

## 目 次

## 论 文

- 复合桩基与复合地基理论.....龚晓南 (3)
- 关于挡土结构被动区加固性状的若干研究..... 王欣, 谢康和, 张冬霁 (16)
- 建筑基坑被动区土体加固的分析..... 熊巨华, 杨敏 (22)
- 锚拉板桩墙设计理论研究..... 何思明 (28)
- 建筑渣土夯扩桩复合地基技术——一种新的地基处理方法.....宋广信, 吴廷杰, 张立军(35)
- 地下连续墙在佛山国商工程中应用的一些体会..... 郭远翔, 曾萌 (42)
- 青岛市团岛污水处理厂抛石填海地层高喷防渗灌浆新工艺..... 王洪恩, 王明森 (46)
- 菏泽电厂 2 #机除尘设备地基的抗震加固..... 左秀泓, 冯国一, 陈大海 (53)

## 一题一议

- Priebe 方法确定碎石桩复合地基强度指标的修正..... 何广讷 (57)
- 对于 1998 年第三期两则“一题一议”的讨论.....魏汝龙 (59)
- 原状土的结构性及其对抗剪强度的影响..... 龚晓南 (61)

## 译 文

- 地下排水设计(续)[地下排水应用].....浙江大学岩土工程研究所编译(63)

## 复合桩基与复合地基理论

龚晓南

(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)

[提要] 论文首先论述了常用地基形式可以分为三类:浅基础、桩基础和复合地基,接着介绍了复合地基分类以及复合桩基与复合地基的关系,最后介绍了三个工程实例。

### 常用地基基础形式

当天然地基能满足建筑物对地基要求时,采用天然地基,或称浅基础;当天然地基不能满足建筑物对地基的要求时,对地基进行处理或采用桩基础。地基处理方法不同,天然地基经过地基处理后形成的人工地基性态也不同。经过地基处理形成的人工地基多数可归属为两类:一类是天然地基土体的力学性质得到普遍的改良,形成均质地基。如通过预压法、强夯法、以及换填法等形成的土质改良地基。这类地基承载力与沉降计算基本上同浅基础,因此将其划归浅基础。另一类是在地基处理过程部分土体得到增强、或被置换,或在天然地基中设置加筋材料,加固区是由基体(天然地基土体)和增强体两部分组成的人工地基。加固区整体看是非均质的。这类人工地基称为复合地基。例如水泥土复合地基、碎石桩复合地基等。根据上述分析,是否可以说浅基础、复合地基和桩基础是常见三种地基基础形式。采用浅基础上部结构荷载是直接由地基土层承担的(图 1)。采用桩基础上部结构荷载是先由桩,再通过桩端阻力和桩侧摩阻力传给地基土层的(图 2)。端承桩主要通过端阻力,摩擦桩主要通过桩侧摩阻力,而摩擦端承桩是通过两者将荷载传给地基土层的。采用复合地基上部结构荷载是直接(或通过垫层)由增强体(或称桩体)和地基土体共同承担的(图 3)。上述分类主要考虑了荷载传递路线。荷载传递路线也是上述三种地基形式的基本特征。

顺便提出,在复合地基加固区和基础底板之间设置垫层,可有效改善加固区上部的受力状态。设置垫层可以降低桩土应力比,可以使桩间土给增强体较大的侧限力,提高增强体承载力,垫层有利于地基土排水固结,也可提高桩间土的承载能力。

### 复合地基和复合桩基

笔者于 1991 年建议根据地基中增强体方向可以分为竖向增强体复合地基和水平向增强体复合地基。竖向增强体复合地基习惯上称为桩体复合地基。根据增强体性质又可分为散体材料桩复合地基、柔性桩复合地基和刚性桩复合地基。如下述所示:

- 本文根据笔者在 1998 上海科技论坛上的发言整理  
收稿日期:1998 年 12 月

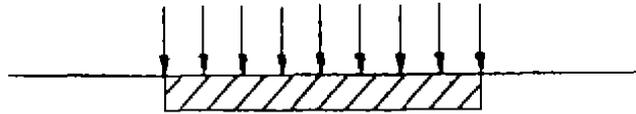


图1 浅基础

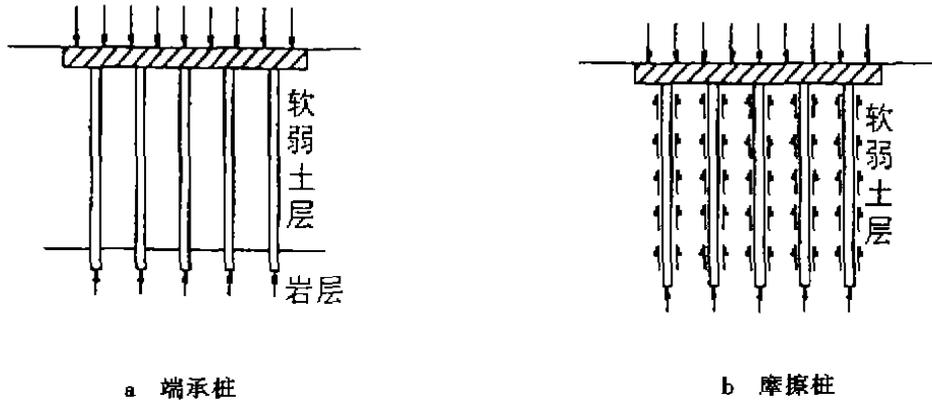


图2 桩基础

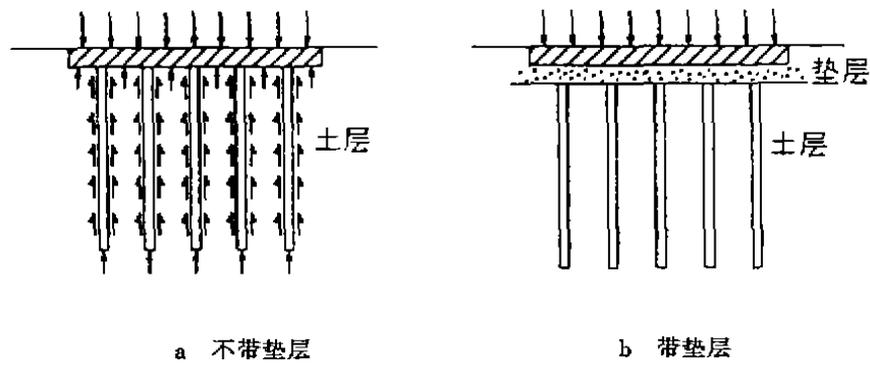
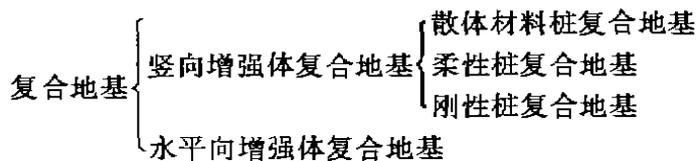


图3 复合地基



散体材料桩的承载力主要取决于地基土体能够提供的桩侧侧限力。也就是说地基土体能够提供的侧限力大小,决定了散体材料桩极限承载力大小。它至少可以告诉我们两点:一点是在满足一定的桩长条件后,增加桩长不会提高其极限承载力;另一点是天然地基承载力很小,散体材料桩复合地基承载力也不可能提高到较高。胶结材料桩的承载力主要取决于桩侧摩阻力和端阻力,以及桩体本身的强度。其荷载传递规律与桩土相对刚度有关。王启铜(1991)曾建议桩土相对刚度  $K$  采用下式表示:

$$K = \sqrt{\frac{E_p}{G_s}} \frac{r}{l} \tag{1}$$

式中  $E_p$ —桩体材料扬氏模量;  
 $G_s$ —土体剪切模量;  
 $r$ —桩体半径;  
 $l$ —桩长。

根据桩土相对刚度大小胶结材料桩可以分为柔性桩和刚性桩两类。严格定量区分是很困难的。定性地看,从承载力角度,柔性桩的承载力并不是随桩长增加而无限增加的,它存在有效桩长。实际桩长超过有效桩长后,承载力并不提高。桩的刚柔不只取决于桩体材料模量,它还取决于桩土模量比,也取决于桩的长径比。

碎石桩、砂桩属于散体材料桩。一般情况下,水泥土桩属于柔性桩,而钢筋混凝土可属于刚性桩。严格的区分应采用式 1 计算桩土相对刚度,然后再判断其刚柔程度。

前面提到散体材料桩承载力基本上与桩长无关,又提到当桩长大于有效桩长时,柔性桩承载力不再增加,请读者注意这是指承载力。从复合地基沉降量考虑,增加桩长可有效减少沉降量。复合地基在承载力满足后,控制沉降是非常重要的。

复合地基的形成条件是保证在荷载作用桩土共同承担荷载。显然,散体材料桩和桩间土在任何情况下均可共同承担荷载。胶结材料桩和桩间土共同承担荷载需要满足一定条件。胶结材料桩为摩擦桩,桩土可共同承担荷载。如果桩为端承桩,桩间土很难参与直接承担荷载。土体固结,体积减小。而且土具有蠕变性,如果初期桩间土承担部分荷载,随着时间发展,桩间土上的荷载也会转移给桩体。如果桩为摩擦端承桩,则需具体分析。对于胶结材料桩,在基础底板和加固区之间铺设垫层(砂垫层或碎石垫层)可保证桩土共同承担荷载。

有人将按大桩距(一般在 5~6 倍桩径以上)稀疏布置的摩擦桩基称为疏桩基础。有人将用于减小沉降量为目的的桩基称为减少沉降量桩基。上述两类均考虑了桩土共同作用。考虑桩土共同作用的桩基又有人将其称为复合桩基。桩(摩擦桩)筏基础也是复合桩基。复合桩基中桩与土共同直接承担荷载,复合桩基的形成条件是桩是摩擦桩,或是端承作用较小的端承摩擦桩。若桩是端承桩,桩间土是难以参与直接承担荷载的,不能形成复合桩基。

从以上分析看,复合桩基和复合地基均要求桩土直接承担荷载,它们的形成条件也是一样的。是否可以这样认为:复合桩基是复合地基的一种形式,是不带垫层的刚性桩复合地基。

同一桩(摩擦桩)筏基础不考虑桩间土承担荷载作用划归桩基础,考虑桩间土承担荷载作用划归复合地基是否合适。从经典桩基础和复合地基的定义、从计算模型、从荷载传递模型来看这样划分是可以的。事实上,浅基础、复合地基、桩基础是连续分布的。当复合地基置换率等于零时,复合地基成为浅基础,或称均质地基。复合地基置换率很小时,或桩土模量比很小时,其性状同浅基础。复合地基桩间土承担荷载很小时,其性状同桩基础。均质地基中设置各类“桩体”成为各类复合地基,桩基考虑桩间土直接承担荷载作用称为复合桩基。复合地基和复合桩基都考虑桩土共同直接承担荷载,它们的形成条件也是一致的。复合桩基属于桩基还是属于复合地基并不十分重要,重要的是弄清复合桩基的承载力和变形特性,复合桩基的形成条件,复合桩基与传统桩基理论的区别。

## 工程实例

[工程实例 1] 低强度混凝土桩复合地基在北京慧忠北里 C 区高层住宅中应用 (耿林 李辉 北京市纺织设计院 100025)

### 一、工程概况

北京慧忠北里居住区 3 区 3、4、5<sup>#</sup> 塔楼为三栋剪力墙结构住宅。地下二层,地上二十五层,局部二十七层,总高度 76.4m,总面积 67862m<sup>2</sup>。三塔之间夹有两栋商业楼,商业楼为地下一层地上两层的框架结构,面积 6264m<sup>2</sup>。高塔采用箱形基础。箱基高度 7.65m,埋深 5.85m,每栋塔楼的基底面积约 900m<sup>2</sup>。

该工程位于亚运村以北,清华北路和安定路交汇处的西北角。场地地形平坦,属于永定河大型冲洪积扇的中下部。地下水位浅,约 -1.4m,属中软场地,可不考虑地基液化。根据地勘报告,箱基底板板底以下的土层性质如表 1 所示。

土层及编号	层厚 (m)	$f_k$ (kPa)	$E_{s0.01}$ (MPa)	$q_s$ (kPa)	$q_p$ (kPa)	土层及编号	层厚 (m)	$f_k$ (kPa)	$E_{s0.01}$ (MPa)	$P_s$ (kPa)	$q_p$ (kPa)
(4)粉质粘土	2.0	180	14.41	30		(9)细中砂	0.7	220	35.50	30	2200
(5)细中砂	4.0	210	32.00	40		(10)粉质粘土	5.5	230	15.78		3200
(6)粉质粘土	2.0	210	35.00	45		(11)细中砂	3.5	220	42.90		
(7)细中砂	0.7	220	35.00	45		(12)细中砂	3.0	240	26.82		
(8)粉质粘土	7.0	210	16.53	35	1800	(13)中粗砂	2.1	230	44.70		
						以下略					

### 二、方案选定

经计算,地基反力为 442kPa,最终沉降为 450mm。按北京地区规范,本场地允许变形量  $\leq 100$ mm。显然,天然地基不能满足承载力及变形要求。考虑到采用复合地基可充分发挥场地土的作用,尤其在北京地区场地上承载力较高的情况下,效果更显著。经方案比较决定采用低强度桩复合地基。低强度混凝土桩复合地基由低强度混凝土桩(以下简称桩体)、桩间土及褥垫层组成。低强度混凝土桩采用 CFG 桩,它是由碎石、石屑、粉煤灰掺适量水泥加拌合,用振动沉管打桩机或其它成桩机具制成的具有可变粘结强度的桩型。通过调整水泥掺量及配比,可使桩体强度在 C5 ~ C20 之间变化。桩体骨料为碎石,石屑为中等粒径骨料,可使级配良好;粉煤灰具有细骨料和低标号水泥的作用。桩体一般不配筋,其模量及变形特性具有刚性桩的性状,可全桩长发挥桩的侧阻。桩落在好土上具有明显的端承作用,桩的置换作用明显。通过调整桩距、桩长,可使复合地基承载力提高幅度具有很大的可调性。

褥垫层由级配砂石、碎石或中砂等散体材料组成。褥垫的设置是低强度混凝土桩复合地基技术的关键所在,它有如下作用:(1)桩体复合地基通过褥垫与基础联接,无论桩落在一般土层还是坚硬土层上,均可保证桩间土始终参与工作,达到桩、土共同承担荷载;(2)减小

桩土应力比减少基础底面的应力集中;(3)通过改变褥垫层的厚度调整桩、土垂直荷载和水平荷载的分担,改善受力状态。

设置褥垫层把桩和基础断开,改变了过分依赖桩承担垂直荷载和水平荷载的传统设计思想。由于低强度混凝土桩复合地基置换率一般不大于10%,则有不低于90%的基底面积的桩间土承担了绝大部分水平荷载,而桩承担的水平荷载则占很小一部分。在承受垂直荷载时,首先利用土的承载能力,不足的部分再由混凝土桩体承担。由于低强度混凝土桩复合地基置换率不高,基础下桩间土的面积与使用的桩间土承载力之积是一个可观的数值,这样桩的数量可大大减少。

### 三、低强度混凝土桩复合地基的设计(以4<sup>#</sup>楼为例)

#### (一)桩体的设计:

(1)桩径  $d$ :取400,可采用 $\Phi 377$ 振动沉管打桩机或其它成桩设备。

(2)桩距  $s$ :一般取 $(3 \sim 6)d$ ,本工程取1.5m。

(3)桩长  $L$ :

复合地基承载力标准值采用下式计算,本设计要求 $\geq 450\text{kPa}$ :

$$f_{p,k} = k_1 \lambda_1 m \frac{R_k^d}{A_p} + k_2 \lambda_2 (1 - m) f_{i,k} \quad (1)$$

要求自由单桩承载力为:

$$R_k^d = [f_{p,k} - k_2 \lambda_2 (1 - m) f_{i,k}] A_p / (m k_1 \lambda_1) \quad (2)$$

式中  $m$ —面积置换率,本设计为5.6%;

$A_p$ —桩的截面尺寸, $\pi/4 \times 0.4^2 = 0.1257\text{m}^2$

$k_1$ —复合地基中桩承载力提高系数,本设计取1.0;

$\lambda_1$ —桩强度发挥度,本设计取1.0;

$k_2$ —桩间土强度提高系数,本设计取1.0;

$\lambda_2$ —桩间土强度发挥度,本设计取0.85;

$f_{i,k}$ —天然地基承载力标准值,本设计为180kPa;

自由单桩承载力为

$$R_k^d = (U_p \sum q_n h_i + A_p q_p) / k$$

式中  $U_p$ —桩的周长, $\pi D = \pi \times 0.4 = 1.257\text{m}$ ;

$k$ —安全系数,本设计取1.7;

$q_n$ —第  $i$  层土与土性和施工工艺有关的极限阻力,按建筑桩基技术规范有关规定取值;

$h_i$ —第  $i$  层土厚度;

$q_p$ —与土性和施工工艺有关的极限端阻力,按建筑桩基技术规范取值。

设桩持力层为(10)层土,经试算,桩长为16.9m,满足要求。

考虑建筑物对沉降变形的要求以及复合地基受力的不均匀性等综合因素后取桩长18m。

#### (4)桩体强度:

$$\text{桩顶应力 } \sigma_p = \frac{R_k^d}{A_p}$$

桩体标号  $R_{28} \geq 3\sigma_p = 16.38\text{MPa}$ , 所以桩的设计抗压强度应不小于 C20。

(5) 桩数:

理论布桩数

$$n_p = \frac{mA}{A_p} \quad (3)$$

式中  $A$ —基础面积。

$$n_p = \frac{0.0567 \times 900}{0.1257} = 406 \text{ 根}$$

实际布桩数为 412 根。

(二) 褥垫层的设计(合理厚度为 10~30cm)

本工程褥垫层取 20cm 厚, 采用 5~20mm 粒径山碎石。

(三) 沉降计算(用复合模量法计算)

总沉降量

$$S = S_1 + S_2 = \psi \left( \sum_{i=1}^{n_1} \frac{\Delta P_{\alpha} h_i}{\xi E_n} + \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{\Delta P_{\alpha} h_i}{\xi E_n} \right) = \psi S' \quad (4)$$

式中  $S_1$ —加固区压缩量;

$S_2$ —下卧层沉降量;

$n_1$ —加固区的分层数;

$n_2$ —总的分层数;

$\Delta P_{\alpha}$ —荷载  $P_0$ (基底附加应力)在第  $i$  层土产生平均附加应力,  $P_0 = 344\text{kN/m}^2$ ;

$h_i$ —第  $i$  层土的厚度;

$E_n$ —第  $i$  层土的压缩模量;

$\xi$ —模量提高系数,  $\xi = a[1 + m(n-1)]$ ,  $n$  为桩土应力比;

$\psi$ —沉降计算经验公式, 参见《建筑地基设计规范》GBJ7-89 表 5.2.5 取值。

根据前面的公式

$$f_{p,k} = [1 + m(n-1)] k_2 \lambda_2 f_{i,k}$$

$$n = \left( \frac{f_{p,k}}{k_2 \lambda_2 f_{i,k}} - 1 \right) / m + 1 = 35.2$$

$$\xi = 2.94$$

按上式计算  $S' = 195.26\text{mm}$

$$\text{压缩模量当量 } \bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_n}} = 36.3\text{MPa}$$

其中  $A_i$  为第  $i$  层土附加应力系数的土层厚度的积分值。

由  $\bar{E}_s$  及  $P_0$  可查得  $\psi = 0.2$

所以  $S = \psi S' = 0.2 \times 195.26 = 39\text{mm} < \text{设计要求 } 60\text{mm}$

从观测沉降的资料可以看出: 沉降量  $\leq 31\text{mm}$ , 估计最终沉降量能满足设计要求  $\leq 60\text{mm}$ 。

[工程实例 2] 刚性桩复合地基在云南省金融保险综合大楼工程中应用 (刘岳东 云南省设计院 650032)

### 一、前言

云南省金融保险综合大楼主楼基础初步设计已于 1994 年 2 月 17 日经省建设厅审查批准。主要内容为:主楼地面以上 28 层(局部 30 层),地下 2 层,建筑面积为 45360m<sup>2</sup>,地面以上估计重量 635690kN(标准值),采用  $\Phi 450$  振动沉管灌注桩 722 根,桩长 26m,估计单桩承载力 1000kN,理论混凝土总量 2984m<sup>3</sup>。

施工图设计阶段,考虑到地基整体情况较好,提出以控制地基沉降为目标的刚性桩复合地基方案,得到总工程师涂津同志大力支持,决定由云南帝豪岩土工程公司负责基础修改设计并指导施工。

### 二、工程地质概况

本工程地质大体均匀,今以 111 号钻孔为代表揭示各土层主要特性指标见表 2 所示。

各土层主要物理力学指标

表 2

土层标高 (m)	土层名	容重 (kN/m <sup>3</sup> )	孔隙比 <i>e</i>	土的状态或 含水量	$E_{1-2}$ (MPa)	$f_k$ (MPa)
8.2(箱基底)						
8.2~11.4	③ <sub>2</sub> 圆砾					330
11.4~14.6	④ <sub>1</sub> 粉土	19.5	0.76	软塑	5.9	151
14.6~20.5	④ <sub>2</sub> 粘土	19.2	0.89	可塑	6.0	177
20.5~25.9	④ <sub>3</sub> 粉土	19.7	0.71	24%	6.7	176
25.9~29.2	④ <sub>4</sub> 粘土	19.3	0.90	可塑	5.7	171
29.2~31.9	④ <sub>5</sub> 粉土	19.9	0.88	23%	7.1	188
31.9~46.8	④ <sub>6</sub> 粘土	19.7	0.80	可塑	6.0	196
46.8~48.8	④ <sub>7</sub> 粉土	19.8			9.2	184
48.8~59.3	④ <sub>8</sub> 粘土	19.2		硬塑	8.7	168
59.3~61.0	④ <sub>9</sub> 粉土	19.5			8.2	188
61.0~66.5	④ <sub>10</sub> 粘土	19.4		可塑	8.2	186
66.5~71.4	④ <sub>11</sub> 泥炭质土	14.1		硬塑	8.4	171
71.4~80.4	④ <sub>12</sub> 粘土	19.6		可塑	8.4	197

注:设计桩长 24m,进入④<sub>5</sub>层

### 三、刚性桩复合地基试算

采用  $\Phi 426$  钢管成桩,桩直径  $\Phi 450$ ,设桩长 24m,估计单桩极限承载力为 2000kN,按 85% 的极限承载力即 1700kN 作为平均使用荷载,算出桩数 413 根,实用 424 根,各桩实用平均承载力  $p = \frac{702677}{424} = 1657\text{kN}$ 。

#### 四、测试数据

打桩工程1994年下半年开始,1995年5月22日地面二层完工后开始沉降观测,至1997年12月20日共观测21次,历时943天。1997年4月8日前观测19次,测量数据齐全,1997年10月12日及12月20日两次,个别点被遮挡或其它原因数据不全,只得按平均沉降速度推算补齐,整体沉降结果基本可信,沉降发展过程如下:

1995年5月22日至1996年6月27日,历时402天,主体结构完成,平均沉降达到32.75mm,平均沉降速率0.081mm/d。

1996年6月27日至同年12月12日,历时168天,开始砌砖及外装修,平均沉降达45.94mm,这期间平均降速率0.785mm/d。

1996年12月12日至1997年10月12日,历时304天,继续外装修,平均沉降达55.96mm,这期间平均沉降速率已减为0.0336mm/d。

1997年10月12日至12月20日,历时69天,继续外装修,平均沉降达56.32mm,这期间平均沉降速率再减至0.0197mm/d,已接近一般沉降稳定标准—2月沉降1毫米的水平。

#### 五、采用刚性桩复合地基的经济效益

根据工程决算,424根桩工程费用1778931元。

单根桩费用4195.6元

较原设计减桩298根,共节省费用125万元,相当于节省41%,如考虑原设计桩长26m,现改为24m,则节约费约135万元。其余因减少打桩工程量,缩短工期等效益,尚不包括在内。

[工程实例3] 刚性桩复合地基在浙医一院门诊综合楼工程中应用(倪士坎 杭州市建筑设计院 310001)

##### 一、工程概况及工程地质条件

浙医一院门诊综合楼整个建筑由X字型的门诊楼,一字型的医技楼及联接两者的连廊组成。门诊楼、医技楼及连廊间均以沉降缝完全断开,使三者形成相互独立的结构单元。X字型的门诊楼为五层建筑,建筑面积约13600m<sup>2</sup>,医技楼为高层建筑,地面以上结构层数为23层,最高层屋面标高79.20m,医技楼设地下室一层,地下室层高5.9m,医技楼的建筑面积约为22600m<sup>2</sup>。

医技楼的上部结构型式全现浇框架—剪力墙结构体系,框架柱网尺寸为5.1m×7.0~7.6m,大楼楼层平面呈等腰梯型布置,大楼的平面、立面均较简洁、匀称。建筑物轴线间最大宽度为17.10m,最大长度66.40m,基底平均接触压力为400kPa,最大单桩集中荷载约为9000kN。

浙医一院位于杭州市庆春路中段,场地土属第四系全新世冲海相(Q<sub>4</sub>)和晚更新世湖河相(Q<sub>3</sub>)地层,下伏基岩为侏罗系火山岩。建筑场地较平坦,地面标高在黄海高程7.90~9.12m之间,地下水位线约在地表下1.50m处。经对场地地表下15m以内浅层土的剪切波速测试表明,剪切波加权平均波速 $V_{m}=220\text{m/s}$ ,场地地面脉动卓越周期为0.27秒。经综合判定:场地属中软场地中的Ⅱ类建筑场地。

场地地表下各土层均属正常沉积、正常固结土,各土层的层面标高起伏不大,其中7#土层的层底面绝对标高在-30.90~-32.34m,厚度约有8~10m。地表下各土层的工程地质情况见表3。

各层土的物理力学性能

表3

层号	土层名称	层厚 (m)	含水量 $\omega$ (%)	孔隙比 $e$	压缩模量 $E_{s1-2}$	$f_k$ (kPa)
1	填土	2.30-3.80				
2	砂质粉土	3.35-4.80	30.5	0.85	12.3	150
3	粉砂	8.80-9.70	29.8	0.85	12.6	200
4	粘质粉土	0.75-1.40	31.5	0.90	4.6	100
5	粉质粘土	8.50-9.70	31.6	0.90	5.5	190
6	粉质粘土	3.30-5.20	35.1	0.95	5.5	170
7	粉质粘土	8.00-10.30	27.2	0.77	5.5	230
8	粉质粘土和混卵石	0.30-0.80			23.0	300
9-1	强风化安山玢岩	0.70-4.80			5.3	350
9-2	中风化安山玢岩	未钻穿				5000( $q_p$ )

## 二、方案比较及选用

在浙一医技楼的基础设计中,我们曾进行过两次完整的施工图设计,此前做过多方案的比较,出图前还邀请当地的高校、科研及设计单位的专家进行论证,最后才确定的浙一医技楼这个高层建筑中采用刚性桩复合地基或称复合桩基的基础型式。

根据医技楼上部结构型式,单桩荷重、体型以及工程地质条件,初步设计时考虑采用大直径钻孔灌注桩基础,以中等风化基岩为桩端持力层,桩尖进入持力层1.0~1.5m。根据计算并结合墙、桩位置进行调整后共需布桩96根,其桩径分别为0.8m、1.0m及1.2m三种,平均有效桩长约为39.0m。这种设计传力明确、基础稳定性好,根据以往的设计经验对已建高层建筑的沉降观测资料分析表明,采用桩端入岩桩基的高层建筑,只要能保证桩身施工质量及控制好桩端沉渣厚度,大楼的沉降量很小。

在浙医一院医技楼的施工图设计中,原初步计算者在仔细研究了建筑物上部结构及工程地质条件后,认为本工程基础埋深较大,其筏板底部已处于粉砂层位置,这层粉砂层厚度为9.0m之巨,且强度较高,压缩性较小,应该考虑利用这层土的承载作用。另外医技楼上部结构体型比较简单,现浇钢筋混凝土框架—剪力墙结构,刚度较大,医技楼与周围建筑物之间已用沉降缝分开,即使医技楼有一定量的沉降,它的沉降也不会对其他建筑物产生不利影响。同时经对粉砂层的地基承载力进行深度和宽度修正后发现,其修正后的地基承载力约为380kPa,接近基底的接触应力,也就是说如果单纯从承载力的角度考虑,天然地基的承载力也已可以接受。但对其沉降计算分析表明,在大楼的荷重作用下,天然地基的沉降量将高达450mm,这在如此重要的高层建筑中,是难以接受的,何况过大的沉降必然导致较大的不均匀沉降。因此天然地基的设想是行不通的。

但在桩基和天然地基之间,能否找到一个方案,使之结合两者的优势:即能充分利用基底土的强度,又能减少建筑物的沉降量?经过对几个基础方案进行技术、经济对比分析比较

后,笔者提出桩筏基础、或称刚性桩复合地基的设计方案:首先充分考虑筏板底下3#粉砂土层的承载作用,让其承担一部分的上部结构荷载,然后由控制建筑物最终沉降量的方法,来进行布桩设计。建议布置一定量的小直径钻孔灌注桩长桩,将桩尖位置上移至7#土层内,离8#土层约1.0~2.0m,允许桩基有一定量的沉降位移。在这个设计设想中桩用以调整、控制大楼的绝对沉降量,使之处于能被接受的范围,同时起提高大楼整体稳定性,提高抗水平作用的能力。

### 三、刚性桩复合地基设计

#### (一)单桩承载力的取值

根据实测资料表明:桩周土与桩身间的相对位移值达到几个毫米时,桩周的极限摩阻力就已全部发挥,而刚性桩复合地基的允许沉降量远大于以上数值。因此可以认为:在建筑物的使用阶段,复合地基中的桩是处于极限状态下工作的,单桩的承载力应是桩周土提供的极限承载力值。但是由于承台的存在,承台下一定深度的范围内,桩和土之间的相对位移受到限制,桩侧这部分土的摩阻力不能充分发挥,因此在计算单桩承载力时,可不考虑承台下这部分桩侧的摩阻力作用。据设计者的经验这部分的深度取为5~10倍桩径较为合适,则单桩的承载力可用下列公式计算:

$$P_p = A_p q_p + U_p \sum q_{si} l_i - U_p q_1 l_1 \quad (5)$$

式中  $P_p$ —桩的极限承载力, kN;

