

目次

论 文

深基开挖中的土压力计算.....魏汝龙(3)

某工程设备基础基坑开挖..... 龚晓南, 杨晓军, 温晓贵(16)

某汽轮发电间“深层水泥搅拌桩”地基处理工程实例..... 邵大可(20)

悬臂支护桩桩顶位移的近似计算探讨..... 章胜南(24)

反射波法测定粉喷桩研究..... 刘清海, 沈晓燕(29)

振冲法在杭州四堡污水处理厂扩建工程二沉池地基加固中的应用..... 马式地(35)

介绍一种新型的土工材料——玻璃纤维土工格栅..... 莫锦耀, 俞仲泉(43)

岩土组合地基基础方案的选择..... 贾珍山, 王忠民(44)

地下排水设计..... 浙江大学岩土工程研究所编译(50)

一题一议

关于有渗流情况下的土压力计算..... 李广信(57)

单桩沉降计算的荷载传递法讨论..... 阳吉宝(59)

型钢水泥土复合挡土墙型钢减摩隔离剂的研究和探讨..... 谢彬(61)

# 深基开挖中的土压力计算\*

魏汝龙

(南京水利科学研究院土工所 南京 210024)

## 引言

目前,国内在计算基坑支护上的土压力时,采用最多的还是库伦方法。这是因为它简单明了,还可考虑许多影响因素,例如地面坡度、墙面倾角和墙土间的摩阻等等。但是,这个理论已有二百多年的历史,因袭相传,沿用至今,对它似乎还缺乏透彻的理解,特别是对一些涉及机理的应用问题。例如:在计算侧压力时,应该水土分算还是水土合算;利用相互匹配的不同强度指标能否得到相同的土压力值;应该如何合理地考虑墙面摩阻对于土压力的影响;如何考虑凝聚力对于土压力的影响;以及开挖卸载对于土压力的影响等等。随着土力学特别是土的抗剪强度理论的发展,现在应该可以对于库伦土压力理论及其应用中出现的这些问题进行比较深入的剖析。

## 水土分算和水土合算

库伦土压力主要是从墙后滑动楔体的极限平衡条件推导出来的,其数值与滑裂面上的抗剪强度息息相关。因此,采用不同的强度指标,也就有了不同的土压力数值。这样,在计算土压力时也有了有效应力法和总应力法之分。

采用有效应力法计算土压力时,按照有效应力原理,土骨架压力和水压力必须分别考虑。

$$\left. \begin{aligned} E_a &= \frac{1}{2} \gamma'_B h^2 K'_{a'} + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \\ E_p &= \frac{1}{2} \gamma'_B h^2 K'_{p'} + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

其中 $\gamma'_B$ 和 $\gamma_w$ 分别是土的浮容重和水容重, $K'_{a'} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ , $K'_{p'} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ , $\phi$ 是有效剪阻角。这种方法的概念比较明确,但是在实际使用中有时还存在一些困难,特别是对于粘性土的不排水情况。例如,粘性土在不排水情况下破坏时将产生超静孔压,它通常无法正确算出或测得,因而不能合理地确定破坏时的有效应力。因此,在许多情况下,人们往往不得不采用总应力法计算土压力。

\* 收稿日期:1997年6月

在总应力法中,可以用两种不同的强度指标:固结不排水和不排水强度指标。尽管这两种强度指标的测定方法和数值大不相同,它们都可以用来表示土层中同一点上的天然强度。这就可以看出,它们之间是密切相关的。

在正常固结情况中,土层某个深度  $z$  处的天然强度  $S_{uz}$  是在其有效上复土重下固结后形成的。这就是说,地下水位引起的水压力对于土的天然强度的形成不起作用。因此,土的天然强度在用固结不排水强度指标表示时应为

$$S_{uz} = \gamma'_{Bz} \text{tg} \varphi_u$$

而用不排水强度指标表示时,则为

$$S_{uz} = C_u \quad (\text{其中 } \varphi_u = 0)$$

这就是说  $C_u = \gamma'_{Bz} \text{tg} \varphi_u$

因此,这两种强度指标应该是匹配的。它们都可以用来计算土压力,得出的数值似乎应该基本一致。

采用固结快剪强度指标时,实质上只是忽略了土体破坏时产生的超静孔压而利用不变的总应力,同时采用较低的总应力强度指标(例如  $\varphi_u < \varphi'$ )来补偿上述影响,其中丝毫没有涉及静水压力的影响。因此,此时仍应将水、土压力分开考虑。

$$\left. \begin{aligned} E_a &= \frac{1}{2} \gamma'_{Bz} h^2 K_a + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \\ E_p &= \frac{1}{2} \gamma'_{Bz} h^2 K_p + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

其中  $K_a = \text{tg}^2(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi_u}{2})$ ,  $K_p = \text{tg}^2(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi_u}{2})$ 。

但是,实际上在采用总应力法计算土压力时,人们往往习惯于将水、土压力混合计算<sup>[7,8]</sup>。例如,在渗透性较低的粘性土基坑中,很多人认为开挖时墙后水压力的影响不会在短时间内显示出来,因为即使不采取降水措施,基坑内的渗水量也很少。所以他们主张用水、土合算的方法。

$$\left. \begin{aligned} E_a &= \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_a = \frac{1}{2} \gamma'_{Bz} h^2 K_a + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 K_a \\ E_p &= \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_p = \frac{1}{2} \gamma'_{Bz} h^2 K_p + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 K_p \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

其中  $\gamma_s$  是土的饱和容重,  $\gamma_s = \gamma'_{Bz} + \gamma_w$ 。

将式(2)和(3)进行比较后可以看出,两者的差别就在于,采用水土合算相当于将水压力也乘上了土压力系数。当然,水压力与土压力系数是风马牛不相关的。不过,赞成水土合算的人可以解释说,如果开挖后水压力不会很快地完全显示出来,那么将它打个折扣也无非议。问题在于,  $K_a < 1$ , 使墙后的水压力确实打了折扣,但是  $K_p > 1$ , 却夸大了墙前的水压力。这显然是互相矛盾的。

实际上,在地下水位以下的饱和粘土中,不管其渗透性多么低,它总是水力连通的。静水压力是施工前一直长期存在的,开挖时墙后不降水的话,它不会消失,根本不存在短期内不会显示出来的问题。至于基坑内渗水量少,只可能说明采用的隔水措施效果较好,使渗径增大到足以使水力梯度减少到接近甚至低于开始渗水的起始梯度,从而使渗流速度极小或等于零。但是作为形成水力梯度的水头差或水压差则是始终存在的。

此外,从土体抗剪强度的观点出发来分析水土合算方法,可以更清楚地看出其中存在问

题的症结。前面已经指出,土的天然强度是由于它在有效上复压力下固结而形成的,而水压力在其中是不起作用的。这就是说,水压力不会引起土的固结并影响其强度的形成。因此

$$S_u = \gamma'_B h \text{tg} \varphi_{c0} \neq (\gamma'_B + \gamma_w) h \text{tg} \varphi_{c0}$$

实际上,人们在计算土坡稳定时都是这样做的。例如,在条分法中计算土条条底抗滑力时,对地下水位以上的土体取其总容重,而对地下水位以下的则取其浮容重。同样,在计算土压力时,作用于滑裂面上的抗滑力也应取土体在浮重下形成的强度。这样,滑动楔体的平衡条件是在土体浮重下建立的。从图1看出

$$\begin{aligned} E_a &= \bar{W}_B \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{c0}}{2} \right) \\ &= \frac{1}{2} \gamma'_B h^2 \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{c0}}{2} \right) \end{aligned}$$

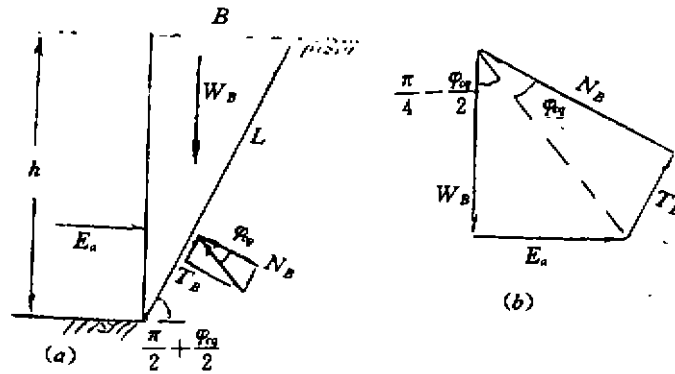


图1

而滑裂面上的抗滑力则为  $T_B = N_B \text{tg} \varphi_{c0}$ 。此时楔体内的水重则与其两侧的水压力相平衡(图2)。在水土合算时,滑动楔体平衡的力多边形如图3(a)所示。其中实线部分与图1完全一致,而虚线部分则示出由于考虑饱和土体中的水重而引起的附加部分。此时,抗滑力  $T = N \text{tg} \varphi_{c0}$ ,而土压力为

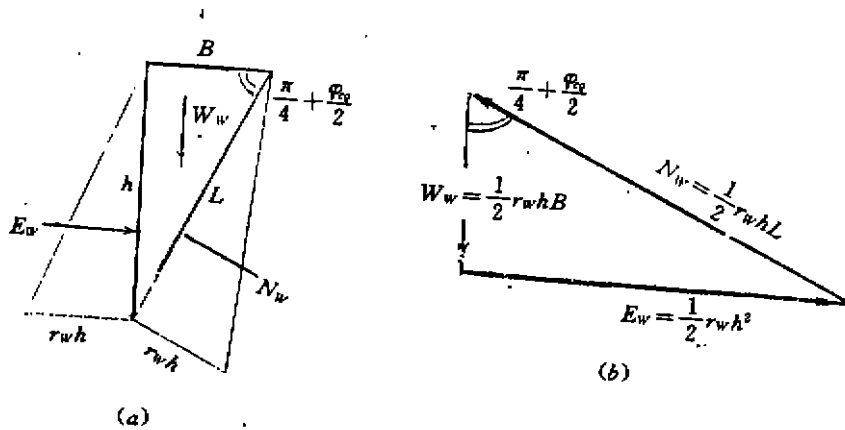


图2



$$\begin{aligned}
 E'_s &= W \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2}\right) \\
 &= \frac{1}{2} \gamma_s h^2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2}\right) \\
 &= \frac{1}{2} \gamma'_s h^2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2}\right) + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2}\right)
 \end{aligned}$$

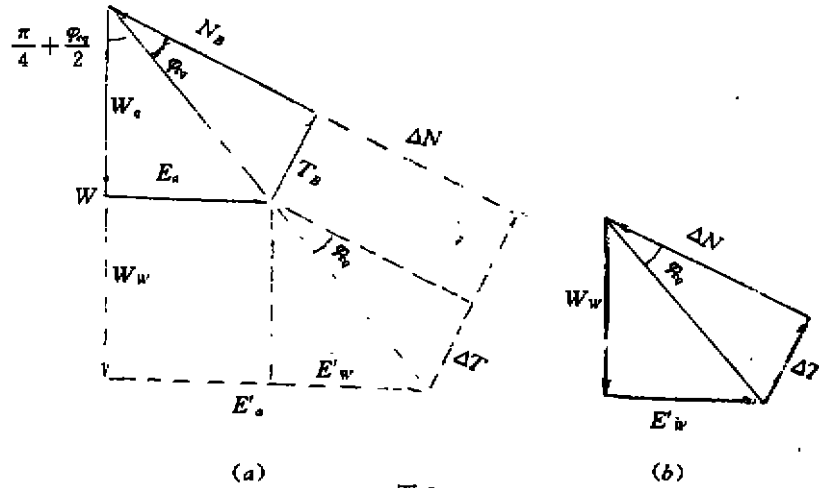


图3

图3(b)示出从图3(a)右下部移植过来的由水重引起的各附加力的平衡力多边形。将它与图2(b)进行比较后可以看出,其中由于水重而在滑裂面上产生附加的抗滑力 $\Delta T$ 。这与上述强度形成机理显然是矛盾的。

可以认为,水土合算法导致墙后水压力折减的原因,就是由于在滑裂面上包含有上述那部分由水重作用所产生的虚假强度。因此,从土的抗剪强度观点来看,水土合算法也是不合理的。

### 利用不同强度指标计算土压力

采用不排水强度指标时,对于地下水位以下的饱和粘土, $\varphi_u=0$ ,故 $(K_a)_u=(K_p)_u=1$ 。

这样

$$\left. \begin{aligned}
 (E_a)_u &= \frac{1}{2} \gamma_s h^2 - 2c_u h = \frac{1}{2} \gamma'_s h^2 - 2c_u h + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \\
 (E_p)_u &= \frac{1}{2} \gamma_s h^2 + 2c_u h = \frac{1}{2} \gamma'_s h^2 + 2c_u h + \frac{1}{2} \gamma_w h^2
 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

