.46	1.34	1.57	提高0.23
	$N_{63.5}$ (击)	3.7	11.30	提高7.6	4.5	13	提高8.5

由表1可见,场地加固后土的物理力学指标显著变好。根据荷载试验表明,加固前地基承载力标准值120kPa,固后地基承载力达210kPa以上,复合地基承载力标准值>270kPa,满足了设计要求。

4号、5号宿舍楼建成后,地基稳固,无异常现象。该项成果1994年2月在廊坊市通过专家鉴定,认为该方法,桩头设计新颖,工艺先进,具有国内同行业先进水平。

# 浅谈西安饱和黄土处理方法\*

答月稳

(郑州铁路局西安研究所 西安 710054)

[摘要]本文叙述了饱和黄土地基处理的现状,介绍一组用水泥搅拌桩加固饱和黄土地基的试验结果,并分析了水泥搅拌桩复合地基在西安地区的应用前景。

## 前言

西安是湿陷性黄土地区,为消除湿陷性黄土的湿陷性,自60年代中期在西安试验成功用灰土挤密桩处理,并广泛用于工业与民用建筑。西安地区近年来潜水位的大幅度上升,城区潜水位多在地表下3~8m之间。灰土挤密桩由于地下水位上升后土的含水量增大和灵敏性提高,拔管后缩孔、饱和条件下失去挤密作用,因此灰土挤密桩应用受到限制。粉煤灰混凝土灌注桩最近在一些饱和地基上应用表明,打桩的挤压作用使孔隙水压力上升地面隆起,使已成桩挤断,打桩的扰动作用使土的结构破坏,复合地基承载力很低。其他刚性桩费用较高,针对上述情况,采用水泥粉体深层搅拌桩加固饱和黄土地基具有独特的优点。它价格低廉、桩体强度根据灰量可以调整、对地基无扰动、复合地基承载力高、施工速度快。经试验,可用于高层建筑的地基处理。

## 西安地区饱和黄土的分布及工程特性。

西安地区地层分布有 $Q_4$ 黄土,马兰黄土( $Q_3$ ),离石黄土( $O_2$ )和午城黄土( $Q_1$ ),它们的形成年代及成因见表1。

表1

年代		黄土名称		成因		厚度
全新世 $Q_4$	近期	新黄土	新近堆积	次生黄土	以水成	杂填土
	早期					黄土状、高压缩性、大孔隙
晚更新世 $Q_3$	马兰黄土	老黄土	湿陷性黄土	原生黄土	风成为主	黄褐色、棕黄色、中至高压缩性、底部是棕红色古土壤
中更新世 $Q_2$	离石黄土		不具湿陷性			分布较厚、色杂、分布多层古土壤层
早更新世 $Q_1$	午城黄土					

近年来,西安南郊地下水位埋深在地表下6.6m;城区地下水位埋深在6.9~7.7m;北郊

\* 收稿日期:1995年7月

部分地下水位埋深约 2.0m。地下水上升后,使  $Q_3$  湿陷性黄土转变为高压缩性和低承载力的饱和黄土。因而西安地区饱和黄土主要分布在南郊(交大、铁路医院一带)、东郊、北郊(吊桥街)城区(大差市一带)等。综合这些地区的地层物理力学性质见表 2。

表 2

指标 地层	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\omega$ (%)	$\omega_L$ (%)	$I_p$	$I_L$	$e$	$E_s$ (MPa)	$C$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$f_s$ (kPa)
$Q_3$	1.7~ 1.88	26.3~ 30.4	30.6	12.2	0.984	1.073	3.61~ 4.6	17~ 20	14.6~ 22.6	70~ 110
马兰黄土( $Q_2$ )	1.8	32.5~ 35.3	31.5	11.4~ 12.4	1.3	1.04	2.3	24	14.5	70~ 110
古土壤层( $O_3$ )	1.97	25~ 27	29.7~ 30.6	11.4~ 12.4	0.64~ 0.84	0.725~ 0.84	4.1~ 7.4	22~ 25	17	140~ 200
离石黄土( $O_2$ )	1.997	24.71	29.7	11.38	0.603	0.707	6.09~ 8.6	17~ 66	20	180~ 300

西安饱和黄土的特征是,高压缩性,天然孔隙比在 1.0 左右,  $OCR < 1$ ,  $E_s = 2.3 \text{ MPa}$ ; 低强度,含水量为 32.5~35.3%,饱和度在 92%~96%,含水量达到液限含水量(31.53%),土呈软塑一流塑状,不排水抗剪强度平均为 35kPa,低者为 20kPa,触探  $P_s$  值为 0.2~0.6MPa,承载力标准值为 70~100kPa。高灵敏度,最大灵敏度指标  $S_r = 7.5$ ,因而  $Q_3$ ,  $Q_2$  黄土在饱和状态呈一定的软土性质。

### 目前采用的几种饱和黄土地基处理方法的效果分析。

西安地区采用灰土挤密桩处理湿陷性黄土,可使地基承载力从 130kPa 提高到 250kPa(已用于 19 层、高 59.7m 的高层建筑),具有造价低和施工速度快等优点。但是对饱和黄土地基,灰土挤密桩就失去挤密作用。目前采用碎石桩和素混凝土桩,经现场试验,效果不太理想。

#### (一) 碎石桩

碎石桩加固饱和黄土地基,其特点是造价低廉,但振冲方法对饱和黄土产生扰动,反而造成承载力降低。图 1 是东郊某地振冲碎石桩加固饱和黄土地基的静载试验资料。成桩 30 天后,同样载荷为 100kPa 的条件下,扰动后的桩间土沉降约为天然地基土的 7 倍。

北郊吊桥街低洼区用打入式沉管卵石挤密桩处理饱和黄土,桩长 7m,桩径  $\Phi 400 \text{ mm}$ ,桩距 1.42m,行距 0.85m,载荷试验资料见图 2。天然地基和复合地基的承载力几乎相同,为 125kPa,变形模量为 5.7MPa;没有达到承载力为 150kPa 的设计要求。

#### (二) 素混凝土灌注桩

打入式沉管灌注桩近年来也用于处理饱和黄土地基,灌注材料为素混凝土或粉煤灰混凝土,桩径  $\Phi 400 \text{ mm}$  左右。图 3 是采用打入式沉管粉煤灰灌注桩处理饱和黄土地基的静载

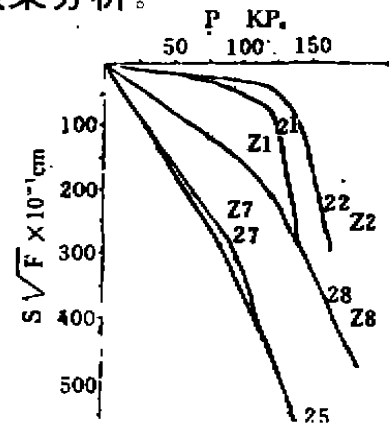


图 1 碎石桩复合地基荷载曲线  
21, 22 为原状土  $S_r = 70 \sim 90\%$ , 25、  
27、28 为振冲碎石桩,成桩 30d 后桩  
间土  $S_r = 70 \sim 90\%$

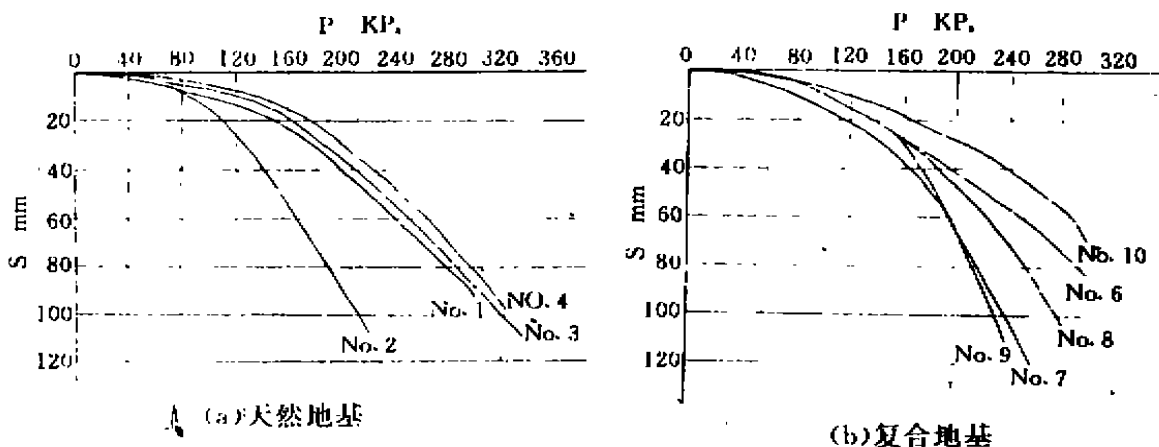


图2 卵石桩复合地基载荷曲线

曲线。天然地基承载力值  $f_{1k}=110\text{kPa}$ ，地下水位埋深约 2.5m，桩径  $\Phi 400\text{mm}$ ，桩长 9.0m，桩距 1m，三处复合地基承载力是，1<sup>#</sup>为 75kPa，2<sup>#</sup>为 70kPa，3<sup>#</sup>为 80kPa。桩间土承载力  $f_{1k}=70-80\text{kPa}$ ，复合地基承载力达不到 150kPa 的设计要求，主要原因是粉煤灰桩体的强度过低。

图4是采用打入式沉管混凝土灌注桩处理饱和黄土地基的静载曲线。地下水位埋深约 0.5m，原地基承载力  $f_{1k}=70\text{kPa}$ 。桩体混凝土标号 C20，桩径  $\Phi 400$ ，柱长 10m，桩距 1.4m，加固后，单桩复合地基承载力标准值最大值为 225kPa，最小值 100kPa，桩间土承载力标准值为  $f_{1k}=65\text{kPa}$ ，不能满足复合地基承载力  $f_{1k}=220\text{kPa}$  的设计要求。

采用振动、打入式柔性桩处理饱和黄土地基，由于饱和黄土中部分或全部孔隙被水充填，黄土的渗透系数一般为  $3.0 \times 10^{-4} \sim 6.0 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 。在振冲或打入过程中，试图将孔隙水排出使土体挤密是非常困难的，成孔时使孔隙水压力升高，有效应力降低，形成“橡皮土”。有的场地地面隆起（一般约 20~30cm，最大 50cm），周围已成桩挤断，喷水冒砂等现象时有发生，振动对于灵敏度较高的饱和黄土使其结构破坏，承载力下降，因此采用上述方法时应慎重。

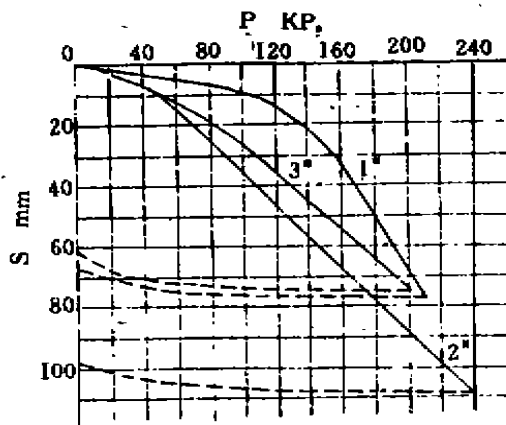


图3 粉煤灰灌注桩复合地基载荷曲线

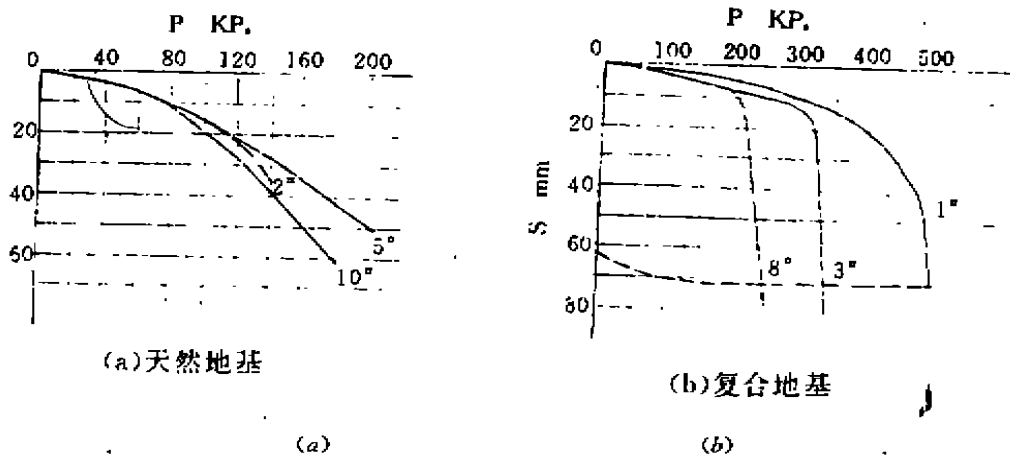


图4 素混凝土桩复合地基曲线

### 水泥搅拌桩加固饱和黄土地基的试验

水泥粉体深层搅拌桩在国外是七十年代中期开始在地基加固中应用,它是将粉体固化材料用高压气流送进地基深部,在地基深部就地把固化材料和软粘土用机械强制搅拌压实成形。施工过程中噪音小、无振动、对邻近建筑物无影响。我国七十年代末期开始广泛应用于软粘土地区。

水泥粉体深层搅拌桩属于水泥土桩,与旋喷桩相比,强度不如旋喷桩体强度高,但其具有成桩规则、造价低廉、无需排泥浆,成桩速度快等特点。水泥粉体搅拌桩处理饱和黄土与处理软土相比,软土含水量高,大于80%,而饱和黄土含水量低,仅为30%,软土含有机质,成分以粘土为主,水泥土强度低。而饱和黄土不含有机质,以粉砂土为主,水泥土强度高。下面介绍作者在饱和土地区做的水泥粉体搅拌桩试验。它们是为加固十二层楼地基所做的试桩试验。

#### (一) 试验及结果

试桩是在基坑开挖之后进行的,基坑深5.56m,地下水位在坑底1.0m左右,水位以下土层处于饱和状态,坑底天然地基承载力 $f_k=70\text{kPa}$ ,持力层以上地层为 $Q_3$ 黄土,可分为三层,上部为黄土状砂粘土( $Q_3^1$ ),黄褐色,中密、可塑—软塑,厚度1.5~2.5m;中部为黄土状砂粘土( $Q_3^2$ ),黄褐色、中密、软塑~流塑,厚约2m;下部为黄土状砂粘土( $Q_3^3$ ),黄褐色、中密、软塑,厚约3.0m。持力层为砂粘土( $Q_3^4, Q_3^5$ ),古土壤层呈褐红色—棕红色、中密、可塑、含少量钙质结核,厚约2.8~4.4m,各层土的物理力学性质见表3

表3

地层	$\rho$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	$\omega$ (%)	$\omega_L$ (%)	$I_p$	$I_L$	$e$	$E_{s1-2}$ (MPa)	$C$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$f_0$ (kPa)	$f_a$ (kPa)
$Q_3^1$	1.8	34.6	30.3	11.3	1.38	1.03	3.5	22	18	70	25.5
$Q_3^2$	1.89	32.3	28.9	11.1	1.25	1.00	5.0	10	20	80	20.3
$Q_3^3$	1.90	32.7	30.0	11.3	1.17	0.90	5.0	13	20	110	25.5
$Q_3^4$	1.93	27.0	29.7	11.4	0.84	0.81	6.3	25	20	140	24.5

试验分为两根单桩试验和一组群桩试验。试桩直径0.5m,桩长8m,固化材料为普通425<sup>#</sup>硅酸盐水泥,水泥含量20%左右。成桩28天后,先用动测法做桩的完整性检验,然后做载荷试验。

试验桩1<sup>#</sup>和2<sup>#</sup>承载力试验曲线见图5、图6。1<sup>#</sup>桩承载力试验因堆载不够,未达到极限破坏,但曲线已开始弯曲,极限承载力至少520kN。2<sup>#</sup>桩极限荷载为650kN。取单桩极限承载力520kN,承载力设计值 $N_d$ 为260kN。

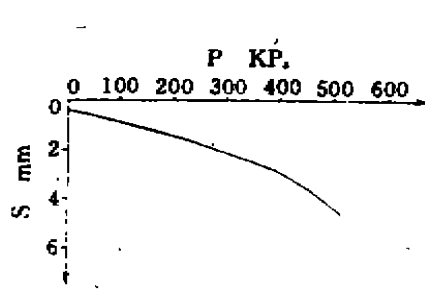


图5 1<sup>#</sup>桩载荷曲线

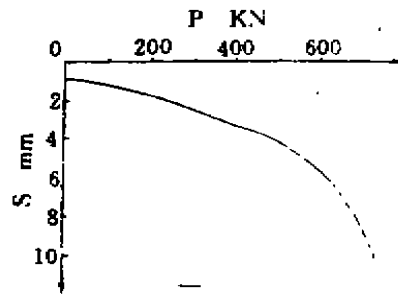


图6 2<sup>#</sup>桩载荷曲线

复合地基承载试验压板尺寸为 $1.87 \times 1.87\text{m}^2$ ,承压板下所压四根桩,见图7,置换率 $m$ 为0.225,设计所加配重2500kN,加载共分10级,每级荷载70kPa,荷载加至560kPa时,沉降急剧增大,承载试验曲线见图8。比例极限承载力280kPa。实际上比例极限承载力为280~350kPa之间。