$A_p$ 、 $U_p$ —分别为桩端的截面积和桩的周长;

$q_p$ —桩端处土的极限端阻力, kPa;

$q_{si}$ —桩周第  $i$  层土的极限侧摩阻力, kPa;

$q_1$ —桩周承台下5~10倍桩径深度范围内土层的极限侧摩阻力, kPa;

$l_i$ —第  $i$  层土的厚度;

$l_1$ —承台下5~10倍桩径深度范围内的土层厚度。

#### (二)承台下土的反力

由于在工作状态下,承台下土的反力与桩间土的沉降基本呈线性关系,故土的反力可简单地表示为

$$P_i = k_i \delta \quad (6)$$

式中  $P_i$ —承台下土的反力, kPa;

$\delta$ —承台下土的沉降量, m;

$k_i$ —承台下土体的竖向反力系数, kN/m<sup>3</sup>, 可根据地基土的荷载板试验获得。

#### (三)桩数的确定

在确定了桩间土的反力值后,就可以计算在上部荷重作用下所需的桩数。但在高层建筑中,除了考虑竖向荷载的作用外,还必须考虑由风载、地震作用等水平作用力引起的基底反力。

复合地基中的桩数可由下式计算决定

$$n = \frac{Q - A_p P_i}{\eta P_p} = \frac{Q - A_p k_i \delta}{\eta P_p} \quad (7)$$

式中  $Q$ —上部结构、基础及基础上的土重之和;

$A_f$ —基础的底面积;

$\eta$ —考虑水平力作用引起的偏心影响系数,其值可取为 0.85 左右,其余符号的意义同前。

式 7 的意义在于认为复合桩基中地基土承担的荷载与沉降量直接发生关系,桩的数量取决于承台允许的沉降量,允许的沉降量大些,可用较少的桩数,反之就必须多布些桩。当不考虑桩间土的承载作用时,式 7 就成为常规的布桩公式。从上式还可看出,复合地基的经济效益是以建筑物允许一定的沉降量为先决条件的。

#### (四)复合地基的沉降计算

由摩擦桩与筏基组成的桩筏基础,在竖向荷载作用下,其沉降变形应是桩、筏板及地基土三者互相影响,互相协调的结果。影响其沉降的因素很多,不同的布桩方式,不同的桩长、桩数、桩间距以及不同的成桩工艺,都将对桩基的沉降产生影响。另外,地基土的性质,外荷载的大小,作用时间的长短以及桩长与基础宽度的比值变化均会对基础的沉降产生不同的影响效果。

鉴于其受力的复杂性,及众多的影响因素,目前还不可能有一个计算方法能反映全部各种因素的影响作用。但从工程应用上说,必须找出一概念清楚,计算简便并具有一定准确度的计算公式,以便工程应用。

从沉降值组成角度分析,刚性桩复合地基的沉降应该由三部分组成,即桩端以下部分土层的压缩变形  $S_b$ ,桩身的压缩变形  $S_c$ ,以及桩尖处桩相对于土的贯入变形  $S_p$ 。因此刚性桩复合地基沉降可用下式表示为

$$S = S_b + S_c + S_p \quad (8)$$

其中桩端以下土体的压缩变形  $S_b$  可采用等代墩基深层层总和法进行计算,桩身的压缩量  $S_c$  可采用弹性理论中杆件压缩公式计算:

$$S_c = \xi \eta \frac{Q_p L_p}{E_p A_p} \quad (9)$$

式中  $Q_p$ —作用在桩顶的单桩竖向荷载;

$L_p$ 、 $A_p$ 、 $E_p$ —分别为桩长、桩身截面积及桩的变形模量;

$\xi$ —桩周摩阻力的分布系数,一般取 1/2 ~ 1/3;

$\eta$ —桩身塑性变形模量系数,根据桩身材料而定,对钢管桩可取为 1,对混凝土桩可取为 2。

桩尖位置处桩端的贯入变形,是桩端处桩周侧摩阻力达到极限值后出现的塑性滑移刺入变形。这是个相当复杂的问题,在目前甚至还没有一个计算公式能全面表述它的大小。但是根据分析及试验的结果均表明刚性桩复合地基中桩尖的贯入变形是确实存在的,也只有当桩尖有一定时的贯入变形,才能保证桩土间有相对位置量的产生,才能保证桩与土能共同发挥承载作用。

设计者在对单桩荷载试验中桩周荷载传递过程的分析研究后,发现单桩侧摩阻力全部发挥时桩土间所需的相对位移量,一般均小于 20mm。在单桩荷载试验中,若以沉降量作用判定单桩极限承载力的标准,一般也以 40 ~ 80mm 作为判定的标准。在桩筏基础中,当桩土

间的相对位移大于40mm后,桩筏基础的沉降变形也主要发生在桩端以下的土体中。由于刚性桩复合地基中,桩始终处于极限状态下工作,其桩土间最大的相对位移就在桩尖处。设计者认为可以取用单桩极限承载力所需的桩土间相对位移量,作为刚性桩复合地基中桩尖的贯入变形值,即取 $S_p$ 值为40~80mm。

#### (五)桩及筏板的设计

刚性桩复合地基中单桩的设计包括桩长、桩断面的选择、桩端持力层的选取及桩身强度的复核。在选择桩长时可根据地基土层的情况,让桩穿过高压缩性土层,桩尖落在相对较好的土层中并接近硬土层。本工程中选择7#土层为桩尖持力层,并保持桩端离8#土层1.5m左右的距离。

在选择桩身断面时,考虑到小直径摩擦桩比大直径桩的比表面积要大,在施工可行、质量有保证的情况下,宜优先考虑选用小直径的桩型。在桩身强度设计时,应该注意的是,刚性桩复合地基中的桩,其单桩工作状态下的承载力是按极限值计算而得的,则在按桩身结构强度复核单桩承载力设计值时,应使这二者之间的承载力相适应,并保证按桩身材料强度确定的单桩承载力设计值大于按土的极限强度提供的单桩极限承载力标准值。

在筏板的设计中,除了考虑桩的作用外,同时要考虑土的反力作用。另外需要注意的是,筏板在受桩的冲切作用时,桩对底板的冲切力应是桩的极限承载力标准值,这一点必须引起设计人员的足够重视。除此之外,筏板的设计计算同常规的基础板计算完全一样。

#### 四、经济效益及比较

浙医一院在扩初设计及施工图前期计算中,均已按常规方法进行了嵌岩桩的布桩设计工作,在施工图后期工作中将改为刚性桩复合地基方案。现将此两种基础设计的结果及经济对比数据列于表4中。

两种桩基方案的经济对比

表4

桩型	桩径 (m)	桩长 (m)	桩混凝土用量 ( $m^3$ )	单方综合造价 (万元/ $m^2$ )	桩费用 (万元)
常规嵌岩桩	0.8~1.2	38.5	2896.74	0.11	318.64
刚性桩复合地基	0.6	31.5	943.94	0.11	103.83

从表4中可以看出,采用刚性桩复合地基的设计方案后,桩部分可节约费用近215万元。另外由于无需入岩施工,大大加快施工进度,缩短了成桩时间,桩身混凝土质量容易得以保证,其综合社会、经济效益十分显著。

对浙医一院医技楼进行的沉降计算分析表明:复合地基的最终沉降量为120mm,其中桩端贯入变形量为50mm,桩身压缩变形量为11.9mm,桩端下土层的压缩变形量为58mm。

#### 结语

1. 考虑荷载传递路线,常用地基基础形式有三种:浅基础(或称均质地基)、复合地基和桩基础。

2. 考虑桩土共同作用的复合桩基,或疏桩基础,或减少沉降量桩基是复合地基的一种形式,或者说复合桩基是不带垫层的刚性桩复合地基。

3. 三个工程实例分析表明,如条件允许,考虑桩土共同作用,采用复合地基理论设计可取得良好的经济效益和社会效益。

## 致谢

本文工程实例分别由耿林、李辉、刘岳东和倪土坎提供,在此向他(她)们表示感谢。笔者对提供材料作了删节和改写,如有不妥之处,责在笔者,特此说明。

## 参考文献

- [1] 龚晓南,复合地基,浙江大学出版社,1992
- [2] 龚晓南,地基处理新技术,陕西科学技术出版社,1997

---

## 第八届全国土力学及岩土工程学术会议 征文通知(第一号通知)

第八届全国土力学及岩土工程学术会议将于1999年10月上旬在南京召开。会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程学会主办,南京河海大学及南京水利科学研究院承办。

现将征文有关事项通知如下:

一、征文内容包括以下六个方面

1. 土的基本特性、测试技术(包括室内及野外试验、原位测试、模型试验及土的本构关系等)。
2. 基础工程。
3. 土工构筑物、边坡(包括土坝、铁道、公路路基、机场跑道等)与环境土工。
4. 地基处理。
5. 土动力学及地震工程(包括地震、车辆动力、机器基础等)。
6. 基坑开挖与地下工程。

二、稿件请誉写在稿纸上(必须是没有在国内外正式刊物上发表过的),字数(包括图表在内)不超过6000字,一式二份。

三、截稿时间

1998年12月底将稿寄到北京100081西直门外铁道部科学研究院土力学与岩土工程学会并注明第八届论文及作者、姓名、地址、单位。

四、论文经评审后如被八届学术会议采纳,将于1999年3月底通知第一作者,并将告知正式论文打印格式及各项要求。

五、八届会议联系人刘国楠、史存林,北京西直门外(邮编:100081)铁道部科学研究院铁建所土工室,电话63249435,传真6225672。

中国土木工程学会  
土力学及岩土工程学会  
1998年6月

## 关于挡土结构被动区加固性状的若干研究\*

王欣 谢康和 张冬霖

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

在软弱土层上的深基坑开挖工程中,为减小围护结构的变形,而采用增大围护结构刚度和插入深度的措施,常常既不经济也不可行。目前,在工程实践中,常通过加固被动区土体来减小开挖引起的土体位移、改善围护结构的内力及增强坑底抗失稳能力。被动区加固的效果已为工程界所公认,并在多个围护工程中得以验证。蔡伟铭通过理论分析证明了加固被动区土体比加固支护结构后方的主动区土体更为有效<sup>[1]</sup>。在加固的方法上,现在一般采用价格较便宜的水泥搅拌桩进行被动区加固,也有采用注浆或旋喷桩加固的。被动区加固虽已在深基坑围护工程中被广泛采用,但其加固机理及计算方法目前研究成果尚较少。由于被动区加固的费用一般较大,因此,如何确定合理的加固区范围和加固形式,并提供工程应用中有效的设计依据,目前急待于进一步解决。

本文采用平面有限元法,对基坑被动区加固问题进行了较深入的研究,对被动区不同加固形式的效果进行了对比;并分析了加固宽度和深度变化对悬臂式支护结构以及单支撑支护结构性状的影响。基于此,本文对被动区加固的合理宽度和深度以及加固形式进行了探讨,并得出了一些有益的结论。

### 被动区不同加固形式效果分析

由于被动区加固范围一般较大,因此加固费用往往较高。采用被动区加固法可以有效地减小支护结构的水平位移和地表最大沉降量以及基底土体隆起,但如何才能有限的费用下达到最好的加固效果?因此,有必要对合理的加固形式进行探讨。作者编制了平面有限元程序<sup>[2]</sup>,对加固体积相同时,即加固费用相等的情况下,不同加固形式的效果进行了比较分析。

#### 一、计算简图

不同形式的被动区加固计算简图如图1所示。

基坑几何尺寸:基坑宽度  $B = 40\text{m}$ ,开挖深度  $H = 4\text{m}$ 。

围护结构:围护结构按地下连续墙及弹性材料考虑,其厚度  $d = 0.35\text{m}$ ,插入深度  $D$  为  $6\text{m}$ ,弹性模量折减后取  $E = 21000\text{MPa}$ ,泊松比  $\nu = 0.17$ 。

不同形式的加固区示于图1中,加固面积为  $B_r \times H_r$  ( $B_r$  为加固区宽度,  $H_r$  为加固区深

\* 收稿日期:1998年7月

度)。除(a)外,加固面积均为  $24\text{m}^2$ 。被动区加固土体是由加固体和土体构成的复合土体,在进行有限元计算时,计算参数采用  $O_u$  等人提出的等效材料替换法<sup>[3]</sup>进行替换处理。

## 二、不同加固形式的效果分析

本文对图 1 所示的不同加固形式进行了有限元分析,计算结果示于图 2。由图 2 可见,被动区加固能有效地减小支护结构的水平位移、地面沉降及坑底隆起。综合图 2(a)~(c) 可以发现,方案(d)的加固效果最佳,而方案(b)效果最差,方案(c)、(e)、(f)的加固效果则基本相同。

方案(d)即加固宽度最大的方案,能更有效地减小墙体水平位移和地面最大沉降以及加固范围内的土体隆起。而方案(b)的加固宽度最小,虽然其加固深度较大,加固效果仍较差。方案(c)、(e)、(f)的加固宽度相同,仅在不同程度和形式上的增大加固深度,并不能十分明显地提高加固效果。因此,在同样的费用下进行被动区加固,增大加固宽度比增加深度可以取得事半功倍的效果,尽量增大被动区加固宽度是十分必要的。

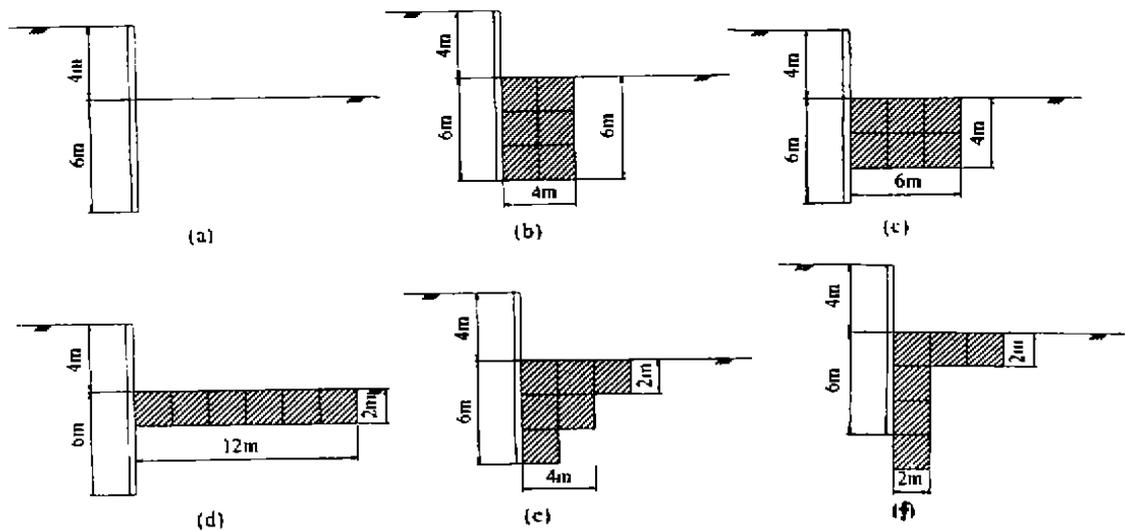


图 1 不同加固形式示意图

## 三、连续加固与间隔加固

本文还对图 3 所示的连续加固与间隔加固方案进行了计算比较(加固面积均为  $20\text{m}^2$ ),计算结果如图 4 所示。可以发现,方案(a)的加固效果要比方案(b)效果好。连续加固能更加有效地减小墙体水平位移和地面最大沉降,并能更好地限制加固范围内的土体隆起。在同样的费用下进行被动区加固,连续加固比间隔加固的效果好,这一点同样也适用于单支撑支护结构。

## 单支撑挡土结构被动区加固性状分析

本文采用上述的平面有限元程序,计算分析了加固被动区土体对单支撑挡土结构水平位移、坑外地面沉降及坑底隆起的影响。

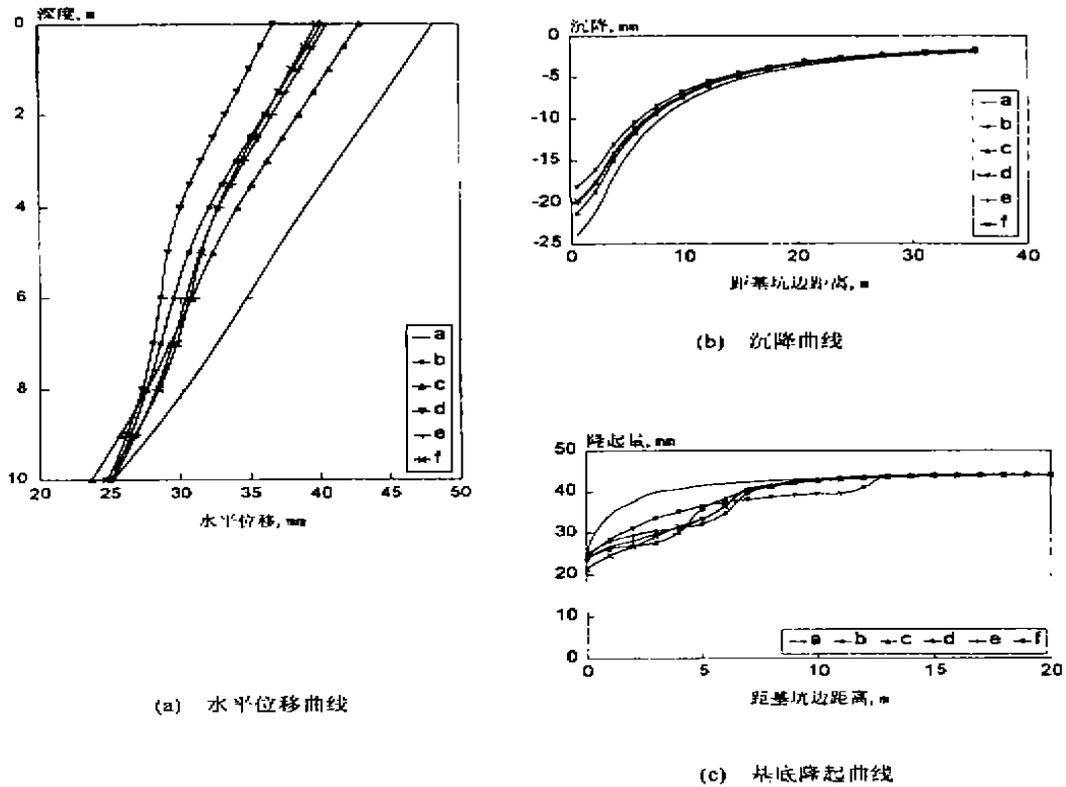


图2 不同加固形式的效果比较

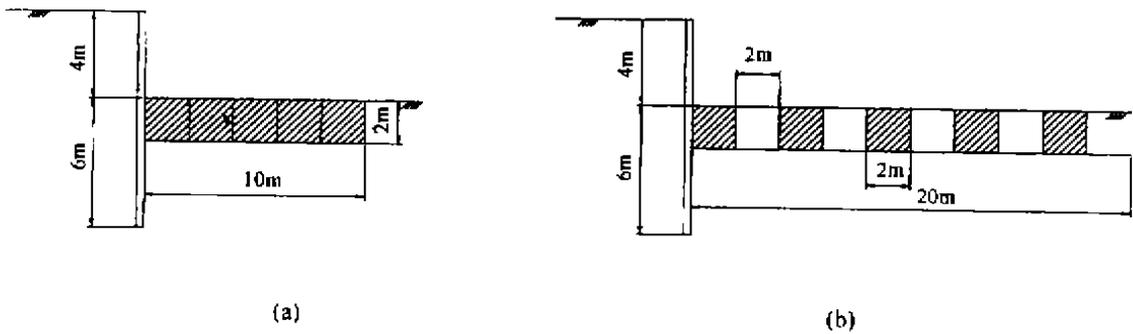


图3 连续加固与间隔加固示意图

一、计算简图

计算简图如图5所示。

基坑几何尺寸：基坑宽度  $B = 40\text{m}$ ，开挖深度  $H = 5\text{m}$ 。

围护结构：围护结构按地下连续墙及弹性材料考虑，其厚度  $d = 0.35\text{m}$ ，插入深度  $D$  为  $6\text{m}$ ，弹性模量取  $E = 21000\text{MPa}$ ，泊松比  $\nu = 0.17$ 。

支撑：支撑按弹性材料考虑，弹性模量取  $E = 21000\text{MPa}$ ，设于支护结构顶部，其断面尺寸为  $0.6 \times 0.6\text{m}$ ；支撑水平间距为  $10\text{m}$ ，支撑刚度  $K = 0.85 \frac{EA}{Ld} = 32130\text{kN/m}$ 。

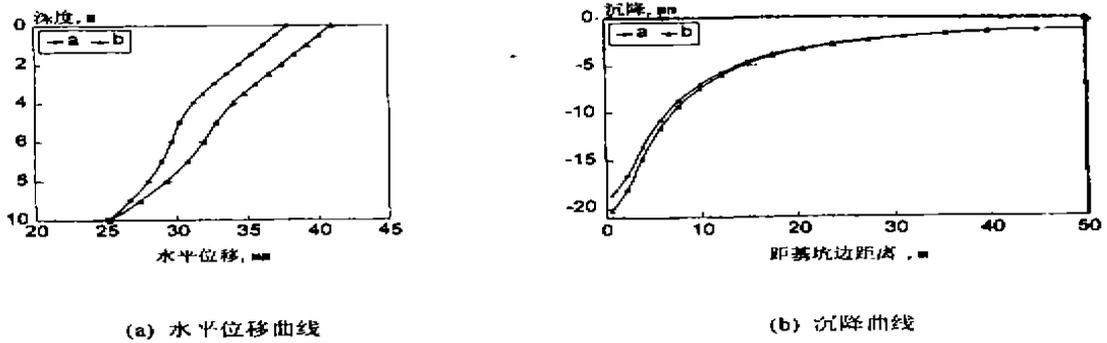


图4 连续加固与间隔加固的效果比较

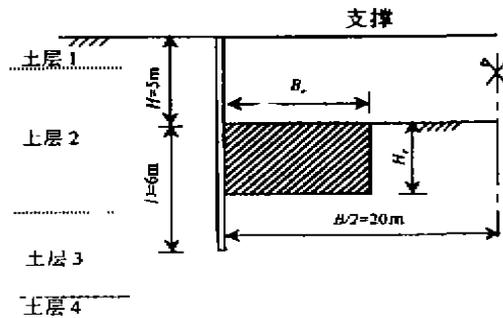


图5 单支撑挡土结构计算简图

加固区示于图5中,加固面积为  $B_c \times H_c$ 。土体及加固区计算参数见表1。

土体及加固区计算参数

表1

土层	土层厚度 (m)	弹性模量 $E$ (MPa)	泊松比 $\nu$	重度 $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	粘聚力 $c$ (kPa)	内摩擦角 $\varphi$ ( $^\circ$ )
1	1.67	12	0.39	17.0	17	20
2	7.33	5	0.45	16.8	8	7
3	4	12	0.39	17.0	17	20
4	7	18	0.35	17.0	18	25
加固区土体	$H_c$	40	0.30	17.0	200	30

二、水平位移性状分析

本文采用平面有限元法,计算分析了被动区加固宽度和深度变化对挡土结构水平位移性状的影响。计算结果表明,单支撑挡土结构的水平位移沿深度方向呈中间大两头小分布,其最大水平位移均发生在基坑开挖面附近。从中可以得到以下规律:

增大被动区加固宽度和深度,均使单支撑挡土结构水平位移减小。当被动区土体加固宽度不变时,增大被动区加固深度可以减小水平位移。但其加固效果与加固宽度有关,加固宽度较小时,随着加固深度逐渐变大,水平位移减小很少,加固效果不明显;而当加固宽度较大时,随着加固深度逐渐变大,水平位移减小较多,加固效果有所提高。

对于单支撑挡土结构来说,一味地增大加固深度,并不能显著地提高加固效果。当加固

深度  $H_r/H$  达到 0.6 时,最大水平位移有明显地减小;但继续增加加固深度时,对减小水平位移的贡献已较小。因此,从加固效果和加固费用两个方面考虑,被动区加固深度一般没有必要超过  $0.6H$ 。

增大被动区加固宽度能明显地减小水平位移。在被动区加固体积相同时(如  $B_r H_r/BH = 0.4$ ),若  $H_r = 0.4H$ 、 $B_r = 1.0B$ ,最大水平位移约为 34mm;而当  $H_r = 1.0H$ 、 $B_r = 0.4B$  时,最大水平位移约为 39mm。总的来说,增大被动区加固宽度比增大加固深度对减小水平位移效果要好。

### 三、地面沉降性状分析

本文利用有限元计算分析了被动区加固深度和宽度变化对地面沉降的影响。计算结果表明,单支撑围护结构的地面沉降曲线呈抛物线状,最大沉降量离基坑边有一定距离。从中可以得到以下规律:

增大被动区加固宽度和深度,均使单支撑挡土结构地面沉降减小。当被动区土体加固宽度不变时,随着加固深度逐渐变大,地面沉降逐渐减小,同时可以发现对减小最大沉降量效果明显,而离基坑越远这种影响越小。

对于单支撑挡土结构来说,在被动区加固体积相同时,增大被动区加固宽度仍比增大被动区加固深度对减小地面沉降效果要好。

### 四、基底隆起性状分析

根据被动区加固宽度和深度变化对坑底隆起影响的有限元计算结果,从中可以得到以下规律:

单支撑挡土结构的基底隆起呈中间大两边小,即在基坑边缘隆起量最小,而在基坑中心隆起量最大。在被动区加固宽度范围内的基底隆起值明显减小,而远离加固范围的基底隆起值则基本不受影响。随着加固宽度的增加,基底隆起值呈波浪式向基坑中间推移。当加固宽度等于基坑宽度,即满堂加固时,整个基坑范围内土体隆起均明显减小。

在同一被动区加固宽度下,随着加固深度的增加,加固范围内的土体隆起逐渐减小,但可以发现增加加固深度不如增大加固宽度行之有效。

### 五、支撑轴力性状分析

计算结果表明,随着加固宽度和深度的增加,支撑轴力均在减小,但增加加固宽度对减少支撑轴力更为有效。

## 悬臂式挡土结构被动区加固性状分析

本文采用平面有限元法,分析了被动区加固对悬臂式挡土结构水平位移、地面沉降及坑底隆起的影响。计算结果表明,被动区加固对悬臂式挡土结构性状的影响,基本类似于单支撑挡土结构。在此,仅给出一些有意义的结论。

被动区加固可有效地减小悬臂式挡土结构水平位移、地面沉降及坑底隆起。当被动区土体加固宽度不变时,增大被动区加固深度可以减小水平位移、地面沉降及加固范围内的基底隆起。但其加固效果与加固宽度有关,当加固宽度较小时,随着加固深度逐渐增大,加固效果不明显;当加固宽度较大时,随着加固深度的增大,减小幅度变大,加固效果有所提高。同时可以发现,当加固深度  $H_r/H$  达到 0.5 时,水平位移及地面沉降有较明显地减小;但当加

固深度再继续增大时,曲线变得较为平缓,对改善挡土结构性状贡献已很小。因此,从加固效果和造价两方面考虑,对于悬臂式支护结构而言,加固深度一般没有必要超过开挖深度的一半(即  $H_1/H \leq 0.5$ )。

当被动区加固深度不变时,增大加固区宽度,能明显地减小支护结构的水平位移,地面沉降及坑底隆起量。总的来说,对于悬臂式围护结构,增大被动区加固宽度仍比增大加固深度更为有效。

## 结语

本文采用平面有限元法对基坑被动区加固问题作较为深入的研究,对合理的加固形式进行了探讨,并计算分析了被动区加固深度和宽度的变化对支护结构性状的影响。基于此,提出了工程实践中确定被动区加固形式和范围的方法,具有一定的实用和推广价值。

加固被动区土体能有效地减小支护结构水平位移,地面沉降及坑底隆起量和支撑轴力等,是一项经济有效的技术措施。总的来说,连续式加固形式要比间隔式加固的效果好,不管支护结构为何种形式,增大加固区宽度比增加加固深度有效。因此,加固区的合理范围应是加固宽度大于深度,同时加固深度的取值不应盲目地加大。

在工程实践中,条件许可的情况下,应优先考虑增大被动区的加固宽度  $B_1$ 。加固深度  $H_1$  的设计原则为:对悬臂式支护结构,宜取为开挖深度  $H$  的一半;对于单支撑支护结构,  $H_1$  宜取为 0.6 倍的开挖深度。

## 参考文献

- [1] 蔡伟铭. 加固基坑支护被动区土体的效果分析《高层建筑地下结构及基坑支护》, 宇航出版社, 1991
- [2] 王欣. 挡土结构被动区加固性状有限元分析(硕士学位论文)浙江大学, 1998
- [3] Chang - Yu Ou, etc. Analysis of Deep Excavation with Column Type of Ground Improvement in Soft Clay. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, Vol.122, No.9

## 建筑基坑被动区土体加固的分析

熊巨华 杨 敏

(同济大学地下建筑与工程系 上海 200092)

### 前言

在软土地区进行基坑支护结构设计时,为了控制和减少围护结构的变形,常采用在开挖侧对被动区土体进行地基加固的措施,地基加固既可采用水泥土搅拌桩,也可采用注浆加固,实践证明这是一种非常有效的措施,但在设计时加固范围的选择和确定往往凭设计人员的经验,具有很大的随意性。本文以上海地区三种典型的支护结构类型为对象(被动区土体进行了地基加固),采用  $m$  法对围护墙体进行计算分析,得出了一些有意义的结果,可以指导工程实践。

### 加固厚度对围护桩(墙)弯矩剪力的影响

上海软土地区目前针对基坑开挖深度的不同,主要有三种典型的支护结构类型:

类型一:开挖深度 7m 左右,一般采用钻孔灌注桩作围护结构并设置一道水平支撑;在下文的计算中,取开挖深度 6.8m,桩长 14.0m,桩径 650mm,桩间距 0.80m,地面超载 20kPa;土层重度  $17\text{kN/m}^3$ ,内摩擦角  $12.2^\circ$ ,粘聚力 13kPa,  $m$  值取为  $1000\text{kN/m}^4$ ,支撑距地表 3.0m,支撑水平间距 10m,支撑刚度为  $12900\text{kN/m}$ 。