表面看来,式(4)比式(3)合理,因为至少其中没有缩小或夸大水压力的影响。所以,在采用不排水强度指标时,水土合算和水土分算没有什么差异。但是,如果将式(4)与式(2)比较,则其中还有个问题有待澄清。

上面指出,上述两种强度指标是相互匹配的,利用它们算出的土压力似乎也应该一致。如果在式(2)中使固结不排水强度指标与滑动面上的法向力 $N_s$ 联系起来,以得出与它相匹配的不排水强度指标,即 $c_u L = N_s \operatorname{tg} \varphi_u$ ,则从滑动楔体的力多边形(图4b)可得到

$N_B \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cq}}{2}) + N_B \text{tg}\varphi_{cq} \cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cq}}{2}) = \frac{1}{2} \gamma'_B h^2 \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cq}}{2})$  从而得出  $C_s = \frac{\gamma h}{2} (1 - \sin\varphi_{cq}) \text{tg}\varphi_{cq}$ 。此时,利用下述三角函数换算关系。

$$\left. \begin{aligned} K_a &= 1 - 2\text{tg}\varphi \sqrt{K_0} \\ K_p &= 1 + 2\text{tg}\varphi \sqrt{K_0} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

就可以从式(2)得出

$$\left. \begin{aligned} E_s &= \frac{1}{2} \gamma'_B h^2 - 2c_u h \sqrt{K_a} / (1 - \sin\varphi_{cq}) + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \\ E_p &= \frac{1}{2} \gamma'_B h^2 + 2c_u h \sqrt{K_p} / (1 - \sin\varphi_{cq}) + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

它与式(4)并不完全一致。产生这种差异的主要原因在于式(4)和(2)是根据不同的滑动楔体而算出的。由于所用的不同强度指标(不同的内摩阻角  $\varphi_{cq}$  或  $\varphi_c = 0$ )决定了各自不同的滑裂面倾角(分别为  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{cq}}{2}$  和  $\frac{\pi}{4}$ )，故以上的比较不是对同一滑裂面和同一滑动楔体进行的。

Saada 等(1994)<sup>[11]</sup>指出,从土体的裂缝和剪切带的形成和扩展方向看出,饱和粘土甚至在不排水情况中也属于摩阻材料,采用  $\varphi_c = 0$  法进行计算只能作为一种近似方法。因此,要比较上述两种匹配的强度指标得出的结果,最好统一地采用倾角为  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{cq}}{2})$  的滑动面。在这个滑动面上如果直接采用不排水强度指标,则从图4看出

$$\begin{aligned} (E_s)_n &= W \text{tg}(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{cq}}{2}) - c_u L / \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cq}}{2}) \\ &= \frac{1}{2} \gamma'_B h^2 - 2c_u h \sqrt{K_a} / (1 - \sin\varphi_{cq}) + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \end{aligned} \quad (7)$$

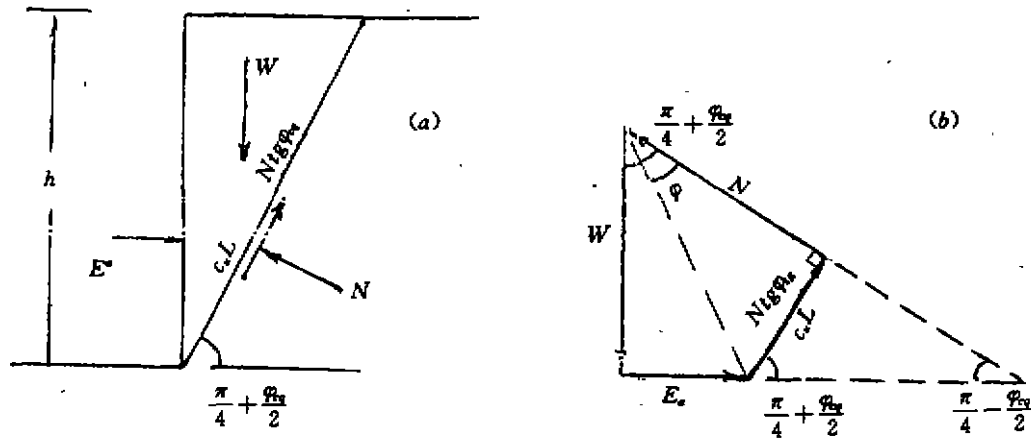


图4

它与从式(2)得到的式(6)完全一样。因此,只有采用同一滑动面进行比较,两种匹配的不同强度指标得到的土压力值才可能相同。但是,采用不同的强度指标( $\varphi_{cq}$ 或  $\varphi_c = 0$ ),就必然使各自的滑裂面倾角不同,得出的土压力值一般不会相同。

如上所述,  $\varphi_c = 0$  法只是一种近似方法,而现有资料表明<sup>[12]</sup>,由于取土扰动的影响,室内测出的不排水强度指标的离散性要比固结不排水强度指标的大得多。所以,在利用总应力法

计算土压力时,最好采用固结不排水强度指标,也就是采用式(2)。

### 考虑墙面摩阻的影响

如上所述,在以总应力法计算土压力时,应该采用水土分算的方法,这样得出的主动和被动压力数值无疑分别要比采用水土合算得出的相应数值大和小一些。特别是当有些设计人员在选取强度参数时采用小值平均,而某些地区性规范又规定在固结快剪试验中将强度峰值打七折,从而使设计显得过于保守,甚至可能由于费用较高而在工程投标中丧失竞争力。为了尽量弥补这个缺陷,除了不对强度峰值打折扣和摈弃了小值平均而采用算术平均外,还可设法在其他方面合理地挖掘潜力。例如,考虑墙面摩阻对于土压力的影响等等。

不考虑墙面摩阻时,一般可以在推导土压力极限值的过程中,直观地得出墙后最危险破裂面的倾角,从而得出比较简单的土压力系数表达式。例如,对于最简单的地面水平和墙面竖直的情况(图5)(为简单计,以下计算均不包括水压力)

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\operatorname{tg}(\theta - \varphi)}{\operatorname{tg} \theta}$$

从  $\frac{dE}{d\theta} = 0$  可以得到

$$\left. \begin{aligned} \theta_a &= \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \\ K_a &= \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

但是,当考虑墙面摩阻时,就很难得到直观的破裂面倾角,以致推导土压力系数的过程比较曲折,得出的表达式也较为复杂。例如,即使在最简单的地面水平而墙面竖直的情况中(图6,其中  $\delta$  为墙面摩阻角)

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos(\theta - \varphi - \delta)} \operatorname{ctg} \theta \quad (9)$$

从  $\frac{dE}{d\theta} = 0$  得到

$$\operatorname{ctg} \theta_a = \sec(\varphi + \delta) \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)}{\sin \varphi} \cos \delta} - \operatorname{tg}(\varphi + \delta) \quad (10)$$

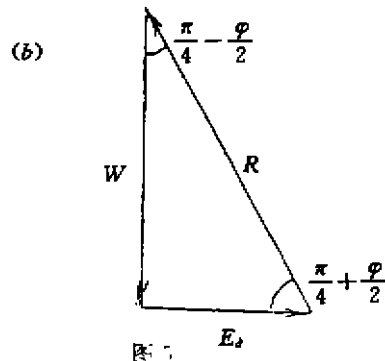
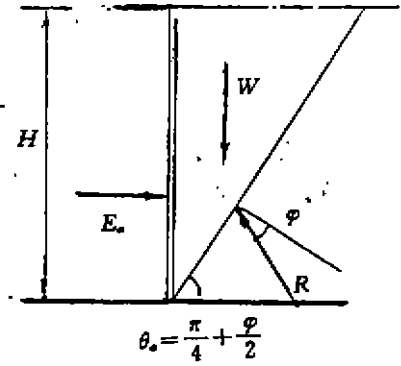


图5

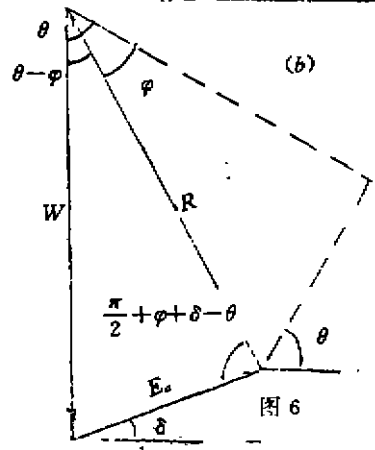
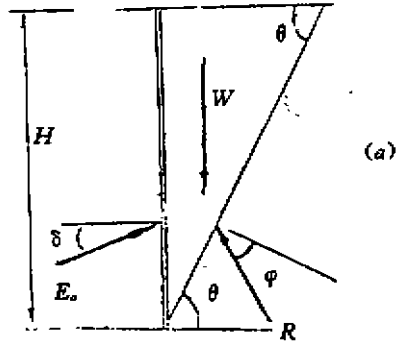


图6

然而由于它不是直观的破裂角数值,不能将它直接代入式(9)而推导主动土压力系数,故不得不另辟蹊径。幸好在上述推导  $\text{ctg}\theta_0$  的过程中,还可得出

$$\frac{\sin(\theta-\varphi)}{\cos(\theta-\varphi-\delta)} = \frac{\sin\varphi}{\sin(\varphi+\delta)} \text{ctg}\theta$$

将上式代入式(9)可得

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\sin\varphi}{\sin(\varphi+\delta)} \text{ctg}^2\theta_0 \quad (11)$$

再将式(10)代入,即得

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a$$

其中 
$$K_a = \left[ \frac{\sqrt{\cos\delta} - \sqrt{\sin\varphi \sin(\varphi+\delta)}}{\cos(\varphi+\delta)} \right]^2 \quad (12)$$

同样可以得出其被动破裂面倾角和相应的土压力系数的表达式如下

$$\left. \begin{aligned} \text{ctg}\theta_p &= \sec(\varphi+\delta) \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)}{\sin\varphi} \cos\delta + \text{tg}(\varphi+\delta)} \\ K_p &= \left[ \frac{\sqrt{\cos\delta} + \sqrt{\sin\varphi \sin(\varphi+\delta)}}{\cos(\varphi+\delta)} \right]^2 \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

利用以上公式进行计算后可以看出<sup>[5]</sup>,考虑墙面摩阻对于主动土压力的影响不大,它仅使主动土压力系数平均减少不到10%;但是,它对被动土压力的影响却很大,特别是当土的内摩阻角  $\varphi$  和墙面摩阻角  $\delta$  较大时。当  $\varphi=10^\circ\sim 30^\circ$  时,如果假设  $\delta=\frac{\varphi}{2}$ ,则被动土压力系数  $K_p$  将增大约10~65%;设  $\delta=\varphi$ ,则  $K_p$  增大20~240%左右。

早在四、五十年前,已有一些学者(如太沙基<sup>[13]</sup>、崔托维奇<sup>[14]</sup>等)指出,利用库伦理论考虑墙面摩阻而计算主动土压力时,其误差很小,因为假设的平面滑动面与实际发生的滑动面差别不大。例如,当地面水平、墙面竖直而  $\delta=\varphi=30^\circ$  时,库伦主动土压力的误差(与索科洛夫斯基的散体极限平衡理论比较)小于5%。然而,如果利用库伦方法计算被动土压力,则在考虑墙面摩阻时,将产生偏大的误差。当  $\delta < \frac{\varphi}{2}$  时,误差还不小,而当  $\delta > \frac{\varphi}{2}$  时,这种误差将随着  $\varphi$  和  $\delta$  的增大而急剧上升,甚至达到不可容忍的程度(表1)。这是因为当  $\varphi$  和  $\delta$  值增大时,假设的平面滑动面偏离实际发生的曲弧滑动面的程度也越来越大。

库伦理论与索科洛夫斯基理论的比较

表1

方法	$\varphi$			$20^\circ$			$30^\circ$			$40^\circ$			
	$\delta$	$0$	$\varphi/2$	$\varphi$	$0$	$\varphi/2$	$\varphi$	$0$	$\varphi/2$	$\varphi$	$0$	$\varphi/2$	$\varphi$
索科洛夫斯基理论 $K_{pL}$		1.42	1.56	1.66	2.04	2.55	3.04	3.00	4.62	6.55	4.60	9.69	18.2
库伦理论 $K_p$		1.42	1.57	1.73	2.04	2.63	3.52	3.00	4.98	10.10	4.60	11.77	92.6
$K_p/K_{pL}(\%)$		100	101	104	100	103	116	100	108	154	100	121	509