承载试验结束后,单桩、群桩开挖2.0m,桩体未出现破坏,估计是深部土体破坏。

桩体的变形模量 $E_p = 292\text{MPa}$ ,钻孔取样桩体单轴抗压强度为3.0MPa。

(二)试验结果的理论分析

1. 单桩承载力

单桩承载力与桩体强度,桩长,桩周侧摩阻力,桩端土承载力有关。提高水泥粉体搅拌桩的承载能力,充分发挥桩周侧摩阻力,首先要保证桩体强度。桩体强度与含灰量有关,含灰量在20%,桩体单轴抗压强度达到2.65MPa左右,单桩极限承载力可达到520kN。

根据水泥搅拌桩的荷载传递规律,桩侧摩阻力沿深度是递减的,存在一个临界桩长,根据临界桩长公式:

$$l_c = 1.5D \sqrt{\frac{E_p}{E_s} \sqrt{\frac{3\lambda(1+\mu)}{\lambda+2}}} \tag{1}$$

式中: $l_c$ ——临界桩长; $D$ ——桩的直径

$$\lambda = \frac{R_2 - R_1}{2R_2} = 0.4$$

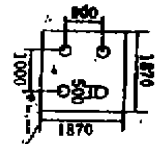


图7 群桩试验平面图  
单位 mm



式中： $R_2$ ——影响区半径， $R_1$ ——桩的半径； $\mu$ ——桩周土的泊松比，饱和黄土取 0.42

$E_p$ ——搅拌桩的变形模量，

$E_p = 292 \text{MPa}$

$E_s$ ——桩周土的变形模量，

$E_s = 2.0 \text{MPa}$

$l_c = 7.64 \text{m}$

不考虑桩端阻力，经计算单桩承载力标准值为 23.9kN。考虑桩端阻力，单桩承载力标准值为 267kN，与实测承载力接近。因此饱和黄土内水泥搅拌桩的临界长度约为 8.0m。

## 2. 复合地基承载力

桩截面积  $A_p = 0.196$ ，桩的置换率

$m = 0.225$ ，桩间土承载力  $f_s = 70 \text{kPa}$ ，桩间土承载力折减系数  $\beta = 0.5$ ，计算的复合地基承载力为：

$$f_{sp} = \frac{mNd}{A_p} + \beta(1-m)f_s = 314.2 \text{kPa} \quad (2)$$

实测复合地基承载力的设计值（即比例界限荷载）在 280~350kPa 之间，与理论值接近。

按相对沉降量  $s/d = 0.005$  判定的复合地基承载力的基本值为 461kPa。从复合地基荷载曲线可看出呈脆性，此值明显偏大。因此复合地基承载力标准值的选取仍按土地基考虑，同时兼顾其变形特点。

## 水泥搅拌桩在西安地区高层建筑中的应用

试验结果表明：深层水泥搅拌桩加固饱和黄土地基，很容易满足承载力标准值在 150kPa 左右的民宅地基，而且造价低廉。近年来，西安城市的发展，高层建筑在增多。由于古城的特点，城区内高层建筑高度限制在 45m 以内，地面一般十一层到十四层。城外沿二环路两侧要求高层建筑。地面大多十二层左右。基础类型以箱基为主，地下一层地下室，基坑深 5~6m，在地下水位较高地区，基础正好位于饱和黄土层上，因此在西安地区用水泥搅拌桩复合地基做为高层建筑地基是很有潜力的。

西安铁路研究所土建研究室已用水泥搅拌桩加固了两座高层建筑物地基。一座是西安铁路中心医院十二层干部病房楼，另一座是西安大差市轻工研究院十五层综合楼。基坑内复合地基的标准值达到 280kPa，造价仅是刚性桩造价的 1/2—1/3。

## 结论

西安地下水位较高地区的饱和黄土地基，采用振冲碎石桩和打入式沉管灌注桩处理，有的地基承载力很低，而采用水泥粉体搅拌桩加固可以使原地基承载力由 70kPa 提高到

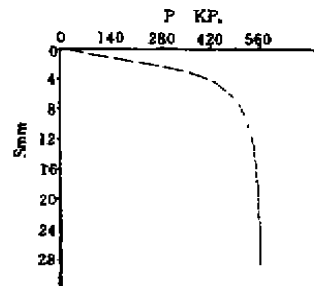


图8 群桩荷载曲线

280kPa。这种加固方法不仅可以用到一般民用建筑,而且可以应用到高层建筑。费用仅为刚性桩的1/3—1/2。该方法的施工特点是机械化程度高,施工速度快,在居民区施工无振动,噪音低,对周围建筑物无影响。

#### 参考文献:

1. 管月稳 水泥粉体搅拌桩复合地基在饱和黄土地区高层建筑上的应用。全国黄土学术会议论文集,新疆科技卫生出版社 1994.11
2. 林社军 浅谈近期饱和黄土的工程特征。全国黄土学术会议论文集,新疆科技卫生出版社 1994.11
3. 白文宝 沉管灌注桩事故原因分析。全国黄土学术会议论文集,新疆科技卫生出版社 1994.11
4. 白文宝 饱和黄土地基处理的工程实例,全国黄土学术会议论文集,新疆科技卫生出版社 1994.11
5. 段继伟 龚晓南 曾国熙 水泥搅拌桩的荷载传递规律,岩土工程学报 1994.No.4
6. 顾尧章 周焕桥 水泥搅拌桩承载力与临界桩长。深层搅拌法设计与施工,中国铁道出版社 1993

#### 丛书内容简介之一

### 《岩土工程勘察设计手册》(1996年3月第一版)

本书近2000页,约350万字,共分9篇90章。第1篇总论,包括岩土工程的概念、业务范围、勘察基本要求和设计准则。第2篇基础地质,包括主要造岩矿物、岩石、构造地质、地史与第四纪地质、地貌、气象与水文以及地下水。第3篇岩土的工程性质,包括岩体(石)的结构、分级标准、工程性质和土的分类定名、静力与动力特性以及岩土参数取值标准和常用数理统计方法。第4篇工程地质测绘、遥感判释、勘探与取样,包括工程地质测绘、遥感判释、勘探、取样和勘探点的测定。第5篇地基基础工程分析设计,包括地基基础分类、地基承载力、应力分析、沉降计算、基坑回弹计算、地基稳定性、浅基础、箱形基础、筏板基础、壳体基础、锚杆基础、桩基础、扩底墩基础、动力地基与基础和基坑开挖与支护。第6篇各类岩土工程的勘察设计,包括低层、多层、高层及超高层建筑,市政、铁道、地铁、公路、机场、矿山、石油天然气、核电、电力、水利水电、近海、港工、地下工程、边坡和桥涵等工程的岩土工程勘察设计。第7篇特殊性岩土的工程勘察评价,包括膨胀岩土、盐渍岩土、湿陷性土、新近堆积土、软土、填土、污染土、冻土、风化岩、残积土、红土和混合土。第8篇环境岩土工程,包括地震环境和地震动、区域地壳稳定性、地裂缝、风沙、泥石流、地面沉降、岩溶、采空区、水库浸没、水库坍岸、斜坡与滑坡、崩塌与落石、废弃物处置、环境介质对建筑材料的腐蚀性和工业环境振动。第9篇岩土工程勘察设计常用计算机程序。

#### 丛书内容简介之二

### 《岩土工程试验监测手册》(1994年12月第一版)

本书近1400页,计206万字,共分6篇66章。第1篇总论;第2篇室内岩石试验,包括岩石空隙性质、水理性、声学性、强度和变形、结构面抗剪强度、软弱夹层剪切蠕变和点荷载强度等试验;第3篇室内土工试验,包括土的物理性、密实度、变形、强度、流变、动力特性、离心模型、矿化、冻土和管涌等试验;第4篇原位测试,包括载荷、静力触探、动力触探、标准贯入、十字板、旁压、现场剪切、岩体原位应力、岩体原位变形、地基土对混凝土板抗滑、水力劈裂、原位渗透、注水、抽水和压水等试验;第5篇工程物探,包括电法、电磁法、浅层地震等勘探、波速、声波等测试、地面运动观测、地微探(常时微动)、块体基础振动、放射性等测试和测井与井下电视;第6篇岩土工程施工测量与检验监测,包括岩土工程施工测量、桩基岩芯钻探检测、桩基动测、场地、地基与建筑物变形、土压力、孔隙水压力等观测、边坡变形、地下洞室围岩、尾矿坝、大坝等监测、土石坝隐患探测与治理质量检测、施工地质检验和环境介质腐蚀性监测等。

# 水力冲填法处理砂土地基 在榆林西沙机场场道建设中的应用\*

贾逸勤

(民航西北机场建筑设计所 西安市 710082)

在沙漠地区修建机场时,场道粉细砂土地基的处理至关重要。提高松散状态砂土的密实度使之达到一定要求,是减少场道在砂土自重和机轮荷载作用下的变形,保证道面整体强度和稳定性的关键措施。本文通过陕西榆林西沙机场场道建设的成功经验,对采用“水拉砂”法整平砂丘、“水坠沙”法处理砂基的设计与施工方法作一介绍。

## 场地与工程概况

榆林地处毛乌素沙漠南沿,气候干旱,少雨多风,昼夜温差变化大,新月形砂丘连片起伏,属典型的内陆沙漠。

当时拟建西沙机场位于榆林城西,榆溪河西岸三级阶地上。场地地形呈东高西低,南高北低趋势。

根据总平面规划,机场占地 1078.5 亩,跑道呈北西—南东向布置,设计跑道长 1800m,宽 30m,为 4.5MPa 刚性混凝土道面 3C 级机场。场道南段、中段以及站坪均为新月形砂丘复盖区,共有砂丘、坑洼 600 余个,平均高差 15m 以上,榆溪河沿砂丘东部边缘自北向南流过。地下潜水水位埋深 17m 左右。

## 工程地质条件

### 1. 场地地层

在建筑物影响深度范围内,场地地层由不同时代,不同成因的砂土组成(见表 1),平均厚度 29m,砂丘最厚处达 52m。

地质结构

表 1

年代	成因	岩性	厚度(m)	颜色	结构	湿度	层理	分选性	夹层情况
Q <sub>1</sub>	风积	细砂	2.95~8.70	灰黄	疏松	稍湿	斜层理	好	底部有薄层粉砂
Q <sub>1</sub>	冲积	细砂	1.10~5.00	褐黄~灰黄	稍密~中密	稍湿	水平层理	好	上、中部有粘土,粉砂及中砂透镜体
Q <sub>2</sub>	冲积	细砂	>8	褐黄	中密~密实	稍湿	水平层理	好	夹有多层粉土粉砂透镜体

\* 收稿日期:1995年5月

本文成文过程中得到了高级工程师华遵孟,刘纯芳的悉心指导衷心感谢。

## 2. 砂土的物理力学性质

场地砂土的平均含水量为 6.8%，干密度为 11.5~13.5kN/m<sup>3</sup>，各层砂土的颗粒组成及测试指标见表 2。

表 2

地层	岩性	颗粒组成(mm)平均值						天然坡角(度)		标准贯入 N <sub>63.5</sub>	旁压试验 P <sub>s</sub> (kPa)	
		2.0~ 0.5	0.5~ 0.25	0.25~ 0.1	<0.1	C <sub>u</sub>	D <sub>60</sub>	干燥	饱水		干燥	饱水
		Q <sub>4</sub> <sup>al</sup>	粉砂		12	56	32	3.14	0.136		37.0	28.3
	细砂	2	28	62	11	2.03	0.188	206	226			
Q <sub>4</sub> <sup>al2</sup>	粉砂		15	53	32	3.10	0.124			18.4		
	细砂	1	31	58	11	2.41	0.197					
	中砂	3	59	32	8	4.03	0.273					
Q <sub>3</sub> <sup>al</sup>	粉砂	1	10	49	37	2.75	0.115			38.2		
	细砂		17	64	19	2.52	0.155					

根据试验与测试结果,上部风积砂结构疏松,下部冲积成因的砂土具有较高的结构强度,是场道土基稳定的基底。因此,场道平整后上部砂土的密实度能否达到要求是保证道面稳定性的关键。

## 地基处理方案选择

针对机场特殊土基条件,现对可供选择的地基处理方法作如下分析:

1. 弃砂换土:对场道土基全部采用黄土状粉土换填碾压。但该方案换填工程量大,弃砂量达 25 万 m<sup>3</sup>,而距机场 50km 范围内缺乏土源,运输费用和换填工程造价都比较高。

2. 化学固砂:对场地砂丘经人工及机械整平,采用化学浆液渗透送浆法将砂粒胶结,使砂基产生较高的胶结强度。但该方法成本费用高,与该机场等级相比,加之榆林地区为全国重点贫困地区之一,在财力和物力上难以承受。

3. 水力冲填:采用“水拉砂”平整场地,“水坠砂”处理砂基,这是沙漠地区劳动人民多年总结出来的一种简便、高效、经济可行的砂基处理方法,广泛用于农业造田,房屋地基处理等方面,并已积累了丰富的经验。

在充分调查研究的基础上,经过有关技术专家的论证,场道设计最终确定遵照因地制宜的原则,采用水力冲填处理砂基施工方案。根据原有勘察资料,场道设计方案确定土基压实度标准为 98%,水坠施工后土基干密度应达到 17.0kN/m<sup>3</sup> 以上。

## 施工方法

### 1. 场地平整施工——水拉砂法

将距机场跑道南端约 1.8 公里尤家峁水库的水引到机场附近,采用高压水龙头将砂丘顶部的砂冲向低洼处。水拉砂用的水砂比约 1:0.6~1:2.7,即用 1m<sup>3</sup> 水可拉 0.6~2.7m<sup>3</sup> 的砂土。拉砂厚度 0.85~1.40m,综合工效每日可拉砂 60~70m<sup>3</sup>,共平整场地 578 亩,实耗 520

工日,工期 65 天完成砂量 220 万  $m^3$ 。拉平后的场地相对高差控制在 0.5m 以内。

## 2. 土基处理施工——水坠砂法

利用砂土颗粒在饱水振荡作用下达达到提高密实度的目的。具体施工要点为:

(1)按跑道设计宽度与要求处理深度,分段分块开挖基槽,每段长 150~200m,基槽底大致平整后引水入槽,保持水面深 0.5m 左右。

(2)每段配人工 10~15 人逐次排列踩荡并用钢叉或钢钎在砂中反复摇动振捣,同时配合推土机、手扶拖拉机等机械往复振荡,以获得最佳密实效果。

(3)继续保持浸水水头应不少于 5 小时,渗干后加铺厚 30cm 左右砂土一层,再次,注水浸没至砂面以上 0.5m 继续采用上述方法振荡、碾压。如此重复多次至设计厚度为止。

(4)处理至设计土基标高后,应尽快进行道面结构层的铺设,以防止由于水分蒸发导致结构扰动与密实度降低。

## 处理效果检验与评价

为检验处理效果,保证施工质量,施工过程中分层测定水坠后的砂土干密度,测试结果见表 3

表 3

测试对象	含水量(%)	干密度( $kN/m^3$ )
未经水坠砂	4~7	11.5~13.5
经水坠但未振荡砂	13~22	15.1~16.5
经水坠和振荡砂	12~19	17.0~17.5

测试结果表明,经水坠和振荡后,干密度较水坠前有大幅度提高,处理效果明显。砂土饱水时间为 5~18 小时,一般 5~7 小时。干密度变化速率由 11.5~13.5 $kN/m^3$  经 15~20 分钟后增加为 15.0~17.0 $kN/m^3$ ,最后达到 17.0~17.5 $kN/m^3$ 。

西沙机场于 1988 年竣工验收交付使用至今,机场跑道经过飞机运行 4500 多架次起降,未发现混凝土道面出现裂缝沉陷,错台等病变,场道设计与施工均获民航总局优秀设计与优良工程奖。

# 筏板与锚杆静压桩在软弱地基中应用

张东根

(昆山市古典园林建筑工程公司 昆山 215300)

[摘要]根据软弱地基的特性、利用桩土共同工作的原理,进行基础设计,并在昆山市兴华房屋开发公司时家园小区住宅楼工程施工中,通过实践,取得了较好的经济效益,缩短了工期,加快了工程进度。