类型二:开挖深度 10m 左右,一般采用地下连续墙(或钻孔灌注桩)作围护结构并设置二道水平支撑;在下文的计算中,取开挖深度 10.2m,墙长 21.5m,墙厚 600mm,地面超载 20kPa;土层重度  $17\text{kN/m}^3$ ,内摩擦角  $12.2^\circ$ ,粘聚力 13kPa,  $m$  值取为  $1000\text{kN/m}^4$ ,第一支撑距地表 1.9m,支撑水平间距 10m,支撑刚度为  $12900\text{kN/m}$ ;第二支撑距地表 6.5m,支撑水平间距 10m,支撑刚度为  $20200\text{kN/m}$ 。

类型三:开挖深度 14m 左右,一般采用地下连续墙作围护结构并设置三道水平支撑;在下文的计算中,取开挖深度 13.5m,墙长 27.5m,墙厚 800mm,地面超载 20kPa;土层重度  $17\text{kN/m}^3$ ,内摩擦角  $12.2^\circ$ ,粘聚力 13kPa,  $m$  值取为  $1000\text{kN/m}^4$ ,第一支撑距地表 1.9m,支撑水平间距 10m,支撑刚度为  $12900\text{kN/m}$ ;第二支撑距地表 6.5m,支撑水平间距 10m,支撑刚度为  $20200\text{kN/m}$ ,第三支撑距地表 10m,支撑水平间距 10m,支撑刚度为  $25000\text{kN/m}$ 。

下文将分析三种支护类型中对被动侧土体进行地基加固处理的墙体性状。

\* 收稿日期:1998年10月

加固厚度是指基坑开挖面以下加固体的厚度。加固前土体  $m$  值取  $1000\text{kN/m}^4$ , 加固后土体  $m$  值分别取  $3000\text{kN/m}^4$ 、 $5000\text{kN/m}^4$  和  $7000\text{kN/m}^4$ , 大约分别对应于水泥土搅拌桩水泥掺入比为 8%、12% 和 15% 以上三种情况。

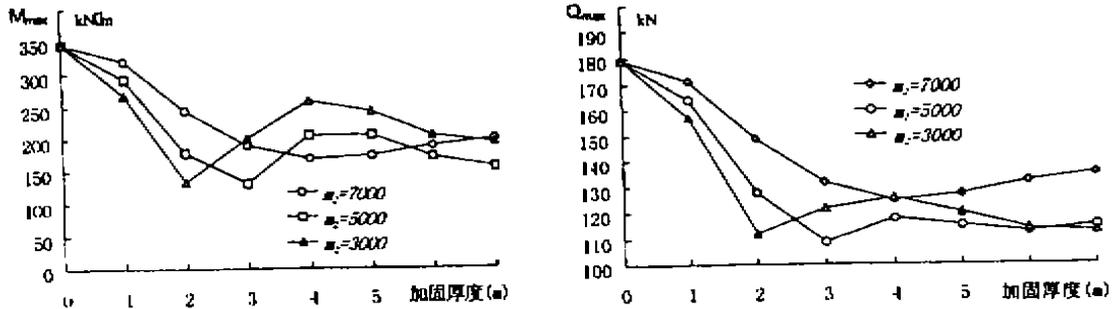


图1 最大弯矩和最大剪力与加固厚度关系(类型一)

图1是只设一道支撑时围护桩最大弯矩、最大剪力随加固厚度的变化曲线,从图中可以看出:加固厚度在3~4m以内时,最大弯矩和最大剪力随加固厚度的增加而减小;加固厚度超过3~4m后,最大弯矩和最大剪力随加固厚度的增加而变化不明显。不同的加固刚度(加固后  $m$  值的不同)基本具有相同的规律。

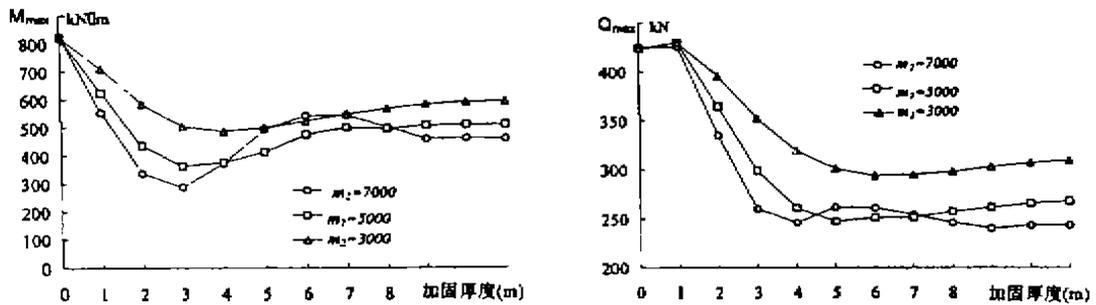


图2 最大弯矩和最大剪力与加固厚度关系(类型二)

图2是类型二的围护桩最大弯矩、最大剪力随加固厚度的变化曲线,从图中可以看出:加固厚度在4~5m以内时,最大弯矩和最大剪力随加固厚度的增加而减小;加固厚度超过4~5m后,最大弯矩和最大剪力随加固厚度的增加而变化不明显。不同的加固刚度(加固后  $m$  值的不同)基本具有相同的规律。

图3是类型三的围护桩最大弯矩、最大剪力随加固厚度的变化曲线,从图中可以看出:加固厚度在5~6m以内时,最大弯矩和最大剪力随加固厚度的增加而减小;加固厚度超过5~6m后,最大剪力随加固厚度的增加而变化不明显,最大弯矩随加固厚度增加总变化趋势是变化趋缓。不同的加固刚度(加固后  $m$  值的不同)基本具有相同的规律。

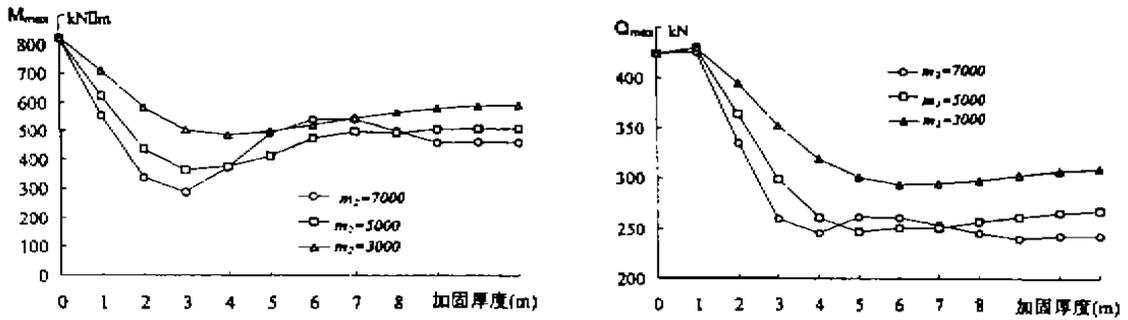


图3 最大弯矩和最大剪力与加固厚度关系(类型三)

### 加固厚度对支撑轴力的影响

图4是只设一道支撑时围护桩最大支撑轴力随加固厚度的变化曲线,从图中可以看出:加固厚度在3~4m以内时,最大支撑轴力随加固厚度的增加而减小;加固厚度超过3~4m后,最大支撑轴力随加固厚度的增加而变化不明显。不同的加固刚度(加固后  $m$  值的不同)基本具有相同的规律。

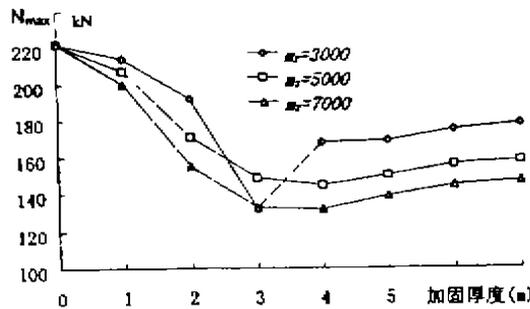


图4 最大支撑轴力与加固厚度关系(类型一)

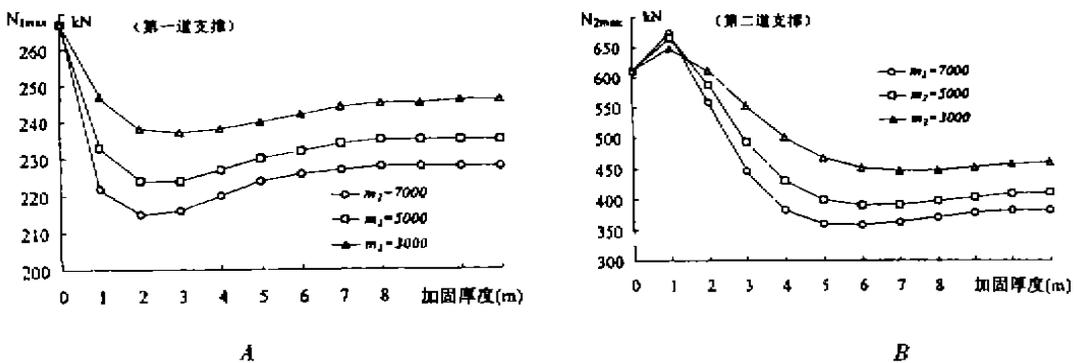


图5 最大支撑轴力与加固厚度关系(类型二)

图5是类型二中设二道支撑时围护桩最大支撑轴力随加固厚度的变化曲线。从图中可

以看出:对第一道支撑加固厚度在2~3m以内时,最大支撑轴力随加固厚度的增加而减小;加固厚度超过2~3m后,最大支撑轴力随加固厚度的增加而变化不明显。对第二道支撑加固厚度在4~5m以内时,最大支撑轴力随加固厚度的增加而减小;加固厚度超过4~5m后,最大支撑轴力随加固厚度的增加而变化不明显。第二道支撑的最大轴力随加固厚度的增加而减小的幅度大于第一道支撑。不同的加固刚度(加固后  $m$  值的不同)基本具有相同的规律。

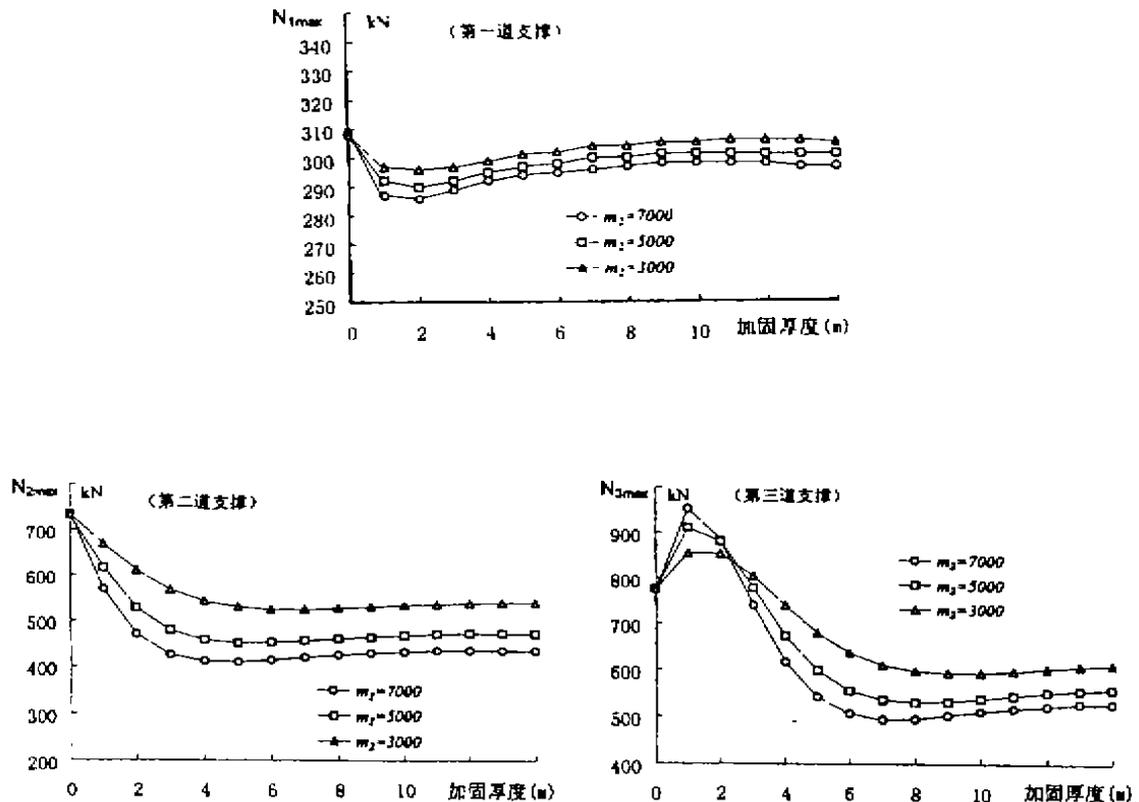


图6 最大支撑轴力与加固厚度关系(类型三)

图6是类型三中设三道支撑时围护桩最大支撑轴力随加固厚度的变化曲线。从图中可以看出:对第一道支撑最大支撑轴力随加固厚度的增加而变化不明显;对第二道支撑加固厚度在4m以内时,最大支撑轴力随加固厚度的增加而减小,加固厚度超过4m后,最大支撑轴力随加固厚度的增加而变化不明显;对第三道支撑加固厚度在6m以内,最大支撑轴力随加固厚度的增加而迅速减小;加固厚度超过6m后,最大支撑轴力随加固厚度的增加而变化不明显。第三道支撑的最大轴力随加固厚度的增加而减小的幅度大于第二道支撑。不同的加固刚度(加固后  $m$  值的不同)基本具有相同的规律。

从图4、图5和图6中还可以看出:土体加固区域离哪道支撑越近,对哪道支撑的最大轴力的影响越显著。

### 加固厚度对墙体变形的影响

图7是类型一的围护桩最大位移与加固厚度的关系,从图中可以看出:围护桩最大位移随加固厚度的增加先迅速减小,而后又有所增大,其中加固厚度为2m时最大位移减小最明显。以加固厚度2m为基准,当土体加固后的 $m$ 值分别为3000、5000和7000kN/m<sup>4</sup>时,最大位移比不进行加固时减小26.4%、35.7%和40.1%。

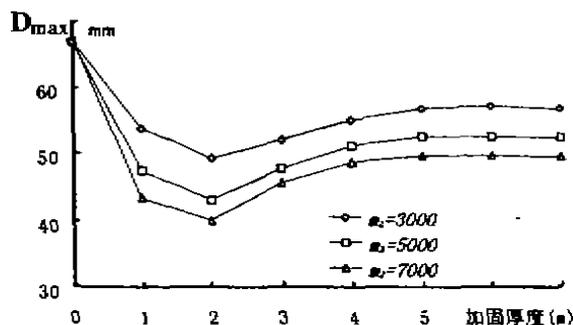


图7 最大位移与加固厚度关系(类型一)

图8是类型二的围护桩最大位移与加固厚度的关系,从图中可以看出:加固厚度在4m以内时围护桩最大位移随加固厚度的增加而迅速减小,加固厚度超过4m后围护桩最大位移随加固厚度的增加基本不变化。可以认为加固厚度为4m时效果最佳。以加固厚度4m为基准,当土体加固后的 $m$ 值分别为3000、5000和7000kN/m<sup>4</sup>,最大位移比不进行加固时减小33.4%、45.4%和50.0%。

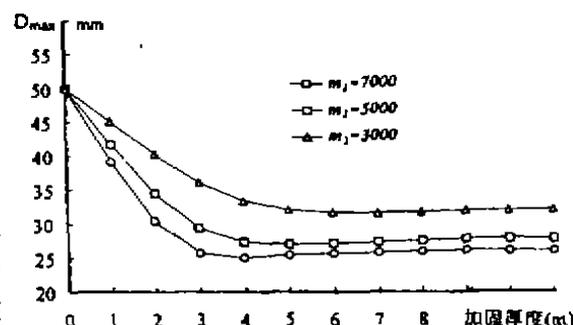


图8 最大位移与加固厚度关系(类型二)

图9是类型三的围护桩最大位移与加固厚度的关系,从图中可以看出:加固厚度在4m以内时围护桩最大位移随加固厚度的增加而迅速减小,加固厚度超过4m后围护桩最大位移随加固厚度的增加基本不变化。因此可以认为加固厚度为4m时效果最佳。以加固厚度4m为基准,当土体加固后的 $m$ 值分别为3000、5000和7000kN/m<sup>4</sup>时,最大位移比不进行加固时减小28.1%、22.2%和24.4%。

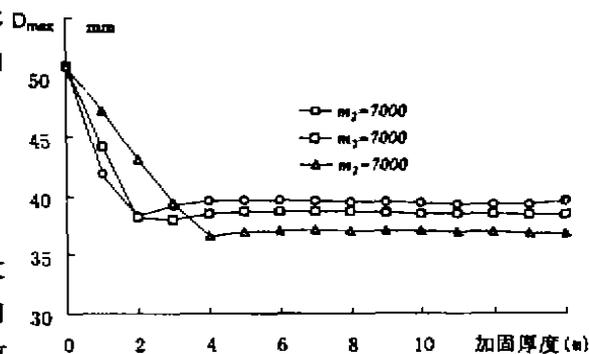


图9 最大位移与加固厚度关系(类型三)

### 结论

1. 被动区土体加固对围护桩(墙)最大弯矩、最大剪力的影响只在一定深度范围内比较明显,不同的水泥掺入比其规律是一致的。

2. 被动区土体加固对支撑最大轴力的影响只在一定深度范围内比较明显,不同的水泥掺入比其规律是一致的;土体加固区域离哪道支撑越近,对哪道支撑的影响也越显著。

3. 在一定的加固深度范围内,被动区土体加固可有效减小围护桩(墙)的最大水平位移;水泥掺入比越大,效果越明显。

4. 从减小围护桩(墙)内力和支撑轴力以及控制墙体水平位移的角度出发,对被动区土体减小地基加固是一种有效措施,加固深度约为墙体入土深度的  $1/3$  效果最好;超过此深度,效果不明显。

---

## 高速公路软弱地基处理学术讨论会会讯

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、中国公路学会道路工程学会、江苏省高速公路建设指挥部主办,江苏省交通规划设计院、浙江省交通规划设计研究院、铁道部第四勘测设计院软土地基工程公司、无锡市高速公路建设指挥部协办的高速公路软弱地基处理学术讨论会于1998年11月30日~12月3日在无锡交通宾馆举行。来自全国各高校、科研、设计、施工单位和有关厂家的138名代表出席了这次会议。

针对高速公路软弱地基处理的全国性学术讨论会这是第一次。全国各个行业的地基处理专家、学者、工程师、工程技术人员和各相关厂家的代表会聚一堂,交流软弱地基处理设计计算、施工技术、施工机械和现场测试等方面的理论和经验,介绍新材料、新产品和新工艺的开发和应用,讨论如何进一步发展和提高高速公路软弱地基处理水平,更好地为国家高速公路建设服务,与会代表发言积极,讨论问题深入,交流很充分,会议达到了预期效果,取得了圆满成功。

为配合这次会议的召开,还专门出版了论文集“高速公路软弱地基处理理论与实践”,该论文集收入我国近些年来有关高速公路建设的实践经验和科研成果的论文共58篇,内容有综述、理论计算与分析、试验研究与分析、工程实践与经验及其它共5个专题,较全面地反映了我国目前高速公路软弱地基处理技术应用的现状及发展水平,汇集了我国科技工作者在高速公路软弱地基处理领域的重要研究成果、设计计算理论和工程施工经验。

(浙江大学岩土工程研究所徐日庆供稿)

# 锚拉板桩墙设计理论研究\*

何思明

(中国第十九冶金建设公司建筑设计研究院 四川攀枝花 617023)

[摘要] 本文首先将锚拉板桩墙体系分割成三部分:锚桩、拉杆、板桩。分别进行研究。锚桩采用 Randolph (1981)建议公式计算以获得桩顶变位荷载关系;拉杆采用荷载传递函数法给予分析;板桩则用弹性梁理论进行研究。并建议了一个用于描述墙后土压力-变位间的非线性关系式。然后将锚拉板桩墙作为一个整体,根据系统内力、变形协调关系将各部份联系起来,从而给出了整个体系的比较完备的解答。最后,将本文理论用于一工程实例之中,获得了满意的结果。

## 前言

锚拉板桩墙作为一种支护结构体系已广泛用于铁路、公路、码头及工业与民用建筑之中。它特别适用于高大支挡工程。锚拉板桩墙是在原有悬臂式板桩墙基础上发展起来的,悬臂式板桩墙主要依靠埋入土中部份及其自身刚度来维持稳定,因而锚固深度大,结构上部变形大,容易引起周围土体变形。故使用受到一定限制。在此基础上发展起来的锚拉板桩墙大大改善了悬臂式板桩墙的受力状况,形成了上端铰支,下端近似弹性固支的梁结构。减少了板桩截面尺寸及结构变形,降低了板桩入土深度和工程造价。这种结构体系受力复杂,分析困难。目前,还没有一套比较完善的分析设计方法。因而限制了这种结构在工程中的进一步推广。本文将锚拉板桩墙体系分割成三部分:锚桩、拉杆、板桩。分别进行研究。锚桩采用 Randolph(1981)建议公式计算以获得桩顶变位荷载关系;拉杆采用荷载传递函数法给予分析;板桩则用弹性梁理论进行研究并建议了一个用于描述墙后土压力-变位间的非线性关系式。然后将锚拉板桩墙作为一个整体,根据系统内力、变形协调关系将系统各部份联系起来,从而给出了整个体系的比较完备的解答。

## 锚桩的分析与计算

锚拉板桩墙的锚桩大都为嵌岩锚桩,因而,本文以嵌岩锚桩为例进行讨论。考察如图 1 所示的嵌岩锚桩问题。

假定岩体为均匀各向同性介质,其弹性模量为  $E_r$ ,泊松比为  $\nu_r$ ,锚桩嵌入岩体深度为  $D$ ,锚桩直径为  $B$ ,锚桩抗弯刚度( $EI$ )。

定义锚桩有效弹性模量  $E_e$  为:

\* 收稿日期:1998 年 8 月

$$E_* = \frac{64(EI)_c}{\pi B^4} \quad (1)$$

定义岩体等效剪切模量  $G^*$  :

$$G^* = G_r(1 + 0.75v_r) \quad (2)$$

其中

$$G_r = \frac{E_r}{2(1 + v_r)}$$

数值分析及原位测试结果表明:承受水平荷载  $H$  及弯矩  $M$  的锚桩顶部位移  $U$  及转角  $\theta$  随锚桩岩体相对刚度  $(E_*/G^*)$  及锚桩几何尺寸长径比  $(D/B)$  的变化而变化。

Randolph(1981)将锚桩划分为柔性桩、刚性桩、以及半刚性桩并分别建议了各自相应的计算公式。

### 1. 柔性桩

(一)定义

满足如下条件的锚桩为柔性桩。

$$\frac{D}{B} \geq \left(\frac{E_*}{G^*}\right)^{2/7} \quad (3)$$

(二)计算表达式

Randolph 建议的柔性锚桩桩顶位移  $U$  及转角  $\theta$  表达式为:

$$U = 0.50\left(\frac{H}{G^*B}\right)\left(\frac{E_*}{G^*}\right)^{-1/7} + 1.08\left(\frac{M}{G^*B^2}\right)\left(\frac{E_*}{G^*}\right)^{-3/7} \quad (4)$$

$$\theta = 1.08\left(\frac{H}{G^*B^2}\right)\left(\frac{E_*}{G^*}\right)^{-3/7} + 6.40\left(\frac{M}{G^*B^3}\right)\left(\frac{E_*}{G^*}\right)^{-5/7} \quad (5)$$

### 2. 刚性桩

(一)定义

满足如下条件的锚桩为刚性桩。

$$\frac{D}{B} \leq 0.50\left(\frac{E_*}{G^*}\right)^{1/2} \quad (6)$$

$$\left(\frac{E_*}{G^*}\right) / \left(\frac{B}{2D}\right) \geq 100 \quad (7)$$

(二)计算表达式

Randolph 建议的刚性锚桩桩顶位移  $U$  及转角  $\theta$  表达式为:

$$U = 0.40\left(\frac{H}{G^*B}\right)\left(\frac{2D}{B}\right)^{-1/3} + 0.30\left(\frac{M}{G^*B^2}\right)\left(\frac{2D}{B}\right)^{-7/8} \quad (8)$$

$$\theta = 0.30\left(\frac{H}{G^*B^2}\right)\left(\frac{2D}{B}\right)^{-7/8} + 0.80\left(\frac{M}{G^*B^3}\right)\left(\frac{2D}{B}\right)^{-5/3} \quad (9)$$

### 3. 中等刚度锚桩

(一)定义

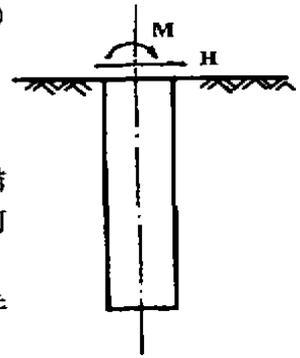


图1 锚桩计算简图

满足如下条件的桩定义为中等刚度桩。

$$0.05\left(\frac{E_s}{G^*}\right)^{1/2} < \frac{D}{B} < \left(\frac{E_s}{G^*}\right)^{2/7} \quad (10)$$

(二)计算表达式

Randolph 建议取下面两种情况中计算结果大值的 1.25 倍作为中等刚度锚桩的桩顶水平位移  $U$  和转角  $\theta$ 。

(1)取实际锚桩的长径比  $D/B$  代入(8)、(9)计算所获得的  $U$  及  $\theta$ 。

(2)将实际锚桩的桩土模量比  $E_s/G^*$  代入(4)、(5)计算所获得的  $U$ 、 $\theta$ 。

## 拉杆荷载传递特性

拉杆一端与板桩联结,另一端与锚桩相联,起传递荷载作用。研究如图 2 所示的拉杆问题。拉杆上覆土层厚度为  $h$ ,拉杆长度为  $l$ ,土层重度为  $\gamma$ ,拉杆水平。

拉杆与土层接触面上的抗剪强度公式为:

$$\tau = \gamma h \operatorname{tg} \delta \quad (11)$$

式中: $\delta$  为混凝土与土体之间的外摩擦角。于是,拉杆的抗拔力  $T$  为:

$$T = \pi d l \gamma h \operatorname{tg} \delta \quad (12)$$

式中: $d$ —拉杆直径。

根据荷载传递理论<sup>(1)</sup>并结合拉杆的实际工作特性可写出描述拉杆荷载传递特性的荷载传递微分方程:

$$EA \frac{d^2 s}{dx^2} = \pi d \gamma h \operatorname{tg} \delta \quad (13)$$

式中: $E$ 、 $A$  分别为拉杆的弹性模量和截面积。

上述微分方程的通解为:

$$s = \frac{\pi d \gamma h \operatorname{tg} \delta}{2EA} x^2 + c_1 x + c_2 \quad (14)$$

式中: $c_1$ 、 $c_2$  可通过具体的边界条件求出。

拉杆一端与板桩相连,另一端接于锚桩,根据变形协调关系:

$$\left. \begin{array}{l} x=0 \text{ 时, } (s)_i = (u_1)_i \\ x=l \text{ 时, } (s)_i = u_i \end{array} \right\}$$

式中: $(u_1)_i$ —板桩与拉杆连接处的水平位移;

$u_i$ —锚桩与拉杆连接点处的水平位移;

## 墙后土压力的非线性描述

我们知道,墙后土压力的大小与挡墙的变形特性密切相关。当挡墙结构不发生位移时对应的土压力为静止土压力;当结构发生离开土体的位移时,作用在结构上的土压力逐渐降

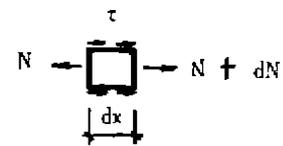
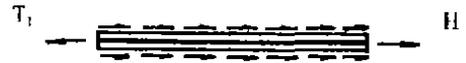


图2 拉杆荷载传递

低,结构位移达到一定值后,土压力不再进一步降低而趋于一定值,即达到所谓的主动土压力状态;当结构产生朝向土体的位移时,作用在结构上的土压力逐步增加,位移达到一定值后,土压力也趋于一定值,即处于一种被动土压力状态,相应的土压力为被动土压力。国内外众多试验表明<sup>(2),(3)</sup>墙后土压力与结构位移间非线性关系可用双曲线公式表达(见图3):

(1)结构发生离开土体位移时,墙后土压力描述:

$$E_a^* = \frac{E_c E_a S_a}{(E_c - E_a)S + E_a S_a} \quad (15)$$

式中:  $E_c$ 、 $E_a$  分别为静止土压力、主动土压力;

$S_a$  为达到主动土压力所需最小位移;

$E_a^*$  为结构发生  $S$  位移时对应的墙后土压力。

当结构发生大于  $S_a$  的位移时,墙后土压力按主动土压力计算。

显然,上述公式满足如下边界条件:

$$(1) S = 0, E_a^* = E_c$$

$$(2) S \geq S_a, E_a^* = E_a$$

关于  $S_a$  的取值,根据殷永安编著的《土力学及基础工程》一书中提供的“产生主动或被动土压力时所需挡墙位移量”,对砂性土:  $S_a = 0.001H$ ;对粘性土:  $S_a = 0.004H$ ,  $H$  为挡墙高度。[在以下算例中,墙后填料为灰岩爆破后的粉料,因此,  $S_a$  统一取为 20mm(因板桩墙高 20m)]

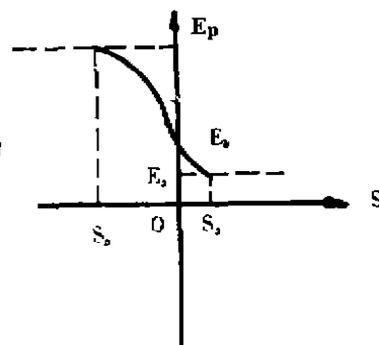


图3 土压力变位关系曲线

(2)结构发生朝向土体的位移时,墙后土压力描述:

$$E_p^* = \frac{E_c E_p S_p}{(E_c - E_p)S + E_p S_p} \quad (16)$$

式中:  $E_c$ 、 $E_p$  分别为静止土压力、被动土压力;

$S_p$  为达到被动土压力所需最小位移;