注:摘自文献[12]第4版(1963)第411页表36

因此,采用库伦方法计算被动土压力时,对于墙面摩阻产生有利影响的考虑应有适当的限制,而不能完全利用以上公式得出的计算数值。计算表明<sup>[5]</sup>在  $\varphi$  和  $\delta$  值较大的情况中,当  $K_p/K_{p0} > 1.5$  时,  $\theta_p$  往往接近甚至小于  $\pi/8$ ,这就是说,此时被动破裂面的倾角十分平缓,以致滑动楔体将扩展到很远的地方。这与实际发生的滑动情况不一样。所以,对于  $K_p >$

1.  $5K_{\rho 0}$  的计算值采用时必须十分慎重。国内有些地方的地基基础设计规范<sup>[8,9]</sup>中,对于考虑墙面摩阻而提出的被动土压力修正系数,在  $\varphi=20\sim 40^\circ$  时高达 1.6~3.0,这似乎过于偏高。

## 凝聚力对于土压力的影响

库伦理论最初是针对砂土而提出的,其中没有考虑凝聚力的影响( $C=0$ )。尽管如此,由于其中考虑了其他许多因素,如地面坡度  $\beta$ , 墙面倾角  $\epsilon$  和墙面摩阻角  $\delta$  等,得出的计算公式仍然十分复杂。例如<sup>13</sup>

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\sin(\varphi + \epsilon)}{\sin^2 \epsilon \sin(\epsilon - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\epsilon - \delta) \sin(\epsilon + \beta)}} \right]^2} \quad (14)$$

在这样的公式中,如果再将凝聚力的影响包括进去,得出的计算式必然将是极其繁琐和庞杂的。因此,就有人提出采用等代内摩阻角的概念避免这种麻烦。也就是在表现上假设  $C=0$ 。但考虑了其实际存在的影响而适当地提高  $\varphi$  的数值。然而这种做法必然又大大增加选取强度参数的人为性。所以,也有人努力设法推导包含凝聚力影响的库伦公式。例如,在我国建筑地基基础规范<sup>[10]</sup>中曾列出粘性土的一个极其复杂的主动土压力系数的公式,即使假设没有面载( $q=0$ )而在其中取  $K_x=1$  以便对它略加简化,其表达方式仍然非常冗长如下

$$K_a = \frac{\sin(\epsilon + \beta)}{\sin^2 \epsilon \sin(\epsilon + \beta - \varphi - \delta)} \left\{ \sin(\epsilon + \beta) \sin(\epsilon - \delta) + \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta) + 2\eta \sin \epsilon \cos \varphi \cos(\epsilon + \beta - \varphi - \delta) - 2 \sqrt{[\sin(\epsilon + \beta) \sin(\varphi - \beta) + \eta \sin \epsilon \cos \varphi] [\sin(\epsilon - \delta) \sin(\varphi + \delta) + \eta \sin \epsilon \cos \varphi]} \right\} \quad (15)$$

其中  $\eta = 2c/\gamma h$ 。要在实用中推广这样的公式当然是十分困难的。

为了便于说明,我们不妨从最简单的情况开始,这就是地面水平( $\beta=0$ ),墙面竖直( $\epsilon = \frac{\pi}{2}$ )和墙面光滑( $\delta=0$ )的情况。此时,土的凝聚力并不影响破裂面的倾角。这可以从图7看出

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\operatorname{tg}(\theta - \varphi)}{\operatorname{tg} \theta} - \frac{ch \cos \varphi}{\sin \theta \cos(\theta - \varphi)} \quad (16)$$

使  $\frac{dE}{d\theta} = 0$  可以得  $(\sin \varphi + \eta \cos \varphi) \cos(2\theta - \varphi) = 0$

$$\text{故 } \theta_a = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

它与  $c=0$  时得到的完全一样。将它代入式(16),可得

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a - 2ch \sqrt{K_a} \quad (17)$$

其中  $K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ , 也与  $c=0$  时的一样,或者,为了以后便于比较,将  $c$  的影响也包含到土压力系数中去,可使

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad (18)$$

其中\*  $K_a = \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) [\text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2\eta]$  (19)

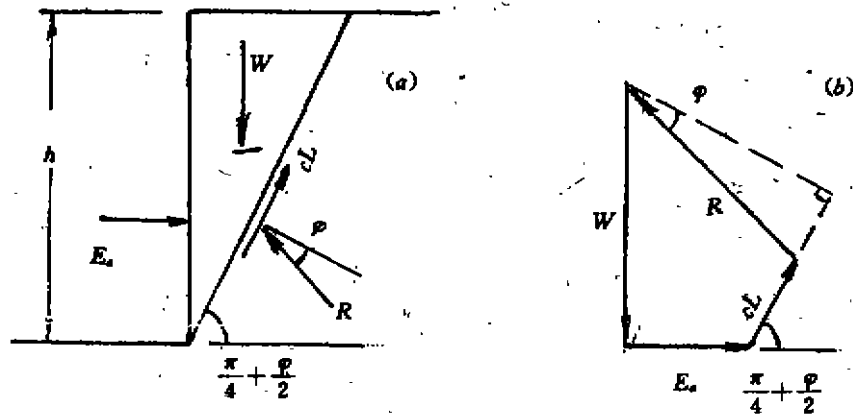


图7

但是,在考虑墙面摩擦时,情况就大为不同。因为在  $c \neq 0$  的粘性土中,墙面摩擦的影响将比上节中所述的复杂得多。从图8得出

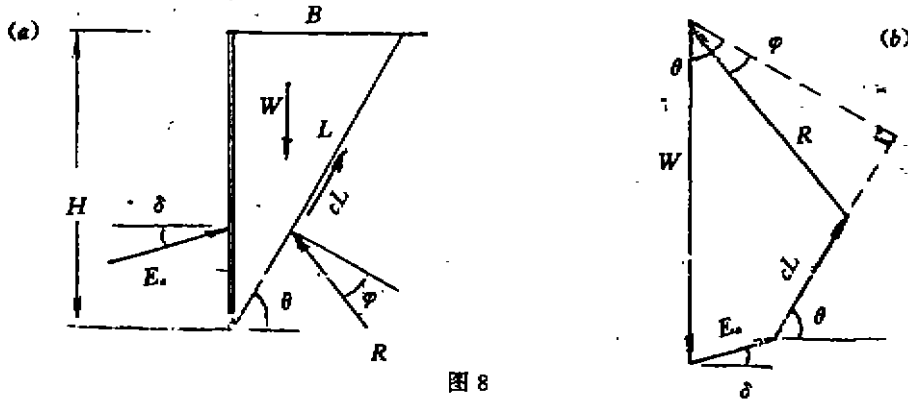


图8

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\sin(\theta - \varphi) \cos \theta - \eta \cos \varphi}{\cos(\theta - \varphi - \delta) \sin \theta} \quad (20)$$

令  $\frac{dE}{d\theta} = 0$ , 可得出

$$\frac{\sin(\theta - \varphi) \cos \theta - \eta \cos \varphi}{\cos(\theta - \varphi - \delta) \sin \theta} = \frac{\text{ctg}^2 \theta \cos \varphi + 2 \text{ctg} \theta \sin \varphi - \cos \varphi}{\text{ctg}^2 \theta \cos(\varphi + \delta) + 2 \text{ctg} \theta \sin(\varphi + \delta) - \cos(\varphi + \delta)} \quad (21)$$

和  $\text{ctg} \theta_a = \sec(\varphi + \delta) \sqrt{\frac{\cos \delta \sin(\varphi + \delta)}{\sin \varphi + \eta \cos \varphi}} - \text{tg}(\varphi + \delta)$  (22)

将式(21)和(22)先后代入式(20), 即得  $E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a$ , 其中

$$K_a = \frac{1}{\sin(\varphi + \delta)} \left\{ \left[ \frac{\sqrt{\cos \delta \sin(\varphi + \delta)} + \eta \cos \varphi \cdot \sin(\varphi + \delta) \sqrt{\sin \varphi + \eta \cos \varphi}}{\cos(\varphi + \delta)} \right]^2 - \eta \cos \varphi \right\} \quad (23)$$

\* 注: 这种表示方法还有一个优点, 就是在考虑主动压力沿深度的分布时, 可以避免在土面附近出现负值的问题。

它要比同样情况下  $c=0$  或  $\delta=0$  时的公式(12)或(19)都要复杂得多。

利用同样方法,可以得出上述情况中的被动破裂面倾角和土压力系数如下

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{ctg} \theta_p &= \sec(\varphi + \delta) \sqrt{\frac{\cos \delta \sin(\varphi + \delta) + \eta \cos \varphi}{\sin \varphi + \eta \cos \varphi}} + \operatorname{tg}(\varphi + \delta) \\ K_p &= \frac{1}{\sin(\varphi + \delta)} \left\{ \left[ \frac{\sqrt{\cos \delta \sin(\varphi + \delta) + \eta \cos \varphi} + \sin(\varphi + \delta) \sqrt{\sin \varphi + \eta \cos \varphi}}{\cos(\varphi + \delta)} \right]^2 - \eta \cos \varphi \right\} \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

因此,在粘性土中,当考虑墙面摩阻的影响时,其破裂面倾角和土压力系数不仅随着土的内摩擦角  $\varphi$  和墙面摩擦角  $\delta$ ,而且还随着凝聚力  $c$  的数值而变。

下面将分析一下,在一些特殊情况中忽略凝聚力影响时可能引起的误差。

在正常固结条件下,固结快剪的强度包线一般都通过零点(图9)

$$S = \delta_c \operatorname{tg} \varphi_c$$

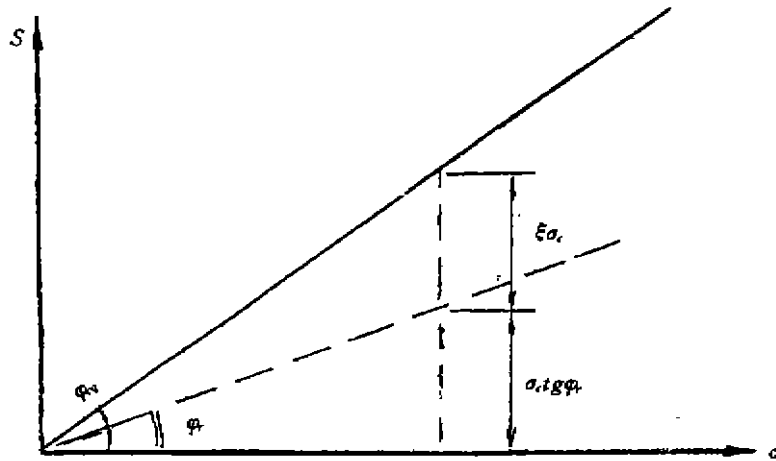


图9  $\sigma_c$

这样,表现凝聚力  $c=0$ 。实际上,随着固结压力的增大,凝聚力在土体中逐渐形成并增长。为简单计,可假定凝聚力是固结压力  $\delta_c$  的线性函数,即  $c = \xi \delta_c$  [6], 其中  $\xi$  是凝聚力系数。因此,

$$S = \delta_c \operatorname{tg} \varphi_c + \xi \delta_c$$

这样,强度指标  $\varphi_c$  与  $\varphi$  和  $\xi$  也是相互匹配的:  $\operatorname{tg} \varphi_c = \operatorname{tg} \varphi + \xi$ 。在  $\varepsilon = \pi/2$  和  $\beta = \delta = 0$  的情况下,利用  $\varphi_c$  计算土压力时

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right)$$

而利用  $\varphi$  和  $\xi$  计算土压力时

$$K_a = \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[ \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2\xi \right]$$

$$K_p = \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \left[ \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + 2\xi \right]$$

因此,利用上述两种相互匹配的不同强度指标,得出的土压力系数值也不相同。引起这种差异的原因与以上在“利用不同强度指标计算土压力”一节中所述的一样:两者是根据不同的

滑动楔体或滑动面而算出的。前者的滑动面倾角为 $(\frac{\pi}{4} \pm \frac{\varphi_{cs}}{2})$ ,而后者则为 $(\frac{\pi}{4} \pm \frac{\varphi}{2})$ 。两种结果的差异为

$$K_a - K_{ac} = 2 \operatorname{tg} \varphi_{cs} [\operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2})]$$

$$K_p - K_{pc} = 2 \operatorname{tg} \varphi_{cs} [\operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) - \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{cs}}{2})]$$