## 引言

近年来,城市建设高速发展,尤其是商品房开发蓬勃兴起,极大地改善了城市面貌,改善了人民居住条件和投资环境,有力地促进了经济建设。据昆山市不完全统计,每年商品房竣工面积约35万 $m^2$ ,总投资额在1.5亿元以上。如果能科学合理地进行设计和施工,在现有的基础上只要把工程造价降低3—5%,全年就可以减少投资约450—750万元,在不增加投资的情况下可增建1万 $m^2$ 的房屋,这是一个很大的节约。也是所有工程技术人员面临的一项艰巨任务和必须认真研究解决的课题。

大家知道,基础工程在整个工程费用中所占的比例较大,而在软弱地基上施工,基础工程造价更为明显,不同程度地影响投资,现已成为建设单位存在的问题。选用什么样的基础型式比较经济、实用呢?如本公司承建的时家园小区住宅楼工程,原基础设计采用承台梁振动灌注桩基础。经分析该基础施工工期、配电量、场地平整、影响周围居民等问题对施工带来很大难度。而且没有充分利用软弱地基应有的承载能力,故造成造价偏高。为此我们通过技术交流,对比和技术经济测算,利用桩土共同工作原理,提出采用筏板锚杆静压桩基础方案,得到了建设单位和设计单位的同意,从而进行了基础改革。笔者通过分析认为,在软弱地基上采用筏板锚杆静压桩基础,可以充分发挥软弱地基应有承载能力,特别是后压桩、造价经济、施工方便、设备小巧,无振动等优点,从而较好地解决了振动灌注桩不足之处。根据对该工程施工实践,采用承台梁振动灌注桩基础与筏板基础加锚杆静压桩工程造价对比,后者比前者减少投资5%左右。

## 应用实例概述

1. 兴华房屋开发公司时家园小区,位于昆山市前进东路北侧居民区内,东西宽80m,南北长115m。小区内#1、#3、#5、#7住宅楼由我公司承建,每幢住宅占地面积 $48 \times 11m^2$ ,平面型式见图1。

2. 拟建场地为一般城区常见软弱地基,地质状况见表1

\* 收稿日期:1995年5月

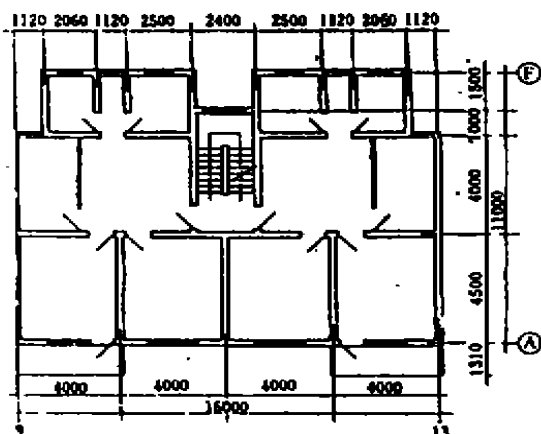


图1 标准层平面

表1

土层编号	土层名称	层顶埋深 m	土厚 m	承载力 kPa	静触摩阻 kPa	地勘建议
1	杂填土	0	1.25—3.6	70	19.5	经碾压用作基础 遇暗浜需换土
2	青灰粉质粘土	1.25—2.5	0.00—3.05	100	31.00	
3	灰色粉质粘土	3.00—4.30	2.7—4.80	60	6.5	
3	粘质粉土、粉砂	7.30—8.30	4.7—7.4	120	9.80	
4	淤泥质粉质粘土	13.00—15.30	72.00	70	14.30	

根据地质评价说明,2层可考虑为各层建筑的基础持力层,应注意局部有缺失,以及其下3层为中偏高压缩性。由于原有房未拆除及河浜等影响,对勘察地段的南部作了补勘,发现该范围内,2层大部缺失,且有暗浜,深度有4.5m左右,所以很难满足一般基础沉降控制要求,为此原设计采用桩基,但未考虑软弱地基利用。

### 3. 基础设计

#### (1) 设计原则

首先按筏板基础构造要求确定筏板平面尺寸,然后根据筏板面积算出软弱地基承载力,将余下的荷载用锚杆静压桩来补强,根据地质报告及施工经验,确定单桩承载力进行布桩,布桩时应考虑建筑物重心北移因素,保证其稳定。

#### (2) 计算依据

高程0.00以上建筑总荷载 $N=4300t$ ,不埋式筏基,软弱地基承载力取 $f=60kN/m^2$ , $D=450$

#### (3) 筏板基础平面见图2

筏板厚350,垫层厚100(计算高度 $D=450$ )

#### (4) 承载力计算

筏板基础承载力 $F_1=(f-\gamma d)A=(6-2\times 0.45)\times 664.4=3388t$

锚杆静压桩承载力 $F_2=4300-3388=912t$

单桩承载力12t,需配76根桩,估算压入深度为10m,实际配桩为79根,压入深度12m,压力表读数20—23t,桩位布置见图3。

### 4. 施工方法

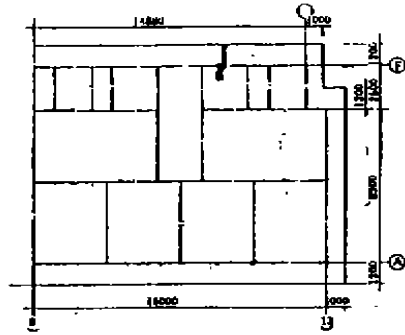


图2 筏板基础平面

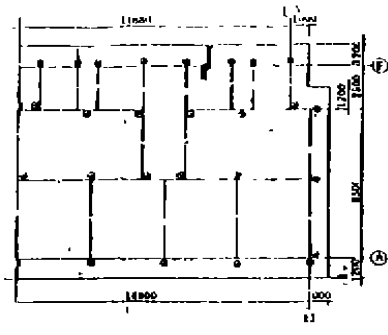


图3 桩位平面

(1)根据地质报告，表层杂填土较厚，压缩系数较大，对不埋式筏基不太理想，因此施工时采用人造硬壳层与筏板共同工作，本工程基础开挖深度80cm，坑内原土用10t压路机纵横碾压二遍，影响深度30—40m，后用三合土填入，每层厚度不大于15cm进行纵横碾压二遍至设计标高，总填入厚度40cm。处理完毕铺设给排水管道，防止基础下沉影响管道正常使用，施工时管下垫不小于5cm砂，见图4。然后进行正常筏板施工。

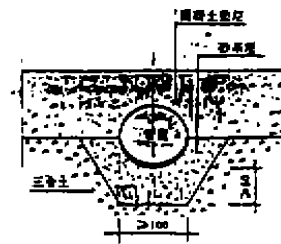


图4

(2)锚杆静压桩有先压桩和后压桩，施工顺序为预留桩孔和锚杆埋设，反力桩架安装，压桩、接桩、封桩，如对接桩质量不放心的可以封桩前检测。本工程根据设计要求采用后压桩，即在筏板施工时做好预留孔和锚杆埋设，见图5。

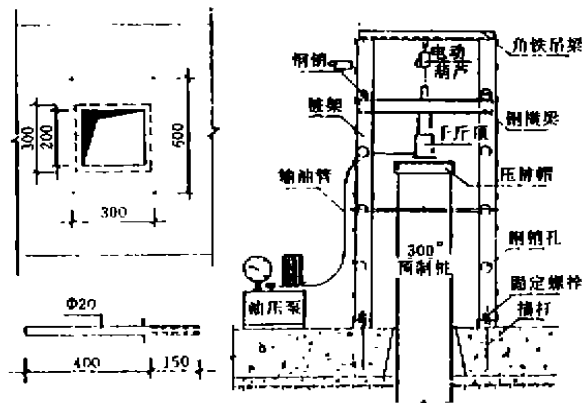


图5 锚杆布设平面

反力架安装



根据后压桩施工原理,待筏板达到一定强度,上部有足够的反力时开始压桩。本工程根据荷载计算,主体施工至三层楼面即满足反力要求。为了严格控制桩工程质量,施工时派专人做好记录及监督质量,如有情况及时联系解决。由于该方法属新技术,经昆山市质监站指定的苏州市建筑工程质量检测中心规定测检,A类桩64%、B类桩32%、C类桩4%评为优良。总之该方法施工简单,各桩均由液压表显示压桩力,便于了解单桩承载能力。

#### 5. 基础工程技术经济指标

名称	工程量(m <sup>3</sup> )	综合单价(元)	总造价(元)	施工期(天)
原设计基础	352.80	786.90	277618	65
调整后基础	274.62	908.42	249471.50	30

注:上表工程量,单价均为综合考虑得出。

通过技术经济指标分析,调整后基础与原设计基础工程造价降低10.14%,施工工期提前35天。

#### 6. 质量情况

该工程从筏板施工完毕后布设沉降观测点,共8个,见图6

沉降量 mm 测量层数	设点							
	1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	3	2	3	2	3	3	3	2
6	6	5	7	6	5	7	6	6
8	8	9	7	9	8	8	9	9
9	9	9	8	9	9	9	10	10

注:沉降观测记录从二层主体结束开始测

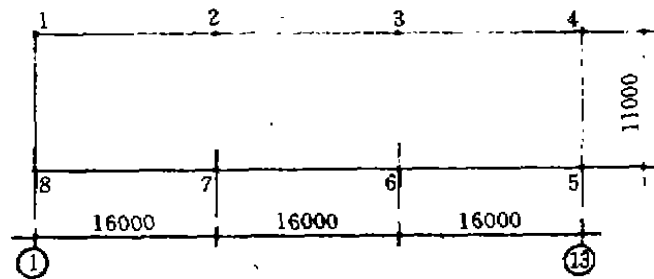


图6

该工程至今已竣工,无任何工程质量问题出现。

### 结束语

1. 实践认为:在软弱地基上采用筏板锚杆静压桩,按照施工顺序,严格控制各工序施工质量效果一定良好,造价经济、工期短、计算简便,对一般民用建筑具有一定的实用价值。

2. 采用一般桩基如地基复杂不易确定桩的入土深度及单桩承载力,如果保险系数过大则造成浪费,计算不精确又缺少安全感。而锚杆静压桩,设备小巧、无噪声、无振动、无污染,特别是单桩承载力在压桩过程中可以直接测读,能否满足设计要求,可随时判断。

3. 该方法适用于城市密集居民区基础工程施工,只要离原有建筑20cm即可施工,不影

响其它建筑特别是对加层、扩建、改造工程最为适用。

4. 根据压桩形式可分先压、后压、锚杆压桩和锚梁压桩,使用时可以根据实际情况选用,而桩的截面积可以随意调整,一般为 $200 \times 200 \sim 300 \times 300$ ,如荷载较大,地基较差可采用 $350 \times 350$ 。目前苏南地区一般采用 $200 \times 200$ 或 $250 \times 250$ 截面,单桩承载力控制在 $25t$ ,压入深度在 $16m$ 左右,较为经济,操作方便。

5. 筏板承载时出现盆型变形,故在筏板设计时,二端的配筋率宜比设计配筋率增 $10\%$ ,有利筏板工作。

6. 由于静压桩截面较小,如以端承力为主的桩,则应按规范要求严格控制长细比,确保桩的刚度。

### 《岩土工程丛书》简介之三

#### 《岩土工程治理手册》(1993年9月第1版)

本书1200页,175万字。共分4篇36章,第1篇总论;第2篇地基加固,包括换(填)土处理、复合地基设计、土桩与灰土桩、石灰桩、砂桩、干法碎石桩、振动水冲、深层搅拌、废渣混凝土桩、高压喷射注浆、灌浆、预压排水固结和强夯等共13章;第3篇桩基础、基坑与边坡加固,包括钻、冲、抓、挖孔桩、沉管灌注桩、静压桩、地下连续墙、板桩墙、锚固、螺旋锚、土钉、土工合成材料的应用和降排水工程等共10章;第4篇特种岩土工程,包括托换、房屋与构筑物纠偏、盾构、顶管、沉井与沉箱、尾矿坝建造与治理、坝基置换、土石坝加固、地下工程防水和填海岩土工程等共10章。

### 《岩土工程丛书》简介之四

#### 《岩土工程监理手册》(预计1996年底出版)

共分4篇45章。第1篇总论;第2篇岩土工程监理的基本内容和要求,包括岩土工程的勘察监理、设计监理、施工监理、监测监理等;第3篇各种岩土工程施工方法的监理,包括换(填)土处理、土桩与灰土桩、石灰桩、砂桩、干法碎石桩、振冲桩、深层搅拌、高压喷射注浆、灌浆、预压排水固结、强夯、钻孔桩、冲孔桩、挖孔桩、沉管灌注桩、废渣混凝土桩、打压桩、沉井、沉箱、地下连续墙、板桩墙、锚固、土钉和降水工程等的施工监理等;第4篇各类工程中岩土工程监理的基本内容与特殊要求,包括房屋建筑、地下工程、地铁、铁路、公路、机场、桥涵、港口、船厂、填海、电力、水利水电、核电、矿山建井、油气管道和边坡与滑坡治理等的岩土工程监理。

# 注浆技术在上海地铁车站施工中的应用

王新杰 王元湘

(北京市城建设计研究院 北京市 100037)

## 前言

正在建设中的上海地铁1号线,隧道埋置于极软弱的饱和淤泥质土地层中,加之环境条件复杂,线路上方及其附近建筑物和地下管线密集,在施工过程中,作为一项重要的辅助措施,大量采用了各种注浆技术,以达到保护环境、确保基坑稳定及施工防渗的目的。本文介绍注浆技术在其中的三座车站——徐家汇站、常熟路站及陕西南路站的应用情况。

## 应用概况

### (一)应用范围

表1列出了按注浆用途及目的区分的在三座车站的应用情况。

注浆技术在徐、常、陕三站应用一览表

表1

用途或采用部位	目的	工程地点
端头井前方土体加固	止水、加固地层,确保盾构顺利进出洞	1,2,3
端头井内土体加固	加固地层,确保坑内纵向土坡稳定	1
柱列式钻孔灌注桩背面	形成止水帷幕,防止水土流失,保证基坑干燥	1
支档结构的缺损部	止水,加固地层,保证横穿管线部位土体稳定	1
浅基坑的挡土墙	止水,加固地层	1
坑底地层加固	加固地层,确保基坑稳定,控制地面沉降	2
邻近地下管线跟踪注浆保护	充填空隙,加固地层,确保地下管线正常工作	1
连续墙的导墙底部土体加固	加固地层,防止泥浆外泄,确保槽壁稳定	1
连续墙墙趾加固	加固地层,控制墙体垂直沉降	2,3

注:1—徐家汇站;2—常熟路站;3—陕西南路站

### (二)注浆方法与材料

注浆方法和注浆材料主要取决于注浆目的(凝固体预期达到的强度及抗渗标号)和注浆地层的特性。

针对上海软土的特点(在地铁埋置范围内多为软塑~流塑状的淤泥质粘土及粉质粘土,渗透系数 $10^{-5} \sim 10^{-6} \text{cm/s}$ ,含水量达45~50%,孔隙比 $>1.3$ ,灵敏度3~5),上海隧道工程

\* 收稿日期:1994年11月

公司采用和发展了国外有关技术,研制成功SRF工法劈裂注浆新技术,在上海市政工程和地铁1号线工程中应用。

从施工方法看,一般多采用钻杆注浆或双层管注浆。当作挡墙、抗渗帷幕、桩基或加强支挡结构的缺损部时,也采用高压喷射注浆或搅拌注浆。

注入浆液视注浆要求和目的,分别采用单液或双液。单液需有硬化过程,用于超前注浆和地基上没有或很少有超载的地基加固工程,如深基坑的坑底加固,端头井内外土体加固等,双液可按需要控制凝结时间,尤其适用于跟踪注浆控制地基沉降的情况。

注浆材料大多采用水泥浆液,当需控制浆液的凝结时间时,加入水玻璃形成水泥化学浆液。视具体工程对加固的强度要求,酌情在浆液中掺入适量的粉煤灰。

## 注浆技术在徐家汇车站中的应用

### (一)工程概况

徐家汇车站是目前远东地区规模最大的地铁车站,(位于漕溪北路上的南丹路与衡山路之间)。全长606m,地下共3层。北部下一层为南北向的下立交道路,其余二层为地铁车站的站厅层和站台层;南部地下一、二层为商场,下三层为地铁列车的双折返线。在车站两侧,共设有15个出入口通道和4个进、排风道。主体结构基坑挖深17~19m,宽19.4~21.6m,采用地下连续墙支护、明挖法施工。车站位于饱和淤泥质软土地层中,其中表层为原肇嘉浜填土。地下水位在地表以下0.5~1.0m。施工期间,车站两侧沿线路方向有多条地下管线照常使用,其中有距基坑边仅2m的通信电缆和煤气管。