$E_p^*$  为结构发生  $S$  位移时对应的墙后土压力。

当结构发生大于  $S_p$  的位移时,墙后土压力按被动土压力计算。

显然,上述公式满足如下边界条件:

$$(1) S = 0, E_p^* = E_c$$

$$(2) S \geq S_p, E_p^* = E_p$$

## 板桩计算

本文将板桩简化成弹性梁,运用材料力学中梁理论计算板桩。板桩锚固端作为弹性固支考虑。为此,我们研究如图4所示的板桩计算问题。

作用在板桩上的荷载有:墙后土压力,可按上节建议的公式计算;拉杆提供的抗拔力。对应的边界条件有:板桩上端为自由端;下部锚固端为弹性支撑。根据材料力学理论,板桩控制微分方程为:

$$EIy'''' = p(y) \quad (17)$$

式中:  $EI$  为板桩抗弯刚度;

$p(y)$  为板桩墙后土反力;

墙后土反力可按照上节建议公式(15)计算, 于是, 方程(17)可转化为:

$$EIy'''' + \frac{E_a E_c y}{(E_c - E_a) \gamma + E_a S_a} = 0 \quad (18)$$

利用相应的边界条件, 可获得方程(18)的解。

## 锚拉板桩墙体系的内力、变形协调分析

考察如图5所示的锚拉板桩体系, 将锚桩、拉杆、板桩作为一个整体进行研究。显然, 三者之间要满足一定的内力及变形协调关系, 这些关系可用如下数学表达式给出:

(1) 内力协调关系:

$$(T_1)_i = H_i + T_i \quad (19)$$

式中:  $(T_1)_i$ —板桩承受的锚拉力;

$H_i$ —锚桩承受的水平荷载;

$T_i$ —拉杆的抗拔力;

(2) 变形协调关系:

$$(U_1)_i = U_i + S_i$$

式中:  $(U_1)_i$ —板桩承受拉力  $(T_1)_i$  点处的水平位移;

$U_i$ —锚桩承受水平荷载  $T_i$  时所对应的锚桩桩顶位移;

$S_i$ —拉杆的变形量;

根据上述各节的分析方法, 可获得锚拉板桩墙体系的完备解答。

## 工程实例<sup>[4]</sup>

一锚拉板桩墙, 墙长 200m, 最高处为 29m, 共设 34 根板桩, 桩间距 6m。板桩典型截面如图5所示。板桩截面为 2.5m × 2m (地面下为 2m × 2m); 锚桩截面为 1.5m × 1.5m, 桩长 7m, 其中地面下 6m, 地面上 1m; 拉杆为 7φ5 钢绞线。板桩墙后为由灰岩爆破成碎石作填料。填料的主要物理力学指标见下表:

填料的主要物理力学指标

$C_c$	$C_a$	天然重度 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	含水量 $\omega$ (%)	弹性模量 $E$ (kPa)	泊松比 $\mu$	内聚力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	内摩擦角 $\varphi$ (度)
2.14	8.59	21.2	1.1%	$2.71 \times 10^7$	0.36	1.0	40.5

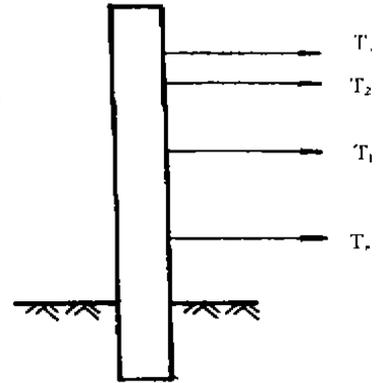


图4 板桩计算简图

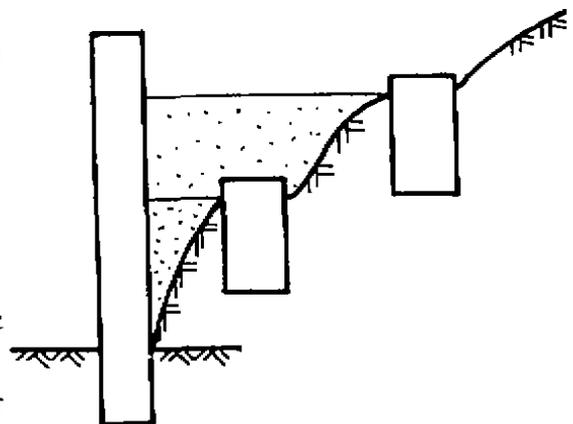


图5 锚拉板桩体系

岩体参数

$R(\text{kPa})$	$E(\text{kPa})$	$\mu$	$c(\text{kPa})$	$\varphi(\text{度})$
81150	$2.71 \times 10^7$	0.36	$2.2 \times 10^4$	38.7

板桩混凝土标号为  $C_{30}$ , 其抗压强度及  $E, \mu$  值见下表:

编号	尺寸(mm)	平均抗压强度(kPa)	$E(\text{kPa})$	$\mu$
1	15.0×14.9	31100	$1.7 \times 10^7$	0.17
2	15.0×14.9			

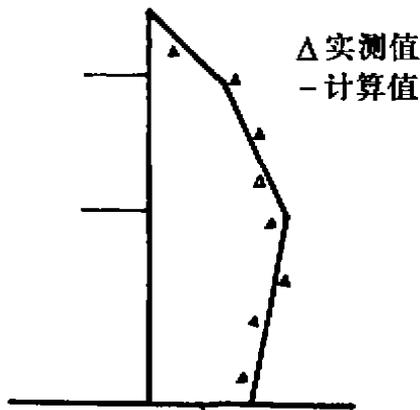


图6 墙后土压力分布

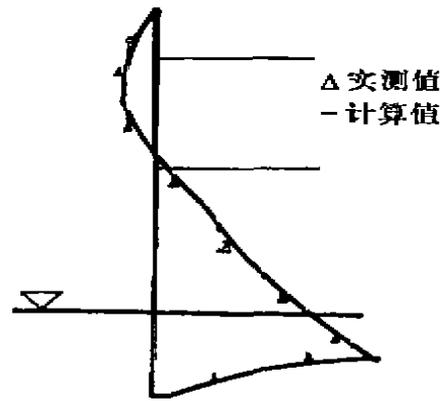


图7 板桩弯曲分布

在工程施工过程中,作了一系列的原位测试工作。测试工作包括:板桩墙后土压力测试;板桩钢筋应力测试;板桩的水平位移及挠度测试等。图6、图7、图8分别为板桩墙后土压力分布板桩桩身弯矩分布以及板桩桩身变形曲线的实测结果与按本文理论计算结果的比较。证明本文理论是可行的。

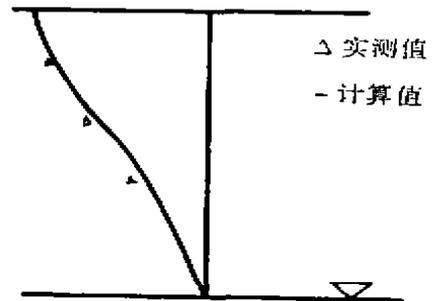


图8 板桩变形曲线

## 结论

作者比较系统地对锚拉板桩体系进行了分析研究。具体说来,将锚拉板桩体系分割成三个部份以及各自的分析计算方法并建议了墙后土压力计算公式,利用体系内力协调及变形协调关系将各部分统一起来并给出了体系的最终解答。根据一工程实例原位测试结果与本文理论结果的比较,证明本文理论是正确的。同时,本文理论还具有计算原理简单,计算量不大,易于为广大设计人员接受等优点。可在实际工作中推广。

**参考文献**

- [1] 何思明《基于传递函数的单桩沉降计算》(四川建筑科学研究)1995NO.2
- [2] Mehmet A. Serif, Yung - Show Fang, and Russell I. Sherif, "KA and KO Behind Rotating and Non - Yielding Wall" Journal geotechnical Engineering, VOL. 110 NO.1 1984.
- [3] Yung - Show Fang and Isao Ishibashi, "Static Earth Pressures with Various Wall Movement", Journal geotechnical Engineering, VOL. 112 NO.3 1986.
- [4] 富海鹰《预应力锚拉式桩板墙结构的原型、模型试验及数值模拟分析》四川联合大学学位论文,1997.

## 第五届岩土力学现场测量国际研讨会(FMGM 99)会议消息

第五届岩土力学现场测量国际研讨会(FMGM 99)1999年12月1-3日将在新加坡召开,这是从事岩土和结构监测工作的工程师和学者的一次盛会。自1983年起,前四届会议曾分别在瑞士、日本、挪威和意大利举行。

本届会议的目的是回顾现场测量技术在近几年的发展和讨论该技术在工程、设计和建设中所扮演的角色。会议将围绕如下专题开展:

1. 现场测量的新技术和发展(包括采集的信息系统,设备,手段等);
2. 岩土力学仪器管理(包括数据的收集,管理,解释,提前警示,质量控制等);
3. 数据解释和分析的历史与理论实践的分析(包括深、浅基础,开挖及挡土墙,土石斜坡及大坝,地下开挖及隧道,填土工程,检测方法及仪器)。

本届会议选在新加坡召开,是为使更多的亚太地区的工程师,学者和仪器供应商与会,旨在交流和提高,欢迎与会者发表论文,但只参加讨论的代表也一律欢迎。

国内在岩土和结构工程中开展检测工作已有多年的历史,积累了很多宝贵的经验,也达到了相当的水平,完全有条件与国际同行进行交流,以使我们的工作达到一个新水平,更好地为四个现代化服务。

会议的第一号通知已于日前发出,提出的关键日期为准备发表的论文提交摘要的最后时间为1999年1月31日。组委会还将陆续发出以后的通知。组委会为鼓励参与,将与会者的会议登记费保持在最低水平,估计为400美元,详细规定将随后通告。

为欢迎来自中华人民共和国的工程师、学者和供应商与会,大会组委会特委托上海辉固岩土工程技术有限公司办理中国大陆地区代表与会的组织工作,包括派送会议通知和对希望提供出境服务的代表提供邀请信,签证出境和境外食宿安排的服务。有兴趣的单位和个人请来电来函向上海辉固岩土工程技术有限公司索取会议第一号通知,上海辉固公司还将向索要者继续寄送随后的通知。有意者请与下列地址联系:

上海辉固岩土工程技术有限公司 上海市浦东白莲泾毛家宅1号,200126

电话:21-58747508 58747528 传真:21-58863214 E-mail:fugrob@online.sh.cn.

联系人:梁建宁(总工程师) 张悦(秘书)

# 建筑渣土夯扩桩复合地基技术 (一种新的地基处理方法)

宋广信

吴廷杰

张立军

(河北省沧州大化集团) (河北省建筑科学研究院 石家庄) (河北省沧州大化集团 沧州 061000)

为了开发新的地基处理技术,河北省沧州化肥厂华俊基础工程公司经过几年的试验研究推出了一种新的地基处理方法——建筑渣土夯扩桩。该法采用“福兰克”桩的成桩工艺成孔,孔底夯扩一定数量的建筑垃圾,桩体为钢筋混凝土或素混凝土,桩顶设置比桩身直径大的承力盘。该项技术施工速度快,承载力高,造价低,颇受工程界的关注。到96年止,已在沧州、天津、衡水、保定等地60余项工程中采用,节省投资200余万元。

## 施工工艺

该处理方法的施工工艺是:1. 将直径40cm左右、长3.0-4.0m的桩管立于桩位,向桩管填一定高度的建筑垃圾或碎石做为石塞;2. 用桩锤在管内夯击管塞,靠石塞和桩管的摩擦力把桩管带入地下;3. 由于桩管上端有大于桩管直径的承力盘钢模,所以连续夯击石塞,石塞将脱离桩管进入桩端的持力层,然后继续向桩管内填充建筑垃圾并夯击,直至贯入度小于某一设计值;4. 向桩管内填入一定数量的干硬性混凝土,再夯击干硬性混凝土,使其脱离桩管;5. 向桩管内放置钢筋,浇注混凝土,拔桩管,最后浇注支盘混凝土(见图1),如果土质好,可先拔桩管,再在桩孔内放钢筋和浇注混凝土。

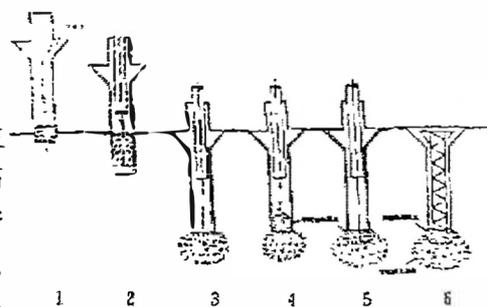


图1 建筑垃圾夯扩桩工艺图

1. 桩管就位;2. 夯击石塞
3. 夯扩填料成扩大头;4. 填干硬性混凝土
5. 夯击干硬性混凝土出桩管;
6. 放钢筋笼浇注混凝土

## 适用范围

该法既适用于地下水以上,也适用于地下水以下,尤其适用于地下水以下。该法特别适用基底下3.5-6.0m范围内有相对硬层的地基,或在此范围内有砂层或粉土等有振密和挤密效应的地层。

## 受力机理

该法之所以承载力高,其原因主要有以下几点:1. 由于桩身成孔过程中将孔位的土体挤到周围土体中去使桩间土的密度增加,孔隙比减小,桩身摩擦力增加,从而提高了单桩承载力;2. 由于桩端持力层夯入一定数量的建筑垃圾,使桩端持力层的强度提高,模量增加,因此,桩端承载力大幅度提高;3. 由于桩端持力层中夯入的建筑垃圾是干的,有一定的吸水性能,使桩端持力层含水量减少,土性得到改善;4. 桩锤在夯击过程中对桩端持力层有一定的振动性,使其有振密效应的土质振密,持力层的密度增加,土性得到改善,桩的端承载力增加;5. 由于桩管上部有支盘模,在成孔过程中可以限制桩间土上涌,提高成桩质量,并且在桩受到竖向力时,上支盘可以把部分直接传给桩间土,可发挥桩间土承受竖向力的能力,使桩的承载力提高。(受力机理如图2)

该桩的竖向承载力由三部分组成:端承力、摩擦力和上支盘下的桩间土的反力。这三部分力当中端承力是主要的,占整个承载力的60%以上。

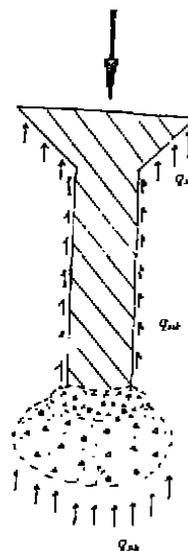


图2 建筑垃圾桩受力机理图

## 设计计算

### (一)垂直承载力的确定

该桩垂直承载力可按下述原则确定:

1. 对于一级建筑物;地质条件复杂的建筑物;当地尚没有采用该工法的建筑物,应采用现场静载试验确定单桩极限承载力标准值。

2. 对于上述条件以外的建筑物可以采用以下公式进行估算单桩极限承载力的标准值:

$$Q_{uk} = \beta \cdot q_{sk} \cdot A_s + U \sum q_{sik} \cdot L_i + q_{pk} \cdot A_p$$

上式中:  $Q_{uk}$ —单桩竖向极限承载力标准值

$\beta$ —上支盘下桩间土承载力发挥系数一般取 0.3~0.6,桩的最终沉降大时取大值,小时取小值;

$q_{sk}$ —上支盘下桩间土的极限承载力标准值;由载荷试验确定;

$A_s$ —上支盘垂直投影面积;

$U$ —桩身周长;

$q_{sik}$ —桩侧第  $i$  层上的极限侧阻力标准值,无当地经验时,可按“建筑桩基技术规范”JGJ94-94 取值;

$L_i$ —桩穿越的第  $i$  层土的厚度;

$q_{pk}$ —极限桩端阻力标准值,可按“建筑桩基技术规范”JGJ94-94 取值;

$A_p$ —桩端扩大头的垂直投影面积,由实测或经验确定。

### (二)桩的中心距

桩的中心距,对于单排桩应大于扩大头直径的1.5倍;对于两排和两排以上的桩应大于扩大头的2.0倍。扩大头直径是指经夯实建筑垃圾和干硬性混凝土的有一定胶结强度的复合扩大头直径。

### (三)桩长

该桩型属于端承桩,所以桩长应根据持力层的埋深决定,一般桩长为3.5-6.0m。

(四)桩身强度可按“建筑桩基技术规范”JGJ94-94确定,另外,桩端下的干硬性混凝土扩大部分应进行冲切计算。

## 工程质量控制与检测

### (一)工程质量控制

工程质量的控制主要指施工过程的质量控制,结合竣工法的特点,施工质量控制主要应注意以下几点:

1. 石塞高度要适度,石塞一般为50-100cm,石塞太短,在成桩过程中易打出管外,造成桩长难以沉到设计标高,土进入桩管等弊端。
2. 要严格控制终锤的贯入度,一盘为5-10cm,并能听到清脆的声音止(锤重35kN)。
3. 夯实持力层与干硬性混凝土接触面、干硬性混凝土与桩身接触面不得进入泥土夹层;
4. 管外成桩还是管内成桩要在现场确定,管外成桩时,一定要保证拔管后桩孔不坍塌,不缩颈,对于易塌孔的、缩颈的地质条件应采用管内成桩。

### (二)质量检测

#### 1. 单桩承载力的检测

一级建筑物或没有当地经验、地质条件复杂的场地,应采用随机抽样进行静载荷试验确定单桩承载力,静载试验数量按“建筑桩基技术规范”JGJ94-94确定;

#### 2. 桩身混凝土质量检测

桩身混凝土质量可以采用动测法检测

#### 3. 桩间土检测

桩间土的承载力可采用载荷试验、标贯、重Ⅱ等原位测试方法检验,也可以取土进行室内土工试验的方法确定。

## 经济技术比较

### 1. 造价

按照最初23项工程合同统计,该建筑垃圾夯扩桩比桩基和天然地基±0以下造价节省10-20%(见表1),但施工单位采用该工艺其利润比采用传统的方法提高20%以上。

### 2. 工期

根据最初23项工程的统计,建筑垃圾夯扩桩的工期缩短三分之一以上。

### 3. 社会效益

由于建筑垃圾夯扩桩能消纳大量的建筑垃圾,具有十分明显的环境效益,所以该工艺特别适用于拆迁区采用,可节省大量的建筑垃圾外运处理费用。

经济指标比较

表1

序号	工程名称	原设计方案			建筑垃圾夯扩桩方案			夯扩桩 造价 原方案 造价	夯扩桩 工期 原方案 工期	
		基础形式	造价 (万元)	工期 (天)	设计单桩 标准承载力 (kN)	造价 (万元)	工期 (天)			单桩标准 承载力 (kN)
1	中外合资百利塑胶公司	桩基 (桩长 $l=18\text{m}$ )	75	45	400	67	30	设计 380kN 静压 400kN	0.89	0.67
2	中外合资百利塑胶公司	桩基 (桩长 $l=11.0\text{m}$ )	10	20	300	8.5	12	设计 200 静压 320kN	0.85	0.60
3	中外合资百利塑胶公司	桩基 ( $l=20\text{m}$ )	20	25	500	18.5	15	设计 500 静压 640	0.925	0.60
4	深州检察院	钢筋混凝土 条形基础	21.8	40		18.0	25	设计 400 静压 400	0.825	0.63
5	港龙房地产开发公司住宅楼	桩基 $l=11.0\text{m}$	36	35	400	32	25	设计 300 静压 400	0.89	0.69
6	河北省游泳馆 冠军楼(七层)	桩基 $l=10.0\text{m}$	26.5	35	300	23.9	25	设计 300 静压 400	0.90	0.71
7	保定市房地产开发公司住宅楼(七层)	桩基 $l=9.5\text{m}$	26.5	35	300	23.8	25	设计 400 静压 500	0.89	0.71
8	保定市保险公司	桩基 $l=8.6\text{m}$	21.6	30	250	19	21	设计 400 静压 400	0.88	0.70
9	光大房地产开发公司	桩基 $l=12.0\text{m}$	11.6	20	300	9	15	设计 400	0.77	0.75
10	沧县经委	钢筋混凝土 土条基	32.4	45		29.4	30	设计 400 静压 400	0.91	0.66
11	沧州长途电信 传输局宿舍楼 (六层)	钢筋混凝土 土条基	26.0	40		23	25	设计 400 静压 400	0.89	0.625
12	沧州大化 TDI 建设指挥部	钢筋混凝土 土条基	35.8	60		30	35	设计 400 静压 420	0.83	0.58
13	沧州十二中学 宿舍楼 6层	钢筋混凝土 土条基	25.4	45		21	30	设计 400 静压 400	0.82	0.67
14	宏达房地产公司	钢筋混凝土 土条基	61	60		54.0	45	设计 400 静压 380	0.88	
15	沧州房地产开发公司宿舍楼	筏基	13.5	40		11.5	25	设计 360 静压 340	0.85	

续表 1

序号	工程名称	原设计方案			建筑垃圾夯扩桩方案			夯扩桩 造价 原方案 造价	夯扩桩 工期 原方案 工期	
		基础形式	造价 (万元)	工期 (天)	设计单桩 标准承载力 (kN)	造价 (万元)	工期 (天)			单桩标准 承载力 (kN)
16	沧州运河区公安局宿舍楼六层(五层)(二栋)	钢筋混凝土条基	20.4×2	35×2		18.0×2	25×2	设计 400 静压 400	0.88	
17	沧州郊区税务局宿舍楼(五层)	钢筋混凝土条基	18.5	40		17.0	25	设计 300 静压 420	0.91	
18	沧州运河区国税局宿舍楼(五层)	钢筋混凝土条基	19.5	40		17.5	28	设计 380 静压 430	0.89	
19	沧州运河区地税局宿舍楼(五层)	钢筋混凝土条基	18.5	40		17.0	25	设计 380 静压 430	0.92	
20	沧州液化气公司宿舍楼(六层)	钢筋混凝土条基	25.0	45		22.6	30	设计 380 静压 420	0.90	
21	新华房地产开发公司宿舍楼(六层2栋)	钢筋混凝土条基	34	50		31	35	设计 360	0.91	0.7
22	华北油田石油二部宿舍楼	钢筋混凝土条基	21	30		18.5	20	静压 400	0.88	0.67
23	沧州化肥厂宿舍楼七层二栋	筏基	36	50		23	35	静压 400	0.97	0.7

## 工程实例

### 1. 华北油田石油二部宿舍楼

该宿舍楼为六层、场地地质土层自上而下为:(1)粉土(2)粘土(3)粉土(4)粉质粘土。桩端落在(4)层粉质粘土上。建筑垃圾夯扩桩桩端标高为-5.05m,共计布桩 148 根。

随机抽取二根进行静载试验,其  $P-S$  曲线见图 3,单桩承载力标准值 400kN,对应的沉降分别为 5.24mm 和 4.18mm。

2. 保定红星路花园小区一号楼(七层):该楼场地地层自上而下为:(1)杂填土,层厚 1.0-2.0m,(2)粉土、层厚 2.0-4.7m。(3)粉细砂、层厚 0.5-1.2m,(4)粉土层厚 1.0-1.5m。该工程采用建筑垃圾夯扩桩,扩大头座落在(2)层粉土层底部,桩身长 2.7m,桩径 40cm,建筑垃圾夯扩桩扩大头高 30cm,直径 120cm。随机从工程桩上抽取一根进行了载荷试验,其  $P-S$  曲线见图 4。该桩承载力标准值大于 500kN,远大于承载力设计值 300kN。

3. 沧州大化集团 TDI 生活区单身宿舍楼(七层),该楼场地地质土层自上而下为:(1)粉土、层厚 0.80-2.0m,(2)粉质粘土,层厚 1.2-3.0m,  $e=0.959$ ,(3)粉土,层厚 0.5-2.5m,  $e=0.737$ ,(4)粉土、层厚 1.0-2.0m,  $e=0.580$ ,(5)粉砂,层厚 3.1-2.7m,  $e=0.599$ 。该工程

共计进行了六根单桩载荷试验,其  $P-S$  曲线如图 5。

由试验结果可知,单桩承载力标准值为  $360-460\text{kN}$ ,满足设计要求。

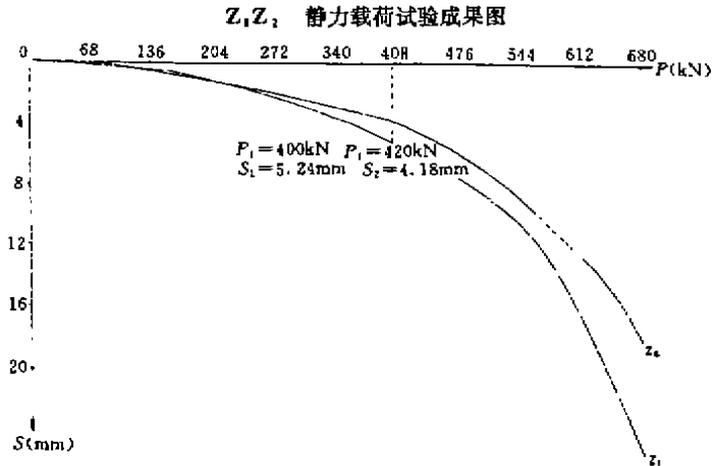


图 3 华北油田石油二部宿舍楼建筑垃圾夯扩桩  $P-S$  曲线

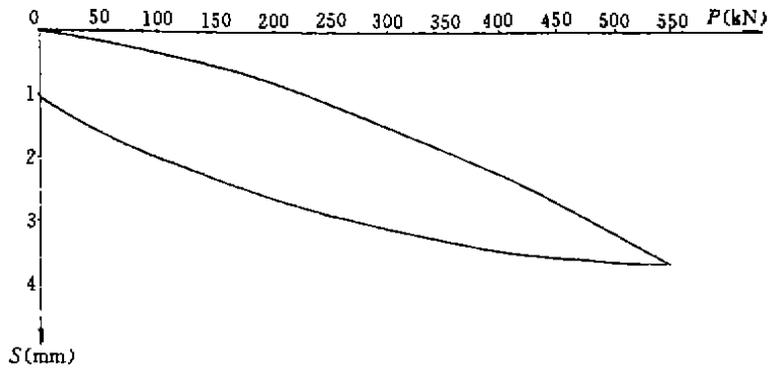


图 4 花园小区一号楼建筑垃圾夯扩桩  $P-S$  曲线

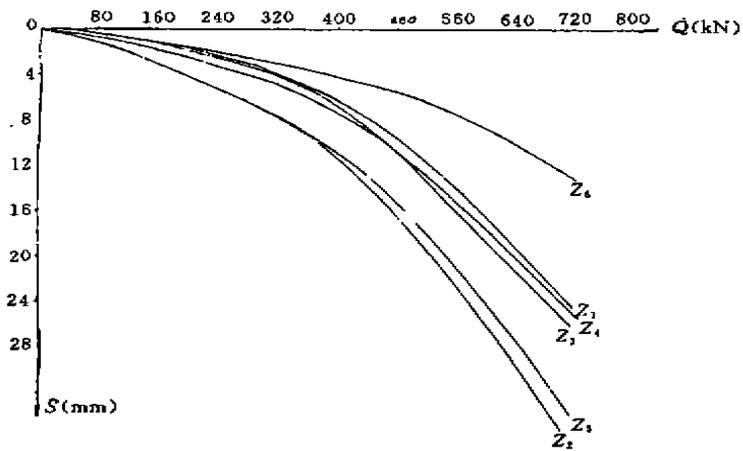


图 5 沧州大化集团 TDI 生活区单身宿舍楼建筑垃圾夯扩桩  $P-S$  曲线

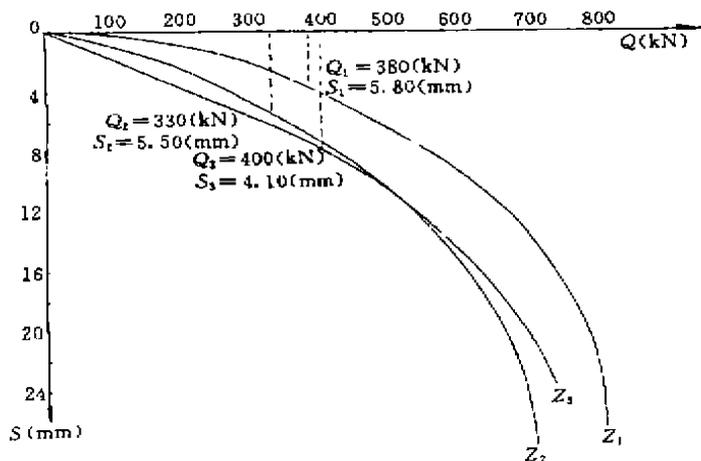


图6 大化集团办公楼配楼建筑垃圾夯扩桩  $P-S$  曲线

#### 4. 沧州大化集团办公楼配楼

沧州大化集团办公楼主楼 15 层, 配楼 5 层, 该工程场地土自上而上为: (1) 人工填土, 层厚 0.5-1.9m, (2) 粉土, 层厚 0.8-2.4m,  $e=0.779$ , (3) 粉土, 层厚 0.4-2.2m,  $e=0.966$ , (4) 粉质粘土, 层厚 0.6-3.8m,  $e=0.827$ 。该工程配楼采用建筑垃圾夯扩桩, 其桩端落在 (4) 层粉质粘土层, 建筑垃圾夯扩桩桩长 3.6m, 扩大头直径 0.9-1.2m, 扩大头高 0.30-0.40m, 共计 256 根。随机抽取了三根做了静力压桩试验, 其  $P-S$  曲线见图 6, 单桩承载力标准值为 380-400kN, 相应的沉降为 3.80-4.10mm。

## 地基处理技术新发展及基坑工程围护设计研讨班通知

为了交流地基处理技术新发展、基坑工程围护设计, 介绍新鲜经验, 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决定于 1999 年 5 月在杭州西子湖畔举办地基处理技术新发展及基坑工程围护设计研讨班, 邀请浙江大学土木工程学系教授主讲, 有关事项通知如下:

1. 时间 1999 年 5 月 8 日报到, 5 月 9 日至 5 月 16 日讲座。
  2. 参考资料 (1) 地基处理新技术, 1997, 龚晓南著, 陕西科学技术出版社。  
(2) 深基坑工程设计施工手册, 1998, 龚晓南主编, 中国建筑工业出版社。
  3. 学费 820 元 (包括资料费 120 元, 现场参观交通费)。
  4. 学员要求, 从事地基处理和基坑工程设计、勘察、监理技术人员和管理人员。
  5. 住宿费自理, 低、中、高档标准自选。
  6. 地点 杭州市西湖区杭大路紫云饭店 (黄龙饭店后面)。乘火车到杭州者从东站乘 28 路公交车, 在杭大路下车。
  7. 欲来学习者请将回执寄浙江大学土木系欧阳晶泓 (310027), 并寄定金 100 元, (报到时退回学员), 或将学习费用通过银行汇杭州农业银行浙大分社, 70620113303974, 中国土力学及基础工程学会地基处理学术委员会。预交学费者可不付定金。
  8. 要求发结业证书者请携带照片壹张。
- 欢迎来美丽的西子湖畔学习地基处理新技术和基坑工程围护设计。  
咨询电话 0571-5172242 转 2319