试以两个简单的算例来说明这种差异的大小。(一)当 $\varphi_{cs}=17.5^\circ, \varphi=11.2, \xi=0.117$ 时, $K_a=0.538, K_{ac}=0.482, (K_a - K_{ac})/K_{ac}=11\%, K_p=1.860, K_{pc}=1.766, (K_p - K_{pc})/K_{pc}=5\%$ 。(二)当 $\varphi_{cs}=20^\circ, \varphi=15^\circ, \xi=0.096$ 时, $K_a=0.490, K_{ac}=0.441, (K_a - K_{ac})/K_{ac}=11\%, K_p=2.040, K_{pc}=1.948, (K_p - K_{pc})/K_{pc}=5\%$ 。

因此,在正常固结粘土中,如果不考虑土体强度中实际存在的凝聚分量而将其表现的剪阻角 $\varphi_{cs}$ 作为其内摩阻角,则得出的主动和被动土压力系数均可能偏大,前者偏大约11%,而后者偏大5%左右。

在采用等代内摩阻角时,情况与上述有些相似。也就是说,在选用等代内摩阻角时即使考虑强度等效,得出的主动和被动土压力仍可能分别偏高11%和5%。但是,此时如果完全忽略凝聚力的影响而保守地假定内摩阻角不变,则得出的主动土压力将更加偏高,而被动土压力则将大大偏低。从表2可以看出,当 $\delta=0$ 时,在 $\varphi=10^\circ \sim 20^\circ$ 范围内,考虑 $c=(0.05 \sim 0.20)\gamma h$ 的凝聚力影响,将使被动土压力系数增长35~75%,或者反过来说,忽略凝聚力的影响,可使被动土压力系数偏低约25~45%。显然,在计算土压力时,凝聚力的影响很大,不容忽视。

凝聚力对于被动土压力的影响

表2

$\varphi$		10°				20°			
		0	$\varphi/2$	$2\varphi/3$	$\varphi$	0	$\varphi/2$	$2\varphi/3$	$\varphi$
0	$K_{pc}$	1.420	1.569	1.621	1.730	2.040	2.635	2.888	3.525
	$K_{pc}/K_{pc}(\%)$	142	137	137	134	134	127	126	124
0.057h	$K_{pc}$	2.021	2.150	2.220	2.313	2.739	3.347	3.626	4.358
	$K_{pc}/K_{pc}(\%)$	152	148	147	146	143	137	136	135
0.17h	$K_{pc}$	2.157	2.325	2.389	2.531	2.916	3.620	3.940	4.775
	$K_{pc}/K_{pc}(\%)$	176	175	175	175	163	160	160	161
0.27h	$K_{pc}$	2.503	2.741	2.830	3.036	3.328	4.222	4.625	5.672
	$K_{pc}/K_{pc}(\%)$	176	175	175	175	163	160	160	161

## 基坑开挖对墙前被动土压力的影响

计算基坑开挖时墙前被动土压力的现行方法是,根据开挖后的应力条件采用开挖前测定的强度指标进行计算。例如,当开挖深度为 $D$ 而开挖前测定的正常固结粘土强度指标为 $\varphi$ 时,原地面以下深度 $z$ 处的墙后和墙前土压力分别为

$$p_a = \gamma z \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$



$$p_p = \gamma(z-D) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

也就是说,在墙前和墙后采用了同样的强度指标。而不区分加载和卸载情况,这显然不太合理。

我们曾指出<sup>[6]</sup>,现有的总应力和有效应力强度理论不能考虑应力历史的影响,因而其强度指标不是唯一的。对于经受不同应力历史的同样的土,在同样试验条件下可能得出完全不同的强度指标。例如,在正常固结和超固结条件下,或在加载和卸载条件下,得出强度指标差异很大。为了克服这个缺点,曾提出一种所谓综合性的强度理论<sup>[6]</sup>,包括有七条不同的强度线。其中有关的固结不排水强度线有两条。一条是 $\varphi_u$ 线,表示加载时强度随固结压力的变化, $S = \delta_r \operatorname{tg} \varphi_u$ 。另一条是卸载时的 $\varphi$ 线, $S = \delta_r \operatorname{tg} \varphi + \xi \delta_p$ ,其中, $\delta_r$ 为卸载后的残余上复压力, $\delta_p$ 为先期固结压力,当土体的有效上复压力从 $\delta_p = r'_{Bz}$ 减小到 $\delta_r = r'_B(z-D)$ 时(图10),开挖面以下的强度为

$$S_u = \gamma'_B(z-D) \operatorname{tg} \varphi + \xi r'_{Bz} \quad (29)$$

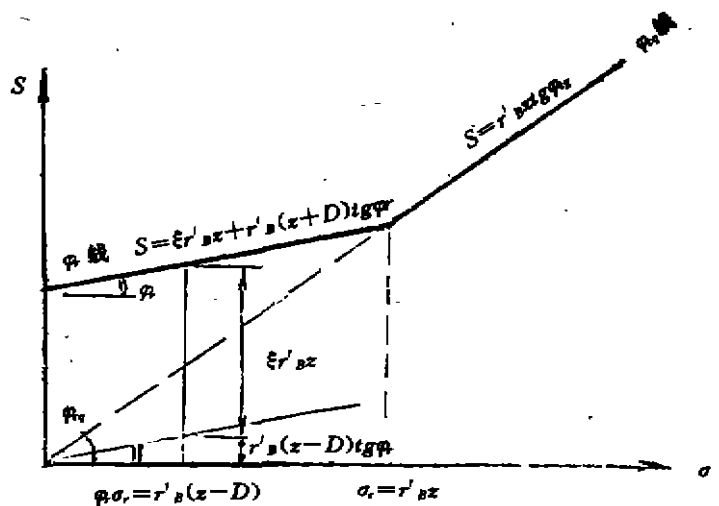


图10

相应的墙前被动土压力为

$$p_p = r'_B(z-D) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + 2\xi r'_{Bz} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (30)$$

而同一高度上的墙后主动土压力则为

$$p_a = r'_B z \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

下面将用一个算例来说明采用卸载的强度指标时可能产生的效益。

在正常固结粘土中开挖基坑,开挖深度10m。利用地下连续墙作为支护结构,墙脚深入基坑底面以下10m。通过常规试验测出该粘土的物理力学性指标: $\varphi = 30^\circ$ ,  $\varphi_u = 14.5^\circ$ ,  $A_r = 10$ ,  $\gamma'_B = 10 \text{ kN/m}^3$ 。假设开挖后墙前墙后的地下水位均保持在土面附近。首先利用上述综合性强度理论中建立的公式算出 $\varphi_u = 17.5^\circ$ ,  $\varphi = 11.2^\circ$ 和 $\xi = 0.117$ 。采用卸载时的强度指标计算,基坑下墙前被动土压力为

$$(E_p) = \int_D p_p dx$$

$$= \frac{1}{2} \gamma'_B (h-D)^2 \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + \xi \gamma'_B (h^2 - D^2) \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 1168 \text{kN/m}$$

而用加载时的强度指标, 墙前被动土压力为

$$(E_p)_L = \frac{1}{2} \gamma'_B (h-D)^2 \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{eq}}{2}\right) = 930 \text{kN/m}$$

两者的比率为  $(E_p)_L / (E_p) = 1.26$ , 即, 利用卸载强度指标, 可使计算得出的墙前被动土压力提高 25% 左右。

此时, 如果再考虑墙面摩阻的影响, 则墙前被动土压力的数值还可提高。例如, 在此算例中, 由于开挖卸载在墙前土体内形成的凝聚力与其现有上复压力之比平均约有 0.35, 即  $c \approx 0.35 \gamma h$ , 而  $\delta = \varphi \approx 10^\circ$ 。从计算可看出<sup>[3]</sup>,  $K_p \delta / K_p \approx 1.25$ 。即考虑墙面摩阻后, 墙前被动土压力又可提高 25% 左右。

将以上两种影响综合起来, 既考虑基坑开挖的卸载影响, 又考虑墙面摩阻影响, 则墙前被动土压力可以提高约 55%。这是一项不容忽视的有利影响, 应该予以充分利用。

#### 参考文献

- [1] 魏汝龙, 总应力法计算土压力的几个问题. 岩土工程学报, 1995, 17(6): 120-155
- [2] 魏汝龙, 基坑开挖与墙前土压力计算. 地基处理, 1996, 7(2): 21-62
- [3] 魏汝龙, 话说土压力的水土合算问题. 地基处理, 1996, 7(4): 58-60
- [4] 魏汝龙, 开挖卸载与被动土压力计算. 岩土工程学报, 1997, 19(6)
- [5] 魏汝龙, 考虑墙面摩阻时的土压力计算. 地基处理, 1997, 8(2)
- [6] 魏汝龙, 正常压密饱和粘土的抗剪强度理论. 岩土工程学报, 1985, 7(1): 1-14
- [7] 上海地区基础施工指南及编制说明. 见秦惠民、叶政育主编, 深基础施工实例. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992, 237-280
- [8] 南京地区地基基础设计规范 (DB32/112-95), 1995
- [9] 上海市地基基础设计规范 (GBJ08-11-89), 1989
- [10] 建筑地基基础设计规范 (GBJ7-89), 1989
- [11] Saada, A. S. et al., Crack, Bifurcation and Shear Bands Propagation in Saturated Clays. Geotechnique, 1994, 44(1)
- [12] Shimizu, M. and Tabuchi, T., Effective stress Behaviour of Clays in Unconfined Compression Tests. J. JSSMFE, 1993, 33(3)
- [13] Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics 1943
- [14] Цытович, Н. А., Механика, Грунтов, 1951

# 某工程设备基础基坑开挖围护

龚晓南 杨晓军 温晓贵

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[提要] 本文简要介绍了某工程设备基础基坑开挖采用土钉墙结合轻型井点降水和树根桩托换的工程实例,该方案成功解决了在高地下水位的砂质粉土地区紧邻浅基础的基坑开挖围护问题,可供类似工程参考。

## 前言

在杭州东部及钱塘江沿岸地区,分布着广泛的砂质粉土或粉砂,且地下水位很高,接近地表。在高地下水位的粉砂或粉土地区进行基坑开挖,具有很大的难度,其关键是止水问题,一旦止水处理不善,会造成粉砂或粉土大量随水流涌入基坑,对基坑周边的环境造成恶劣的影响。本文介绍一个成功的工程实例,该工程紧邻厂房柱基开挖基坑,柱基为天然地基上的独立柱基,基坑开挖深度在柱基基底以下1.7m,该工程围护方案采用土钉墙结合轻型井点降水和树根桩托换,成功地解决了在高水位粉土地区邻近浅基础的开挖问题。

## 工程概况

该工程为杭州市滨江区东冠集团电缆车间设备基础施工开挖围护,已建电缆车间位于东冠村南,建筑面积8000m<sup>2</sup>,为单层工业厂房,高14m,为二跨,一跨为24m,另一跨为18m(该跨尚未建成),基本柱柱距为6m,设两台10t行车,最大载荷中柱为1339kN,基础埋深1.5m,采用柱下天然地基上的独立基础。

场地位于钱塘江南岸冲积平原上,建厂房前为稻田和蔬菜地。本工程工程地质勘察工作由萧山市建筑设计院勘察队完成,据勘察报告,该工程土层分布情况如下表所示:

各土层的工程地质情况

表1

层号	土层名称	厚度(m)	锥尖阻力 $q_c$ (MPa)	侧壁摩阻力 $f_s$ (MPa)	承载力标准 值(kPa)	压缩模量 $E_s$ (MPa)
(1)	耕植土	0.35~0.5				
(1-1)	河道淤泥	0.00~1.3	0.30	0.012		
(2-1)	砂质粉土	0.00~1.9	3.00	0.035	140	9.0

\* 收稿日期:1997年11月

续表 1

层号	土层名称	厚度(m)	锥尖阻力 $q_c$ (MPa)	侧壁摩阻力 $f_s$ (MPa)	承载力标准 值(kPa)	压缩模量 $E_s$ (MPa)
(2-2)	砂质粉土	6.70~8.30	7.5	0.10	200	15.0
(3)	淤泥质粘土	3.90~6.10	0.5	0.008	80	2.4
(4)	砂质粉土	>10	1.0	0.20	105	4.1

由于厂房建设时间紧,未出工艺施工图就开始结构施工。厂房施工完毕后,根据工艺要求紧邻中柱要埋设大型设备基础,要求开挖尺寸 11.62m×8.34m,开挖深度 3.2m,为柱基础底标高下 1.7m,对厂房柱基极为不利,必须对基坑进行可靠的围护。