区间隧道采用盾构法施工,在车站两端设有供盾构拼装、调头的端头井。

### (二)注浆工程实例

#### 实例一:用水泥土搅拌桩作U型槽的基坑护壁

1. 简述:车站北部南北向的下立交道路,由位于地铁上方的总长180m的南路堑、长94m的隧道及北端头井以外的衡山路路堑三部分组成,其中衡山路路堑长111m,位于地铁区间隧道的上部,基坑最大挖深5.63m(图1)。



图1 徐家汇下立交工程纵剖面示意图

#### 2. 衡山路路堑支护方案的确定

根据上海地区的经验,在深度不超过6m的基坑中,一般可采用混凝土板桩或水泥土搅拌桩支护。后者具有无振动、无噪音、不需支撑、防水性能好、施工机具简单等优点;但施工进度慢且需有较长的养护时间。混凝土板桩施工时作为临时护壁,与内衬结合后成为U型槽的侧墙,可以省掉外模;由于它无需拔桩,故与钢板桩相比对土体扰动少。经比较,水泥土搅

拌桩方案较为经济,造价约为板桩方案的75%。工程实施时,由于工期等原因,两种支护方案均被采用。

### 3. 水泥土护壁桩的设计

图2为采用水泥土护壁桩支护的衡山路路堑的横断面和桩的平面。侧壁挡墙采用壁状加固,使相邻桩部分重叠,坑底采用块状加固,使纵横两个方向的相邻桩搭接。此种封闭式的布桩方式可以约束土体的侧向膨胀,达到减小地面沉降的目的;此外,坑底土体加固可以从整体上改善坑底土的性状(复合地基),起到保证坑底及桩墙稳定的作用。

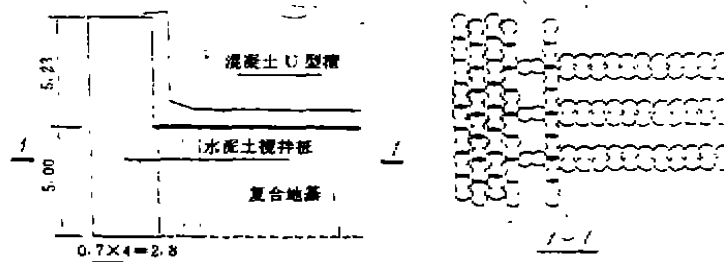


图2 衡山路路堑横断面

水泥土挡墙参照重力式挡墙的方法进行设计。(主要包括抗滑稳定、抗倾复稳定及墙身材料应力验算等)。水泥土掺和比为20%,要求加固土体的无侧限抗压强度 $q_u=1000\text{kPa}$ 。

### 4. 实施效果

在离基坑边仅2.33m的第6百货公司处,实测地面沉降约为20mm(挖深4m,设计为3排桩,因场地窄小施工时仅作两排桩)

实例二:采用跟踪注浆法监护地下管线

#### 1. 问题的提出

在上海市区进行挖深接近20m的长条形基坑施工尚属首次,设计和施工需解决软土地层中深基坑开挖引发的一系列问题,其中最重要的两个问题是:深基坑的整体稳定性以及确保沿基坑纵向分布的地下管线的正常使用。

#### 2. 工程技术措施的选定

(1)对深基坑开挖需要采取的措施先后提出了两个可供选择的方案,见表2。

(2)两个方案的侧重点不同。方案一重点是解决深基坑开挖的基坑稳定问题,同时也达到保护管线的目的;方案二侧重于管线保护。方案的最终取舍取决于对徐家汇车站深基坑工程的认识与判断。为此,上海市有关部门多次组织专家进行研讨。

徐家汇站深基坑开挖采取的措施

表 2

方案号	工程技术措施						
	基坑开挖	支撑体系	底板浇注	连续墙入土深度	地层加固	管线保护	
方案一	沿限挖开挖小段随时应管之减时的大分体效隆起	沿向钢管轴计预力	基坑深度方时设的并撑70%的	《基坑开挖至设快求垫好底后挖作天七混凝土	$D/H=0.7$	对坑底3m范的浆加对以深围土体泥行	通上控面达护的
方案二					插入到中压缩到灰色层中,达D/H左右	基并水,对土水的降度底~在前进用内降到内排结的,深坑下5并挖天	跟浆护

### (3)关于基坑开挖的稳定性分析

具有多道支撑的深基坑开挖工程的稳定问题主要需解决坑底抗隆起稳定和抗管涌稳定。徐家汇车站坑底一定深度范围内的土层为渗透系数  $6 \times 10^{-6} \sim 7 \times 10^{-7} \text{cm/s}$  的软弱粘性土层,抗管涌稳定容易得到满足,主要问题是抗隆起稳定。上海地区大量深基坑开挖的工程实践表明,当连续墙入土  $D \geq 0.7H$  ( $H$  为基坑深度) 时,坑底抗隆起稳定一般是有保证的;坑底抗隆起稳定计算,当  $D/H=0.8$  时,按各种方法求得的坑底抗隆起安全系数一般不小于 1.5,且非线性平面有限元分析的结果表明,开挖至坑底时,墙背后和坑底土体出现的塑性区也较小。

### (4)地面沉降分析

根据上海地区的实践经验,设计和施工方法得当,用地下连续墙支护的深基坑开挖引起的地面沉降,一般可控制在  $0.5\%H$  左右,即  $(17 \sim 19) \times 0.5\% \approx 8 \sim 10 \text{cm}$ 。这一数值是有可能对基坑附近的地下管线造成危害的。

(5)综合以上分析,认为徐家汇站深基坑开挖的主要问题,不是基坑的整体稳定,而是开挖引起过大地面沉降造成对地下管线的有害影响。考虑到坑底注浆不仅费用将增加近千万元,而且工期增加,而跟踪注浆法保护管线在上海市政工程中已有成功经验,决定采用第二方案。

### 3. 跟踪注浆监护地下管线的实施要点

(1)管线调查,包括管线走向、与基坑的相对位置、类型、材料、内径、管节长度、壁厚、接头形式、管道允许变形能力及受力要求等。

### (2)管线沉降预估

最大基坑的施工采用分段开挖来缩短基坑暴露时间,故沿基坑纵向因卸荷不匀产生地

面纵向沉降,并带动地下管线下沉。其沉降曲线与基坑开挖深度、分段开挖长度及边坡坡度、管线所在位置的地表横向沉降数值有关,可以通过经验方法或理论计算预估基坑外侧地表横向沉降和纵向沉降过程。

### (3) 管线沉降控制指标的确定

根据管道材质的允许应力及接头允许张开值等,可求得允许的管线沉降曲率半径,即管线沉降控制曲线。

### (4) 跟踪注浆控制管线沉降

· 基坑开挖前,在地下墙外侧与地下管线间敷设管道地基土不均匀沉降观测点和调整管道地基沉降量的跟踪注浆管(图3),管深一般4~6m。

· 建立各测点的沉降量与管线沉降曲线允许曲率半径之间的数学关系,从而得到相邻沉降线段的允许沉降坡度差 $[\Delta]$ 。

· 开挖过程中,根据监测结果,及时画出管道地基的最大沉降量、不均匀沉降曲线及相邻沉降线段的沉降坡度差 $\Delta$ ,当 $\Delta$ 接近 $[\Delta]$ 时,即进行双液跟踪注浆,将沉降量及沉降曲率控制在管道变形的允许数值内。

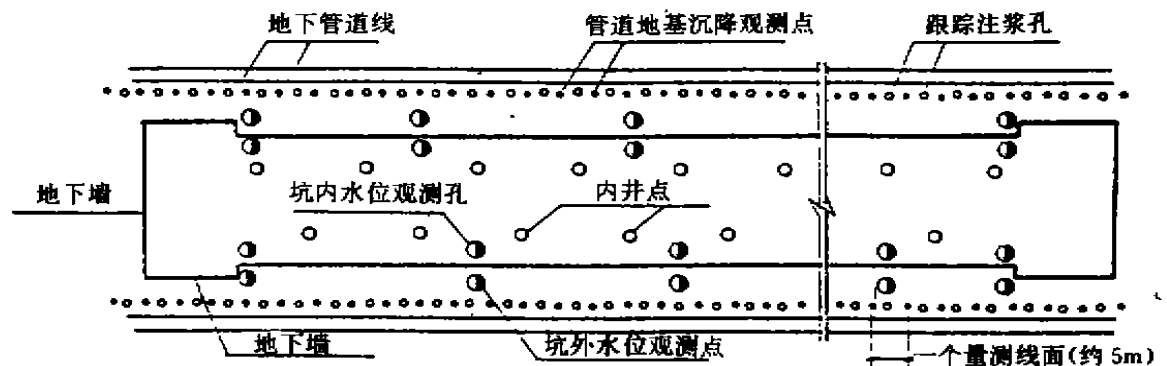


图3 管道跟踪注浆孔平面布置示意图

## 注浆技术在常熟路站和陕西南路站中的应用

### (一) 工程概况

两站位于上海闹市中心的淮海路的下面,采用盖挖逆作法施工。主体结构分别为双层双跨和双层三跨框架,采用地下连续墙作基坑的支护及结构侧墙。基坑宽19.3~21.3m,挖深14.2~16.0m。常熟路站基坑两侧建筑物密集,多为3~5层砖混建筑。施工时,视基坑附近建筑物的重要性及其距基坑的距离,将它们分为三类。第一类为重点保护对象。其中的淮海大楼外墙距连续墙的距离不足2m。该楼建于二十年代,原为四层框架结构,基础为12m长的洋松木桩加条基,八十年代增加2层。增层后因下部柱身出现纵向裂缝又进行了加固。陕西南路站施工时,北侧房屋结合地面开发大部被拆除,南侧店铺多为2~4层建筑,外墙距地铁边墙一般为4m左右。两站基坑深度范围内均为软塑~流塑状的淤泥质土层,坑底以下为厚约15~19m的灰色粘土层及粉质粘土层,地下水位在地表以下0.5~1.0m。

### (二) 注浆工程实例

### 实例一：常熟路站一类建筑物保护区内的坑底“抽条加固”

#### 1. 问题的提出

虽然从控制施工引起的地面沉降看，逆作法比顺作法有利，邻近地面建筑，且埋置于极其软弱的地层中，根据上海地区深基坑开挖的工程实践经验，要把施工引起的地面沉降控制在基坑开挖深度的2~3%以内，还必须采取其它工程措施。

#### 2. 地层加固方案的确定

##### (1) 基坑开挖引起坑外土体下沉的主要原因：

- 墙体向坑内的水平位移引起墙背土体下沉；
- 连续墙墙脚下沉带动坑外土体下沉；
- 坑体土体隆起引起墙背土体下沉；
- 坑外地下水水位下降造成土体的固结沉降；
- 连续墙成槽时引起槽壁土体位移。

##### (2) 为减少坑外土体下沉而采取的工程措施见表3。这些措施有以下特点：

常熟路站为减少坑外土体下沉采取的工程措施

表3

控制项目		工程技 术 措 施			
		临时支撑	地层加固	连续墙入土深度	土方开挖
墙体水平位移	一类保护区建筑物	共设4道，对支撑施加预应力，一般不小于设计轴力值的70%；支撑位置通过优化确定	在坑底的连续墙接头处作3×4m(宽×深)的抽条加固，土壤加固后的强度 $P_s = 1.5 \sim 2.0 \text{MPa}$	$D=0.9H$ ( $H$ 为基坑开挖深度)	采用中心掏槽法暗挖土方，挖出中间通道后再回头开挖两侧土坡，边挖边撑或边施作底板，尽量减少土坑暴露时间
	其它地段		从地表至坑底以下5~6m深度内，用内井点降水对地层进行排水固结，降水在每层土开挖前3周进行		
坑底隆起			措施同上	措施同上	
墙体下沉		1. 连续墙采用十字钢板接头抗剪。 2. 连续墙入土深度 $\geq 0.9H$ 或插入到中压缩性土层中。 3. 加强工序衔接，减少成槽后的搁置时间，提高清底质量。 4. 墙内预埋注浆管，通过压浆提高墙底混凝土的密实度。			
坑外地下水水位下降		1. 连续墙采用十字钢板接头防水。 2. 内井点底部高于墙脚3~5m。 3. 墙外设水位观测井。			
槽壁变形		1. 加强工序衔接，减少成槽后的搁置时间。 2. 施工中加强对泥浆质量监测，使泥浆比重保持在1.10左右，任何情况下不小于1.06。 3. 将导墙顶面抬高至地面以上0.5m处，并使泥浆液面保持在导墙顶面附近。			

注：陕西南路站采取的措施基本同表中的“其它地段”。

- 根据车站不同的环境条件区别对待；
- 措施是综合性的，其中与注浆有关的有两点。一是在全基坑范围内对连续墙墙址进行注浆加固，以控制墙体垂直位移，二是在一类建筑物保护区采取了坑底注浆加固地层的措施。

##### (3) 坑底注浆加固地层的作用分析

为减少地面沉降可以考虑不同的注浆方案。如坑外墙背土体加固或开挖面坑底土体加



固等。为了定性分析不同加固方案和土体加固范围对改善地面沉降的作用,采用平面弹性有限元法进行了分析,得出的结论是:土体加固对减少墙体水平位移的作用是大,但坑外土体加固区扩大,效果未见明显改善,而以开挖面坑底土体加固最为有效。其作用主要体现在以下方面:

- 相当预先在坑底施作一道“暗撑”;
- 提高了坑底土体强度,增加基坑抗隆起的安全度和墙体的被动抗力;
- 提高了坑底土体与墙体之间的摩阻力。

### 3. 坑底抽条加固方案的实施

图4示出了常熟路站的平面图,其中的影响线部分表示坑底抽条加固区。对每个条带,

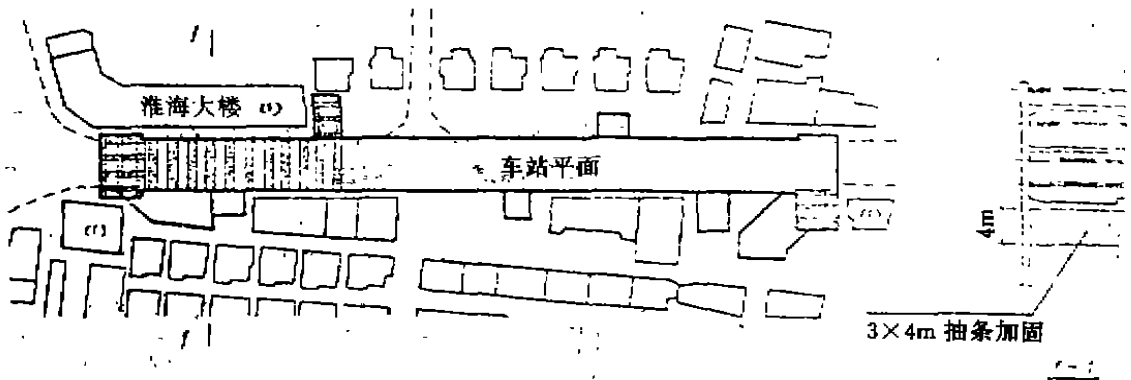


图4 常熟路站在1类建筑物保护区的坑底抽条加固

沿车站纵向布3排孔,间距1.0m,中间一排孔与连续墙接缝重合,横向孔距1.1m。采用单液分层劈裂注浆工艺,每只孔注浆后可以形成直径 $\geq 1.5\text{m}$ 的圆柱形固结体(图5)

### 4. 加固效果

在抽条加固区,实测邻近房屋下沉一般为60~80mm,下沉速率缓慢,在非抽条加固区,实测房屋下沉一般较大,且下沉速率较快,个别测点房屋最大沉降达170mm。由于连续墙成槽过程中普遍已产生30~40mm的下沉,因此,在抽条加固区,开挖基坑引起的房屋沉降仅为20~40mm。施工过程中,基坑两侧建筑物情况良好。

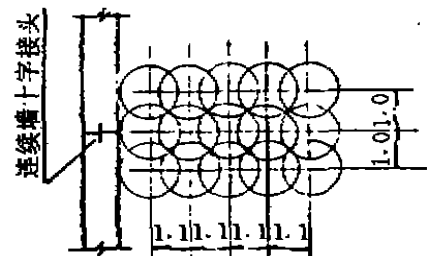


图5 坑底抽条加固注浆孔布置

### 实例二:常、陕两站连续墙趾注浆加固

#### 1. 加固的必要性

连续墙在成槽过程中,都或多或少有部分沉渣残留槽底,导致墙趾部分混凝土质量下降。经验表明,墙趾未经加固的连续墙,基坑开挖过程中墙体的垂直下沉可达4~5cm或更大,所以墙趾注浆加固,不仅是减少坑外土体沉降的需要,也是盖挖逆作法施工时,为减少中间桩与连续墙之间以及相邻各幅连续墙之间的不均匀沉降、避免基坑开挖过程中,在已浇筑的结构顶、楼板等水平构件中产生过大附加应力的需要。