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 1999 年 2 月 8 日

# 地下连续墙在佛山国商工程中应用的一些体会\*

郭远翔 曾 萌

(华南理工大学建筑设计研究院 广州 510641)

## 工程简介

“佛山国际商业中心”工程位于佛山市汾江西路和城门头西路交汇处。原址为佛山市某研究中心工程(无地下室,主楼高28层)。根据佛山市建筑工程设计室提供的原工程施工图,该场地已施工的钻孔桩224根,直径分别为 $\Phi 800$ 、 $\Phi 1000$ 、 $\Phi 1200$ 。

“佛山国际商业中心”工程在上述场址上重新进行设计。地面以上主楼高五十二层,附楼六层,地下室开始设计时为二层,到地下连续墙竣工后修改为三层,主楼位于建筑物中心,副楼位于建筑物四周,地下室外墙与附楼边柱齐平。地下室周边与周围环境的关系如图1。

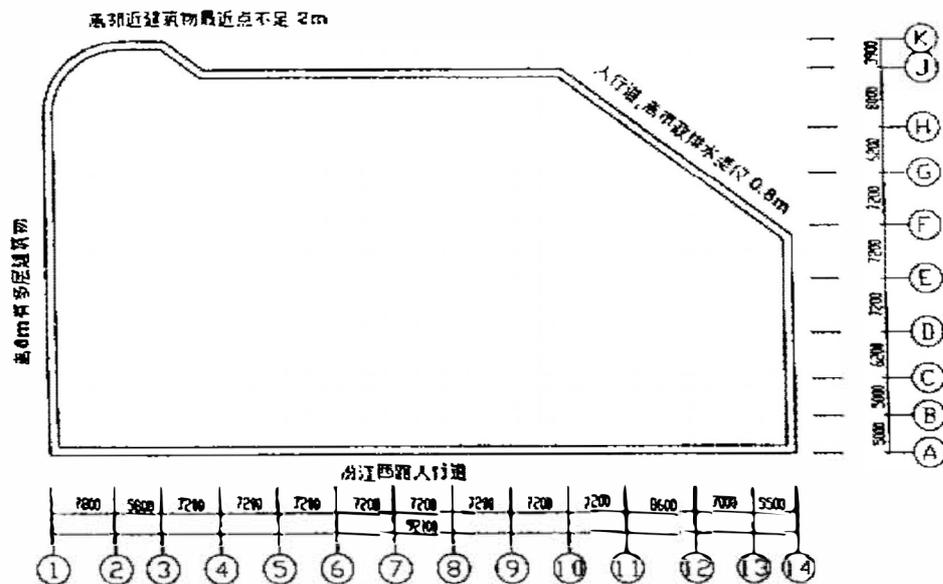


图1 地下室周边环境示意图

\* 收稿日期:1997年9月

## 基坑支护结构型式的确定

根据甲方提供的地质资料,场区的土层结构和物理性能指标如表 1 所示。

土层结构和物理性能指标

表 1

土层序号	土层及描述	土层厚度 (m)	湿度	状态	压缩性	含水率 $w(\%)$	密度 $\gamma$	孔隙比 $e$	内摩擦 $\varphi(^{\circ})$	粘聚力 (kPa)
1	素填土	1.3~3.1	饱和	中密	中高					
2	淤泥质粘土	0.3~0.4	饱和	流塑	低中偏低	48.3	1.60	1.90	5°	11
3	粉砂	8.4~11.9	饱和	稍密中密	低中偏低	32.2	1.80	0.83	17°	4
4	中砂	2.1~4.6	饱和							
5	粉质粘土	1.2~3.4	饱和	软~可塑	中高					
6	风化残积土	1.7~8.9	饱和	上软下硬	中					
7	强风化泥岩	0.7~6.0	饱和	硬度偏软						
8	中风化泥岩	0.8~5.9	湿	稍硬						
9	微风化泥岩		湿	坚硬						

二层地下室时的基坑开挖深度为 9.2m,后改为三层地下室,基坑开挖深度为 11m~13.5m,因此,在施工地下室时,必须进行基坑支护。

由图 1 我们可看到,地下室被交通主干线、市政设施及建筑物所包围,施工场地极为狭窄,基坑支护结构如采用一般的护坡挡土桩或钢板桩,场地条件不允许,因此我们考虑到使用地下连续墙结构型式支护。地下连续墙虽单方造价较高,但地下墙既可以在基坑开挖时充当挡土墙,又可做为地下室的外墙,在本工程中,还可支承落在其上面的上部结构柱,省去外围柱所需的基础桩,身兼数责,因此有较好的综合经济效益,更重要的是能解决场地狭窄的问题。

## 地下连续墙的设计

地下连续墙施工工艺是近三十多年来在地下工程和基础工程施工中正在发展和广泛应用的一项新技术,随着生产的发展和城市大规模建设的进行,高层建筑和深基础工程愈来愈多,施工条件愈来愈受到限制,地下连续墙的应用也愈来愈受到重视。“佛山国际商业中心”地下连续墙的设计是在 1993 年进行,当时地下连续墙的应用虽已有很多成功的例子,但这方面的设计规范仍可谓空白,介绍这方面具体设计计算方法的资料也有限,且大部分的资料都推荐采用等值梁法计算原理(即土压力为已知,不考虑墙体和支撑变形)。在本工程中,地下连续墙的设计条件为:地质资料如表 1,二层地下室的开挖深度为 9.2m,土面超载取  $1t/m^2$ ,考虑开挖深度较深,平面布置不甚规则,若不设支撑,连续墙的厚度和配筋势必很大,设置一道水平支撑是合理经济的选择。为了便于地下室的施工,支撑位置选择在负一层板面上 0.5m 处,这样可在负一层楼板施工完毕并达到 75% 设计强度后,拆除支撑。采用等值梁法及库伦理论,经计算,确定连续墙厚度为 800,深度在 20.5~25m 之间,接头采用接头管形式,混凝土设计强度等级 C25,纵向配筋:开挖面和背土面通长布置  $\Phi 25 @ 250$ ,开挖面从

-3.0m至-16.0m(地面标高为-0.80)另设置加强筋  $\Phi 25 @ 250$ 。

在所有地下连续墙全部施工完毕后,建设单位要求将二层地下室改为三层,以增加停车位的数量,开挖深度由原来约9.2m增至11~13.5m,新情况与原来设计条件有很大变化,怎样使已竣工的地下连续墙构件满足新的受力情况呢?如仍按传统的等值梁法计算原理计算,则只有增设水平支撑层数才能使地下连续墙的抗力满足作用效应的要求。当时施工工期要求短,增设水平支撑层数虽比较保险,但增加工程造价和施工难度,工期延长,还给地下室的机械化开挖带来不便。各方面的情况都希望能减少水平支撑层数。通过与施工单位研究、探讨,参照一些工程实例和工程测试结果,大胆地采用了新的理论方法,既考虑支撑的变形又考虑墙体的协同变形。采用了平面杆系有限元法计算方法,按“先变形,后支撑”的原则,并进行开挖过程的模拟和墙体支撑杆件的内力分析计算。

土压力按朗肯理论考虑,按各土层的不同厚度取加权平均值计算墙体所承受的侧土水压力值。

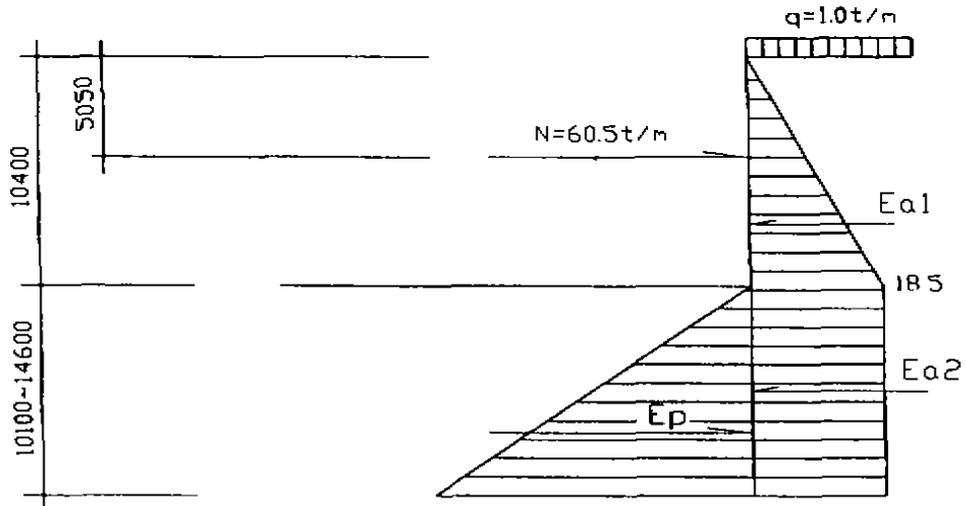


图2 简化土水压力分布图

经上机对开挖过程进行模拟计算,得知可以采用一道水平支撑。采用一道水平支撑时,支撑的中心标高设在-6.05m(为避开楼板施工)。此时,计算墙体的最大负弯矩为-36.0tm,最大正弯矩为+64.2tm,支撑的支座荷载为61.6t/m,均可满足地下连续墙体和支撑系统的强度和稳定要求。

最后确定,设置一道水平支撑在标高-6.05m标高处,最大限度地利用了原地下连续墙的抗弯能力。

## 具体实施的情况

为防止墙体发生较大变形,利用基坑面积大的特点,先放坡开挖基坑的中部,制作中部水平支撑,再利用已完成水平支撑和旧桩头作为支座,安装临时钢斜撑,支撑于连续墙顶部标高-1.5m处,防止墙顶部产生较大变形。

钢斜撑完成后,开挖钢斜撑以下的楔形土体,完成水平混凝土支撑主梁,支梁与圈梁以

及地下连续墙的连接制作工作。

水平支撑全部完成并达到混凝土设计强度的75%时,全部拆去钢斜撑,以调低连续墙第二跨的弯矩。

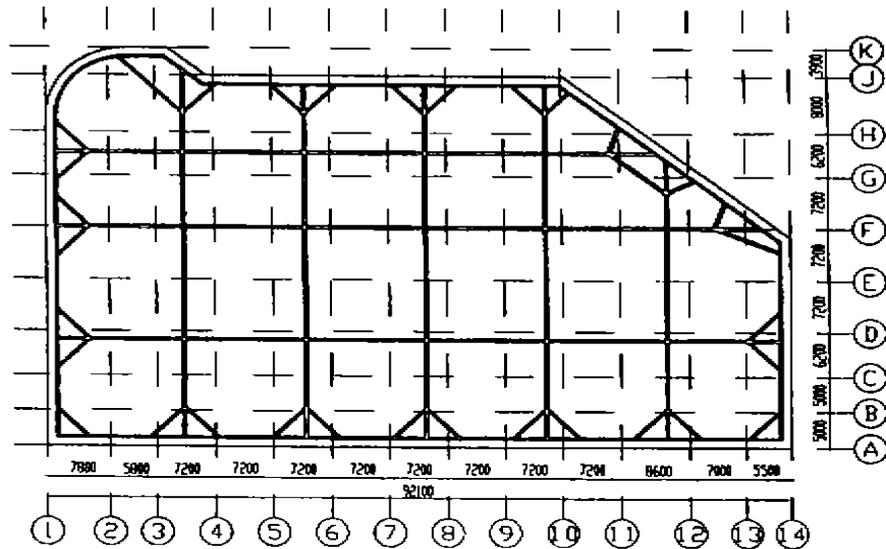


图3 水平支撑系统平面图

因要避开地下室楼板梁、墙、柱,实际支撑系统平面见图3。水平钢筋混凝土支撑主梁的断面为 $800 \times 1000$ ,支梁为 $600 \times 1000$ ,圈梁为 $600 \times 1000$ 。钢斜撑为2I45a制成。一共采用14根 $\Phi 800$ 冲孔灌注桩作为支撑系统的支承基础。

在施工过程中,施工单位在墙体的开挖面埋设水平位移观测点对墙的位移进行观测。除了在④ $\times$ ⑧轴处因施工人员违反规定,违章超挖造成该处墙顶的最大变形为8cm外,其它各处为2~3cm,能满足要求。

在整个工程的施工过程中,没有发生任何安全事故。

## 结束语

经过佛山国际商业中心地下连续墙的设计与施工实践,证明采用地下连续墙结构形式对某类建筑具有较好的综合经济效益。在地下连续墙的设计过程中,按“先变形,后支撑”的原则,既考虑支撑变形,又考虑墙体的协同变形,采用平面杆系有限元方法进行计算是可行的。

三层地下室基础开挖采用一道支撑,突破了常规设计做法,虽有一定风险,但在方案实施上注意科学性,加强各项技术措施,加强施工管理,并且做好分析,所以确保了施工质量和安全,节省了工程造价,方便了施工,缩短了工期。该种做法在地下连续墙的计算中可推广和借鉴。

## 参考资料

“佛山国际商业中心”工程地下连续墙支撑施工方案,广东省基础工程公司。

# 青岛市团岛污水处理厂抛石填海地层 高喷防渗灌浆新工艺

王洪恩 王明森

(山东省水利科学研究院 济南 250013)

[提要] 青岛市团岛污水处理厂厂区属人工抛石填海造田地层,场区地下水位直接受海水位的影响,在这种地层动水条件下进行高喷灌浆,一是钻孔难,二是漏浆严重,作者在这种地层采用新的“高喷灌浆新工艺”,成功地构造了高喷防渗板墙,总结出了一套在大颗粒强透水地层,动水条件下的高喷灌浆新工艺。拓宽了高喷灌浆技术的应用范围。

## 工程概况

青岛市团岛污水处理厂位于团岛一路西侧,青岛无线电二厂、海产食品厂,华龙涂料有限公司及现有污水排放站以西胶州湾东岸的围海抛石造田地段,占地面积约 13 公顷,场区地形较平坦,地面标高 2.65m~9.37m,为原海岸潮间带。场区地层主要有:0 至 6m 为第四系全新统人工堆积层( $Q_4^{al}$ )和局部有少量第四系全新统海相层( $Q_4^{sm}$ );6~10m 为第四系上更新统洪积层( $Q_3^{pl}$ );10m 以下为基岩燕山晚期花岗岩( $\epsilon_2^3$ ),其中第四系全新统人工堆积层主要为人工抛石,抛石厚度一般为 3~14m 不等,其分布规律是由南向北,由东向西,由薄增厚,见图 1。抛石主要为大块花岗岩组成,局部掺有少量的粘土和砂,分布不均。

场区地下水主要为第四系土层中的孔隙水,地下水埋深 0.9~6.24m,标高 2.55~2.30m,通过对场区地下水位观测,距海水 35~50m 的观测点,地下水位与海潮水位变化同步,没有滞后现象,见图 2,场区第四系地层透水性良好。

拟建团岛污水处理厂是一座日处理能力为 10 万吨的现代化二级污水处理厂,厂区共有建筑物 37 座,主要包括格栅间,一沉池,曝气池,二沉池,消化池,污泥控制室等。部分建筑物的基础标高在潮水位以下。但场区地下水与海水的水力联系非常密切,地下水位变化直接受潮水位的影响。在场区建筑物基础施工时,必须切断场区地下水与海水的联系,以使场区地下水降低到满足建筑物基础施工要求。根据场区的水文地质情况,如果不在沿海进行防渗措施,要想使场区地下水位降低到满足施工要求是不可能的。

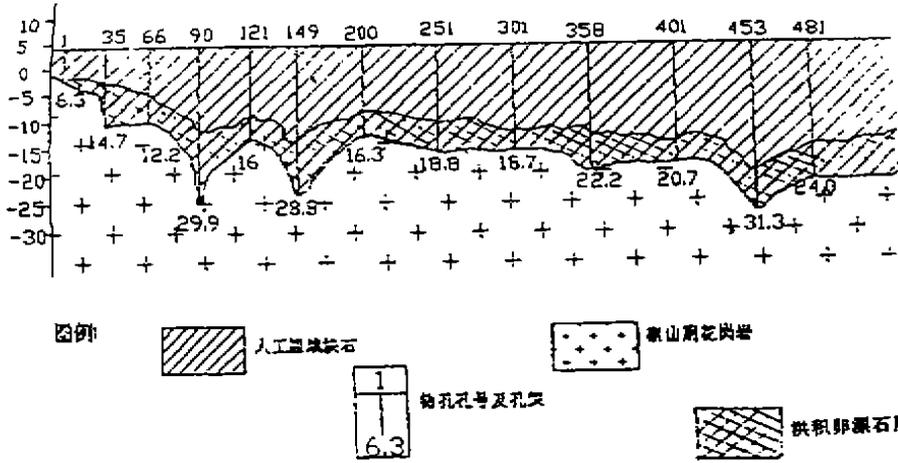


图1 高喷墙钻孔地质剖面图

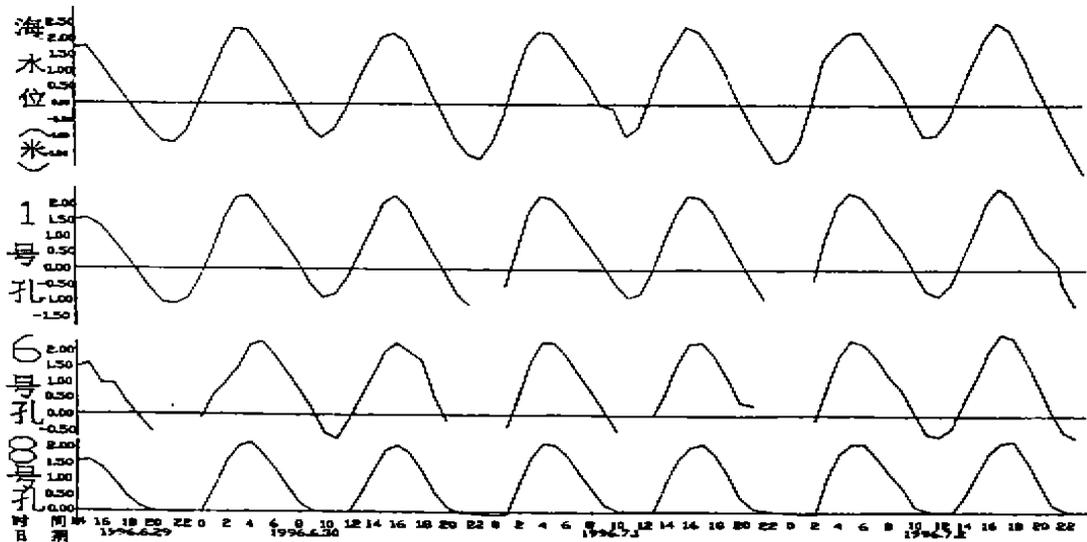


图2 高喷防渗前海水位与场区地下水的关系

### 方案选择

#### (一)技术要求

为确保污水处理厂内有关建筑物正常施工,要在建筑物基础施工期间,场区地下水位需要降到 -2m 以下,(即目前地面以下约 6m)。

#### (二)方案选择

目前使场区地下水位降低的方法主要有两种,一是降水的方法,二是围封加降水的方法。降水的方法就是沿拟建建筑物的周边打若干降水井,进行强排抽水,使地下水位降至要求的深度。围封的方法就是沿拟建建筑物周边构筑防渗设施,使场区地下水与海水隔绝,然

后再使场区地下水降至要求的深度。根据该项工程的地质勘察报告和场区地下水位与海水位的观测资料分析来看,直接采取强排降水的方法使场区地下水降至要求的深度是不可能的。甲方为了使强排降水方案获得成功,首先对场区地层进行了强夯,力图通过强夯增加土层的密度,以降低场区地层透水性,实践证明,此法是徒劳的,从强夯后对场区地下水位的观测来看,强夯区的场区地下水位亦是随潮水位同步变化,并没有明显的滞后现象。说明采用强排的方法使场区地下水位降至设计要求的深度是很难奏效的。要想使场区地下水降到设计深度,首先应在场区沿海侧营造防渗墙体,切断海水与场区地下水的直接联系,然后再用降水方法使场区地下水位降至设计要求的深度。

目前采用周边围封降低场区地下水的方法很多,最常用的方法有:构筑混凝土防渗墙,开挖槽孔营造自凝灰浆或固化灰浆防渗墙,高压喷射灌浆、开槽回填粘土或垂直铺塑防渗等。构筑混凝土防渗墙和自凝灰浆或固化灰浆防渗墙,施工复杂、工期长、造价高。用铺塑机进行垂直铺塑,由于地层块石较多亦无法施工。进行开槽回填粘土或铺塑防渗,虽然工程造价较低,由于场区地层透水性强,涌水量大,在水下亦难以施工。而采用高压喷射灌浆技术构造防渗板墙,无需开槽和降水,只要采用专门的钻孔设备和技术,及特殊的高喷灌浆工艺就能构造出符合设计要求的高喷防渗墙体。该方案具有施工速度快,工期较短,质量有保证,而且工程造价低等优点。从长远的观点来看,沿海营造高喷连续墙,还可以防止海水涨落潮长期对沿海地层下部细颗粒的冲刷而被带走引起地面变形的危害。经过多方论证及甲方的要求,既要满足施工要求又要尽量节约投资原则,最终采用在沿海主要来水方向做高压喷射灌浆防渗体,切断海水对场区地下水的直接补给,然后在场区内打井降水或明排使场区地下水降至满足施工要求深度的综合方案。

## 高压喷射灌浆设计

经多方论证,高喷防渗采用半封闭式,即只在主要来水方向做高喷板墙防渗加场内降水控制地下水位,见图3。高喷灌浆轴线设在该厂有关建筑物底板线外10m处,消化池南侧灌浆轴线位置设在管道北侧,离管道外2m左右,高喷灌浆轴线总长度约为582m,即从0+(-4.8),至0+576,高喷孔距1.2m,高喷墙采用桩板结合形式,即第一序孔采用旋喷,第二序孔采用摆喷。如图4,高喷板墙高度平均16.8m,墙顶高程+3.00m,比高潮水位高0.5m,墙底入岩0.5~1.0m。

## 高喷灌浆施工

### (一)施工设备

高喷灌浆主要施工设备见表1。

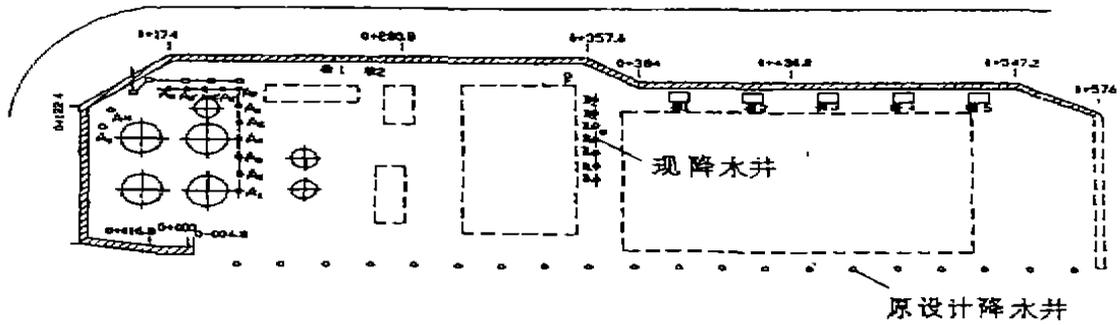


图3 截降水工程平面布置图

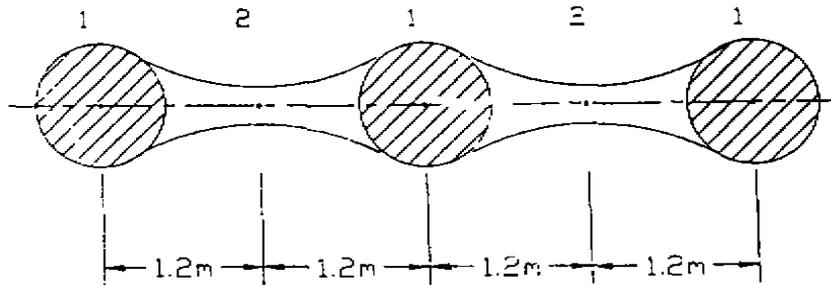


图4 高喷桩板连接形式

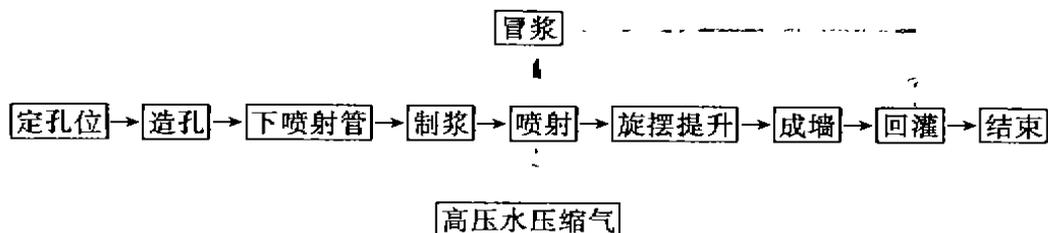
表1

序号	设备名称	单位	数量	型号及规格
1	高喷灌浆台车	台	3	GS500-4
2	钻机	台	16	300T 液压、600T 液压钻机、 300 型磨盘钻
3	高压泵	台	3	
4	空压机	台	3	P-0.8p, Q-6m <sup>3</sup> /min
5	搅灌机	台	12	WJC-80
6	灌浆泵	台	20	HB-80
7	排浆泵	台	10	HB-80
8	其它附属设备:电焊机,潜水泵,排水泵等			

(二)施工组织(略)

(三)施工工艺

高压喷射灌浆施工各个环节要求密切合作,才能达到质量要求,施工顺序分两序孔进行,先进行一序高喷孔施工,再进行二序摆喷孔施工。高喷灌浆施工作业流程如下:



### 工艺参数

高压喷射灌浆施工属于隐蔽性工程施工,只有选择合适的工艺参数,才能保证施工质量。因此根据工程的实际地质情况,采用的工艺参数如下:

#### (1) 高压水

一序孔 35 ~ 36MPa,二序孔 38 ~ 40MPa,流量  $Q = 75\text{L}/\text{min}$ 。

#### (2) 压缩气

压力为 0.7 ~ 0.8MPa,气量 60 ~ 80 $\text{m}^3/\text{h}$ 。

#### (3) 浆液

采用普硅 425<sup>#</sup> 水泥,进浆比重不小于 1.65,进浆量 80L/min。

#### (4) 提升速度与摆角

施喷提升速度 5 ~ 6cm/min,摆喷提升速度 7 ~ 8cm/min(基岩面 5 ~ 6cm/min),沿轴线摆角 35 度。

#### (5) 旋转速度: 6 ~ 8r/min。

#### (四) 特殊情况处理

由于高喷施工是在围海抛填物中进行的,所以施工地层除有少量的生活垃圾外,大部分是由大块坚硬的花岗岩抛石组成,因此在施工中遇到的难题一是造孔难度大,二是漏浆严重,面对两大难题采取了相应措施,取得了较好的效果。

##### 1. 改进钻孔机具,加快造孔进尺

由于地层由大量坚硬的花岗岩抛石组成,虽然采用 300 米油压钻机造孔,但进尺仍然缓慢,且合金钻头及岩芯管消耗量大,其中最大消耗岩芯管 15 米/孔,钻头 40 ~ 50 个/孔,根据实际情况,在钻孔机具上增加使用金刚石钻头、钢粒钻头、牙轮钻头及冲击钻,针对不同岩性及时更换合适的钻头及钻具,使造孔进尺成倍加快,同时,节约了大量的油类、泵类及易损件。

##### 2. 钻孔充填级配料,创造形成板墙条件

高喷轴线多为大块石的抛填堆积层,由于受海潮的冲刷将充填物带走,使块石架空,如遇大风大浪冲刷,在浪压力作用下,海水直接从高喷孔涌出来,在这样条件下进行高喷会发生严重漏浆造成截水墙不连续,因此高喷施工第一步首先在漏浆部位进行充填级配料,创造高喷成墙条件。

抛填级配料粒径应从小到大,直至孔口正常返浆为止。该工程高喷轴线总长度 582m,造孔 485 个,总进尺 8374.44m,充填级配料 5600 $\text{m}^3$ ,其中单孔最大充填级配料 65 $\text{m}^3$ 。较好地创造了形成板墙的条件,有效控制了高喷灌浆浆液的流失,保证了工程质量。

##### 3. 高喷灌浆施工中漏浆处理

钻孔在漏浆部位充填级配料时,其扩散范围往往会受到限制,当进行高压喷射灌浆时,

地层受到高压水冲击及压缩气扰动作用,未充填级配料的土层还会发生漏浆现象,这时采取措施为:

(1)漏浆不严重时,在灌注水泥浆同时,从孔口抛填级配料直至到冒浆正常为止,同时将喷射管下放 0.5m 继续喷射,以保证凝结体连续性。

(2)漏浆严重地层,除从孔口抛填级配料外,适当降低高压水气压力,减少供水量,灌浆时应掺入一定比例的速凝剂,使灌入地层的水泥浆液在短时间内迅速硬化,控制水泥浆液流动范围,达到节约材料,保证质量的效果。

## 质量及效果检查

青岛市团岛污水处理厂截降水工程,自 1997 年元月 4 日开工,于 1997 年 5 月 5 日顺利结束,历经 4 个月的时间,遵照甲方及监理的意见,质检单位于 1997 年 5 月 15~22 日对高喷防渗板墙进行了质量检查。

### (一)开挖检查

根据甲方及监理的意见,分别在 34、35、36 和 53、54、55 孔位处进行了开挖检查。

从开挖结果看,板墙连续,桩板连续,桩板连接处胶结密实,板墙平均厚度在 80cm 左右。

### (二)板墙取芯检查

施工结束后,于 1997 年 5 月 18 日,由甲方指定位置在孔号 221 和 222、207 和 208 孔位连接处进行钻孔检查。

从钻孔取芯情况看,高喷防渗墙体连续完整。水泥浆与地层中的块石及砾卵石胶结良好,从检查孔的注水情况来看,1 号检查孔高喷墙渗透系数,  $K = 6.2 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ , 2 号检查孔高喷墙体渗透系数  $K = 9.3 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ 。