## 方案选择

本工程设备基础基坑紧邻厂房中柱基础,设备基础比柱基础底面低 1.7m,原方案拟采用钢板桩围护,在不具备企口式拉森板桩的条件下,拟用槽钢代替。考虑到场地地下水位较高,而槽钢的搭接不可能密缝,接缝处肯定会发生漏水。厂房柱基采用的是天然地基上的独立柱基,柱基底下的砂质粉土一旦随水流走涌入基坑,将会使临近基坑的柱基产生过大的沉降和倾斜,对厂房上部结构带来严重的危害。

经反复考虑,决定邻近柱基采用树根桩托换,采用轻型井点降水并辅以土钉墙围护方案。本方案中对相邻柱基用树根桩进行托换,可以将一部分荷载由树根桩传至地基深处,降低基底土的应力,大大降低基底土的侧向压力。同时采用轻型井点降水并辅以土钉墙围护以确保坑壁稳定。

该方案基坑围护平面图如图 1 所示。用于托换的树根桩先施工,等树根桩具有一定强度时才能进行土钉墙施工和基坑开挖。本方案对相邻的每个中柱柱基采用五根  $\Phi 300$  的树根桩托换,树根桩桩长 6.0m,桩端落在(2-2)层砂质粉土中。原设计在 6、7 两轴线中柱需要托换,施工中由于工艺设计修改而使开挖影响到 6、7、8 三根轴线,实际施工中对三个柱基进行了托换。土钉墙坡度采用 1:0.2,靠近中柱基础一侧因空间限制采用垂直边坡,开挖边缘距基础边缘最近处为 310mm。土钉布置为水平方向间距 1.2m,竖向间距 1.5m,在遇到基础处略作调整,使两排土钉均布置在柱基基底以下。土钉倾斜角  $10^\circ$ ,在基底的第一排土钉倾斜角  $5^\circ$ ,土钉长度均为 6m。土钉的筋材采用  $\Phi 20$  变形钢筋,端部采用 4 $\Phi 20$  长度 300mm 的钢筋焊接作为锚固(见图 2)。面板采用 80 厚 C20 混凝土,纵横双向按  $\Phi 6@200$  配筋。该工程基坑开挖的剖面图如图 3 所示。

## 施工情况

电缆车间预计 97 年 9 月底设备安装调试完成,车间提交使用。因而工程时间紧迫。7 月 20 日开始对该设备基础加固、围护施工。首先进行树根桩托换施工,7 月 20 日凿孔,切割露出钢筋,然后钻机钻进成孔,钻至设计标高时开始清孔,再吊放钢筋笼和埋设注浆管,填灌 15~30mm 粒径的碎石料,轻摇钢筋笼促使石子下沉和密实,直至灌满桩孔,在填灌进程中

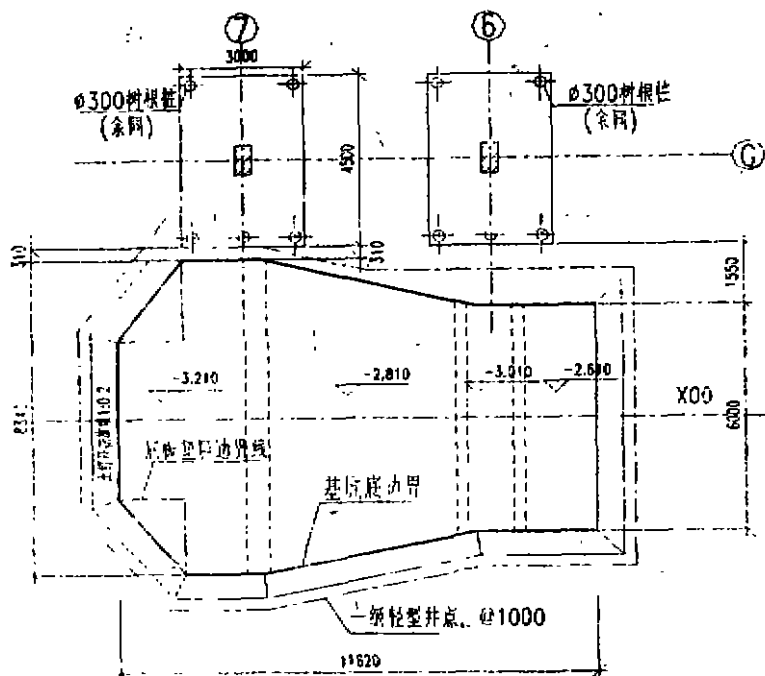


图1 基坑平面示意图

始终利用注浆管注水清孔,最后注入水泥浆。先施工厂房内的9根桩,再进行厂房外的6根桩施工。采用纯水泥浆,水灰比为0.5,并加入适量减水剂和早强剂,由于压浆过程会引起振动,使桩顶部石子有一定数量沉落,故在整个压浆过程中,逐步灌入石子至桩顶,浆液泛出孔口,压浆才告结束。成桩完成后,浇筑承台,此时凿开树根桩桩顶部混凝土,露出钢筋,锚入所浇筑的承台内,原承台的钢筋拉平,切断的钢筋补

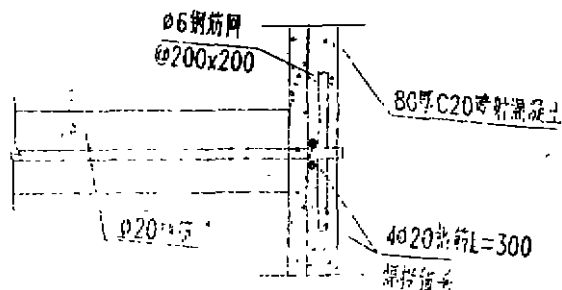


图2 土钉锚头示意图

焊上,再浇灌C30等级的混凝土。由于水量不足,拖延了些工期,至7月27日全部树根桩施工完成,并浇筑好承台。随后埋设轻型井点降水,预抽水一个星期后开始基坑开挖,边开挖边做土钉墙围护,至8月13日开挖完成。在整个施工过程中,未发生流砂、管涌现象,厂房基础未发生侧移和沉降,吊车行车正常,这次基坑开挖取得了成功。

## 结语

采用树根桩托换和轻型井点,并辅以土钉墙围护,解决了在高地下水位和砂质粉土地区紧邻基础的基坑开挖围护问题,并且取得了成功,未发生流砂、管涌现象,厂房基础未发生侧移和沉降,吊车行车正常,可供类似工程参考。

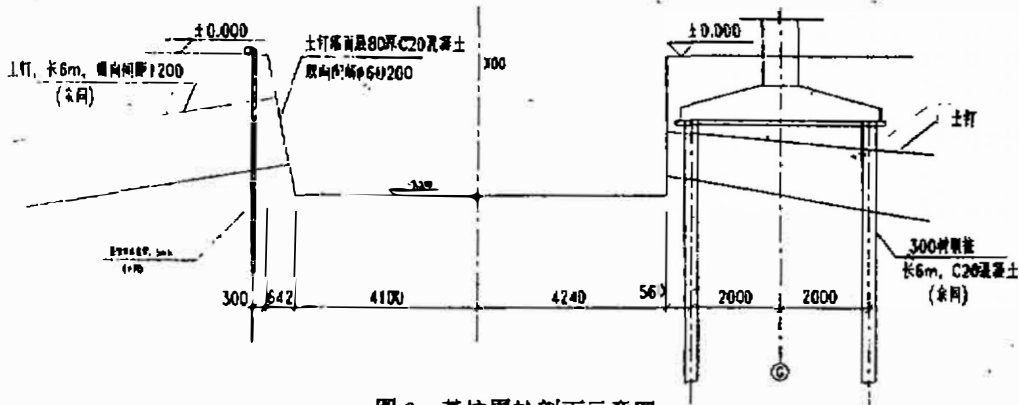


图3 基坑围护剖面示意图

参考文献

- [1] 龚晓南主编. 深基坑工程设计施工手册(初稿)
- [2] 杭州市土木建筑学会编. 深基坑支护工程实例. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996. 12
- [3] 程良奎等编著. 岩土加固实用技术. 北京: 地震出版社, 1994. 5

### 扩底灌注桩液压扩孔技术在山东应用成功

TU4-D

通常提高灌注桩承载力的方法是加粗桩径或增加桩长, 为了降低灌注桩工程成本, 节省材料、提高桩体混凝土单方承载力比值, 以求取得更好的经济技术效益, 国内长期研究了扩底灌注桩扩孔技术。

已经在工程中应用的方法有: 干钻孔内机械钻扩切削土壁扩底; 湿法泥浆护壁钻孔内机械刮削孔壁扩底; 人工挖孔桩孔内人工挖掘扩底; 爆扩桩的爆炸扩底, 以及夯扩桩夯挤混凝土扩底等。这些方法虽然可用, 但孔底虚土、泥浆沉渣厚、或扩径难控制尺寸以及诸多难以克服的技术缺陷存在, 使灌注桩应用受到一定限制。山东省寿光市第二建筑工程公司在施工灌注桩实践中, 自行设计制造了液压扩孔的“楔形桩端扩大器”。这种新研制的液压扩孔器由液压装置、扩孔翼板、伸缩杆三部份组成。扩大器高约 2.0m, 为圆柱形筒体。筒体上段为液压油缸、下段双侧装有活动扩孔翼板。桩孔成孔后将该筒形扩大器置于桩孔底部, 然后开动液压装置驱动油缸使活塞杆逐渐伸出、推动下段两块活动扩孔翼板作“撑伞”状运动, 扩孔翼板以很高的压力撑扩挤压桩端侧壁土壤, 形成坚固的锥台形扩大孔腔。当扩撑到设计尺寸后, 停止输油并收缩活塞杆使扩孔翼板收回到筒筒。一次扩孔完成后, 转动伸缩杆在另一角度挤压土壁扩孔。约经四次转动挤压扩孔在桩端形成圆锥台空腔, 便可浇注混凝土。该扩大器也可以在桩孔任意高度作挤压扩孔, 形成多锥台“葫芦”桩。

目前已有在  $\Phi 400\text{mm}$  桩孔内扩出  $\Phi 800\text{mm}$  锥台, 在  $\Phi 600\text{mm}$  桩孔内扩出  $\Phi 1200\text{mm}$  锥台两种扩大器, 活塞杆扩孔挤压力为 1920kN。正制造在  $\Phi 800\text{mm}$  桩孔内扩出  $\Phi 1600\text{mm}$  锥台的扩大器。通过在寿光市农村综合楼和鲁丽集团办公楼近 400 根钻孔灌注桩工程现场检查, 桩端扩孔后孔壁坚固、空腔成型良好。工程结算表明, 用该扩大器做扩底灌注桩比普通钻孔灌注桩降低造价约 26%。采用该法扩孔具有施工现场整洁文明, 扩孔速度快, 不易塌孔等许多优点。楔形桩端扩大器已获得国家专利。该扩孔技术近期已通过山东省技术鉴定, 正在推广使用。

(曾昭礼)

# 某汽轮发电间“深层水泥搅拌桩” 地基处理工程实例

邵大可

(中国轻工业广州设计院 广州 510180)

## 工程概况

本汽轮发电间为扩建一台12MW汽轮发电机组而设。车间主跨18m,附屋宽3.25m,车间长 $6.5+6.5+4.5+2.0=19.5\text{m}$ 。含3.4m标高钢筋混凝土操作平台,7.0m标高汽轮机钢筋混凝土操作层及附屋楼面,11.5m标高附屋钢筋混凝土平屋面;18.0m标高柱顶支承18.0m跨钢屋架,上铺大型屋面板。于15.0m标高有30/5t双钩电动桥式吊车一台。它及7.0m操作层和原有车间连通。六柱汽轮发电机构架式基础宽4.0m,长9.1m,顶标高7.0m,和框排架结构分离(参见图1、图2)。

## 工程地质水文条件

车间范围三钻孔土层分布如下:

杂填土:含碎砖、瓦、混凝土块和石屑等,0.5~1.7m厚。

淤泥土:4.2m厚,软塑, $f_k=60\text{kPa}$ , $q_c=5\text{kPa}$ 。

含淤泥粉质粘土:10.3~11.0m厚,可塑, $f_k=150\sim 200\text{kPa}$ , $q_c=25\text{kPa}$ 。

深19.0~21.0m以下为残积层或强风化糜棱岩面, $f_k=500\sim 700\text{kPa}$ 。

地下水位深约1.5m;实际施工期逢雨季,车间排出废水和雨水汇集,液面齐平室外地面。

## 设计意图及方案选择

由于厂内基建一直沿用预应力管桩,加以对设计者提出用水泥搅拌桩处理地基土的方案疑虑很多,于九三年四月初来文坚持要采用预应力管桩,并提供 $\Phi 500$ 及 $\Phi 550$ 管桩单桩极限承载力分别为1800kN及2000kN。