#### 2. 墙趾加固方案及实施

墙趾注浆是通过焊接在连续墙钢筋笼桁架上的预埋注浆管进行的(直径50mm,每幅2根)。可有两种做法,一是在连续墙混凝土达到70%的设计强度后,于基坑开挖前进行;二是采用跟踪注浆,在基坑开挖过程中通过监测,当发现连续墙的下沉数值接近预警值时,开始实施。后者科学而经济。但由于淮海路地面在顶板回填土后即要求正常使用,不具备实施跟踪注浆的条件,所以两站均采用第一种做法。使用掺有粉煤灰和水玻璃的水泥浆液,配合比为水泥:粉煤灰=1:1,水玻璃为1%,水灰比0.5~0.6,注浆压力为0.2~0.3MPa,每根管的注浆量0.6~0.9m<sup>3</sup>。

3. 实施效果

两站在基坑开挖过程中实测的墙体垂直下沉均小于15mm。

实例三:常、陕两站端头井外土体加固

1. 加固的必要性

盾构进出洞拆除封门时,存在着土体和地下水向端头井内涌入,引起地表大面积下沉的危险。为此需将端头井外一定范围内的土体改良为能自稳、止水性高的地层。对于出洞,还要求加固土体具有抵抗加固区外土体产生的侧向土压的能力。通常将加固后土体的无侧限抗压强度控制在0.5~1.0MPa,强度过高将会造成盾构机大刀盘切土困难,并导致机械故障。

2. 加固方案的实施

一般采用劈裂注浆法或搅拌

注浆加固土体。加固范围与盾构机的类型、尺寸、线路埋深、端头井外土层性状及地下水位等因素有关。可通过理论分析并结合工程类比确定。图6为采用密闭型机械化盾构时地层加固的经验尺寸。图7为陕西南路站设计采用的加固尺寸。实施时,为避开端头井外侧南北向道路的地下管线不得不对土体的加固厚度进行了压缩,为此,选择了工艺成熟、离散性较小的深层搅拌法,水泥掺量为12%。土体加固作业应在端头井开挖前进行,以避免由于端头井前墙承受过大注浆压力,导致其产生有害变形。

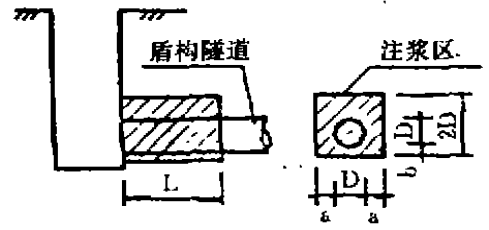


图6 端头井外土体加固范围(经验尺寸)

a: 2.0m~D/2

b: ≥1.0m(视孔隙水压而异)

L: 出洞, L ≥ D(孔隙水压小时)

L ≥ 盾构机长度 + 2环管片长 + 2m(孔隙水压大时)

进洞, L ≥ D(孔隙水压小时)

L ≥ 盾构机长度 + 2m

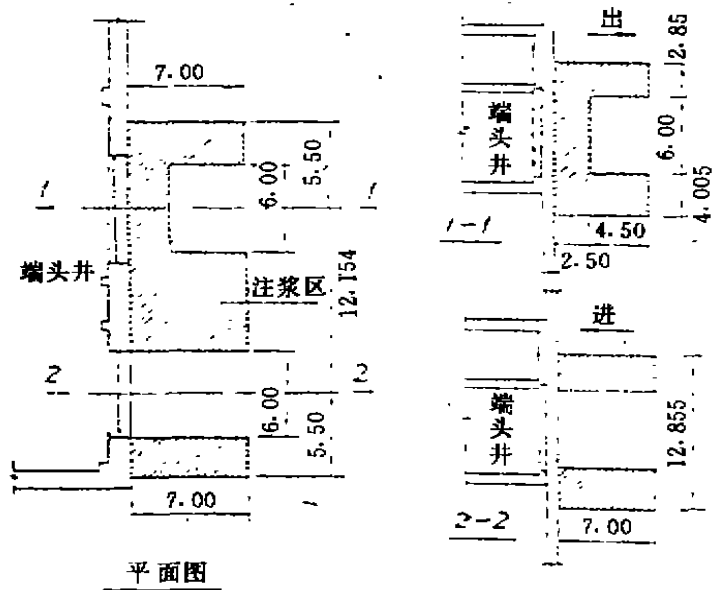


图7 陕西南路站端头井外土体加固

## 结束语

综合以上情况,大致可以看出在上海地铁车站施工中应用注浆技术的规模、特点、技术发展水平以及存在问题等。

1. 在上海淤泥质饱和软土地层中用明挖法和盖挖法修建的地铁车站,各种注浆技术已经成为保护环境、确保基坑稳定及施工防渗的一种最具挑战性和竞争力的措施。一批在市政工程中业已成熟的注浆技术已应用于地铁工程,开发了符合国情的适合于当地地层条件的注浆材料,设备及施工工艺,设计理论也在逐步完善。

2. 注浆技术往往与其它工程措施并用,以便充分发挥各种辅助措施的特长和优势,达到综合治理的目的。而技术措施与注浆方案的选择,使用了经验判断与理论分析相结合的方法,标志着我国在岩土工程方面预测水平的提高。

3. 注浆方式以预注浆为主,但跟踪注浆技术正在发展。此项技术的出现,表明了注浆技术已从经验为主的时代向集经验、理论及量测一体的过渡,显示了现代科学技术、岩土工程理论加经验、与科学管理相结合所具的魅力及由此带来的经济效益,减少了注浆的盲目性。

4. 大部分注浆工程采用了硅酸盐浆液和水泥水玻璃浆液。

5. 由于是在城市复杂环境条件下进行的,为避免破坏地层结构造成地面沉降,并且受邻近建筑物、构筑物及同一工程中各种技术措施的相互制约,注浆压力较小,一般不超过1MPa。

6. 大多数的注浆工程都是作为施工中的临时措施采用的。

7. 关于各种注浆方法对邻近构筑物和建筑物的影响,尚缺乏系统的测试与研究。

## 参考文献

1. 冯爱军、王文炘,浅析上海徐家汇下立交工程的开挖支护方式,隧道及地下工程学会第七届年会论文集,1992.5
2. 刘千伟、白云,深基坑开挖对地下管线影响及防治,上海隧道,1992年第2期
3. 刘建航,地下墙深基坑周围地层移动的预测与治理之一,地下工程与隧道,1991年第2期
4. 上海市第五建筑工程公司,地铁车站逆作法施工技术研究(之六),1993.10
5. 上海市第二建筑工程公司,逆作法施工技术的研究和应用(之四),1993.10

# 爆破处理水下软基技术在连云港 围埝工程中的应用

李树国 兰国云

(交通部第三航务工程勘察设计院勘察工程公司 上海 200120)

爆破处理水下软基是一项新颖的软土地基处理技术。文章全面介绍了连云港墟沟港区一期工程中长 1600m 的吹填围埝在抛填形成过程中,采用爆破法清除围埝堤下淤泥的全过程,经多种手段检测证实达到围埝落底、堤身密实。

## 工程概况

为加快开发建设连云港,作为墟沟港区一期工程的一部份,拟在海滩上修建吹填围埝一条(图1)。围埝总长 1600.5m,分 AB 段(415.9m)、BCD 段(814.6m)、ED 段(315.2m)和 EF 段(64.8m)。

吹填面积 28 万  $m^2$ 。滩面标高为  $-1.2 \sim +1.3m$ 。表层有粉砂薄层,厚仅  $0.0 \sim 0.4m$ ,由西南向东北尖灭。下部为近代淤积软泥,含水量达 80%,高孔

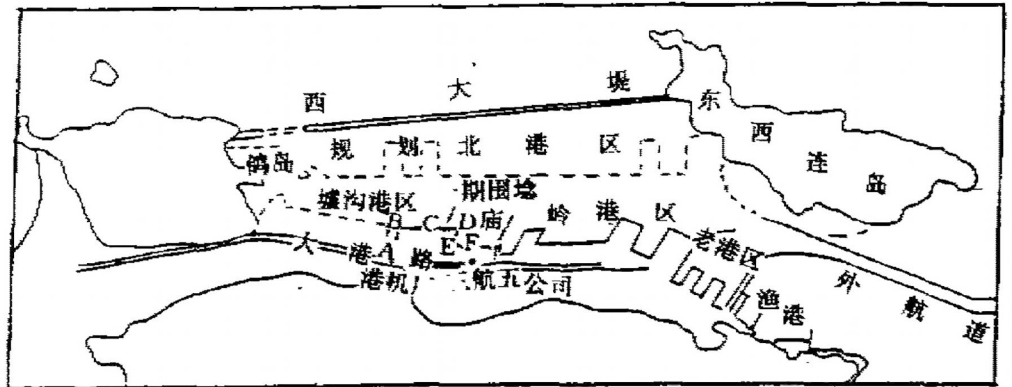


图1 围埝工程位置示意图

隙比,呈饱和流塑状态,承载力极低,厚度为  $3.0 \sim 4.5m$ 。为本工程处理对象。下伏杂色硬土层,是拟建围埝良好的持力层。

为保证围埝安全稳定,工程设计要求抛石围埝堤身穿过淤泥,直接座落到硬土层上,不允许近代淤积软土存有堤底软弱夹层,并在地基全清淤的同时使石体密实。我们在围埝由陆域向海逐渐抛填推进的同时,采用了爆炸处理水下软基的新技术,获得预期效果。

工程施工于 1992 年 4 月开工,历时八个月,于年底竣工。

\* 收稿日期:1994 年 6 月

## 爆破设计

根据连云港海军防波堤工程试验和西大堤爆破施工经验,本工程爆破设计采用端进爆炸排淤填石法为主,辅以爆夯法,以达到围埝堤身落底、石体密实的目的。

端进爆炸排淤填石法(爆填)的基本原理是在围埝抛石体向海推进的前方及二侧淤泥中埋设药包,引爆后瞬间淤泥结构被破坏,强度瞬时丧失,在爆炸推力作用下淤泥被挤出,形成长柱型负压空腔,同时堤头上部石体受震动影响,借助自重迅速下滑补到爆炸空腔底部,在一定范围内与硬土层面接触,使原坡脚向前推动一段距离,形成石舌锋面,此为第一个循环,依此循环,使抛石不断置换淤泥并达到落底目的。爆炸后,回落的淤泥很容易被挤开,并在后继爆破中抛石散离体得以密实,形成稳定的抛石体(图2)。

围埝横断面落底宽度设计为堤底宽度 $C$ 的75%,(其中堤中部落底宽度为 $C$ 的40%,外坡为 $C$ 的20%,内坡为 $C$ 的15%)。施工过程中堤顶宽度为7m,每循环堤身推进6m。各部位爆破设计参数见表1,同时要求爆破施工控制误差为:装药量误差 $<5\%$ ,药包埋深误差 $<\pm 20\text{cm}$ ,药包间距误差 $<\pm 20\text{cm}$ ,布药宽度误差 $<\pm 0.5\text{m}$ ,垂直布药宽度方向误差 $<\pm 0.5\text{m}$ 。

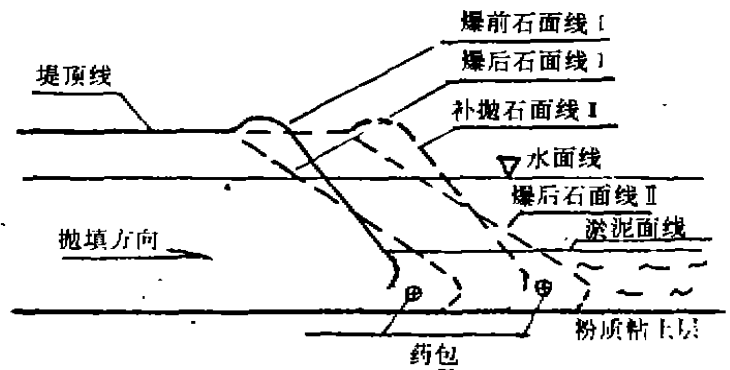


图2 端进爆炸排淤填石法示意图

爆破设计参数表

表1

地段	爆破方法	爆破参数						
		单药包量(kg)	布药间距(m)	布药宽度(m)	单循环药包数(个)	布药位置(药包与泥石点距离)(m)	布药标高(m)	起爆水位(m)
堤头	爆填	30	1.5	12	9	1.5~2.0	-1.0~-3.0	+3.2~+4.3
内侧	爆填	25	2.0	30	16	1.5~2.0	-1.0~-3.0	+3.2~+4.3
	爆夯	5	2.0	30	16	0.0~0.5	/	+3.2~+4.3
外侧	爆填	25	2.0	30	16	1.5~2.0	-1.0~-3.0	+3.2~+4.3
	爆夯	5	2.0	30	16	0.0~0.5	/	+3.2~+4.3

## 爆破施工

本工程爆破施工是严格按爆破设计要求进行的。完成的爆破工作量如表2。施工中有关问题简述如下:

### 1. 施爆顺序安排

不断向海滩推进的抛石围埝,为达到落底及密实的工程目的,堤端部和内、外侧均需进行爆破处理。据施工中实际情况,采用了先端部、后堤侧的顺序,即先在堤端部施爆处理,待围埝堤身向前推进一定距离(一般为150m)后,进行堤内、外侧施爆处理。并在堤内侧一定长度(30m左右)设置车辆调头区,以解决抛填自身的困难和减小抛填作业与爆破作业的相互影响。这样,堤侧施爆实际上将两调头区间作为作业单元。当新的调头区形成后,选择小潮汐时期,集中力量,在最短的时间内进行堤二侧同时施爆作业。但堤侧施爆滞后时间不能过长,以避免堤内、外泥砂回淤影响。

爆破工作量统计表

表2

地段	方法	布药次数(次)			药包数(个)			总药量(kg)	
		堤头	内侧	外侧	堤头	内侧	外侧		
AB	爆填	67	10	12	636	176	198	28469	30804
	爆夯	—	6	5	—	230	205	2335	
BCD	爆填	132	18	21	1265	378	428	59630	63810
	爆夯	7	9	11	60	418	418	4180	
ED	爆填	60	8	7	505	145	140	21000	23305
	爆夯	—	3	5	—	128	153	1405	
FE	爆填	3	—	—	27	—	—	360	360
	爆夯	—	—	—	—	—	—	—	
总计	爆填	262	36	40	2423	699	766	118279	
	爆夯	7	18	21	60	776	776		

## 2. 布药

布药工作包括药包制作、定位及船上作业等内容。船上作业是在50吨方驳上的活动平台上进行的。为便于布药定位,施工前自设施工AB座标,以围埝堤轴前进方向为A座标,垂直方向为B座标,堤轴转角为零点。在堤上,用前方交会法指挥施工船就位,确定布药点的平面位置。

药包的相对位置和布药标高是保证爆破处理质量的重要参数。相对位置是指药包距抛石体和泥面交界线的平面距离,用药包平面位置去体现。它应大致相当于抛石体自然挤淤形成的向前进方向伸出的石舌长度,本工程一般为1.5~2.0m,根据经验分析认为这是药包最佳的平面位置,堤侧药包相对位置受端部施爆及补抛块石的影响,一般大于2.0m。布药标高是指药包埋入泥中的标高,一般需埋入淤泥厚的0.45~0.55倍,本工程用水位法控制,即根据抛填进尺和潮汐表中水位情况,确定作业时段,施工时再实测水位及其变化,同时控制船上施工钻机的机上余尺以达到控制布药标高的目的。工程实测发现,施工期间实测潮位与潮汐表有30~40cm的误差。

为缩短船上作业时间,我们研制了专门的装药器。经一段时间的使用和改进,布单个药包的时间已缩短为5分钟,并满足到位、安全等要求。

## 3. 起爆系统

本工程中起爆系统布设基本按工程设计目的及爆破安全要求进行。受水上作业工程工艺限制,本工程均采用导爆索电起爆系统。施工中大量加设了非电延迟起爆系统,获良好效果,表现在:

EF、ED段端部施工中,爆源距周围建筑物甚近,最近距离仅45m,经反复核算,为确保安全,采用了延迟系统,这样既满足了设计必须的用药量,又满足了安全距离的要求;