### (三)板墙内外水位观测

根据甲方及监理的要求,于板墙内侧在几个不同的位置,开挖了 5 个观察坑,以观测围封场区地下水位与海水位的变化关系。

从观测结果看,围封场区地下水位基本不随海水位变化,详见图 5,围封板墙达到了防

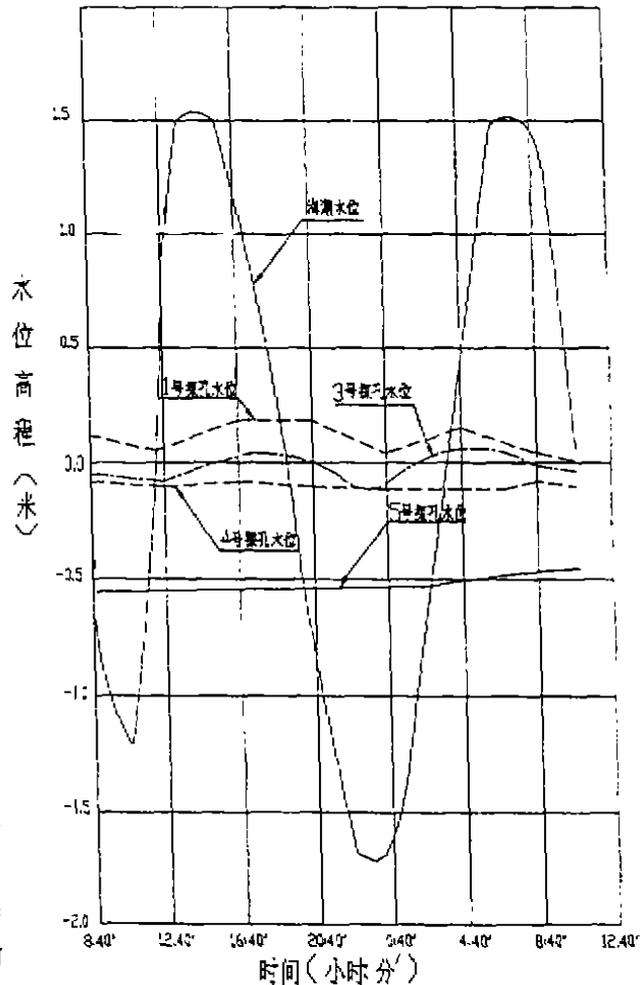


图 5 高喷后海水位对场区地下水位的影响

渗的目的,起到了阻水防渗作用。

#### (四)水量平衡估算

该工程高喷围封板墙面积近一万平方米,在高喷板墙半封闭的条件下,其渗水量每昼夜达 $7000\text{m}^3$ 左右。该工程场区的实际来水量由四部分组成(1)板墙的渗水;(2)未封闭部分侵入的海水;(3)地下潜流水(汇流区内地表补给水);(4)基岩裂隙水。这四部分的水量之和粗略计算每昼夜约一万 $\text{m}^3$ 左右,与目前实际排水量基本吻合,从水量平衡计算情况看,高喷板墙的围封质量满足了施工设计要求。

## 结语

1. 团岛污水处理厂在地基处理方面,沿海采用高压喷射灌浆防渗及场区采用井点降水方案是正确的,在技术上是成功的,在经济上是合理的。

2. 团岛污水处理厂地层属于抛石填海造田地段,地层透水性强,地下水直接受海水的影响,地下水位与海水水位同步变化,在这种大颗粒地层动水条件下进行高压喷射灌浆防渗,并获得成功,尚属首次。

3. 在大颗粒地层动水条件下的高喷灌浆成墙经验是:一是充填级配料创造高喷成墙条件,二是灌浆施加速凝剂,控制浆液的流失。

4. 团岛污水处理厂沿海采用高喷灌浆构造混凝土防渗板墙,有效地阻止了海浪对场区地层细颗粒的淘刷,防止了由于细颗粒被带走引起地面变形造成的危害。

5. 通过团岛污水处理厂的高喷灌浆防渗,总结出了一套适合于大颗粒强透水地层动水条件下的高喷灌浆新工艺,拓宽了高喷灌浆的应用范围。

## 菏泽电厂 2<sup>#</sup> 机除尘设备 地基的抗震加固

左秀泓 冯国一 陈大海

(北京大兴地基工程公司 北京 100038)

### 前言

菏泽电厂是 1990 年投产运行的,但除尘设备下的地基为轻亚粘土,没有进行抗震加固处理,在地震烈度 7 度时,有轻度液化可能性。趁 2<sup>#</sup> 机除尘设备改造之机,菏泽电厂委托北京大兴地基工程公司,对除尘设备下可液化土层进行抗震加固处理。处理后的地基,经中国水利水电科学研究院岩土所,用跨孔法进行原位测剪切波速,得出被处理后的地基土消除了液化的可能性。

### 抗震加固处理深度

根据《菏泽电厂(一期工程)施工图设计阶段工程地质勘测报告》<sup>[1]</sup>,除尘设备下,地层 1.0~11.0m 为轻亚粘土,并分两个亚层,1.0~5.0m 为 ①-1 层,5.0~11.0m 为 ①-2 层,以下为粘土。地下水位在地表以下 5.0m。上述报告中指出,位于水下的 ①-2 层轻亚粘土有液化的可能性。经研究除尘设备下地基抗震加固处理范围自地表以下 3.0~11.0m。

### 抗震加固处理的技术措施

对于少粘性土抗震加固处理方法很多,根据该工程的实际情况,考虑到采用的技术措施应是,在技术上是可行的,经济上是合理的,施工操作简便。经反复研究北京大兴地基工程公司采用了“封堵”、“置换”、“加密”的技术措施。所谓“封堵”就是对除尘设备下的可液化土层的四周,布置三排后灌浆桩,防止地震时土层向外移动;“置换”就是在可液化的地层中,按一定排距和孔距布置小水泥桩;“加密”就是在某些小桩中,按一定规律放入后灌浆用的钢管,待小桩水泥达到一定强度后,通过插入的钢管,进行二次灌浆,进一步加密地层。“置换”和“加密”都是为了提高土层的密实程度,改善土层的性质,提高其地震稳定性。

• 收稿日期:1997 年 12 月

## 抗震加固处理方案布置

除尘设备下为四排,每排五个独立基础,周边基础柱中心线尺寸为 $17.1 \times 19.76\text{m}$ ,抗震加固处理边界,考虑到已有建筑物的影响,在周边基础柱中心线外侧各加 $2.0\text{m}$ ,即 $21.1 \times 23.76\text{m}$ 。

用于抗震加固处理的桩为“三高”水泥浆浇注的水泥桩,桩径 $0.15\text{m}$ 。桩按正方形布置,排距 $0.95\text{m}$ ,孔距 $0.825\text{m}$ 。在周边基础柱中心线外侧桩的排距和孔距均为 $1.0\text{m}$ 。根据上述原则,在被加固处理的地基范围内,共布置了二十三排,每排29个水泥桩。桩型周边基础中心以外的三排全部为后灌浆桩,这就是前面提到用于“封堵”的桩。周边基础柱中心以内的桩是相间布置的水泥桩和后灌浆桩。由于桩平面布置是对称的。图1是取总布置图右上角 $1/4$ 。

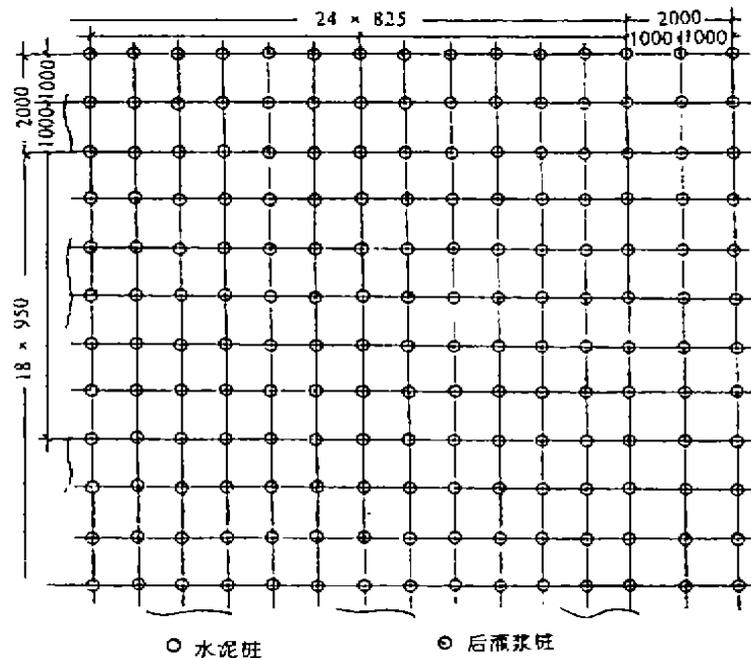


图1 抗震加固处理方案布置示意图

## 抗震加固处理措施的实施

对于 $0.15\text{m}$ 的水泥桩造孔是采用150型钻机进行的,由于是轻亚粘土,成孔难度很大,为此,在施工过程中采用了高压注水跟进,带水提钻,下管用高压水泥浆冲洗沉渣,然后成桩的施工工艺,实践证明这一新工艺对于轻亚粘土地层成桩是成功的。对于后灌浆桩是待水泥桩达到一定强度后,用清水进行高压开环。如果埋下的钢管采取的技术措施得当,一般来说在高压下都可以开环的。开环后即进行压力灌浆,灌浆结束的标准为:1. 本孔沿桩周围冒浆;2. 邻桩孔口冒浆;3. 地面冒浆;4. 在设计压力下,维持10分钟本孔不在吃浆;5. 本

孔大量吃浆,超过0.50吨,应停止灌浆并分析原因。

### 抗震加固效果的检测

为检验采用灌浆处理的地基土的地震稳定性,中国水利水电科学院岩土所,分两次在现场进行跨孔法剪切波速测试。测试孔位置见图2,测试原理见图3。测试结果见表1。

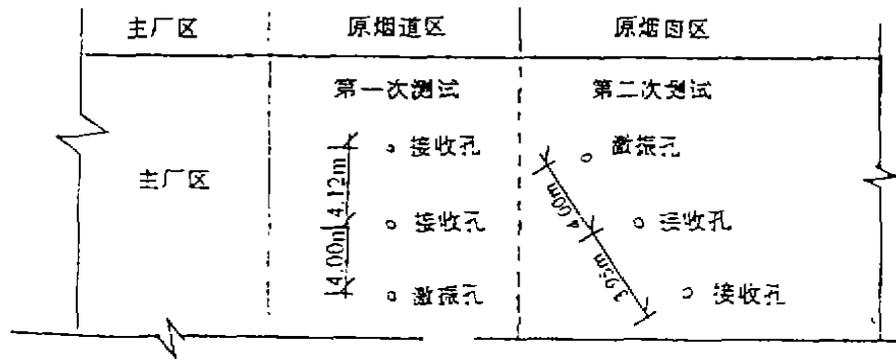


图2 测试位置示意图

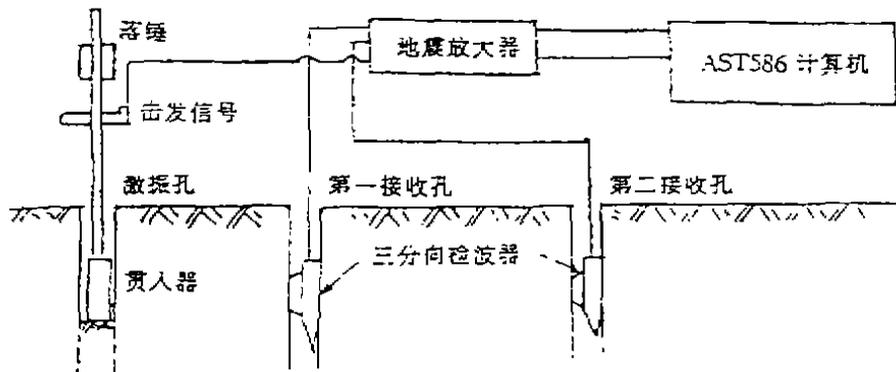


图3 测试原理和设备示意图

剪切波速测试结果

表1

测试次数	测点	测试深度(m)	孔距(m)	走时(s)	实际波速(m/s)
一	1	5.50	4.12	0.0240	172
	2	6.50	4.12	0.0229	180
	3	7.50	4.12	0.0227	185
二	1	4.40	3.95	0.0420	163
	2	6.00	3.95	0.0310	170
	3	6.70	3.95	0.0280	178
	4	8.00	3.95	0.0250	187
	5	9.80	3.95	0.0220	202

## 抗震加固后的地基地震稳定性评价

对于除尘设备下可液化土层经灌浆处理后,用剪切波速测试结果进行地震稳定性评价,主要依据《岩土工程勘察规范》<sup>[2]</sup>,并考虑地下水位深度和粘粒含量的影响,判定公式如下<sup>[3]</sup>:

$$V_{\text{on}} = \bar{V}_l (h_s - 0.0133h_s^2)^{0.5} [1.0 - 0.185(d_w/h_s)] (3/P_c)^{0.5} \quad (1)$$

式中: $\bar{V}_l$ 为埋深 $h_s = 1.00\text{m}$ ,地下水位埋深 $d_w = 0.00$ 时的液化临界剪切波速(m/s),其值与土类和烈度有关,如表2中所列。 $P_c$ 为粘粒含量,以重量百分比表示。

$\bar{V}_l$ 与烈度和土类的关系

表2

土类	烈度		
	7	8	9
砂土	65	90	130
粉土	45	65	90

地震烈度7度时土层液化判定结果

表3

测试次数	土层深度(m)	临界剪切波速(m/s)	实测剪切波带 $V_l$ (m/s)(平均)	判定结果
一	5.50	122	172	不液化
	6.50	135	180	不液化
	7.50	148	185	不液化
二	4.40	104	163	非饱和区
	6.00	129	170	不液化
	6.70	138	178	不液化
	8.00	154	187	不液化
	9.80	172	202	不液化

当实际剪切波速值 $V_l$ 大于临界剪切波速值 $V_{\text{on}}$ 时,判为不液化,否则为液化。

为偏于安全考虑,取地下水位最高 $d_w = 5.00\text{m}$ ,同时,按砂土类不考虑含粘粒的影响,即取 $P_c = 3$ 。判定结果如表3。

## 结束语

菏泽电厂2#机除尘设备下的轻亚粘土地基,采用三高水泥桩进行“围堵”、“置换”、“加密”等技术措施处理后,消除7度地震荷载作用的轻度液化的可能性,为电厂2#机除尘设备正常运行提供了可靠的保证。也为我国少粘性土地基抗震加固提供新的方法。

## 参考文献

- [1] 华北电力设计院,菏泽电厂(一期工程)施工图设计阶段工程地质勘测报告,1987年
- [2] 岩土工程勘测规范 GB50021-94,1994年
- [3] 石兆吉,郁寿松,土壤液化的剪切波速判别法,岩土工程学报,1992年



## Priebe 方法确定碎石桩复合地基 强度指标的修正\*

何广谏

(大连理工大学,大连金波土木工程有限公司 大连 116023)

在许多情况下碎石桩复合地基除需满足设计的承载力外,还要求具有一定的整体稳定性。目前在验算碎石桩复合地基的整体稳定性时,常采用 Priebe 方法确定复合地基的抗剪强度指标  $C_{\text{sp}}$  与  $\varphi_{\text{sp}}$ 。其要点如下

设原土的抗剪强度指标为  $C_s, \varphi_s$ , 桩体的抗剪强度指标为  $C_p = 0, \varphi_p$ 。则复合地基的抗剪强度指标  $C_{\text{sp}}, \varphi_{\text{sp}}$  建议按下式计算

$$C_{\text{sp}}^p = (1 - \omega) C_s \quad (1)$$

$$\varphi_{\text{sp}}^p = \omega \text{tg} \varphi_p + (1 - \omega) \text{tg} \varphi_s \quad (2)$$

式中  $\omega$  为参数,与桩土应力比、面积置换率有关,其定义为

$$\omega = m \frac{\sigma_p}{\sigma_s} = mn \quad (3)$$

笔者认为由式(1)计算复合地基的粘结力  $C_{\text{sp}}^p$ , 将给人们误认为土的粘结力亦与其应力有关的错误概念。众所周知,土中的应力仅与其内摩擦力直接有关,而与粘结力无直接关系。虽然土的粘结力会受到某些因素如土的扰动程度、含水量变化等的影响,这类影响可从有关的影响因素方面考虑,或从总的系数上考虑。但绝非应力变化对粘结力的直接反映,而需要从桩土应力比的大小来计及粘结力的变动。一般情况下,土的状态性状改变不大时,工程上常将土的粘结力作为与应力无关的常值。因此,复合地基的粘结力  $C_{\text{sp}}$  可按下式计算

$$C_{\text{sp}} = (1 - m) C_s \quad (4)$$

在软土中碎石的置换率一般为 0.2~0.3; 桩土应力比多为 2~4, 原土强度低取大值, 原土强度高取小值。现以置换率  $m = 0.25$ , 比较 Priebe 的式(1)与修正的式(4)计算的复合地基的粘结力。

$$m = 0.25, n \begin{cases} = 2 & C_{\text{sp}}^p = (1 - \omega) C_s = 0.5 C_s; C_{\text{sp}} = (1 - m) C_s = 0.75 C_s \\ = 4 & C_{\text{sp}}^p = (1 - \omega) C_s = 0; C_{\text{sp}} = (1 - m) C_s = 0.75 C_s \end{cases}$$

\* 收稿日期:1998年10月

由计算比较可以看出  $C_p$  与  $C_p^p$  相差较大,其差距为

$$\frac{C_p - C_p^p}{C_p} \times 100(\%) = (33 \sim 100)\%$$

土愈软弱置换率愈高,桩土应力比也愈大,这时还将出现  $C_p^p$  为负值的反常现象,就更难使人接受了。

其于以上分析,建议碎石桩复合地基的强度指标  $C_p$ 、 $\varphi_p$  如下处理

$$C_p = (1 - m) C_s$$

$$\varphi_p = \varphi_p^p = (1 - \omega) \varphi_s = (1 - mn) \varphi_s \quad \circ$$

## 浙江省第八届土力学及基础工程学术讨论会在温州隆重举行

由浙江省土木建筑学会与基础工程学术委员会会同浙江省力学学会岩土力学与工程专业委员会和浙江省土木建筑学会工程测试分析学术委员会(筹)共同举办,由温州市建设局、温州市建筑学会、温州市建设工程质量监督站和温州市建筑设计院具体承办的浙江省第八届土力学及基础工程学术讨论会于1998年11月18日~20日在温州市水心饭店隆重召开。来自全省科研、教学、设计、施工、勘察等单位的专家和学者共约200人出席了大会。有近40位专家在大会上发言,会议上发言积极踊跃,讨论热烈深入。收入论文集的论文数量之多、质量之高,参加会议的代表人数之多、学术气氛之浓,较之历届省会议又进一步,通过会议,增进了相互了解,达到了相互交流、共同提高的目的,会议取得了圆满成功。

本次会议论文集由上海交通大学出版社出版,收入论文集的论文共103篇,分地基基础设计原理及工程应用、基坑支护理论与实践、桩基工程新进展、地基处理技术研究与应用、岩土工程测试技术、岩土基本理论及其他等6个方面。论文反映了浙江省土力学与基础工程学科的现状和发展水平,可供同行参考。论文集定价58元,邮购价65元,需要者请与浙江大学土木系谢新宇(邮编:310027)联系。



## 对于1998年第三期两则“一题一议”的讨论

魏汝龙

(南京水利科学研究所土工所 南京 210024)

### 正常固结和超固结

龚晓南教授在“议土的抗剪强度影响因素”中根据惯例,对于正常固结和超固结状态给出的定义如下:当土样应力点落在固结试验曲线的初压曲线上时,可称为处于正常固结状态;土样应力点落在回弹曲线上称为超固结状态。对此,应该不会有什么异议。然而,根据这些定义,似乎就不能将以下两种情况也归为超固结状态。例如,从正常固结的土层中取出原状土样,其原位的围压虽已卸除,但土样内可能产生当量的负孔压,故在短期内尚能保持其体积不变,很难说它已处于超固结状态。特别有助于说明这个问题的是,如果采用这种土样进行无侧限压缩试验,则一般都认为得出的强度代表正常固结土的原位强度,而不是超固结土样的强度。实际上,人们通常只对土的原位固结状态感兴趣,对于这种处于过渡状态的土样,似乎也没有必要明确地判定其固结状态。只有将它用于一定的试验条件下时,才有必要加以判定。譬如在剪切前施加的室内再固结应力超过其原位值,则试样保持正常固结状态;如果小于原位值,则试样处于超固结状态。但是,这些已经都不是原状土样的状态了。同样,对于固结不排水试验来说,当试样正常固结后在某些应力路径下不排水地剪切时,即使总应力有所降低,其体积不变,没有出现膨胀或回弹。尤其应该强调的是,在不排水试验中,试样的固结状态一般是指其剪前的状态,与其后的剪切过程无关。也就是说,试样剪前的固结状态,当然不会随着其后剪切过程而有所改变。所以,上文图2(b)中所注的“超固结状态”应予删除,其中的 $F$ 应力圆也不能与图3中的 $F$ 圆混同一谈。

### 再说土压力的水土合算问题

阳吉宝同志在“基坑开挖时的土压力测试与计算”中,试图用盛土容器注水时底部压力的变化来证明水土合算的合理性。其中有些说法不免令人想起五十年代初前苏联学者们关于地下水位以下基础底面上浮托力计算的一场争论。当时有些人主张这种浮托力的压强可以用水的重度乘以地水下位离基础底面的高度计算,而另一些人则主张其受力面积应以基础面积乘上其下土体的孔隙率而计算。这样得出的结果肯定小于前者得出的,且土体的孔

• 收稿日期:1998年11月

隙率越大,则基础所受的浮托力也越大。这场争论很快就以后者的理屈词穷而平息下来。

上文作者的观点与后者有些类似。可以认为,作者在讨论向容器注水使其底部压力增值时,所考虑的总应力变化应无问题。只是忽视了此时水位以下的土骨架重量已由干容重变成浮容重,而作用在颗粒上的浮力,对于水也有反作用,从而使容器底部受到的水压力等于水的重度乘上水位高度,而不是注入的水重除以底部面积。这可以用图1比较直观地加以说明。此图示出单位容积内的干土(固相)体积为 $(1-n)$ ,重量为 $(1-n)g_s$ ( $n$ 为孔隙率, $g_s$ 为土颗粒的比重),而孔隙体积为 $(1-n)$ 。注水后孔隙中充满水,故注入的水体积为 $n$ ,重量为 $n\gamma_w$ ( $\gamma_w$ 为水容重)。因为 $\gamma_w=1$ ,故水重就等于 $n$ 。这样,土的饱和容重 $\gamma_t=(1-n)g_s+n$ 。在水土分算时,土的浮容重 $\gamma'_b=(1-n)(g_s-1)=(1-n)g_s+n-1=\gamma_t-1$ 。假设另外有一容器,其高度为 $H$ ,先在其中装满干土,然后再注满水,则容器底受到压力为骨架压力 $\gamma'_b H$ 和水压力 $H$ 。可以看出,在计算容器底上的竖向压力时,水土合算和水土分算的结果是一致的。在计算侧压力时,由于水压力是没有方向性的,即,它在各个方向上都一样,故容器底上的侧向水压力也等于 $H$ 。而该处土骨架的竖向压力为 $\gamma'_b H=(\gamma_t-1)H=(1-n)(g_s-1)H$ ,相应的侧向土骨架压力 $p_1=(1-n)(g_s-1)HK$ ( $K$ 为侧向土压力系数)。水土分算时,侧压力等于上述水、土压力之和, $p_2=(1-n)(g_s-1)HK+H$ ,水土合算时,容器底上竖向总应力为 $\tau H=[(1-n)g_s+n]H=(1-n)(g_s-1)H+H$ ,相应的侧向总应力为 $p_2=(1-n)(g_s-1)HK+HK$ 。从 $p_1$ 和 $p_2$ 的比较也可看出,水土合算侧压力时,相当于将水压力 $H$ 乘上一个土的侧压力系数。

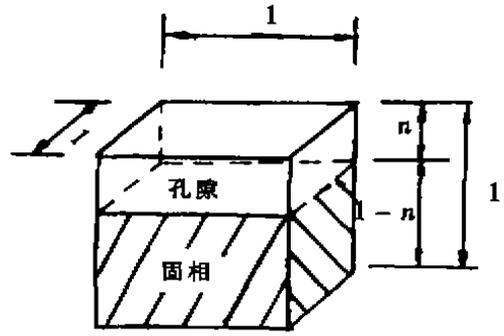


图1

以上的议论可能有些琐碎,而且也不十分严密。笔者只是想循着上文作者的思路来说明,在计算侧压力中,水土合算时所存在的问题。



## 原状土的结构性及其对抗剪强度的影响

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

土是自然和历史的产物,原状土都具有结构性。

粘土地基中某单元土体,若其上覆土重为  $p_0$ ,先期固结压力为  $p_c$ 。当  $p_0 = p_c$  时,该单元土体为正常固结土;当  $p_0 > p_c$  时,为欠固结土;当  $p_0 < p_c$  时,为超固结土。土体的结构性与其固结状态有关。一般情况下,超固结土比正常固结土结构性要强。土体的结构性不仅与土的固结状态有关,而且还与其组成成份、沉积年代、沉积过程、蠕变性状等因素有关。形成土体结构性强弱的物理化学过程十分复杂。土体结构性强弱具有明显的区域性。

土为摩擦型材料,其抗剪强度表示式为

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (1)$$

上式中,  $c, \varphi$  为抗剪强度指标。由上式可知,抗剪强度指标大小与抗剪强度高低并不是一回事。对摩擦型材料,抗剪强度很大程度取决于其剪切面上的法向应力大小。地基中同一层土其抗剪强度随深度增加是明显的。摩擦材料的这种性质虽是常识,但个别工程师混淆抗剪强度值和抗剪强度指标值之间的概念是经常遇到的。也有人非摩擦材料去测定抗剪强度指标。

正常固结原状土( $p_c = p_0$ )的抗剪强度摩尔包线如图1所示。当剪切面上法向应力大于  $p_0$  时,呈正常固结土抗剪强度摩尔包线形状,其中  $c = 0$ ;当剪切面上法向应力小于  $p_0$  时,呈超固结土性状。原状土抗剪强度摩尔包线为一折线,其抗剪强度指标应有三个参数,如图1中,  $\varphi, \varphi_1$  和  $c_0$ 。是否可以认为  $p_0$  点所对应的纵坐标值  $\tau_0$  为土体的结构强度。原状土的抗剪强度表达式为

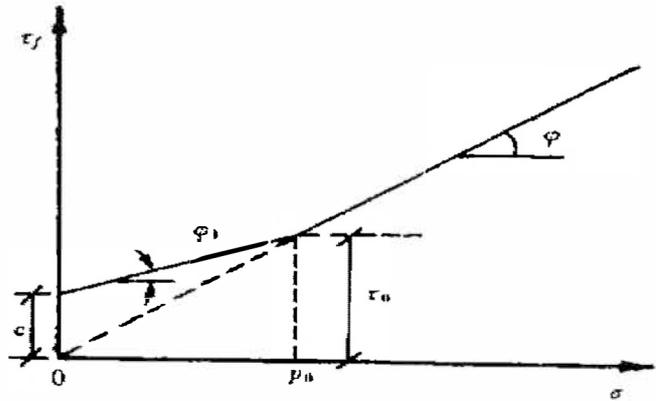


图1 正常固结原状土抗剪强度包线( $p_c = p_0$ )

当  $\sigma \geq p_0$  时,

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (2)$$

当  $\sigma < p_0$  时,

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 \quad (3)$$

土的结构性对土体强度指标的影响是否可以这样分析:正常固结原状土的结构性使土体的强度包线由两段组成,使其需要三个抗剪强度指标来描述。事实上由于多种因素影响,土体的结构强度往往大于  $\tau_0$  值,如图2中  $\tau_s$  值。图2中,  $p_0$  为上覆土重,  $p_c$  为前期固结压力,  $p_s$  为土体结构性引起抗剪强度包线折点前移后对应的剪切面上法向应力值。土体结构性愈强,  $\tau_s$  值愈大,其  $p_s$  值也愈大。是否可以认为:当  $\sigma > p_s$  时,土体结构性对其抗剪强度影响可以忽略。

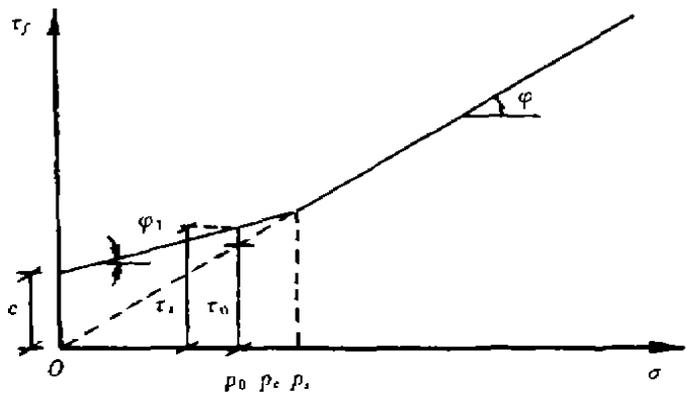


图2 土的结构特性对抗剪强度影响

式(2)和式(3)应改写为

当  $\sigma \geq p_s$  时,

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (4)$$

当  $\sigma < p_s$  时,

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 \quad (5)$$

土体存在结构强度是许多试验已经证明的,图2的性状是笔者的推测,有待于试验的验证。

原状土都有结构性,是否均称为结构性土?笔者认为不宜将原状土均称为结构性土。是否可以定一个标准把原状土分成几类,如视  $\tau_s/\tau_0$  值的大小,将原状土分为一般原状土,结构性土,强结构性土。然后分别研究其性状。