预应力管桩用柴油锤施打,鉴于钻探部门建议 $\Phi 500$ 管桩推算的单桩承载力设计值

\* 收稿日期:1997年6月

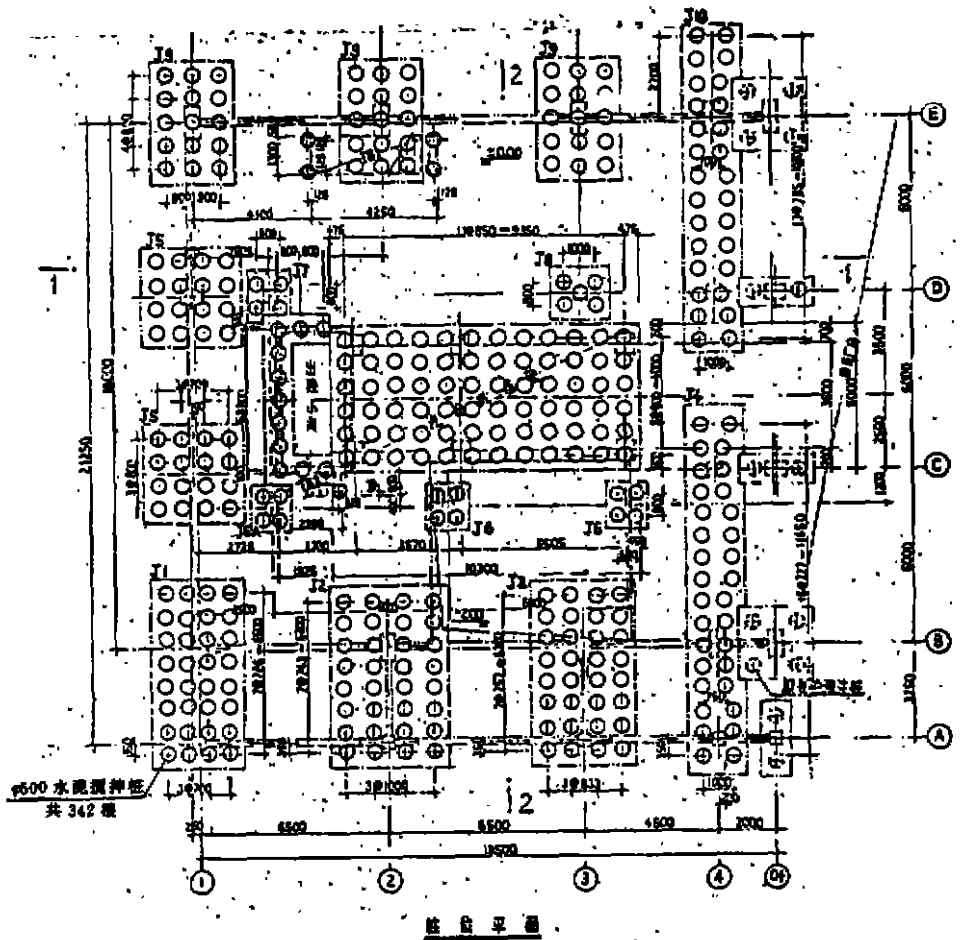


图 1

R=750kN,故而估计汽轮发电间需  $\phi 500 \times 22\text{m}$  长预应力管桩 62 根,按当地每 8.0m 一节价格 3500 元计,每根桩由三节组成,本车间共需桩费用 65 万元。

关键是施工条件难以满足。场地局限,新老厂房之间柱距仅 2.0m,锤击施工对原厂房柱基础灌注桩的安全将产生危害;若用压桩,施工位置不足。鉴于此主要因素并考虑到基底软塑淤泥层不厚,适合于用水泥搅拌桩处理,经济简便。经计算,采用  $\phi 500$  有效长 9.5m 水泥搅拌桩 342 根,在水泥单价较高情况下,其费用约 24 万元,加独立柱基 5.8 万元比管桩加承台 69.9 万元节省约 40 万元(57%)。最终取得厂方同意。



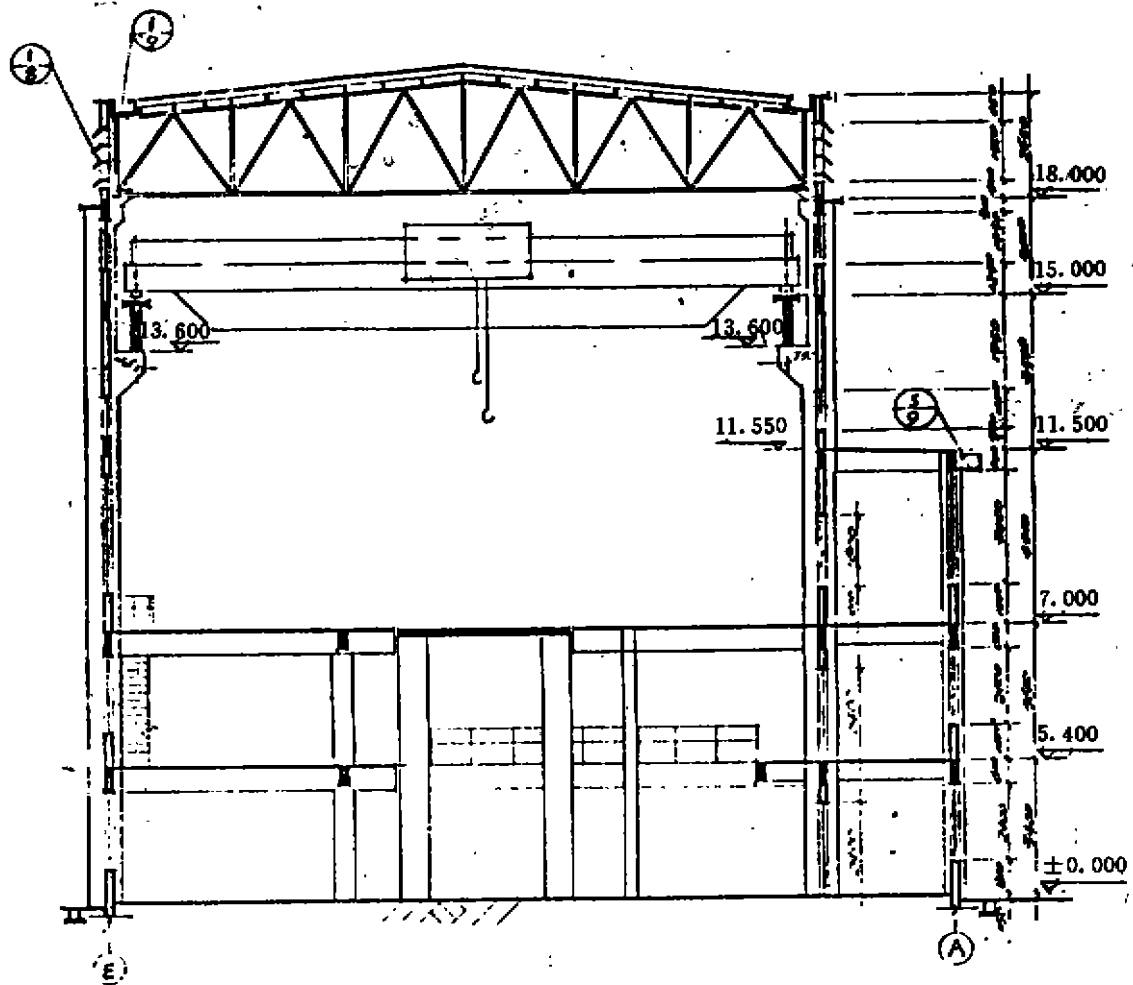


图2

## 工程效果

本工程在基底标高取每组三块的五组水泥土块试压,平均抗压强度各为1.2,2.2,2.3,4.7及2.2MPa,满足早期(30日)无侧限抗压强度1.5MPa设计要求;静载试验大于复合地基早期承载力标准值130kPa。

九四年一月中旬测定汽轮发电机基础周围最大沉降量30~40mm,框排架柱基基本无沉降,其时正值结构主体竣工;三月间,汽轮机设备进行安装,双钩电动桥式吊车已作连通新老车间负荷运行。

汽轮机全部设备重2480kN,加上构架式基础和基础底板顶到地面间填土各自重总计重为7030kN。至三月底汽轮机7.0m标高1246kN的电机、汽轮机主设备最后安装完毕,基础纵向10.3m有2mm的沉降差,即倾斜约0.0002,按土建工程衡量,其值甚微。要求设备基座灌浆工序尽量后延。从四月底进行试运转并投产至今,情况正常。

本水泥搅拌桩工程的设计、施工至付诸投产的过程中初获如下认识:

1. 解决了新老厂房相邻处位置局限、基础施工不能影响厂房使用安全的难题。从中充分显示出水泥搅拌桩就地静力成桩、机动灵活、不污染环境的优点。

2. 通过改善软弱土层物理力学性能,提高承载力;增大土的变形模量,从而显著减小了沉降并能早期完成其大部份。在动荷载的汽轮机基础及大吨位吊车柱基地基土处理上获得了颇为理想的结果。

汽轮发电机为转数 1000 转/分以上的高速机器,当基础重量不小于该机器重的三倍时,垂直和水平振幅一般均在容许值之内。其中地基的阻尼(地基弹性影响)对给予人的感官较为敏感的垂直振动起了较有效的遏制作用。

汽轮机基础设计规范中提到“地基土为中、高压缩性土时,应采取有效的措施,以减少基础的不均沉降”。笔者认为水泥搅拌桩处理法正是有效措施之一。经处理的软弱土层其变形模量比原土提高 100 多倍,使得总沉降量减小为 10~30mm 之内。在汽轮机基础纵横向重心和基底形心设计成无偏移情况下,即使小范围软土层都不等厚时,将搅拌桩作不等长、不等距的灵活处置,不均沉降值更为微小。

#### 参考文献

- [1] 《动力机器基础设计规范 GBJ40-79》
- [2] 《机器基础设计与振动分析》,长岭炼油厂设计室、石化部第一石化建设公司,设计研究所分所,1974年5月

## 直径 2.5 米的潜水工程钻机在邢台市 通过省级技术鉴定

1997年11月29日,在河北省邢台市,省科委组织、邢台市科委主持通过了河北省新河新银有限公司研制的KQ2500型工程钻机的省级技术鉴定。新银有限公司研制的该钻机钻孔直径2.5m,最大钻深100m,采用了先进的平衡密封装置和泵举反循环排渣系统,可用于铁路、公路、水利、市政及建筑的桩基工程。其特点是无振动、无噪声、沉渣少、扩孔率低、成孔速度快、造价低,达到了国内同类钻机的领先水平。目前该产品可批量生产,投放市场。

(河北省建筑科学研究院吴廷杰)

# 悬臂支护桩桩顶位移的近似计算探讨

章胜南

(浙江省电力设计院 杭州 310007)

**[摘要]** 本文采用弹性曲线法中的  $K$  法,按施加等代被动土压力于悬臂支护桩的思路,推导了悬臂支护桩桩顶水平位移的计算公式。公式表明悬臂支护桩桩顶的水平位移随以下参数的增大而减小,土的水平向反力系数、桩的弹性模量及桩径;同时桩顶水平位移随基坑开挖深度的增大而迅速增大。应用本文的计算公式结果同一工程实测结果作了对比,表明两者非常接近。

## 前言

随着经济的发展,土地资源的减少,城市中的高层建筑迅速发展。由于高层建筑一般都须作深基坑开挖,而基坑又往往毗领其它建筑物;为保证深基坑的稳定及保护毗领建筑物的安全,对深基坑开挖有较高的要求。目前对深基坑支护的稳定一般都采用极限平衡法计算,而对支护的位移却无较简单的计算方法。许多工程中对支护的位移都不作计算,往往到实际开挖时才发现产生了不允许的位移,危及毗领建构物,然后采取补救措施,浪费了大量人力物力,并造成不良影响。本文就是针对这种状况提出一简单的悬臂支护桩桩顶位移的近似计算方法,探讨应用于实际工程计算。

## 桩顶位移计算所采用的方法

本文应用弹性曲线法中的  $K$  法所获得的桩的位移及转角方程。 $K$  法有以下假定:

1. 土的抗力与桩的水平位移成线性关系:

$$p = k_h y d \quad (1)$$

式中  $p$  指土的抗力( $\text{kN/m}$ ),  $k_h$  指水平向地基反力系数( $\text{kN/m}^3$ ),  $y$  指桩的水平位移( $\text{m}$ ),  $d$  指桩的直径或边长( $\text{m}$ )。