堤侧施爆中普遍采用了延迟系统,既控制了药量又提高了施工速度,同时还模拟堤身受力情况,达到堤侧同时施爆时外侧先爆、内侧后爆的施工要求。

## 工程质量检测

为检验地基处理质量,本工程采用了爆前、爆后断面测量,隆起淤泥包测量,钻孔勘探等多种检测手段。

### 1. 端部爆前、爆后测量

集中在本工程的试验段AB段、BCD和ED段每段推进50m,检测一次。图3、图4分别为AB段的第15炮和第113炮的断面检测成果。从以上二图可以看出,单次循环石舌推进量 $L$ 在5~7m,堤顶坍塌高度 $H$ 为3.0~4.5m, $H/L$ 值一般在0.8左右,堤头石舌宽度为13.0~14.5m。可以推断在堤身中部布药范围内一定宽度抛石体基本落底。

### 2. 堤侧爆前、爆后测量

堤侧检测断面间距为10m,图5为围埝BCD段D-50断面。由图分析可知,堤侧经爆填,爆夯处理后,堤顶中部一般下降0.5~2.0m,堤外侧顶面下降幅度明显地大于内侧。堤侧坡度多大于1:2.4,局部可达1:4。淤泥内抛石体二侧边坡在距堤轴心10.0~12.0m。

附近有宽1.5~2.0的小平台,标高为+0.5~+1.5m。+0.5m标高附近抛石堤宽度为24~28m左右。堤侧爆破后断面和设计断面吻合,堤身落底宽度得到拓展,堤身抛石得到进一步震动密实。

### 3. 淤泥包测量

本工程中被抛石体排出的淤泥很少被潮水带走,大多滞留于堤头及二侧,形成隆起的淤泥包,隆起高度1.0

~1.5m,宽度13~15m。与堤身落底设计泥下断面对比可得淤泥包的体积约为泥下石体体积的68%,据此可间接地判断爆破处理效果的可靠性。

### 4. 钻孔勘探检验

这是最直接的处理效果检验手段。本工程布置了8个钻孔,钻孔位置均选在具代表性的

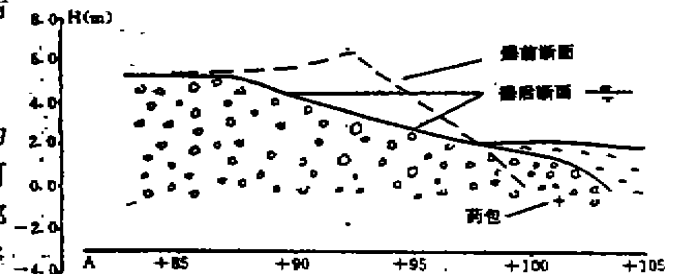


图3 第15炮爆前、后断面检测图

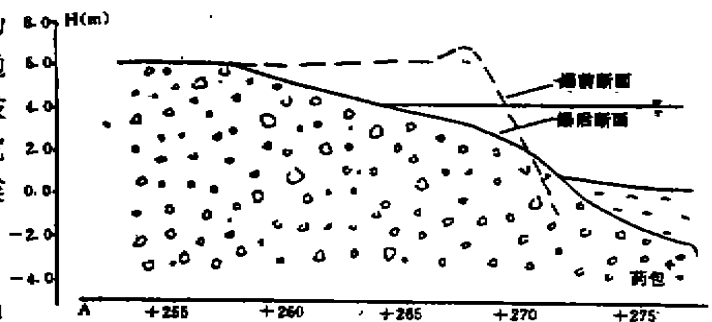


图4 第113炮爆前、后断面检测图

地段。其中,在D-50m横断面布置2<sup>#</sup>、3<sup>#</sup>、4<sup>#</sup>三个孔,勘探结果见图5。由图可知,该处抛石围埝落底情况十分理想,抛石体层下淤泥荡然无存,达到全清淤效果。

综上所述可以认为连云港一期围埝工程的爆破处理自始至终都处于优质安全状态。工程质量满足设计要求。具体表现为:

1. 布药参数符合设计及各有关文件要求,并经现场试验调整得到优化;

2. 竣工平面测量资料证实,围埝平面位置与设计吻合;

3. 爆后断面与设计断面接近;

4. 围埝堤身石体落底效果良好,落底宽度接近甚至超过堤身底宽的75%。

爆炸处理水下软基是一项新的地基处理技术。实践证明用爆炸法处理软基在技术上是可靠的,在施工上是易行的,具有明显的缩短工期和节省投资的优越性。该技术在围埝工程中成功的应用标志着在设计、施工等方面已趋成熟。但在我们的工程实践中也感到检测手段的不够完善,目前仍未找到既快捷又经济地得到泥下抛石体与周围介质的接触面的手段;堤侧施爆与抛填作业的相互影响等不足,有待进一步改进、完善。

#### 《岩土工程丛书》简介之五

#### 《国内外岩土工程实例和实录选》(1992年3月第1版)

本书835页,计121万字。共分八个部分,第一部分高层、超高层及高耸构筑物岩土工程;第二部分多层建筑岩土工程勘察报告实例;第三部分特殊工程;第四部分特殊性岩土地基;第五部分岩土工程治理;第六部分岩土工程监测与监理;第七部分事故分析与处理;第八部分岩土工程专题综述。全书共31个报告书实例,46个工程实录和3个专题综述。在技术范围、研究深度和编写格式上基本反映了当代水平。可作为岩土工程勘察、试验、设计、治理、监测、监理等科技工作者的必备工具书,也可作为岩土工程、工民建、水利、港工、矿建、道桥和地下工程等专业研究生及有关师生的主要参考书。

订购丛书的读者可向邮编100053北京573信箱7分箱李浩良同志索取订单,联系电话:010-63038601转253。

定价事宜:《岩土工程勘察设计手册》定价200元,外加发行费10%,计每本220元;

《岩土工程试验监测手册》定价98元,外加发行费10%,计每本108元;

《岩土工程治理手册》定价80元,外加发行费10%,计每本88元;

《国内外岩土工程实例和实录选编》定价50元,外加发行费10%,计每本55元。

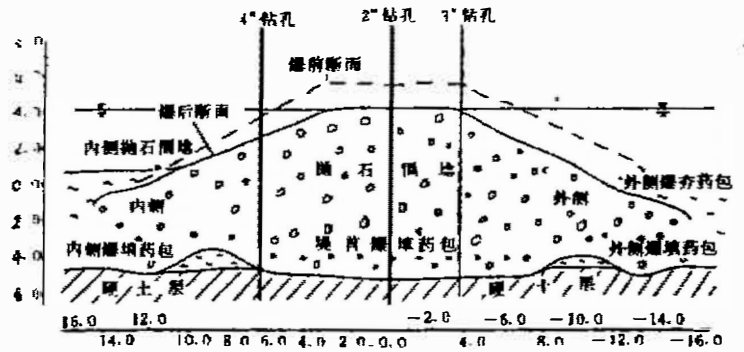


图5 D-50横断面爆前、后检测及钻孔图



## 软土边坡的粉体搅拌法加固

张振国

倪政熙

(广州市建筑总公司 广州市 510030) (武汉地质基础公司)

[摘要] 本文通过对一个软土岸坡的用水泥粉体搅拌法处理加固的实例介绍,说明该法用于软土边坡加固的可行性及经济性,文中还通过对工程加固效果的现场检测分析,得出了水泥粉体搅拌桩桩体强度和压缩模量高,以及水泥粉体桩对桩周软土性质改善较小的结论。

### 前言

土坡稳定是岩土工程中最基本的问题之一。挡土墙是保护土坡稳定的工程措施,但由于软土含水量高、抗剪强度低、工程性质差,因而作用在挡土墙背上的土压力值大,挡土墙一般工程量和造价较大。有必要另外寻求维持软土边坡稳定的更有效方法。粉体搅拌法是提高软土强度指标的一个方法,它是利用特制的机械强行将粉体固化剂(如水泥或生石灰)与软土就地搅拌,通过两者间的一系列化学反应,在地基中形成强度较大的桩体,并同时使桩周土体的性质得到改善,从而使桩与土体一起在地基中形成复合地基。因此粉体搅拌法可作为软土边坡稳定性加固的措施。

某陶瓷总厂位于珠江三角洲平原向丘陵过渡地带,拟建一抛光砖车间,场地地表有厚约2.5m的人工填土层,为粘性素填土及杂填土,其下为7m左右的流塑灰黑色淤泥层,淤泥层的凝聚力5.9kPa,内摩擦角 $\varphi=5^{\circ}31'$ ,天然地基承载力65kPa,压缩模量1.22MPa,再向下为粉质粘土。

车间长132.3m,宽78.0m,占地面积10210m<sup>2</sup>,呈南北走向,车间为三跨不等跨框架结构(跨度分别为24m、26m、28m),采用灌注桩基础。车间西侧的一河流,距车间5m左右,大体呈平行车间方向自南向北流过,河流宽约10m,深约3.0m,河水深约1.5m。原河岸用砖石砌筑挡土墙维持岸坡稳定,挡土墙底宽2.0m,顶宽1.0m,墙高约3.5m。

在车间进行回填土施工时,发现河岸向河流方向失稳滑动,造成边坡破坏,直接危及拟建车间的安全,实测边坡最大位移量2.0m,破坏宽度达60m左右,地面最大下沉约1.0m,在发生滑坡两个月后,边坡仍以20mm/月的速度向河流方向缓慢移动。

为保证岸坡稳定及拟建车间的安全,必须对岸坡进行加固。在确定加固方案时,曾对比了灌注桩处理和粉体搅拌法处理两种方案,由于前者的投标费用高达130万元,而后者的费用仅为17万元,因此最后决定采用粉体搅拌法边坡加固方案。

### 粉体搅拌法加固的设计与施工

粉体搅拌法加固设计主要是确定粉体固化剂种类、粉体掺入比、粉体搅拌桩的桩径、桩

\* 收稿日期:1995年9月

长及布置。根据场地地质条件及施工设备能力,在该工程中我们设计的参数定为:桩径: $\Phi 500\text{mm}$ ;桩长:9.0m;固化剂:水泥(425号普通硅酸盐水泥);掺入比:12%;桩距:1.0m;排距:1.0m。

桩的布置图见图1。靠近河边第一、三排桩长9.0m,第二排桩长6.0m,第四排桩长8.0m。

粉体搅拌法施工采用粉体搅拌机 GPP-5 型一台及 YP-1 型二台, GPP-5 型的最大加固深度 12.5m, 转盘扭矩 5kN/m, 成桩直径 0.5m, 电机功率 30kW, 最大提升力 100kN, 给进力 80kN。施工工艺流程为定位——钻进——提升喷粉——钻进搅拌——提升搅拌——移位。

本工程共完成粉体搅拌桩 602 根, 5086 延米, 从 1990 年 8 月 11 日开始施工, 9 月 10 日完工, 共历时一个月。

### 加固效果检测分析

为检测粉体搅拌法进行边坡加固的效果, 曾进行了长达 1 年的边坡水平位移观测, 在车间施工过程及正常运行阶段, 均未观测到土体明显位移, 说明处理是成功的。

#### 1. 开挖检查

施工完成后, 开挖了 15 根桩头进行直观检查, 证明水泥粉与软土搅拌均匀, 质地坚硬。

#### 2. 桩体标准贯入试验

共在 4 条桩上进行标准贯入试验 9 次, 对各桩进行平均统计, 得到表 1 及图 2 的成果。(其中桩体参考承载力  $[R]$  根据标贯值  $N$  按经验取得)。可见, 粉体搅拌桩的桩身强度随龄期增长而增加。

表 1

龄期(天)	标贯值 $N$	参考承载力(kPa)
3	3.0	100
13	4.0	123
20	4.7	138
28	5.2	146

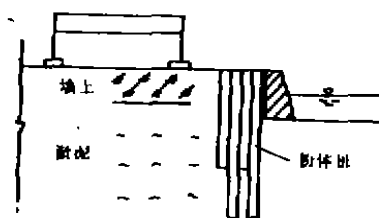


图 1

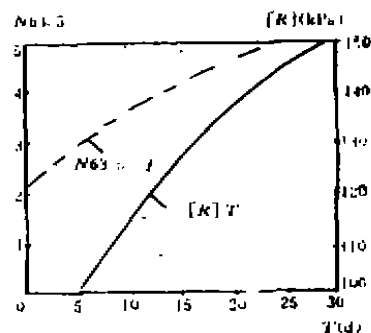


图 2

#### 3. 桩体静力触探试验

桩体静力触探在开挖人工填土层后进行(因填土层经粉体搅拌法处理后, 强度较高, 呈硬塑状, 静力触探测试困难)。图 3 为一根桩的静力触探试验曲线, 该桩长 6.0m, 龄期为 13 天。

由图 3, 该桩的承载力及压缩模量分别为 180kPa 和 6.80MPa。需要指出的是, 在该桩 2.5~3.3m 范围内实测值偏低可能是由于回旋钻进时给水使桩体浸泡及扰动使桩体强度变低的缘故。

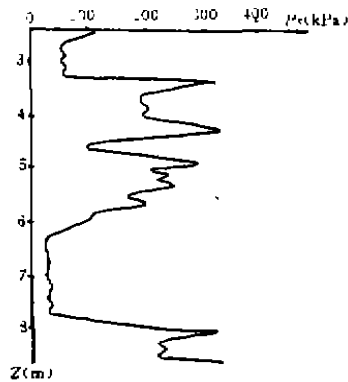


图3

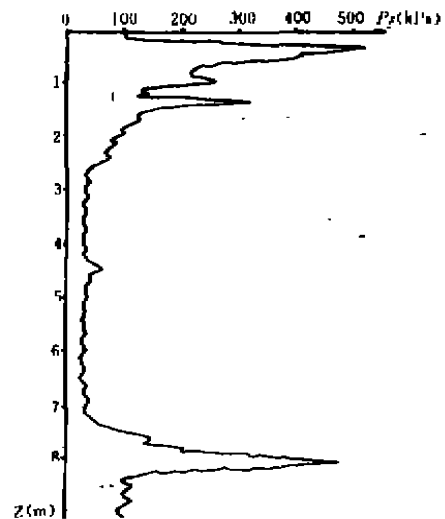


图4

#### 4. 桩身取样室内试验

共对5条桩体抽芯取样14组,进行土工试验,按不同龄期的试件,将同一龄期桩体的各项物理力学性质指标进行统计整理,结果如表2。

表2

龄期 (天)	$\omega$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$G_s$	$e$	$S_r$	$\omega_h$ (%)	$\omega_p$ (%)	$I_p$	$I_L$	$a_{1-2}$ (MPa <sup>-1</sup> )	$E_s$ (MPa)	$c$ (kPa)	$\varphi$
5	48.80	15.60	1.99	1.55	84.50	60.00	37.80	22.20	0.65	1.01	2.52	22.50	20°45'
13	49.40	16.80	2.66	1.22	89.50	58.40	24.20	34.20	0.98	0.93	1.97	15.40	22°45'
20	50.20	15.10	2.57	1.56	83.00	/	/	/	/	0.97	2.71	18.60	31°43'
28	41.90	17.10	2.60	1.18	83.30	/	/	/	/	0.73	3.82	12.10	29°54'

由表2可见,随着桩体龄期增长,桩体水泥土的凝聚力减小,内摩擦角明显提高,这是由于水泥粉体与淤泥混合后,水泥粉体颗粒与软土间发生离子交换团粒化作用的结果。

桩体水泥土的各种物理力学性质参数与淤泥比较发现,水泥土的压缩模量、粘聚力及内摩擦角均较原淤泥土有较大增加,而含水量、孔隙比、压缩系数都较原淤泥土降低较多,说明淤泥土层经粉体搅拌法处理后,土体性质得到改善,力学强度提高,土坡稳定性明显增大。

#### 5. 桩间土静力触探试验

共进行了三个点的桩间土静力触探试验,目的是比较水泥粉体搅拌桩对桩周淤泥土性质的改善程度,图4为其中一点的静力触探( $P_z \sim h$ )曲线。

由曲线可推得桩间土淤泥层承载力和压缩模量分别为58kPa和2.38MPa。与未处理前淤泥层的承载力(65kPa)及压缩模量(1.22MPa)相比区别不大,说明水泥粉体搅拌桩对桩周土性的改善较小,与石灰粉体搅拌桩不同<sup>[1][2]</sup>。

## 总结

本文通过对某陶瓷总厂抛光砖车间施工引起边坡滑动的粉体搅拌法处理实践证明,可

以用粉体搅拌法来提高软土的抗剪强度,增加边坡的稳定性。此外,通过对处理后和各种检测试验分析,得到了如下重要结论:

1. 水泥粉体搅拌桩体具有较高的桩体强度和较高的压缩模量,13天龄期的桩身承载力180kPa,压缩模量达6.8MPa,分别为未处理淤泥的2.8倍和5.6倍。而且桩体强度和压缩模量随龄期而快速增长,实测表明28天龄期的桩身承载力为3天龄期的1.5倍。