于北京亚洲锦江大酒店

1998.12.12

## 地下排水设计(续)

浙江大学岩土工程研究所编译

### 第五部分 地下排水应用

#### 引言

这一部分讲述了一系列使用土工织物的地下排水系统应用的特征。当然,大部分其它型式可以参考这部分内容。

#### 场地排水

在农业中,如果天然地下水位太高,则采用地下排水系统是必不可少的。在地下水位太高的条件下,植物的根系可能被“淹死”以及(或)在根部范围内盐份沉积过于集中,结果植物或庄稼都不能生长。有效地地下排水系统控制土中地下水位使植物的根部能“呼吸”,并阻止盐份的有害积聚。通常采用的结构是在一定间距和一定深度下安装平行管道,以保持土中的最优地下水位。这一地下水位取决于生长的植物或庄稼的种类及它们根的结构。一旦这些条件确定了,则可利用图 22 中的设计关系式来决定正确的排水深度和间隔,及设计的内流量。

使用最多的排水材料形状示于图 5c 和 5b(i)。前者因为可采用机械挖掘机安装被普遍用,这样避免了采用挖沟并只引起微小的土体扰动。合适的排水管尺寸可根据图 17、18 确定,用图 19 来选择合适集料尺寸(如果用的话)。土工织物滤网应基于第二部分提出的原则来选。

#### 运动场

对于运动场,暴雨雨水、地表径流没有得到满意解决,因此,唯一可行的解决方法是用地下排水系统排除多余的地表水。在这种情况下地下排水系统既用于降低天然地下水位,又(且更普遍)加快多余地表水排泄。对后一目的,人字形排水道和排水垫层都特别有效。人字形排水结构由中心沟向两侧散发的平行排水沟组组成,它们的效率是基于相邻排

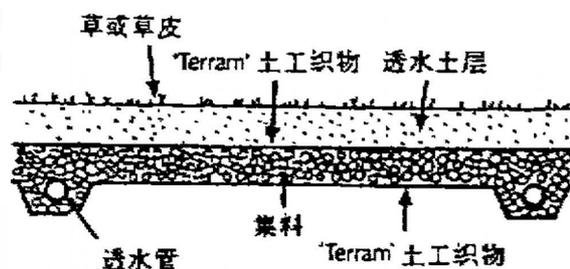
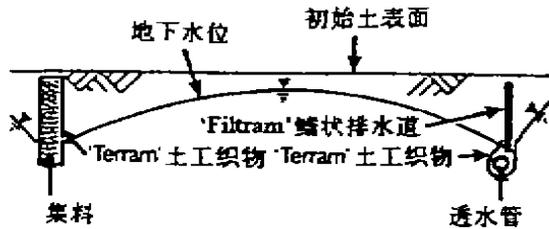


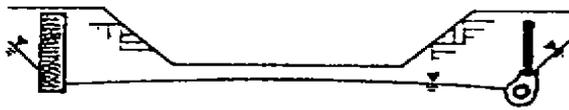
图 28 采用排水垫层排除运动场上多余地表水

水沟的合理间距。排水垫层本质上是覆盖整个排水面的平板结构,它们的效率基于地表水流到排水垫层所经地的相对比较短的距离。

总的来说,排水垫层是排除大面积地表水最有效的结构。常规构造见图 28,这一系统包括一层置于集料层和地基土之间的土工织物,它的作用是防止地基土与排水集料混合;另一层土工织物置于上层土和排水集料层之间,它的作用是过滤,使水通过并流入集料层,而又防止冲掉上层土。这一系统的效率取决于上层土的渗透性和地面下排水垫层的深度。为使性能最佳,上部土层渗透性尽可能好,排水垫层的位置尽可能靠近地表面。



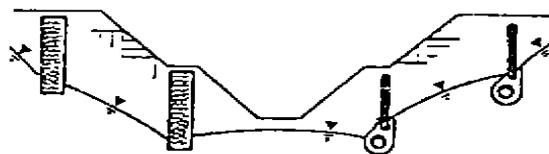
第1步:安装土工织物包裹的集料和滤状排水道来降低地下水位



第2步:一旦地下水位已下降到要求位置,则可在无水条件下开挖



第3步:如要进一步开挖,则在开挖断面另外安装地下排水道



第4步:一旦地下水位已下降,则又可在无水条件下开挖

图 29 采用地下排水系统降低地下水位,以便于在天然水位以下挖方

地下水位,一旦采取了这一措施后,则可在无水条件下开挖至新地下水位面上。如要进一步开挖则可重复这一作法直到挖至所要求的深度。地下排水道可用土工织物包裹的集料或滤

除了渗透性外,上部土层的厚度是影响排水垫层性能的另一关键因素。一方面上部土层渗透性尽可能好使地表水快速排泄,而另一方面,它必须能保持植物生长的所需水份,使植物养分流失最少,为满足这两个方面的要求,在选择合适上部土层时应十分小心。上部土层最小厚度由施加在地面上荷载决定,在某些情况下,这些应力可能很高。通常最常用的地面是草皮地面,近几年,人们更多的采用沙地面、胶地面或木屑地面,因为它们更加柔软、富有弹性,特别适合于赛马场这样的场地。

### 土方工程

在土体工程中地下排水系统是必不可少的,特别是在有标高变化或不同类型土过渡的地方更应如此。地下排水系统能用于控制挖方工程和填土工程中的地下水。详细全面地包揽地下排水系统在土体工程中的应用已超过了本书的范围,因此,这里仅介绍几种常见的例子,其它土体工程可以归结到相关内容中。

#### 开挖工程

采用地下排水系统可以有效地进行天然地下水位以下的开挖工程。采用地下排水系统带来的好处是可以在无水条件下挖方。一般采用的技术示于图 29。这一过程首先是安装一组地下排水道来降低天然

状排水道。

当遇到开挖坡两边有高地下水位时,在坡趾下设置地下拦截断排水沟可能是最有效控制地下水位的手段(见图 30)。这种技术常用于在高地下水位情况下保护路面结构。拦截排水沟是作为土体工程的一部分(而不是路面结构的一部分),因为拦截排水沟在路面建筑前已安装好并起用。图 25 能用于估计流入拦截排水道中的渗透水流量,第二、三部分用于决定所需土工织物滤层和渗透排水介质的特性。

### 填土工程

在处理填土问题时,地下排水系统同样是一项有效的技术。当在高地下水位的现有地面上进行填土时,在这种情况下,应在两种土层交界处铺设大范围的地下排水设备,以防止在填土下潜在的有害孔隙压力的增长。这种地下排水设备通常采用人字形结构的排水沟,或排水垫层。图 31 是在填土下使用排水垫层的示意图。

Hengchaovanich[15]给出了一个在填土结构中大范围使用地下排水系统的有趣例子。在马来西亚东西高速公路中,土坡上由于季风的侵蚀作用存在许多滑坡内外均有导致严重的侵蚀,所以关注的重点是土坡的重建。这些滑坡长度不等,最长的达 200m。

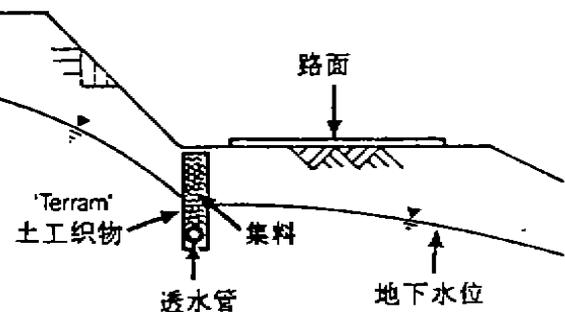


图 30 在路旁用地下排水道作为拦截排水道

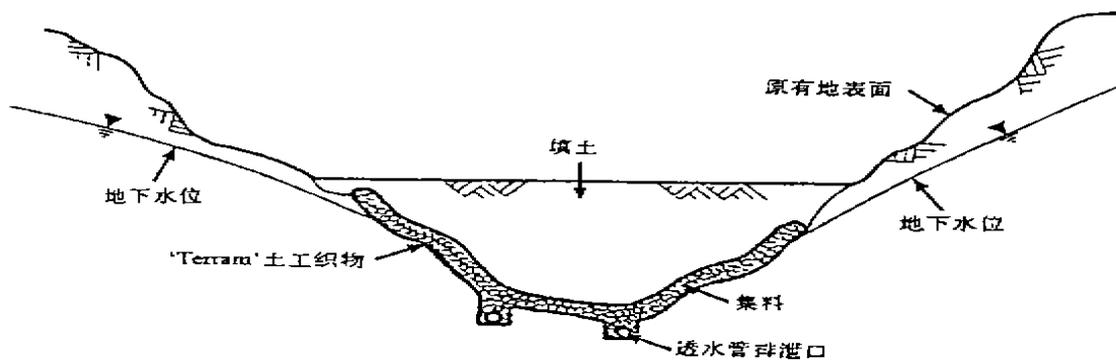


图 31 高地下水位区域填土下采用地下排水系统

重构土坡包括使用大范围地下排水系统以及对填土压实控制。有关重构土坡的细节示于图 32,每个斜坡均有一个岩石坡趾(以提供自由排水,稳定基层),在填土前在顶部先铺一层土工织物。土工织物在这里,作为可渗透的隔离体,以防止填土侵入岩石坡趾。

排水过道,采用网格排水沟的形式,以预定间距(约每隔 10m)埋置在坑土中。它的作用是排除从地表和填土中可能渗入压缩填土中的渗透水。排水过道中的地下排水系统由土工织物滤层包裹圆形的均匀集料的团粒组成。

### 固结处理

当结构建筑在饱和软土地基上时,则在设计阶段应预先考虑地面将来的沉降量。沉降是由于在结构荷载作用下,软土地基逐渐压缩,固结是由于水从土中孔隙被挤出。这一过程的外部现象是地面的下沉。

在软地基结构设计中,虽然固结产生的最大沉降量一直是考虑重点,但在很多情况下,固结的速率同等重要。有很多例子说明,对位移敏感性结构建好以前最好保证固结已完成(或减小到允许最小值)。这方面的一个例子是软地基土上的公路或铁路堤坝承担交通荷载,如果堤坝要获得预先等级,则建筑后地基固结引起的沉降是不能接受的。因此,加快地基固结速率引起了岩土工程师们极大的兴趣。固结速度取决于加载的幅度、已产生的固结度、固结过程中的土层渗透率、以及排水路径的长度(孔隙水必须通过土固体土层的最远距离)。

地下排水系统通过缩短排水路径来获得更快的固结速度。软土地基上建筑堤坝的两种常用技术示于图 33。

图 33a 表示在堤坝下铺设排水垫层。这种设计的目的是使孔隙水很快升至地基层表面,并无阻碍地流入排水垫层中。下部土工织物层起过滤作用,允许水流过集料中,又防止地基土侵入集料层。上部土工织物层防止堤坝填土与垫层集料混合。

图 33b 表示堤坝基底排水垫层与竖直排水井联合使用。在这种情况下,竖井充当固结的主要载体。由于它们设计的间距保证了使地基土层中有准备排水路径减小至最小,因此,固结在相对比较短的时间内完成。排水垫层使孔隙水从竖井中快消散。竖井在那些水平渗透系数比竖直渗透系数大几倍的沉积土(特别是粉质粘土和粘土)土层中特别有效。

一个利用排水垫层增加固结速率的例子是 1979 年在英国的 Kent, 建筑的 M20 高速公

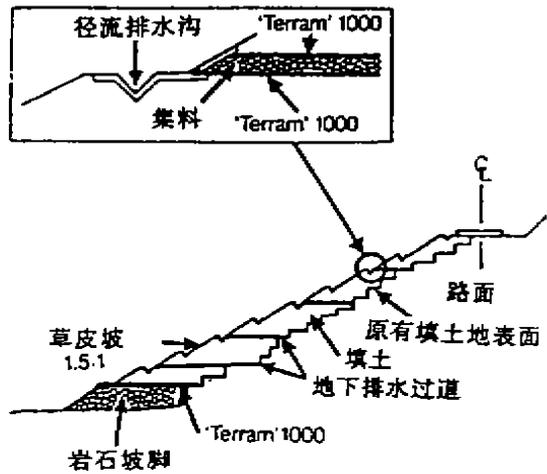


图 32 重建土坡马来西亚东西高速公路,1954(引自[15])

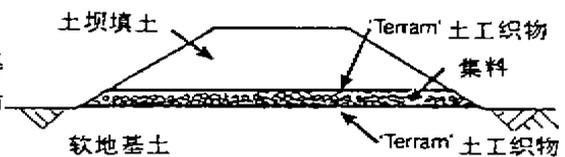


图 33a 在路堤下采用地下排水垫层释放软土 基中的孔隙水压力

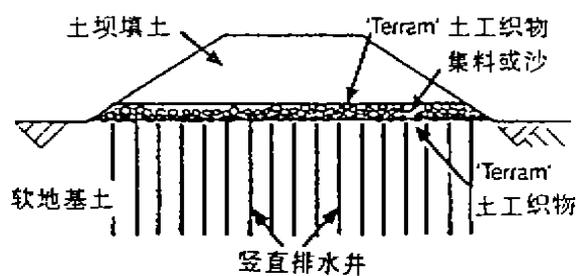


图 33b 在路堤下采用竖直排水井和排水垫层加速软土地基固结

图 33 在路堤采用竖直排水井和排水垫层,加速软土固结

路。部分路在过一个冲积平原,其冲积土层厚度在 2m 左右,在这范围内路基高度在 1 到 2.5m 之间变化。设计时预计有很大的沉降,要加速沉降,在路基底面加上一层排水垫层(图 34),然后观察排水垫层对加速固结速率的效果。

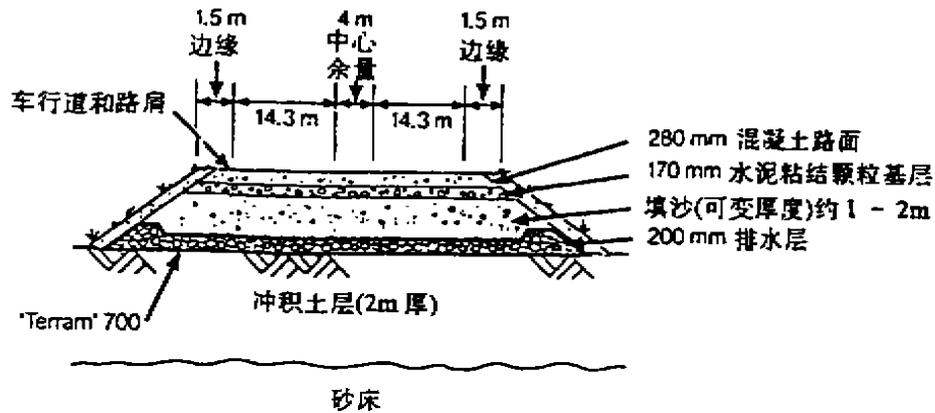


图 34 高速公路路堤下采用排水垫层,在英国的 Kent, M20 高速公路,1979

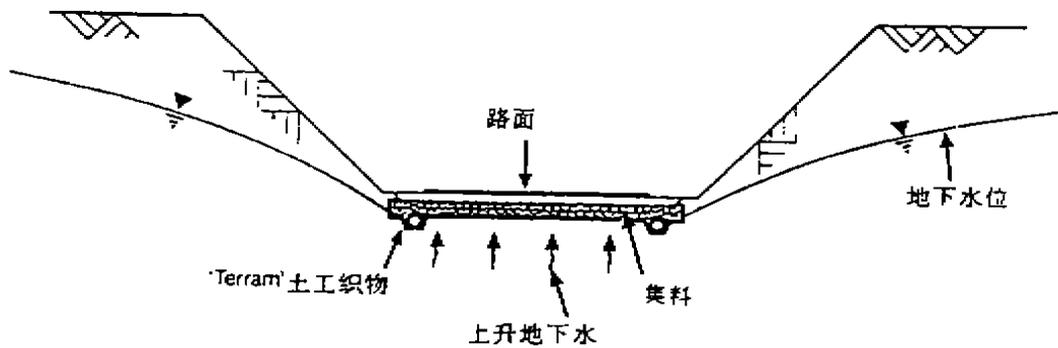


图 35 有地下水上升时采用排水垫层保护路面

### 路面工程

这里讨论的两个例子不同于土体工程中讨论的,因为它们地下排水系统是作为路面结构的实际组成部分来考虑的。

#### 路面排水垫层

当路面建筑在地下水上升的路堑内时,在路堑末端设排水沟一般是无效的。一个很好的解决方案是在路堑基底铺排水垫层(图 35)。为使效果最好,

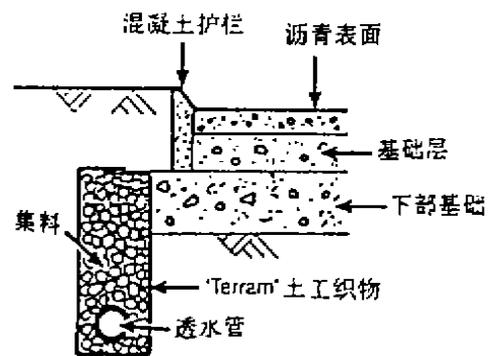


图 36a 采用透水管和土工织物包裹的集料

排水垫层应超过路堑边缘。在采用这种技术时一般假定,排水垫层中的集料材料除排水作用外,也充当路基结构材料,并作为路面下卧层的自由排水层。排水垫层的范围可以用图24的关系式决定,相应的土工织物过滤层可根据第二部分提出的原则来选择。

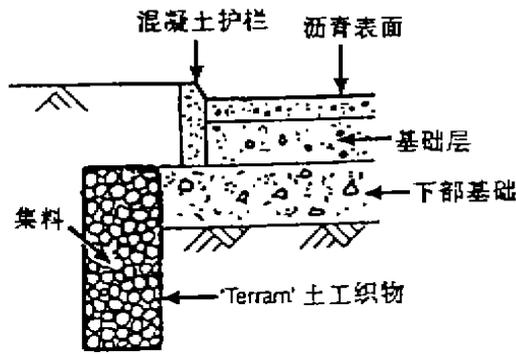


图 36b 采用土工织物包裹的集料

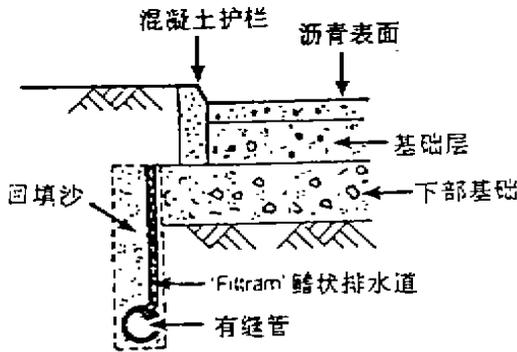


图 36c 塑料排水板

图 36 塑料排水板的应用

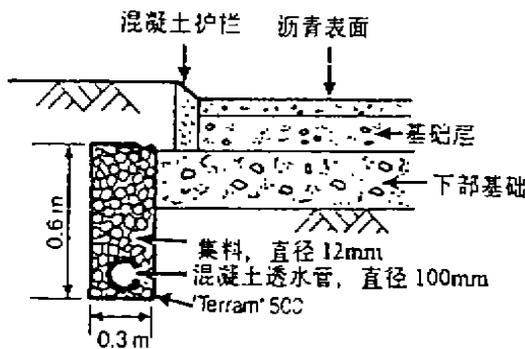


图 37 路面排水系统的应用,新加坡泛岛高速公路,1981年

### 路面排水系统

路面排水系统常用于维持紧靠路面层区域的恒定温度,也用于排出路面层由表面渗入的流动水份。从经济上考虑,这种排水系统通常只有是相对较高级的路面结构才考虑(如高速公路)。鳍状排水道由于容易安装,在这种工程中用得越来越多。典型的构造如图36所示。

图37详细介绍了1981年新加坡泛岛高速公路的路面排水结构。排水系统设置在路面边上,以保证水份从路面层内有效地转移,并阻止水份浸入路面边缘。排水道在基础层下,有0.6m深,材料用多孔混凝土管(作为主要输水介质),土工织物为过滤层。12mm均匀集料(作为辅助输水介质)。

### 土坡稳定

大量土坡稳定问题是由于地下水的运动没有得到控制。地下排水系统不管是单独作用还是其它措施联合使用,只是少数有效解决途径之一。不管是挖土还是填土,排水技术的型式一般取决于土坡的高度。

### 拦截排水

对开挖相对较缓的边坡,最有效治理由高地下水位引起的边坡稳定问题的方法是在远离边坡凸起处的一定距离处,联合采用地表排水和地下拦截排水(图38)。地表排水的作用是使地表径流改道,远离边坡面,地下排水系统的作用是降低土坡中的地下水位。显然,如果使地下排水系统建于土坡中不透水的岩石基面上效果最好,这样可以保证100%的截流。

应用这种技术(地下截流排水法)时的开挖深度依赖于土坡的高度,这种排水沟可以通过多孔排水管、集料以及土工织物组成(如图38a),或是由排水板来构成(如图38b)

图 39 所示是 1978 年采用地下截流排水法的一个工程实例,目的是为了维持位于英国的 Rayleigh, Essex, 一条水渠一侧的重建岸坡的稳定性,由于对该侧岸坡的侵蚀(由高水位所

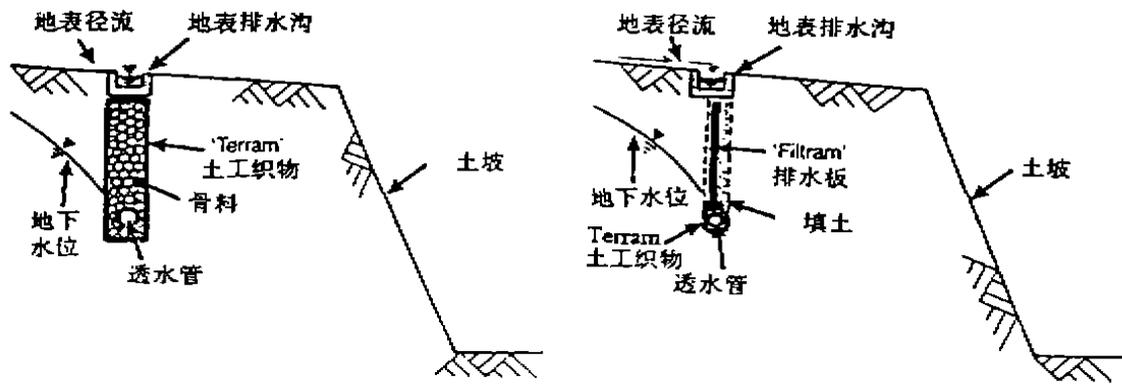


图 38a 采用土工织物包裹骨料的拦截排水系统      图 38b 采用塑料水板的拦截排水系统  
图 38 应用于土坡稳定的地下截流排水示意图

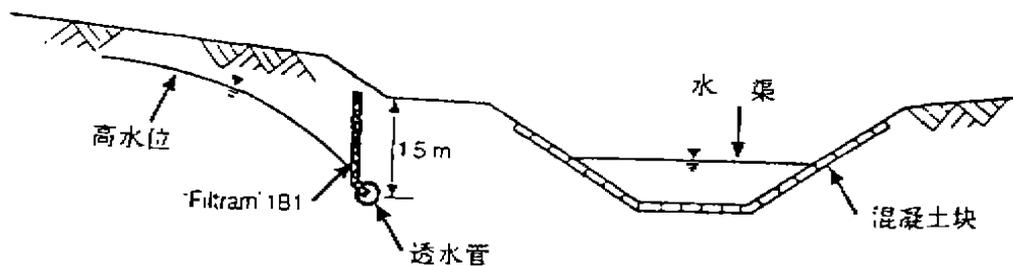


图 39 应用排水板式地下截流排水法的工程实例英国 Rayleigh, Essex, U. K. 1978

引起的),原来的渠道已破坏,为了降低不稳定岸坡的地下水位,在该测岸坡设置了使用排水板的地下截流排水通道。

### 护坡工程

当考虑边坡的稳定性时,坡脚通常是关键所在。在许多工程中,如果坡脚是可靠的那么整个边坡将保持稳定。达到这一目标有两种可行的方法。减小坡度或者提供支撑(即护坡的方式)。维持不稳定边坡的护坡支撑包括填料的堆放,夯实和填筑。用于护坡支撑的填料可以是粒状(如:透水材料)或细粒土。护坡支撑的一个重要部分是进行了合理设计的排水系统。图 40 是三种排水系统的结构形式。

Gerke<sup>[16]</sup>提出了一种有趣的方法,把地下排水系统作为护坡的一个不可缺少部分应用于加固现存的不稳定土坡。这种方法 1980 在澳大利亚被用于提高一条高速公路原有路堤边坡的稳定性(如图 41)。这段路堤建于 1973 年,两边的边坡坡度为 1:1。到 1979 年,北边外车道明显出现严重的纵向裂缝。随后的现场调查显示,因此纵向缝一侧的路堤有相当大的渗水,将要失稳。

决定最好采用填土护坡的方法来提高路堤的稳定性(图41),由于用在护坡的土料的渗透性小于原有路堤填料的渗透性,以及现有路堤的渗水量较大。所以提出在现存路堤边坡与护坡填土间设置地下排水系统。因为排水板便于施工,所以选作地下排水系统。

大量的边坡稳定性问题是由于对土坡内地下水情况的重要性缺乏足够的认识。这种潜在性危害不是立即出现的,而是经过相当长一段时间的发展后导致失稳。因此,在土坡建造期间就应对土坡内地下水情况进行充分考虑,以减小这种长期性危险。

### 结构布置

下面给出了地下排水系统作为结构整体一部分的三种应用—挡土墙、桥台和地下室外墙(挡土墙的一种变形),以及在与水平底板(或地下室底板)下的排水层中。

#### 挡土墙

图42给出了包含地下排水系统的五种最普通的挡土墙类型。篾筐挡土墙是透水结构,如果墙后存在地下水,通常在篾筐与墙后填土间设置

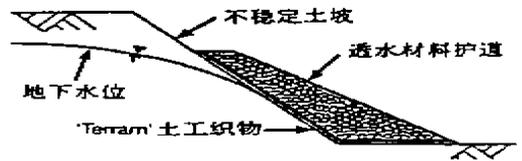


图40a 采用透水材料护道

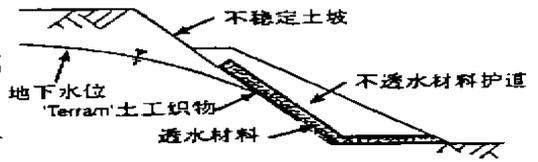


图40b 采用不透水材料护道用土工织物包裹骨料排水

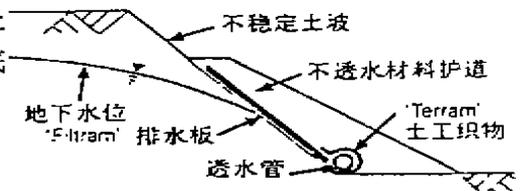


图40c 采用不透水材料护道用塑料排水板排水

图40 护坡应用示意图

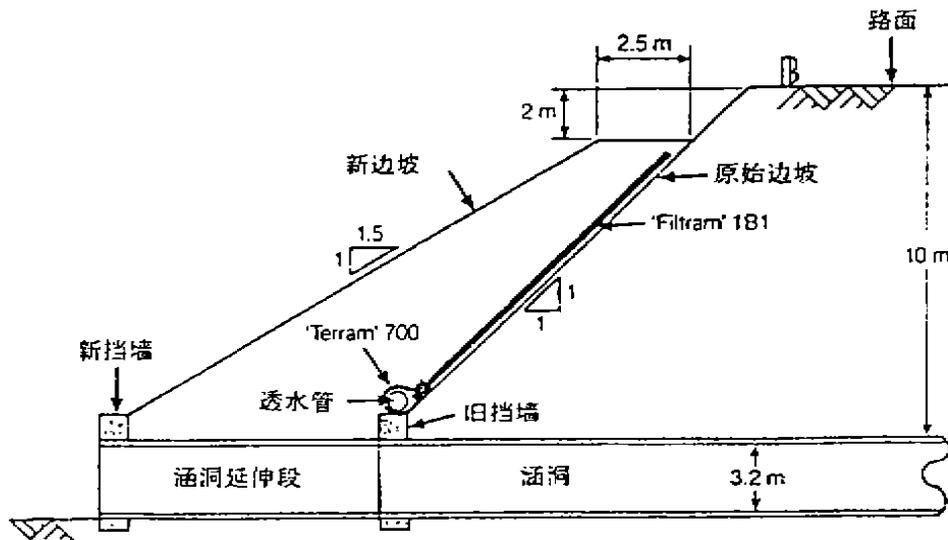


图41 护坡应用的工程实例, South western Freeway, N. S. W. 澳大利亚, 1980<sup>[16]</sup>

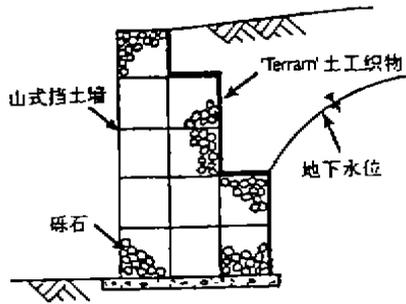


图 42a 山式挡土墙

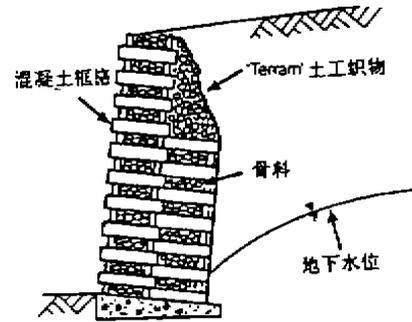


图 42b 栅栏式挡土墙

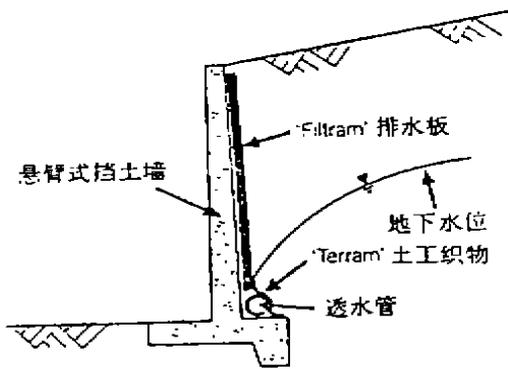


图 42c 悬臂式挡土墙

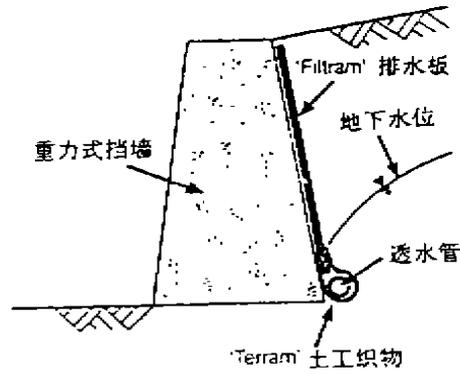


图 42d 重力式挡土墙

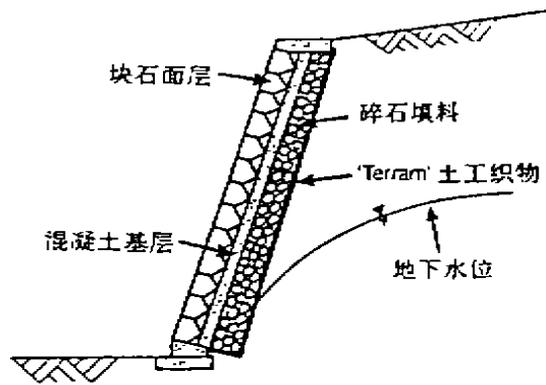


图 42e 石砌体挡土墙

图 42 挡墙的不同类型

一道土工织物反滤层(图 42a)。框格式挡土墙也是透水结构,土工织物反滤层设置在框格式挡墙上的粒状填料与墙后填土之间(图 42b),悬臂式和重力式挡墙(图 42c, 42d)是不透水的结构,墙后需设置完整的地下排水系统以使它们不受地下水压力的影响,这种方法同样适用