$k_h$  值在地面为零,向下逐渐增加,至第一弹性零点处达到最大值,再向下即为常量。

2. 因地面处及第一弹性零点处土的抗力都为零,故假设地面至第一弹性零点之间,土抗力的分布为抛物线型,设:

$$p = \frac{4f}{t} z - \frac{4f}{t^2} z^2 \quad (2)$$

式中  $t$  指第一弹性零点到地面的距离( $\text{m}$ ),  $f$  指第一弹性零点以上弹性抗力的最大值

\* 收稿日期:1997年7月

(kN/m)。

桩的位移及转角公式推导所用的图见图1。

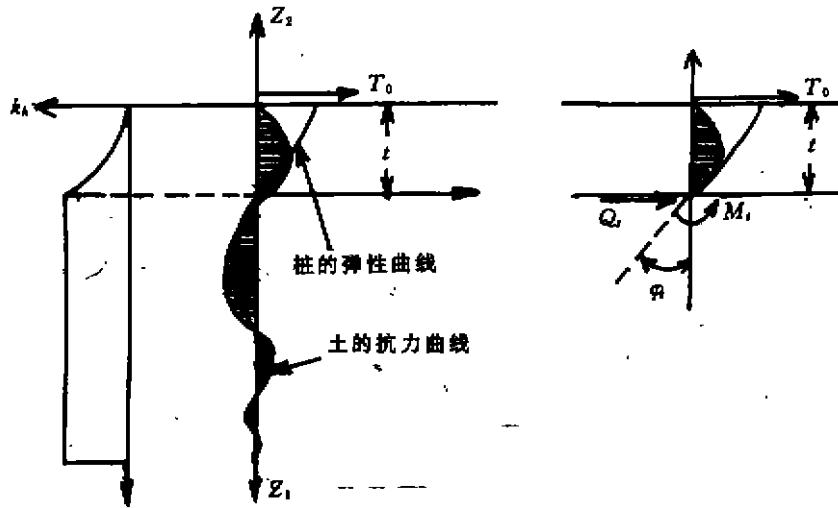


图1 桩的水平位移及转角公式推导用图

桩的弹性微分方程如下：

$$EcIc \frac{d^4 y}{dz^4} = -p \tag{3}$$

式中  $Ec$ 、 $Ic$  分别指桩的弹性模量(kPa)及惯性矩( $m^4$ )。对第一弹性零点以下,将(1)式代入(3)式并记  $a = (k_x d / 4EcIc)^{1/4}$ , 可得到(3)式的解如下：

$$y = e^{\alpha z_1} (c_1 \cos \alpha z_1 + c_2 \sin \alpha z_1) + e^{-\alpha z_1} (c_3 \cos \alpha z_1 + c_4 \sin \alpha z_1) \tag{4}$$

根据以下三个边界条件：

- (1)  $z_1 \rightarrow \infty, y \neq \infty$ ;
- (2) 第一弹性零点处  $z_1 = 0, y = 0$
- (3)  $z_1 = 0, EcIc y''_{z_1} = Mt, EcIc y'''_{z_1} = -Q_1$

可得到  $c_1 = c_2 = 0$  (5)

$$c_3 = 0 \tag{6}$$

$$c_4 = \frac{Mt}{2\alpha^2 EcIc} \tag{7}$$

$$c_4 = \frac{Q_1}{2\alpha^3 EcIc} \tag{8}$$

将(5)(6)(7)式代入(4),有：

$$y_{z_1} = \frac{Mt}{2\alpha^2 EcIc} e^{-\alpha z_1} \sin \alpha z_1 \tag{9}$$

对  $y_{z_1}$  取导数得：

转角  $\Phi_1 = y'_{z_1} = \frac{Mt}{2\alpha EcIc} e^{-\alpha z_1} (\cos \alpha z_1 - \sin \alpha z_1)$  (10)

土抗力  $p_1 = -2M_1 \alpha^2 e^{-\alpha z_1} \sin \alpha z_1$  (11)

对第一弹性零点以上,将(2)代入(3)式可得:

$$y_2 = \frac{1}{EcIc} \left( \frac{fx_2^5}{90t^2} - \frac{fx_2^5}{30t} + \frac{c_1 x_2^3}{6} + \frac{c_2}{2} x_2^2 + c_3 x_2 + c_4 \right) \quad (12)$$

根据边界条件求得积分常数

$$c_1 = Q_0, c_2 = Mt, c_3 = EcIc\Phi t, c_4 = 0 \quad (13)$$

代入(12)式可得:

$$\text{位移 } y_2 = \frac{1}{EcIc} \left( \frac{fx_2^5}{90t^2} - \frac{fx_2^5}{30t} + \frac{aMt}{6} x_2^3 + \frac{Mt}{2} x_2^2 + EcIc\Phi t x_2 \right) \quad (14)$$

$$\text{转角 } \Phi_2 = \frac{1}{EcIc} \left( \frac{fx_2^4}{15t^2} - \frac{fx_2^4}{6t} + \frac{aMt}{2} x_2^2 + Mt x_2 + EcIc\Phi t \right) \quad (15)$$

$$\text{弯矩 } M_2 = \frac{1}{3} \frac{f}{t^2} x_2^3 - \frac{2}{3} \frac{f}{t} x_2^2 + aM_1 x_2 + Mt \quad (16)$$

$$\text{土抗力 } p_2 = \frac{4f}{t^2} x_2^2 - \frac{4f}{t} x_2 \quad (17)$$

根据  $x_1 = x_2 = 0$  时,  $p_1 = p_2$ , 得:

$$f = \frac{\alpha^3 M_1 t}{2} \quad (18)$$

根据第一弹性零点以上一段  $\Sigma F_H = 0$ , 得:

$$T_0 + Q_0 - \frac{2}{3} ft = 0 \quad (19)$$

$$\text{可得: } M_1 = T_0 / \frac{\alpha^3 t^2}{3} - \alpha \quad (20)$$

当桩顶为铰时,将  $x_2 = t, M = 0$  及式(18)代入(16)式,可得:

$$t^3 + 6t/\alpha^2 - 6/\alpha^3 = 0 \quad (21)$$

$$\text{解此式可得 } t = 2.847/\alpha \quad (22)$$

经进一步运算可得:

第一弹性零点处弯矩  $M_1$  及桩顶水平力为  $T_0$  时,桩顶位移  $y_0$ :

$$M_1 = 0.2064 T_0 t \quad (23)$$

$$y_0 = 0.1844 t^3 T_0 / EcIc \quad (24)$$

## 悬臂支护桩桩顶位移公式的推导

对悬臂支护桩,因在基坑开挖过程中其位移较大,可以认为在基坑一侧被卸除的土的土压力为完全的被动土压力。根据这个思路,作者假想桩埋于基坑土未挖除的地基中,在基坑的另一边朝着基坑方向作用于支护桩等于被挖除土的被动土压力,这种状态与基坑开挖过程中悬臂支护桩的状态是近似等价的。分析见图2:

根据以上假定,推导悬臂桩桩顶位移如下,先记公式(22)、(23)、(24)中的几个系数分别为  $k_1$ 、 $k_2$  和  $k_3$ ,即  $k_1 = 2.847$ ,  $k_2 = 0.2064$ ,  $k_3 = 0.1844$ 。

见图3。在  $dT_0$  作用下,设位于  $x_0$  处的桩的位移为  $dy$ ,转角为  $d\Phi$ ;根据公式(24),并将式(22)代入(23)有

$$dy = \frac{k_1^3 k_3 dT_0}{\alpha^3 EcIc} \quad (25)$$

根据公式(15),并将式(22)代入有:

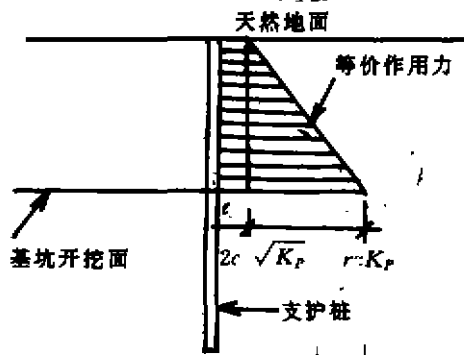


图2 基坑开挖支护桩的等代受力图

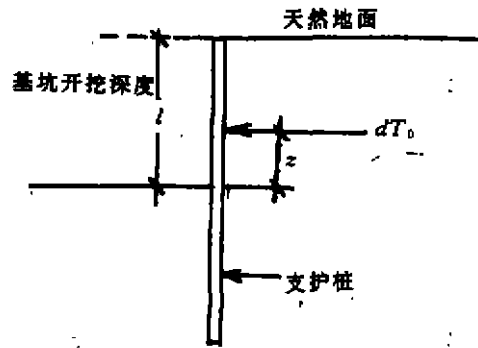


图3 桩顶位移公式推导用图

$$d\Phi = \frac{k_1 k_2 K d T_0}{a^2 E c l c} \tag{26}$$

式中  $K = 0.5 + k_1 + k_2^2/2 - k_1^2/20$

在  $dT_0$  作用下, 悬臂支护桩桩顶位移为:

$$dy_0 = dy + (l - z) d\Phi \tag{27}$$

$dT_0$  如下式:

$$dT_0 = (\gamma z K p + 2c \sqrt{K p}) dz \cdot d \tag{28}$$

式中  $\gamma$  为土的重度 ( $\text{kN/m}^3$ ),  $c$  为土的凝聚力 ( $\text{kPa}$ ),  $K p$  为被动土压力系数,  $K p$  可表达如下:

$$K p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \tag{29}$$

式中  $\varphi$  为土的内摩擦角 ( $^\circ$ ).

将式(25)、(26)、(28)代入(27)并积分, 最后可得:

$$y_0 = \frac{k_1^3 k_2}{a^2 E c l c} \left( \frac{\gamma l^2}{2} K p + 2c l \sqrt{K p} \right) d + \frac{k_1 k_2 K}{a^2 E c l c} \left( \frac{\gamma l^3}{6} K p + c l^2 \sqrt{K p} \right) d \tag{30}$$

### 公式讨论及工程实例对比

将公式(30)改写如下:

$$y = \frac{\sqrt{2} k_1^3 k_2}{k_a^{3/4} \left( \frac{E c l c}{d} \right)^{1/4}} \left( \frac{\gamma l^2}{2} K p + 2c l \sqrt{K p} \right) + \frac{2 k_1 k_2 K}{\left( k_a \frac{E c l c}{d} \right)^{1/2}} \left( \frac{\gamma l^3}{6} K p + c l^2 \sqrt{K p} \right) \tag{30'}$$

从(30')式可看出, 桩顶位移随地基的水平反力系数、桩的弹性模量、桩径的增大而减小。当上述几个参数不变时, 悬臂支护桩桩顶位移与基坑开挖深度有一项成正比关系, 有二项成平方关系, 有一项成3次方关系, 故桩顶位移随基坑开挖深度的增加而迅速增大。对于较深的基坑, 如土质较弱, 如采用悬臂支护桩, 则桩可能产生过大的位移, 对毗邻建构筑物造成不良影响, 甚至危及毗邻建(构)筑物。这时应对悬臂支护桩加设支撑或拉锚等方式, 以减少桩的水平位移。

以下将采用本文推导的公式的计算结果与一工程的实测结果作一比较。

某大厦进行深基开挖,开挖深度 6.0m。根据工程地质勘测资料,土层基本为淤泥质土,物理力学指标如下:

$$\gamma=18\text{kN/m}^3, c=20\text{kPa}, \varphi=16^\circ$$

$$E_c=2.55\times 10^7\text{kPa} \quad I_c=0.05\text{m}^4$$

$$d=1.0\text{m}, l=6.0\text{m}, k_a=3\times 10^4\text{kN/m}^3$$

支护采用悬臂支护混凝土灌注桩,混凝土标号 C20,桩径 1.0m,桩长 17.0m。

将上述数据代入式(30'),可得

$$y_0=22\text{cm}$$

本工程实测结果为 24cm,与计算结果非常接近。

#### 会议信息

### 第三届全国青年岩土力学与工程会议即将在南京召开

由中国力学学会岩土力学专业委员会,中国水利学会岩土力学专业委员会,中国土木工程学会土力学及基础工程学会,中国建筑学会地基基础学术委员会主办,河海大学岩土工程研究所,南京水利科学研究所土工研究所承办,第三届全国青年岩土力学与工程会议将于 1998 年 4 月 10 日至 12 日在南京河海大学召开。