2. 水泥粉体搅拌桩体的凝聚力及内摩擦角比原状软土有较大的提高,13天龄期的水泥土桩体 $c=15.4\text{kPa}$ , $\varphi=22^{\circ}45'$ 为原淤泥的2.6倍和4.1倍,28天龄期的 $c$ 、 $\varphi$ 值分别为原淤泥土的2.1倍和5.5倍。由于被加固后土体的 $c$ 、 $\varphi$ 值成倍增加,所以软土边坡的稳定性得到保证。

3. 水泥粉体搅拌桩对桩周土的性质改善甚微。桩间淤泥土的静力触探资料表明,其承载力及压缩模量与被加固前无明显变化,这点与石灰粉体搅拌桩有较大的差别。

#### 参考文献

- 1 张振国、倪政熙、许宗劭,深厚软土层的粉体搅拌法处理,地基处理,1995, No. 2
- 2 张振国、倪政熙、许宗劭,珠江三角洲软土粉体搅拌法处理应用及研究,广州建筑,1992, No. 3

## 欢迎订阅《地基处理》 ——一份属于土木工程界的刊物——

《地基处理》已经历了七个年头。经过广大读者、写稿者、审稿者、编委以及各次专业会议的热心支持,逐渐取得有关地基处理设计、施工、勘测、教学、科研以及业主和监理人员等更广泛、深入地理解和参与。

《地基处理》由中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会和浙江大学土木系联合主办。并于1994年2月成立了《地基处理》杂志社。已有21个成员单位,并希望有更多单位继续参加,为办好《地基处理》而共同努力。

现已开始1997年度的订购工作:

订阅一年(1997)	4期	12元(包括邮费)
三年(1997--1999)	12期	36元(包括邮费)

订阅 每年合订本(1993年,1996年)每本15元(包括邮费)

如蒙订购,可向《地基处理》发行部索取定单,或直接将款项汇至:农业银行杭州浙大分社、账号70620113303974 地基处理学会,注明订购《地基处理》或通过邮局寄至杭州310027浙江大学土木系岩土工程研究所欧阳晶泓、同时将订购单(或信函)寄至310027浙江大学土木系岩土工程研究所邵建华,以便及时邮寄。

# 高速公路路基下伏采空区治理技术\*

张志沛

(西安矿业学院地质系 西安 710054)

**[摘要]** 通过目前国内外现有资料的对比研究,对严重影响石太高速公路修建和运营的采空区采用注浆的方法,充填采空区及上覆的裂隙冒落带,以达到加固地基的目的。灌注材料选用水泥和粘土,水固比为1:1.5,灌注浆液的结石体在采空区及上覆的裂隙冒落带中充填率达75%以上,满足了高速公路对路基承载力的要求。

石太高速公路东起河北石家庄市,西止山西太原市,是我国第一条山区高速公路。在山西省境内修建高速公路时,遇到了因采矿活动而形成的采空区。由于采空区的存在,上覆岩层冒落塌陷,使地表产生变形,严重影响高速公路的修建和运营。因此,有必要对采空区进行治理。山西省在平定县西郊一旧关段对柏井采空区进行了采空区治理的试验工程,这种治理技术为今后采空区治理和类似的治理工程提供了可以借鉴的经验。

## 柏井采空区概况

柏井采空区位于山西省平定县柏井乡,公路测设里程在K127+560~K129+495之间,自东向西分为零号、1号、2号、3号和4号采空区,地表为山区地形,采空区位置在平缓的山顶或山脊上,沟脊高程相对较小,约50~100m左右。勘察结果表明:柏井零号采空区开采层位为本溪组底部风化壳中的铁矿,厚约0.5~3m不等,采深约20~50m之间,上覆层岩性以砂页岩为主,第四系松散物0~20m,地表见有陷落坑,开采时间为57~58年。柏井1号、2号采空区开采层位,为太原组中的煤层,厚约2~6m,1号采空区距地面10~30m,2号采空区距地面20~80m不等。上覆层岩性,以砂页岩为主,局部夹有灰岩,第四系松散物,0~25m之间,开采时间为50~60年代。2号采空区上方的地表见有4个明显的陷落坑。柏井3号、4号采空区开采层位为本溪组底部的铝矾土矿,厚约2~6m,采深在10~30m之间,上覆层岩性,以砂、页岩为主,第四系松散物0~10m。柏井3号采空区的开采时间为70~80年代,柏井4号采空区为1992年开采,至公路路基修建开始前,才被迫停止开采。柏井地区地层走向东南缓倾,倾角10°~30°,地层呈波状褶曲,无大断层。矿产开采方式极不规则,在地面直接挖巷道至矿层,或沿斜井伸入至矿层,顺矿层走向巷道式或短壁式开采。矿层开采工作全部结束后,其所留下的空洞,不作任何处理,放弃后,任其自然垮落。由于采空区未作任何处理,势必使上覆基岩产生冒落塌陷,自下而上形成冒落塌陷带,裂隙带,整体弯曲带,引起地表变形。在这些采空区之上的地表形成沉降盆地,明显见到裂隙、陷落洞(坑)等现象,地面房屋内见有裂缝,部分房屋或损坏或废弃。

\* 收稿日期:1995年11月

## 柏井采空区地基注浆加工技术

在我国及其它国家尚没有这种采空区治理的实例,经对圆台式端承桩法,上部灌注成板法和用注浆方法充填,加固采空区和冒落带等三种方案优缺点进行反复研究后认为:圆台式端承桩法工程费用较高;上部灌注成板法施工难度大,质量无法保证;注浆充填法工艺简单,质量有所保证。最终决定采用最后一种方案进行柏井采空区地基治理试验工程。

### 1. 采空区治理范围

柏井零号、1号、2号、3号和4号采空区影响公路总长约2km,纵向治理宽度以每个采空区实际影响范围为界;横向治理宽度依据煤层埋藏深度,产状和煤层应力扩散角计算得出。一般在60~120m之间;治理深度自采空区上覆的裂隙冒落带,一般距地表在10~80m之间。

### 2. 注浆孔的成孔

针对高速公路的特点,在路基约25m范围内,灌注浆液应尽可能将采空区及上覆的裂隙冒落带充满,因此,注浆孔的扩散半径以5m左右考虑。在路基以外至采空区影响边界,只要保证采空区不再继续塌陷冒落,对路基不再产生任何影响即可。因此,注浆孔的扩散半径以7~10m左右考虑。在治理的边缘地带,用帷幕注浆孔内加注固料和注浆的方法来控制浆液的流动,以减少灌注浆液的流失。据此原则,注浆孔在路基范围内为三排孔,孔距和排距各约10m左右。路基至治理边缘部分,排距和孔距各为15~20m,最边缘一排为帷幕注浆孔。不同排的孔在平面上呈梅花状分布。

注浆孔用回转式钻机成孔,用 $\Phi 146\text{mm}$ 钻头开孔,钻至基岩5~10m后,下入146mm孔口管护壁,用 $\Phi 110\text{mm}$ 钻头至采空区所在层位终孔。在基岩裸露区用146mm钻头开孔,不变径钻至采空区所在层位终孔。

整个钻探过程中,要求用清水钻进,采取岩芯,做简易水文地质观测。每隔40~50m时,测量一次孔斜,终孔孔斜要求不超过 $2^\circ$ 。

终孔后,用内径为 $\Phi 50\text{mm}$ 一端带有环形托盘(直径约为140mm左右)的注浆管,下入孔内的变径处或基岩5~10m处。注浆管与注浆管之间用接箍相连,在中部或上部用一个反丝接箍相连,以便在注浆结束后,使上部注浆管能够反转提出重复使用。然后从托盘开始向上用525#快硬水泥或425#矿渣水泥加速凝剂止浆,将管壁与孔壁固结严密,止浆高度约为5~10m。

在钻进过程中,对于那些没有明显掉钻现象的注浆孔,要进行压水试验,测量单位耗水量( $q$ )值,为注浆工作提供有用的资料。

### 3. 注浆过程

对于埋深较浅,尚未完全塌陷的采空区,即直接进入采矿现场的柏井4号采空区,用长约30~40cm,宽约20~30cm,厚约10~20cm奥陶纪灰岩片石,将空洞由里向外逐步干砌,在洞中用25#砂浆将洞口浆砌,厚度约2~5m。然后,在地面上打孔压力灌注水泥粘土浆(具体内容见下面),加固地基。

对于埋深较浅,但已塌陷的采空区和埋深较深的采空区,即柏井零号、1号、2号、3号采空区则直接采用压力注浆来加固地基。为防止采空区上覆岩层继续塌陷冒落,同时,进一步降低工程成本,注浆材料选用水泥和粘土,即采用水泥粘土浆。水泥为425#矿渣水泥,粘土

为当地粉质粘土。考虑到地面上构造物不同,经过试验室反复试验后,在试验工程中所用配方也不同。在承载力较大的桥台、桥涵部位,水、水泥和粘土的配比为:1:0.8:0.7和1:0.5:1(重量比);在一般构造部位,水、水泥和粘土的配比为:1:0.3:1.2(重量比)。

灌注浆液的配制方法可分为散式和集中式两种。柏井零号、1号、3号、4号采空区治理试验工程为分散式制浆,这种方法主要用于采空区规模小,注浆量不超过1~2千方的地段,水、水泥和粘土按配方重量送入大型立式搅拌机内,充分搅拌后,过滤,由泥浆泵经与注浆管相连的高压管注入孔内。柏井2号采空区治理试验工程为集中式制浆,这种方法主要用于采空区规模大,注浆量大的地段。2号采空区灌注浆液约3万多方,因此,建立了一个大型泵站和水泥仓库,水泥和粘土分别在一级搅拌池(机)内充分搅拌后,按配方,同时将这两种浆液放入二级搅拌池(机)内,混合后充分搅拌,制成水泥粘土浆。将制好的水泥粘土浆由泥浆泵经与注浆管相连的高压管注入孔内。

对于那些帷幕注浆孔和明显具有掉钻现象的注浆孔为控制浆液扩散过远,节省材料消耗,在孔口安装漏斗状注砂器,将砂或矿渣用水泥粘土浆带入孔内。

整个注浆过程先用少量稀浆注入孔内,然后将所需的水泥粘土浆注入孔内,采用水固比1:1.5的配方,水泥在固相中的比例因地面构造物不同而变化,灌注浆液的结石体在采空区及上覆的裂隙冒落带中充填率达75%以上。

在注浆孔的注浆末期,泵压逐渐升高,当孔口管压力大于1.5兆帕,泵量小于70L/min,二者稳定30分钟以上,作为该孔最终注浆结束标准。

注浆孔成孔是分二序次完成的,孔内注浆与成孔工作同步,也是分二序次完成。

#### 4. 工程质量检验

由于在煤矿采空区上方修筑高速公路的实例不多,其工程质量评价方法及要求还处于摸索试验阶段,尚未形成正式规程。在本工程质量检查中,先采用物探的方法(瞬变电磁法和瑞雷波法),进行治理前后资料的对比研究,对有疑问地带,布置质量检查孔,提取孔内岩芯并在孔内作注水试验。孔内注浆结石体抗压强度应大于0.3MPa(3个月以后)。注水试验时,在孔口管压力大于1.5MPa以上时,注水消耗量应小于70L/min。综合分析上述检查结果,如有必要,则进行一些补灌工作,保证工程的质量。

#### 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,1988
- 2 叶书麟,地基处理,中国建筑工业出版社,1988
- 3 孙更生等,软土地基与地下工程,中国建筑工业出版社,1987
- 4 何国清等,矿山开采沉陷学,中国矿业大学出版社,1991
- 5 G G. Marino etc. Advanced Reconstruction for Subsidence-Damaged Homes, MIS, No. 6, 1988:87~106
- 6 M C. Wang. Settlement Behavior of Footing Above A Void, Proceedings of the Conference on Grouting Geotechnical Engineering, New Orleans, February, 1982, 168-183

# 汉口地区深基坑止水中的应用\*

戴传英

(铁道部第四勘测设计院一处 武昌 430063)

**[摘要]** 应用广泛的注浆技术,在第四系地层中的大面积防渗实例还不多。这两年在汉口地区的闹市中心,采用该项技术不仅解决了高层建筑基坑施工中的承压水突涌等问题,而且避免了在旧城区改造中敏感的环境破坏、污染等问题。确保了施工及既有建筑的安全。取得了很好的社会效应。通过几个工程的成功实践,文中介绍了该项技术在深基坑止水中的应用情况。为第四系地层中的大面积注浆止水提供了成功经验。

随着改革开放的不断深入,市政建设日新月异。1993年以来,武汉市旧城区的高层建筑也在不断规划、兴建。据了解已有300座之多。毗邻长江、汉水的特殊地理环境,为高层建筑的深基坑施工提出了十分严峻的课题。

## 方案选择

1993年在论证汉口江汉路“中百商贸城”深基坑防水方案时,我们提出了采用压力注浆的方法。此前,在武汉市的城区建设止(防)水,一般采用井点降水、深层搅拌、高压旋喷(摆喷)。比较压力注浆,我们认为:

1. 井点降水:简便易行,造价低。为较常用的方法。然而,在降落漏斗形成的过程中,其附加沉降随之产生,从而造成周围房屋、道路的不均匀沉降,环境受到破坏。尤其在旧城区的改造施工中,由此而造成的损失,有时是难以估价的。现在,武汉市已不允许在城区内采用此法。

2. 深层搅拌:采用机械旋、喷方式,在地基土内形成互相搭接的水泥土桩,从而构成水平、垂直的止水帷幕。一般施工垂直度不易控制,难以满足要求;再则碰到地下硬物,或工程桩的超灌混凝土,则无法成桩。况且与工程桩、护桩之间的施工间隙,难以弥补。这样,过水通道就不可避免。

3. 高压旋喷(摆喷):采用高压气流、水流,旋(摆)射入土体,然后跟进浆液,形成桩桩相扣的水平、垂直帷幕。其施工垂直度也是不易控制的;同时影响桩径的因素较多,容易出现“脱扣”现象。况且20MPa以上的高压对城区环境造成一定的威胁。施工场地的污染也比较严重。

4. 压力注浆:采用小于4MPa的压力将备好的浆液通过注浆管,注入土体。在压力、影响半径、注浆量的控制下,使浆液较均匀地渗透、充填于地基土的孔隙、裂隙,堵塞大大小小的过水通道,降低土体的渗透系数,形成一定厚度的相对隔水层。确保基坑施工安全。只要保

\* 收稿日期:1995年12月



证合理的注浆量,其压力可视地层、环境等因素进行调整。既减少浆液不饱和的盲区,对环境也不致产生不利影响。见表1。

止水方案比较表

表1

方案	止水工艺原理	对土体的影响	效果	造价
1 井点降水	不断抽水,降低水位	不搅动土体 基本为原状土	易出现不均匀沉降, 造成环境破坏	低
2 深层搅拌	机械成桩,桩桩搭接	搅动土体,形 成复合地基	易脱接,断桩,形成 过水通道	较高
3 高压旋喷	高压射流,旋喷成桩 桩桩相扣	全置换或半置 换地基土	桩径不一,脱扣,形成 过水通道,场地污染	高
4 压力注浆	低压注入浆液,堵塞孔 隙裂隙,降低渗透系数	不搅动土体, 提高密实度	低压,浆量控制,分布 相对均匀,环境易保护	中

综上所述,在城区基坑施工中采用压力注浆止水,不失为一种经济合理手段。至今已在江汉路的“中百商贸城”、车站路的“金源世界中心大厦”、南京路的“建华大厦”、洞庭街的“公安局职业据点综合楼”等项目中实施。施工实践及开挖验证,均表明不但效果良好,而且确保周围既有建筑的安全,致使周边的危房不受任何影响。成功的实践证明,该项技术用于旧城区的改造是切实可行的。

## 汉口地区工程地质、水文地质概况

武汉地区的武昌和汉阳中西部一带多属于岗垅地形,一般以老粘土沉积为主。而汉口地区,因江堤的阻隔,可称为长江冲积一级阶地区,其北部也多为湖区。以第四系全新统冲洪积地层为主,呈典型的二元结构。近年来的高层建筑绝大部分集中在汉口这一地基软弱地带。

汉口地区的地层层序一般为:

1. 杂填土:多为砂、土夹砖、石、混凝土等,厚约1.0m~3.0m不等;
2. 粘土:呈褐黄色、棕黄色,可塑,厚约有3.0m~5.0m;
3. 粉质粘土:褐~黄褐色,可塑,夹薄层粉土,厚约2.0m~6.0m;
4. 粉砂:呈青灰、灰黄色,稍密~中密,饱和,厚度大于8.0m;