于水泥和圬工挡土墙(图 42e)。

在图 42 中所列的五种挡墙中,应用最广的是悬臂式挡墙。图 43 给用于悬臂式挡墙的 4 种可行的地下排水系统方案。其中图 43a 所示的方案被广泛认为是最有效的而且也是经济的(如果正确设置的话)。一般来说,地下水应当在距挡墙有一段距离的地方截断,才能在设计时不考虑水压力的影响。

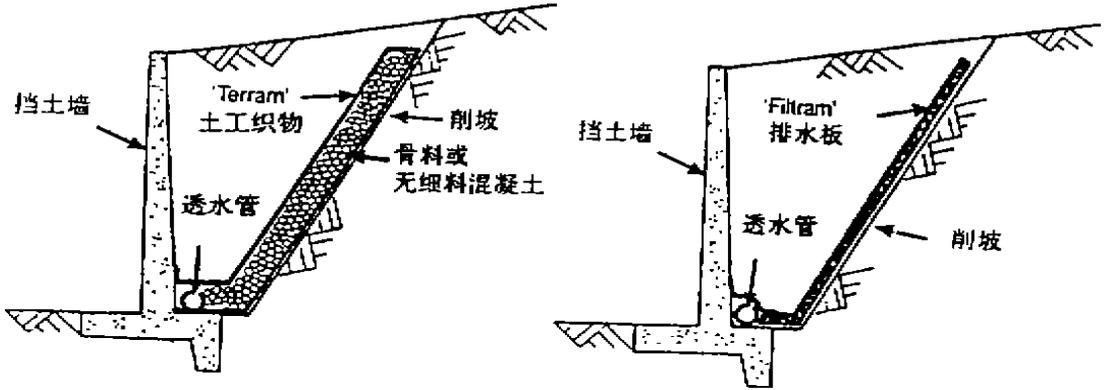


图 43a 排水系统设置在切坡上

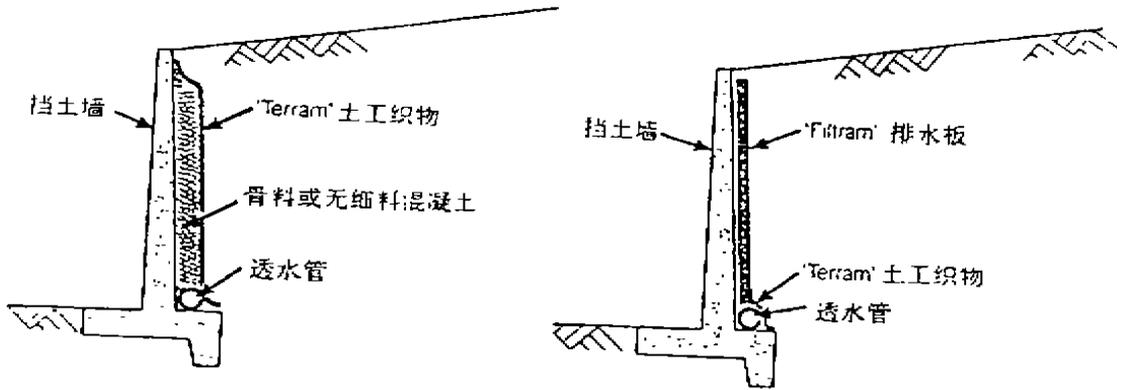


图 43b 排水系统设置在挡墙背后

图 43 悬臂式挡土墙后排水系统设置详图

但是构筑图 43a 所示的排水系统常常是不可能的,在这种情况下,排水系统就直接放在挡墙的背后(图 43b),采用这种设计时,应当考虑部分水压力的影响。

传统的骨料,无细粒混凝土或多孔混凝土块,一直被用做输水介质。现在,主要是由于施工容易,排水板广泛替代了这类材料。

图 44 所示是 1981 年在澳门所建的一个 16m 高的悬臂式挡土墙。这个挡土墙建在一个小山的一边,是为了邻近地段房产开发,墙后的地下排水系统是由两层排水板(集水)与多孔排水管(排水)组成的。排水板分成两层是由于作用于墙背上的土压力很大,由于易于施工,排水板系统证明是最经济的解决方法。

图 45 所示是 1980 年在英国苏格兰所建的一高为 7.5m 的挡土墙,其目的是给一座工厂

的建设提供足够的平整场地,其墙背的排水系统采用连接多孔管的排水板。

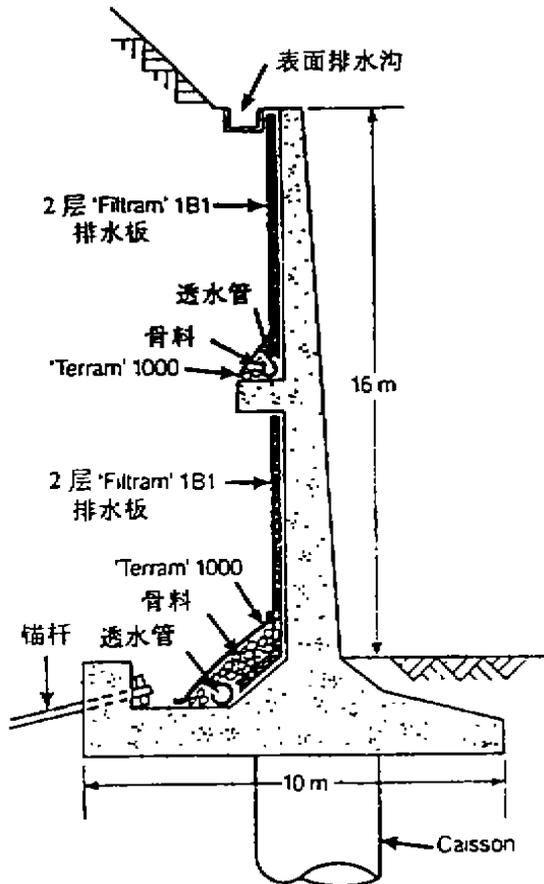


图 44 悬臂式挡墙后应用排水板,澳门,1981

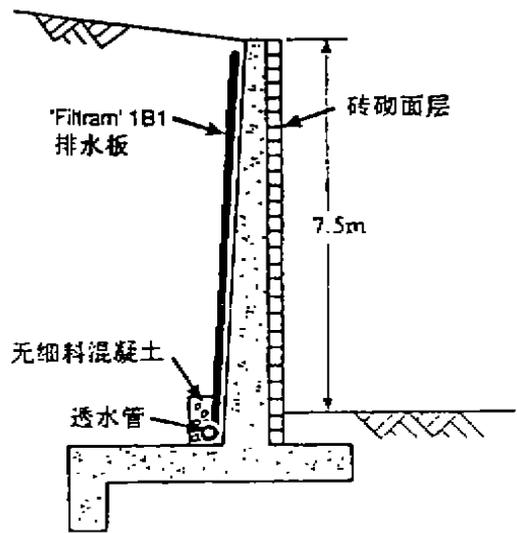


图 45 悬臂式挡墙后应用排水板 Sunderland, U. K. 1980

### 桥台和地下室外墙

同挡土墙一样,在桥台以及地下室外墙后设置排水系统是为了减小结构所承受的静水压力。同样,排水板式系统因易于施工所以经常被采用,典型的设置方式如图 46 所示。另外,排水板还可以对这些工程采用的防水膜提供保护。

### 板下排水层

排水垫层可以用于减少地下室底板下的地下水对底板的浮压。在传统方法中,存在浮压的地方,地下室底板需锚固在基岩上。设置有效工作的排水系统,可以在使用排水垫层的地方不使用锚固的方法。图 47 是这种排水技术的图解,排水垫层是由土工织物反滤层和作为集水介质的无细粒混凝土或骨料组成。

建于 1977 年位于 Dubai 的 Dubai 干船坞是一个应用排水垫层来减小浮压的工程实例。图 48 是通过这个干船坞地板的一个剖面。排水层的作用从混凝土底板下排走渗水(防止浮压的发展)。土工织物反滤层的作用是防止地基土进入排水层的排水通道。

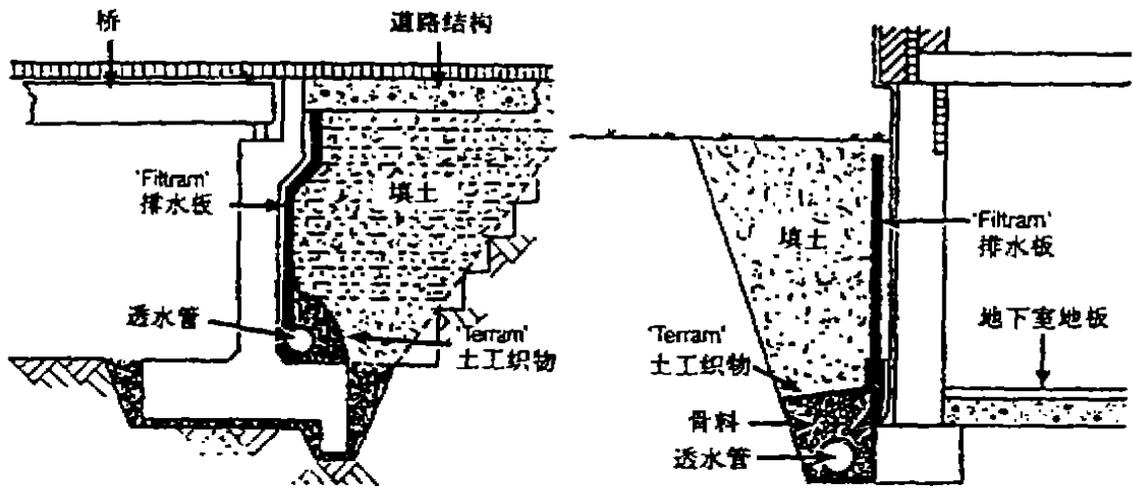


图 46a 桥台后排水板应用示意图

图 46b 地下室外墙外排水板应用示意图

图 46 桥台和地下室外墙应用排出板式排水系统示意图

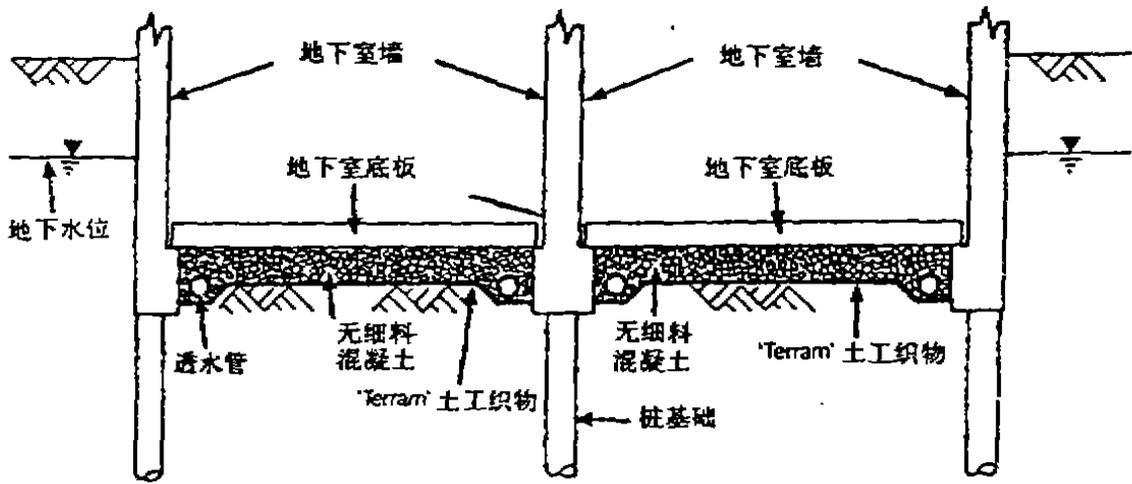


图 47 地下室底板下应用排水垫层来减小浮压示意图

### 贮藏结构

地下排水系统是贮水结构和贮存垃圾结构的基本部分。

#### 贮水结构

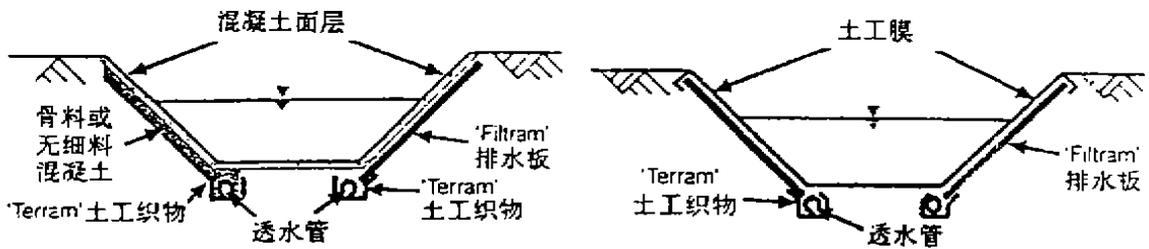
在具有不透水衬砌的贮水结构中,排水系统应具有防止在水位骤降过程中对衬砌产生最大水压力的作用(如图 49 所示)。传统的做法是,用混凝土或钢筋混凝土做不透水衬砌(图 49a),但现在倾向于采用人工合成的不透水材料—土工膜(图 49b)。排水层是由土工织

物反滤层和集水骨料所组成的或是用排水板。

图 50 所示是 1980 年前西德 Hannover 水库中采用的土工膜下设置排水板的方案。原来的 PVC 衬垫在 8 年后已经出现孔洞,导致水库中的水渗入坝肩。修补方法是在原有的 PVC 衬垫上覆盖一层新的衬垫,并在两者之间加一透水层作为检查新层水密性的工具,并做为防止新层的渗出水渗入坝肩的一个附加保证。在边坡上布置粒状透水层是有一定困难的,而且还有可能损害新的衬垫,而采用双层排水板的方案可以克服以上两种困难。

垃圾坑结构

垃圾坑结构的设计,特别要能够保证废物中有毒的化学成份不会污染周围的环境。为了满足这个要求,坑下衬垫结构中经常包括



a 混凝土面层下用排水板或骨料作排水层示意图

b 土工膜下排水板应用示意图

图 49 贮水结构中应用地下水截水系统减小扬压力的结构示意图

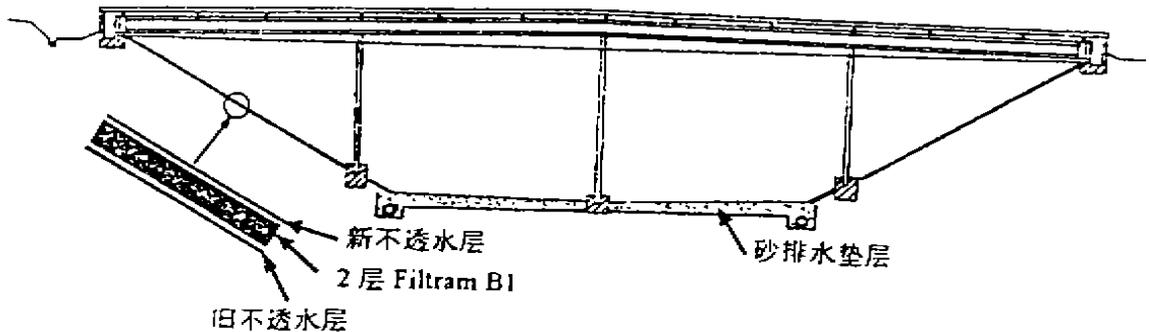


图 50 用于水库的不透水层和排水层详图, Hannover 前西德, 1980

由两层连同土工织物和土工膜组成的透水垫层。图 51b、51c 所示为两种组合方式。上层的渗透层和土工膜的作用在于形成一个渗透通道以及作为第一级防渗层。下层的渗透层作为一个检查系统以及第二级的防渗层。

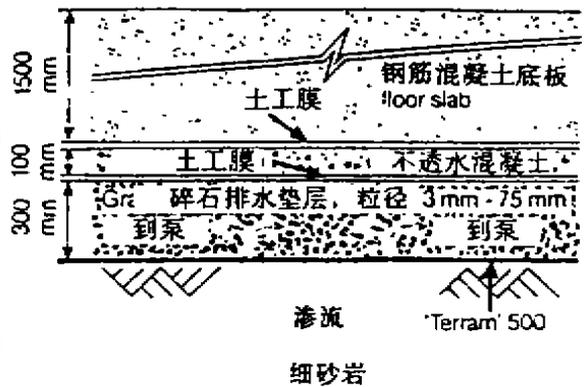
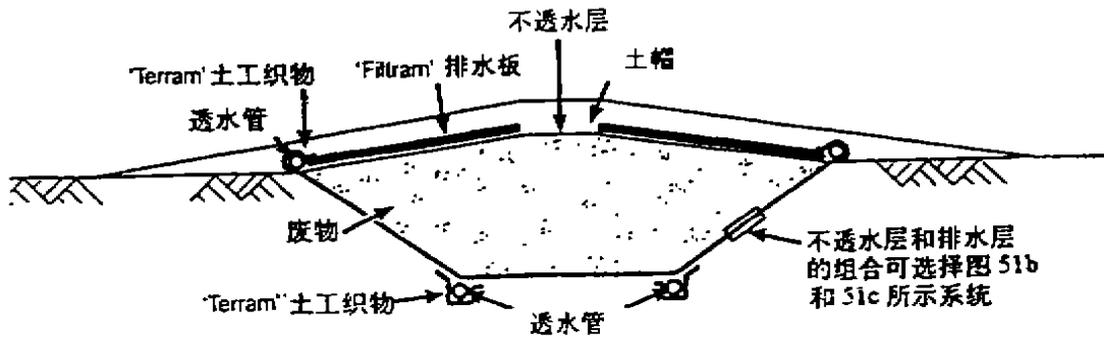


图 48 地板结构详图

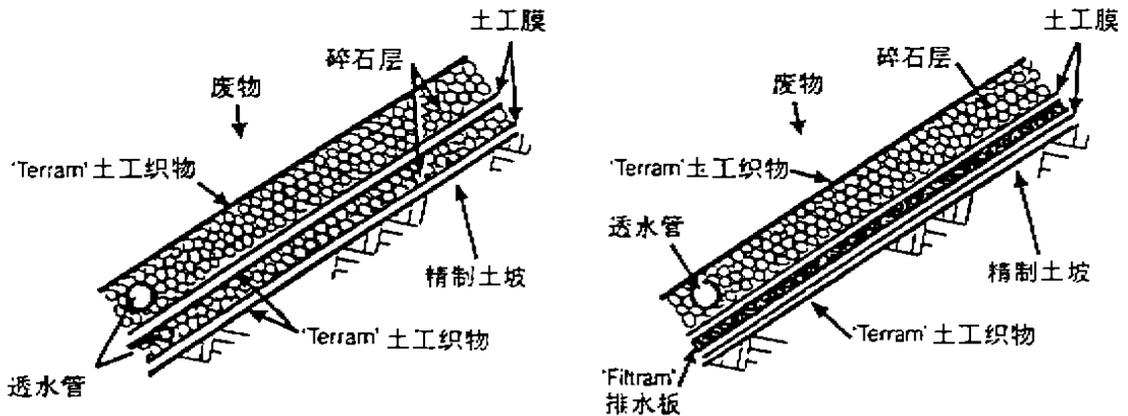
Dubai Dry Dock, Dubai, 1977

图 51a 是密封后的垃圾坑结构。进行回填时,形成不透水垫层覆盖于其上,垫层之上则设置一排水层。整个表层用回填土填满。排水层可以排掉可能会下渗透过填土的水。

图 52 为 1984 年建于西德 Hohenzell 的垃圾处理坑的结构。整个范围包括基础和堤岸,



a 垃圾坑中排水层与透水层的应用



b 用碎石排水层作为泄漏保护的排水层结构示意图 c 用排水板作为泄漏保护的排水层结构示意图

图 51 混又合应用不透水层与排水层的贮水结构

都用双层防护层防护。从天然地基上逐步筑起的土层依次为:排水板垫层、粘土层、排水板垫层、粘土层、粒状排水扩垫层,土工织物反滤层,然后是垃圾。粒状排水垫层排干渗透过垃圾的水分。上一层粘土层起第一道防渗层作用,而其下的排水板层则起预防粘土层漏水;下一粘土层起第二道防渗层的作用,同样其下的排水板垫层起预防其上粘土层漏水的作用。

### 土坝

相对地说,土坝的构造比较复杂,其各组成部分的长期功能是土坝发挥其整体作用的关键。为使其作用可靠,必须考虑选择、设计和修筑内部的排水层。如果土工织物可以用作过滤层,必须仔细地分析土工织物的性能,详尽地测试及监测以确保其长久的适用。

可能使用土工织物反滤层的部位为下游护壁排水沟及下游的排水垫层(如图 53),如果

坝内水位可以迅速降低,则排水系统也可以设置于坝心的上游一侧,土工织物同样可以在这个地方使用。

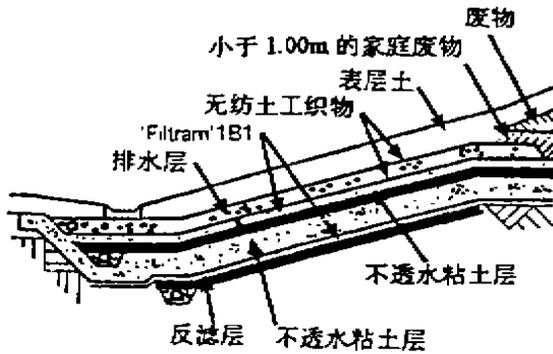


图 52 垃圾坑的边界详图

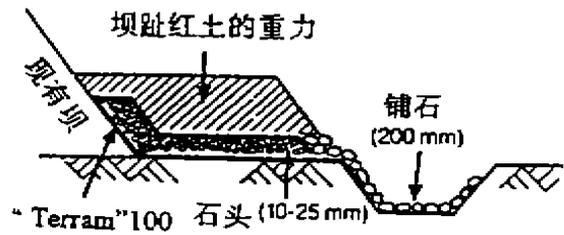


图 54 下游坝趾排水沟的详图马来西亚 Merah 坝,1976

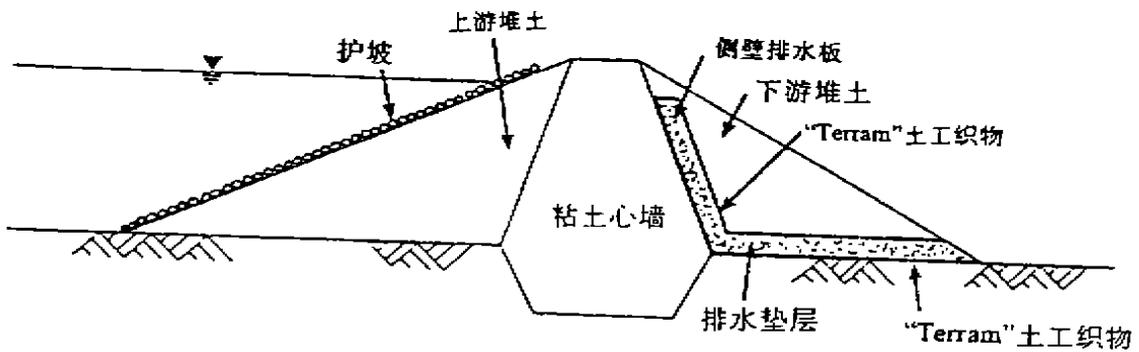


图 53 土坝中土工织物可以作为内部排水系统的组成部分的位置

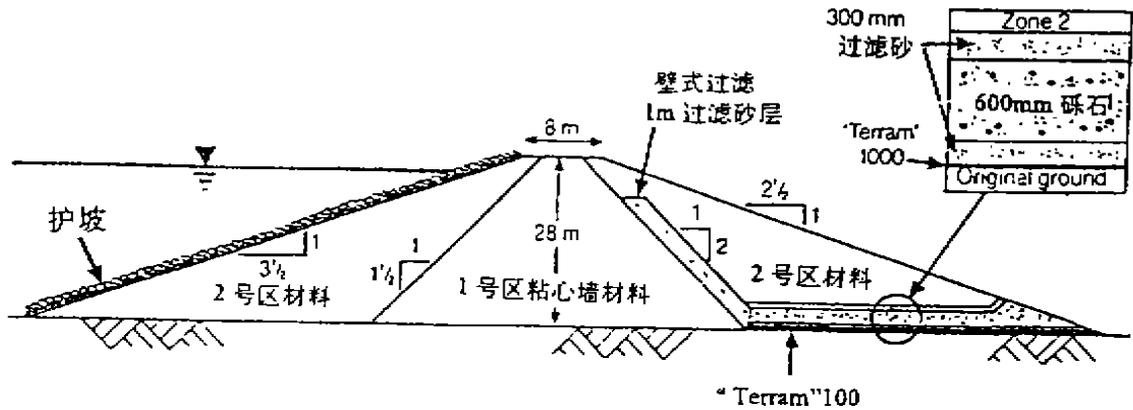


图 55 坝下游排水垫层详图, Bel Boyd, 澳大利亚, 1977

马来西亚的 Bukit Merah 土坝是建于 20 世纪初,该坝在设计水位情况下运行良好。但快至 1976 年的 10 年间,发现在下游坝趾有渗出的水流。为了控制渗流而降低了水库的水位,随后为了使水位回升至原先标高以充分利用其功效,在因稳定原因而设置小隔板之前,先在

坝趾筑一排水层(如图54)。排水层主要是土工织物过滤层和骨料组成,而后者作为排水的介质。

澳大利亚的Bet Boud水坝,高度约为30m,在设计阶段,详尽的土工试验表明该坝的地基土具有分散性质(McDonld等[17]),因为当地可利用过滤砂不能完全满足保持坝基土的要求,所以除砂外,在下游排水层的下边设置了土工织物。(待续)

## 全国第四届桩基工程学术会议在湖南张家界召开

中国土木工程学会土力学及基础工程学会桩基础学术委员会与中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础分委员会的联合年会——全国第四届桩基工程学术会议于1998年9月22日至26日在湖南省张家界市召开。出席会议的有15个省市自治区的有关单位及7所高校和12个科研院所的代表共92人。会议由中国建筑科学研究院刘金励研究员主持。7位专家在大会作了报告,他们依次是:

- 天津大学顾晓鲁教授,关于天津市地基基础修订规范中有关桩基部分的介绍;
- 刘金励研究员,泥浆护壁灌注桩后压浆技术及其群桩基础的承载变形特性;
- 建设部浙江泛华设计院史佩栋教授,关于香港特区《桩的设计与施工》指导书的特色的介绍;
- 同济大学杨敏教授,关于减沉桩基础设计;
- 中国建筑科学研究院黄强高级工程师,关于国家行业标准《建筑基坑支护技术规程》编制工作介绍及《建筑地基基础技术指南》编制工作情况;
- 中国建筑科学研究院李大展研究员,关于建研院企业标准《基桩低应变动力检测规程》的介绍;
- 中国建筑科学研究院陈凡研究员,基桩动力检测的适用性。

与会者通过分组报告、讨论和交流,对我国桩基技术现状有以下共识:

1. 近两年的工程实践,极大地推动了一些传统桩型和新桩型的发展,特别是预应力管桩,正在取代已使用达20年之久的沉管灌注桩,而成为南方各地的主导桩型;
2. 桩基按变形设计在一定条件下有其适用性和经济性,它能减少桩数,缩短桩长,降低造价;它将是今后要着重进行研究的课题之一;
3. 灌注桩后压浆技术已在许多地区广泛应用,并取得了良好效果,具有较强的生命力;
4. 要走出“人工挖孔桩质量最可靠”的误区,设计时要根据有水、无水条件估算其承载力并做好综合分析;
5. 新的成桩方法,例如中华第一高楼(上海金茂大厦)和世界第一高楼(上海环球金融中心)钢管桩分段采用不同锤型、不同能量的沉桩施工法,预制桩和沉管桩的静压法,灌注桩的干取土法以及多支盘扩桩等正在实践中兴起和扩大应用;
6. 新的桩工设备,例如高频液压沉拔桩锤、泥浆净化装置等正开始投产应用,对解决桩基施工困扰环境问题将取得较好效果;
7. 我国已成为世界动测大国,但尚有许多测试技术难点有待解决,例如大直径超长桩的动测问题,嵌岩桩的简便检测方法,等等;
8. 对群桩的工作机理、桩土与上部结构共同作用的原理等等需要继续作深入研究。

与会者普遍认为,这次会议规模虽小,而交流较深,收获较大,取得如此成果,令人满意。本次会议期间,还举行了两委员会联席会议及施工与监理学组座谈会。会议决定全国第五届桩基工程学术会议于2000年召开,地点暂定北京。

本次会议共收到论文90篇,其中有51篇收入论文集,已由中国建工出版社出版。

欲购书者请与中国建筑科学研究院地基所王希伶同志联系。邮编:100013,北京北三环东路30号。

中国建科院地基所 张雁 建设部浙江泛华设计院 张美珍 供稿