其下由细变粗,直至基岩顶面的砂卵石层。

地下水主要为潜水与承压水两种类型。前者多赋存于上部杂填土及粉质粘土、粉土中,多由大气降水及渗漏的城市用水补给。水位一般在地表0.60m~1.50m。承压水则主要埋藏在粉质粘土以下砂层中,含水层厚度一般都大于30m。因其与长江、汉水的连通关系,除大气降水补给外,与江、河的枯、汛期呈互补关系。承压水位一般距地表1.50m~3.50m。

粘土层为隔水层;粉质粘土、粉土,渗透系数为 $4 \times 10^{-5} \sim 6 \times 10^{-8} \text{cm/s}$ ;粉、细砂及其下的中、粗砂等,渗透系数为 $2.5 \times 10^{-2} \sim 7 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ 。

高层建筑的基础挖深一般都在10.0m以下,有的已近20m,即使一层地下室也多超过6.0m。这样上部的粘性土隔水层基本都要挖穿,即使留有部分粘性土,也难以平衡承压水的

压力。近年在地下室施工中接近或超过 8.0m 时,管涌、流砂时有发生,或者由于措施不当造成施工困难、环境破坏的事例颇多,有的损失巨大,为此,汉口地区的高层建筑深基坑止水是施工的突出问题之一。

## 压力注浆的设备、材料

压力注浆(即灌浆法)是采用气压、液压或电化学原理,把某些能固化的浆液注入各种介质的裂隙,以改善地基、围岩的物理力学性质,达到加固、防渗、堵漏等目的。合理的工艺控制还可对已产生不均匀沉降的建筑物进行纠偏<sup>[1]</sup>。

这种方法已广泛应用于水利、交通、建筑、地下工程等领域,多以提高地基、围岩力学强度为主要目的。用于第四系地层的大面积止水工程还不多。针对城区深基坑止水的工程特点,我们自行设计、配备的一套注浆设备,使用效果较好。

### 1. 沉拔管机

根据汉口地区的地质条件,自己设计了 ZDJ-1 型、ZDJ-2 型震动沉拔机。该机置于轨排上走行,采用 4kw 的电动机带动击震头的偏心锤,产生 1.5t 的震动力,将注浆管击入土体的注浆段深度;注浆完毕利用机上升降设备拔出注浆管,然后在轨排上移机,进行下一孔作业。

这样注浆管与孔壁的间隙较回转式小,可减少冒浆,处理孔口冒浆也较容易。注浆管也可重复使用。

### 2. 注浆泵

配备 SYB50/50-1 型单液注浆泵,其泵压为 3.5~5MPa,流量 50 升/分,并配备 KBY-50/70 型双液注浆泵,泵压 7MPa,流量 50 升/分。根据不同的注浆方式,采用不同的泵压。

### 3. 搅浆机

鉴于对悬浊型浆材分散性的要求,我们选用 WJ100 型双桶搅浆机。该机采用 11kw 电动机,搅浆轴 520 转/分,容量 500 公升。

以上三大件为压力注浆的核心设备。受场地条件限制,要求设备具有轻巧、耐用、移动灵活等特点。

### 4. 管材

沉入土体的注浆管一般采用  $\Phi 32\sim\Phi 35$  的无缝钢管。出浆管(花管)上每 10cm 设一组出浆孔,每组孔相互错开,平面上呈放射状排列,以利浆液均匀分布。因 1.0m 为一注浆段,所以管长均为 1.0m。

地表输浆管采用一般的双层高压管。根据设备条件配备其直径。

### 5. 注浆材料

在止水工程中,对浆材的结石强度要求不高,以可灌性与胶凝时间为主。

普通硅酸盐水泥的可灌性与胶凝时间均优于矿渣水泥,一般选用细粒的 425 号普通硅酸盐水泥,实践已证明可灌入  $10^{-4}\sim 10^{-5}\text{cm/s}$  的砂性土。

化学浆材主要为硅酸钠(水玻璃)。其与水泥浆的配比,主要控制胶凝时间。作为真溶液其可灌性更优于水泥浆。它不仅与水泥浆化合产生胶凝结石,也可在土中发生化学反应,生成二氧化硅胶凝,增加土颗粒的连结力。模数低的胶凝时间也短。一般采用 30~40Be',模数 2.4~3.4 的较合适。

## 注浆工艺原理及效果检验

压力注浆施工工艺流程如图1。

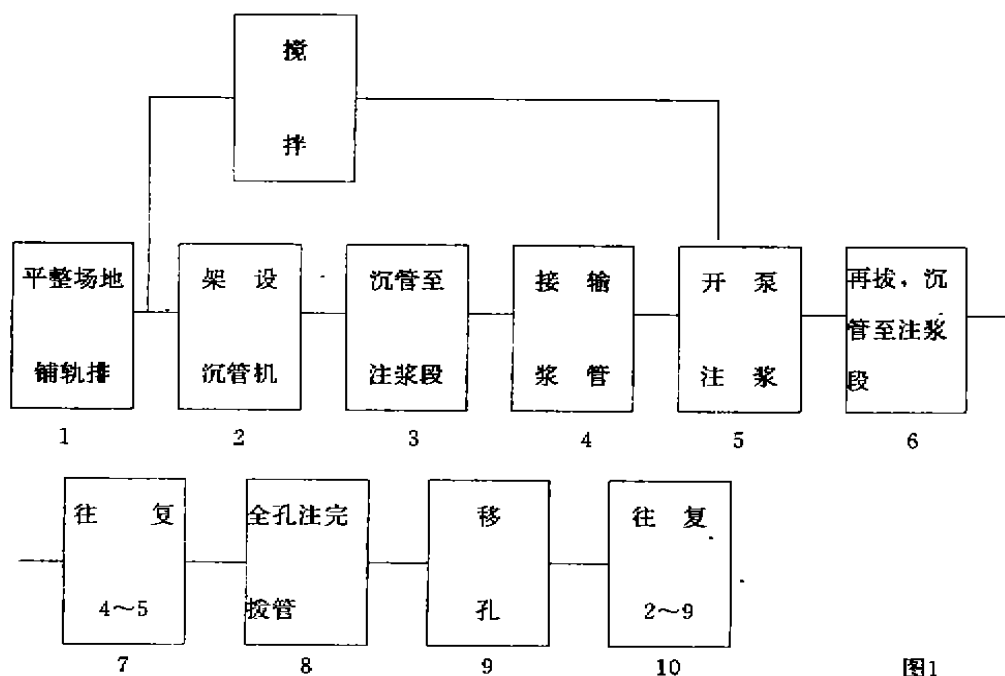


图1

沉管注浆前,须平整场地,铺设轨排,将沉拔管机扣入钢轨,调整机台。这样可保证成孔垂直度,也便于沉拔管操作。核实孔口标高注浆层次、深度、浆型、浆量后,将注浆管击入相应注浆段。接上与注浆泵连接的输浆管,将经过充分搅拌的浆液注入孔内。当注浆量或压力值达到控制值后,再行下一段注浆。如此往复,直至该孔注浆完毕。最后拔管、移机再进行下一孔注浆层序。

为了保证浆液在土体中均匀分布,一般1.0m为一注浆段。每孔注浆完毕,管材必须彻底清洗,尤其是出浆管,每个出浆孔都应疏通,再套上逆止阀。尤其是在同一孔注不同浆材时,更应彻底清洗,这样才能保证下一孔顺利注浆。

注浆影响半径是注浆孔位的控制因素之一。施工前必须做好试验工作。即使地层条件相同,先期施工的各种因素也使影响半径发生变化。为此,开工试验后,在施工过程中还须经常观察,以便进行适度的孔位调整。

一般先注边排孔,以设计注浆量控制。后期施工的相邻孔,以灌至不进浆为宜。

经过桩基施工后的土体,均已受到不同程度的扰动。这种情况下,作为隔水层的粘性土,也会产生裂隙通道。故其注浆量除考虑地层的渗透系数外,还应有附加的扰动因素。

在注浆过程中,往往不易把握好浆液的凝结时间,从而造成堵管或损坏设备。可采用不同浆液分开注。先注水泥浆,后注水玻璃。这样可使水泥颗粒先堵塞较大孔隙,裂隙,其后水玻璃与其形成结石;再则水玻璃还可进一步渗入更细小的孔隙,与土体中的钙质产生絮凝堵塞作用。

为保证注浆效果,控制凝结速率,对浆材的配比,添加剂的掺入量实行严格的定量控制。

并确保浆材类型、注浆深度、注浆量达到控制指标。事先检验注浆效果,主要采用钻控探取样。进行物理力学指标、化学分析、渗透系数检验。也可在基坑周边注浆体以外,设若干观测井,随着基坑的开挖,定时观测水位的变化,以此做出相应的预测。

由于地层是非均质体,桩基施工后的地基土更是如此。况且,城区地下管道复杂,有的年久失修,有的废弃后留下隐患。再严格的施工控制,也可能出现疏漏。为此,注浆完工后,须备有相应的补救措施。在基坑支撑防护系统未完善之前,不要进行大面积开挖。坑底仍需做好排水设施。出现渗流及时补注。

## 认识和体会

在“中百商贸城”施工中,一直未停业的中心百货公司五层家电营业部距基坑仅1.5m,经注浆开挖后,未产生任何沉降、位移迹象。大面积开挖暴露的基坑基本干燥无水。设在基坑外围的观测井中的水位,仅随着气候、长江水位而有规律的变化。该成果受到了市建委、市商委、武汉市有关专家的一致好评。

由于基坑结构变更,“金源世界中心大厦”有局部未进行封底注浆。地下室完工后的对比,显现出注浆后的土体具有一定的隔潮功能。

我们将压力注浆技术用于第四系地层的大面积止水工程仅一年多,虽然已成功实施了几项工程,但设计的优化、浆材的选型、配比等有待进一步探讨,改进。

我们在汉口开创成功的先例后,也有的单位相继采用该技术进行基坑防水,但完全奏效的不多。究其原因,除了方案报告、施工设计中的设计思想、参数选用可能欠妥外,更主要的是疏忽了对压力注浆止水技术一整套施工工艺的严格控制,并缺乏严密的监检措施。从而不易保证设计意图的贯彻和实施,早已广泛应用于岩土工程的注浆技术,实际是一门施工控制技术。尤其在第四系地层中,针对不同的目的,不同的地层条件,不同的设计结构,不同的环境条件,其施工工艺和监检手段是不同的。本文的目的,就是通过阐述这方面的成果和体会,以引起同行的重视,为压力注浆技术的健康发展抛砖引玉。

我们认为,在城区高层建筑深基坑施工中,压力注浆还须与完善的支撑结构结合,配以合理的施工组织方案,方能共同构成深基坑施工的安全防护体系。

## 参考文献

- [1] 地基处理手册编写委员会(1988)地基处理手册,中国建筑工业出版社。

一题一议

## 从桩的动测法说起\*

盛崇文

(南京水利科学研究所 南京市 210024)

目前,以一维波动理论为基础的所谓低(小)应变和高(大)应变基桩动测法正在各大城市广泛推行。低应变动测法适用于检测桩的结构完整性,高应变动测法由于在桩顶施加的动能较大足以动员桩周以及桩底附近土体阻力的发挥而能预报桩的承载力。有的单位甚至用低应变动测法预估桩的承载力。还有一些单位对1m以上直径、20m以上的桩柱亦用所谓高应变动测法检验柱体的结构完整性和预报柱体高达10,000kN以上的承载力。也有个别单位甚至吹嘘能查出钢筋混凝土打入桩在深处出现的裂缝。笔者认为忽视动测法的有限适用条件,过分宣扬动测法的可靠程度,盲目相信动测仪器是高科技的电子产品,都是没有根据的,故而是恰当的。

许多桩的室内试验结果都表明即使在单一的土层条件下对已知存在某种缺陷(如缩径、扩径)的模型桩,如果测试者没有相当地土力学知识,单纯从测定的动测反应曲线来判别缺陷的性质、严重程度和位置还是一件不太容易做的事。

1992年9月在荷兰海牙举行的第4届基桩应力波理论应用国际会议上公布了12家均有一定国际声誉的基桩测试公司参加的基桩结构完整性测试竞赛的结果。人工埋设的预制桩共10根,桩的直径全部是250mm,长度18.0m,只有第七号桩故意缩短为17.0m。9根桩是有缺陷的,诸如扩径、缩径、宽10mm深130mm的刻槽,只有1根桩是结构完整的,不带任何缺陷。试验场地设在荷兰特尔夫工业大学校园停车场内,由特尔夫岩土技术公司进行了土质勘测试验,土层资料事先都发给各参赛公司。测试竞赛在1992年6月进行,各公司都派出好手应用它们习惯用的低应变测试设备进行测定。测定结果大失所望。这些平时都宣称擅长基桩测试的公司对10根试验桩平均只有4根桩能正确测定;对第1号完整桩没有一家公司判读正确。参赛第一名,10根桩中有7根判读正确;最后一名只能正常判读2根桩,水平参差不齐。他们都承认其中有5根桩特别难判读,能够判读正确全靠瞎蒙。大家都一致公认目前的低应变动测法无法正确测定桩身的10mm宽的刻槽或者裂缝。

在1992年9月的国际会议上还公布了也是在荷兰进行的用高应变动测法预报基桩承载力的测试竞赛结果。有10家公司参赛。试验桩5根,都是方形预制桩,打入土中深度11.5m~19m。其中4根在制桩时预埋了若干感应器,以备嗣后进行各种试验之用。竞赛也

\* 收稿日期:1996年7月

是在92年6月间进行的,要求各参赛公司用他们常用的测试设备经过实地测试后提出这4根桩的荷重沉降曲线。待各公司都提出结果后,各桩进行静载试验。第5根桩只进行静载试验,不进行动载试验,藉以了解动载试验对静载试验有无影响。10家公司的动载试验结果同样不能令人满意。比如有一根桩,各家公司预报的最大承载力为90kN~510kN,变幅很大,而静载试验结果是340kN。

目前国内工程中采用大直径钻孔灌注桩或人工挖孔桩很多,桩径1.2m以上,桩长20m~40m。这样的一根桩,自重都在600kN~1,000kN之间。高应变动载试验中常见的锤重为5t~10t(国内最大锤重18t)。用这样轻的的锤子捶击上述桩的桩头,究竟能动员出桩周和桩底附近土体多大比例的阻力来,这是一个不容忽视的问题。如果土体的阻力不能全部发挥,无论用多么先进的测试设备和精确的理论,测试得到的“最大承载力”有什么实际价值?有的工作人员还把预报的“承载力”精确到小数点后第二位,真是自欺欺人。

自然,笔者不是否定整个动测法,但是应当认清动测法的不足之处,不可盲目鼓吹它的普遍适用性。笔者认为低应变动测法可用作施工质量控制。先进行施工质量公认为合格的试验桩或示范桩的动载试验,把这些测试曲线作为范本,根据工程规模(规模大的,抽样频数小)、桩数(桩愈多,抽样频数愈小)、场地土质的复杂程度(越复杂、抽样频数越大)以及施工单位的信誉(施工经验少,信誉低,抽样频数大),随机抽样进行动载试验,所得曲线和范本比较,若偏离较大,就要着重弄清该根具有异常情况的桩的存在问题,并采取相应措施:抽样频数为15%~100%。

关于基桩的极限承载力预报,高应变动测法还是可以信赖的方法之一,只要桩的直径在1m以下,桩长在30m以内。为提高用动测法预报极限承载力的可靠性,各个城市,对特大城市则需细分为各个区域,积累静动对比资料,以静载试验桩资料为基准,摸清该区域内高应变动载试验的可能误差。对进行基桩检测的单位应实行通过现场考试及格后发放许可证的管理办法。

至于大型灌注桩(墩柱)或人工挖孔桩(墩柱)的承载力预报,目前最直接、最可靠的方法唯有大型静载试验。自然,大型静载试验比较费时费钱,并且对荷重超过10,000kN的静载试验不是那么容易做的,这里值得研究的课题很多。好像有一种偏见,静载试验的科技含量不如PDA、PIT、PAS那样高;认为前者是低科技产物,后者才是高科技产品。笔者最近在一期英国出版的《Ground Engineering》(1995年11月号)上看到一则报道:以色列在Hashalom一项大工程中采一种新型的加压装置,利用四台650t液压千斤顶产生22,000kN的反压,用24根直径50mm、各长28m的土锚作平衡荷重。连接土锚与安放在桩顶上千斤顶的是一只像莲花座的环梁,沿环梁一周均匀设置24个洞眼,每一洞眼斜插一根锚杆,锚杆的斜度为26°。试验桩为直径1.5m、埋深24m的灌注桩,桩内预先埋设各类感应器。静载试验进行顺利。又,英国Cementation Piling & foundations公司已使静载试验自动化、微机化,他们已积累了2,000多份试验资料,发现荷重沉降关系线服从双曲线规律,这大大深化了对土的应力应变关系的认识。这恐怕不能说静载试验的科技含量不高吧!