会议将邀请著名的岩土力学与工程专家就岩土力学学科的发展作特邀报告,并就以下六个专题进行交流和研讨:岩土体的基本特性与测试,岩土力学新分析方法,基坑开挖与支护,桩基础,地基处理,岩石力学和岩土动力学。

这是本世纪最后的一次,也是香港回归后第一次全国岩土青年的盛会,目的在于给全国从事岩土力学和岩土工程的青年科技工作者提供一个相聚的机会,讨论岩土力学与工程学科的新进展,交流新成果和新经验,春光明媚的古都南京和组委会的全体委员热切期待各位会议代表的到来。

(河海大学岩土工程研究所刘汉龙供稿)

编辑同志,第三届全国青年岩土力学与工程会议将于 1998 年 4 月 10 日至 12 日在南京河海大学召开,组委会希望借贵刊给予宣传和支持。谢谢。

第三届全国青年岩土力学与工程会议组委会

(河海大学土木工程学院代章)

1998 年 1 月 10 日

注:联系地址:210098,南京市西康路一号,河海大学岩土工程研究所

联系人:刘汉龙

电子信箱:hliu@pub.jlonline.com

# 反射波法测定粉喷桩研究<sup>\*</sup>

刘清海

沈晓燕

(烟台开发区工程质量监督站 264006) (烟台东方房地产开发总公司)

[摘要] 本文分析了粉喷桩地基处理的应用现状,介绍了烟台开发区运用的静载试验和反射波法两种测定技术方法,同时结合工程实例分析了理论预测值和实际观测值的差异性,提出了现场动态检测的参考依据。

## 搅拌粉喷桩地基处理技术的应用

通过特殊的深层搅拌机就地将软土和水泥强制搅拌,利用水泥和软土之间所产生的一系列化学反应,将软土硬结成整体即一定强度的水泥石桩。深层搅拌法不仅在我国各软土地区范围及工业建筑地基加固中应用广泛,近年来在地下车库、地下铁道,深基坑开挖支护也得到了推广应用。用深层搅拌法处理后的地基是一种复合地基,所以基础下面的桩数不受限制即不会产生“群桩效应”现象。较之刚性的地基,其沉降较大,但是粉喷桩与地基土共同组成的复合地基加固机理既非碎石桩复合地基,也不是刚性桩的加固机理,主要与桩的受力、土的性质、桩身均匀性、桩身强度、荷载作用情况有关。

对于作为承受垂直荷载的承重搅拌桩,其加固机理目前多数认为按其强度和刚度是介于刚性桩和柔性桩之间的一种半刚性桩,其承载性能又与刚性桩相近。其实,搅拌桩的加固机理与桩身强度有很大关系,因为深层搅拌法加固软土所形成的桩柱体,自身具有一定的强度和整体性,但它又有一定的压缩性,相对于刚性的混凝土桩而言,搅拌桩是一种低强度桩,在单桩受力及破坏机理方面,产生了很大的差异。搅拌桩复合地基的潜力发挥与否,关键在于桩身刚度与承载力的匹配,而刚性的混凝土桩潜力发挥主要在于承载力与桩身材料及刚度的匹配。

《建筑地基处理技术规范》中规定:其适用于淤泥、淤泥质土、含水量较高地基承载力不大于120kPa的粘性土、粉土等软土地基。国内应用较早较广的是淤泥软土地区,近年来在烟台、威海等胶东城市地基处理也逐渐开始应用,并有新的特点:在胶东地区砂性土应用时水泥土可适当地理解为水泥砂浆,其强度较一般的淤泥或淤泥质水泥土更高,虽然这一方法在胶东地区应用较晚,但此方法是最有发展前途和最有潜力的地基处理方法。

\* 收稿日期:1997年1月



## 粉喷桩质量检测技术方法

桩基工程检测的主要目的之一是确定单桩承载力标准值,而单桩承载力标准值最直接最可靠的检测方法是静载荷试验。静载试验采用慢速维持荷载法,利用梁、反力装置,采用电动油泵、油压千斤顶提供压力。用应变式压力传感器和电阻应变仪及油压表控制分级加荷。桩身的沉降利用对称布置于桩径对称方向上的百分表观测。由于传统的静力载荷试验费用高,耗时长,受场地限制大,对工程桩进行抽检,则受限制更大。但桩基的广泛使用,要求对桩基监督检查的手段与之相适应。对于象刚性混凝土桩等类型的桩基,低应变能够快速、准确地判断桩身缺陷;利用低应变法测试粉喷搅拌桩的桩身质量,尽管无规范性的章程可依,由于低应变法适合于各种桩形、不同桩长、直径的桩基检测,耗时短,费用低,我们在谨慎地运用并与静载试验比较以期得到粉喷桩的定性、定量参考依据——波形及标准波速。对于象粉喷桩这样的水泥土桩基,其均匀性比较混凝土桩要差得多,即其阻抗在竖向上不等,阻抗大得多,对应质量较差的混凝土桩来说,桩身均匀的粉喷桩波速应在 2500m/s 以下。

低应变应力反射波法是在桩顶施加一瞬态激振力,通过安装在桩顶的传感器实测桩身振动信号,根据应力波理论和反射波特性和,分析、确定桩身完整性。该法的特点是:受场地约束限制小,测试设备简单,操作方便,测试速度快,获得的波形规律性较好,判读明了简便。

其一般原理应用:粉喷桩桩长都远大于桩的直径,因此桩可视为一维弹性杆;1. 假定桩为一维均质连续的弹性体;信号沿桩身传播不发生衰减;2. 不考虑桩周土对桩身应力波信号的影响;3. 应力波沿桩身传播满足波动方程,当遇到变异的波阻抗时,产生反射和透射,根据反射波的特性可判断桩身质量。当桩顶作用一脉冲力后,便有应力波沿桩身传播,遇到波阻抗( $\rho AC$ )变化处将产生反射和透射。应力波反射和透射能量大小,取决于两种介质波阻抗大小;两种介质波阻抗相差愈大,反射能量愈大,透射能量愈小,两种介质波阻抗相差愈小,透射能量愈大,反射能量愈小;波阻抗无变化的,能量完全透射,不存在反射。

桩身遇有断裂、搅拌不均等缺陷时,入射波和反射波同相位;遇有水泥较多桩身坚硬处,入射波和反射波反相位;对于完整桩,只有桩尖的单一反射波,它和入射波同相位。

虽然粉喷桩在搅拌均匀的时候,也不象混凝土桩那样均匀连续,但是当使用频率较低的重物敲击粉喷桩顶时,桩身的轻微缺陷可被绕过,但是当桩身出现较大缺陷时,缺陷不会被绕过。桩的波速  $C$ , 缺陷距桩顶位置  $L'$ , 可根据双程时间  $T$ , 缺陷距桩顶双程时间  $t$ , 按公式  $C = 2L/T$  和  $L' = C \cdot t/2$  计算。

检测仪采用武汉岩海 RS-1616J 动测仪(图 1)。仅 1994 年下半年以来,进行了 170 多根工程桩的测试,并对包括静载试验在内的 16 根工程桩进行了低应变桩身质量的测试对比。为工程监督提供了依据,并积累了一定经验。

## 工程检测对比

烟台华升玻璃钢有限公司综合楼;据工地地质勘察报告,建筑场地内地基土主要压缩土层的物理力学性质较差,承载力较低,易于产生不均匀沉降,不能满足建筑设计要求,考虑建筑物荷载要求,场地内土层性质及经济合理性,地基加固采用粉喷桩技术方法,粉喷桩施工

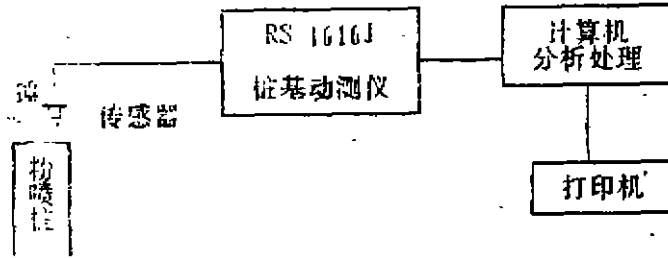


图1 RS-1616J 动力试桩示意图

机械采用PH-5A型深层喷射搅拌机。施工桩1085根,直径为0.5m,桩长8-9m,桩端持力层为(3)层,恢复期23天。场地地层:(1)细砂;层厚1.3-3.30m,侧壁摩阻力 $q_s=10\text{kPa}$ ,承载力标准值 $f_k=120\text{kPa}$ 。(2)细砂;2.8-5.3m, $q_s=10\text{kPa}$ , $f_k=130\text{kPa}$ 。(3)含淤泥粉质粘土;4m, $q_s=10\text{kPa}$ , $f_k=90\text{kPa}$ 。埋深3~4m有一层密实细砂,造成施工困难,钻具磨损极大,这与上海、天津等软土地区在施工时差别很大。对该场地随机抽检4根桩采用静载荷试验法并用应力反射波法对桩身完整性及波速进行对比测定。其Q-S曲线见图2,动测曲线见图3-图14。

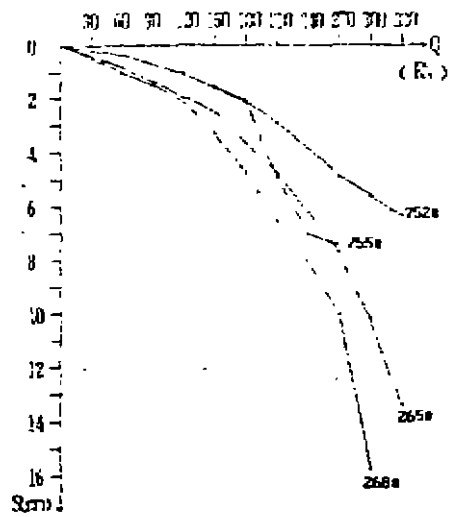


图2

4根桩的最大加荷为330kN,级差为30kN,其中3#试桩最大加荷270kN,沉降7.38mm,按照《建筑地基基础设计规范》(GBJ89-7),在210kN时已是破坏荷载,此桩在240kN时已被压密,桩头破碎时可发现桩身呈层饼状,层饼状一段过厚,即可造成断桩接着被压密,承载力继续提高的现象,该桩容许承载力为150kN,相应沉降为1.57mm 其余各桩均未加至破坏。

从图中可以看出,就每个组合而言,橡皮锤敲击的组合显然要优于其它的组合,个别图中相反。不同的组合,计算的速度也有差异,一般相差几十到一百m/s。

华升综合楼静载与反射波法试验中最大加荷、承载力、对应沉降、波速、完整性表 表1

试桩号 #	最大加荷 kN	承载力标准值 kN	承载力标准值对应沉降(mm)	波速 m/s	桩身完整性	备注
1-265	330	180	3.59	1450	1.5m左右缺陷	未破坏
2-268	300	170	4.00	2160	桩身完整 结构均匀	未破坏
3-755	240	150	1.57	1900	桩身完整 结构均匀	未破坏
4-752	330	240	3.78	1950	桩身完整 结构均匀	未破坏

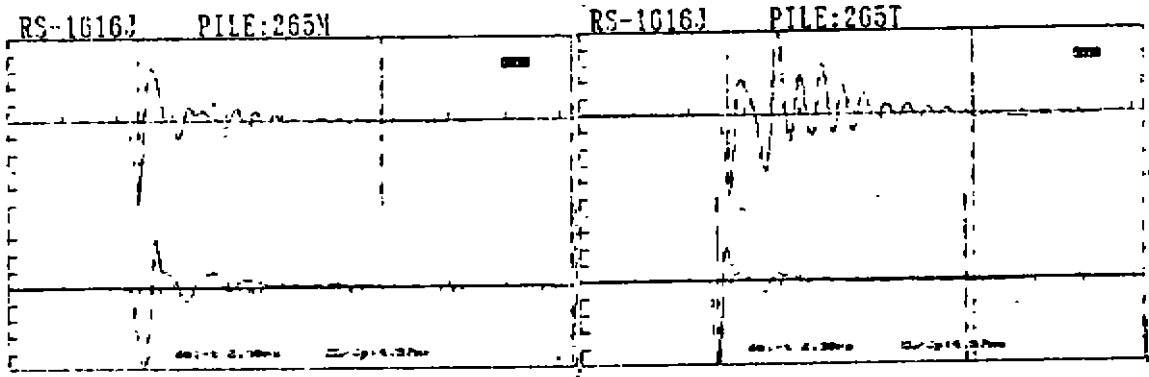


图3

图4

注:T、X、N、M 分别代表铁锤、橡皮锤、尼龙棒、木锤敲击组合,图中上为速度曲线,下为加速度积分曲线

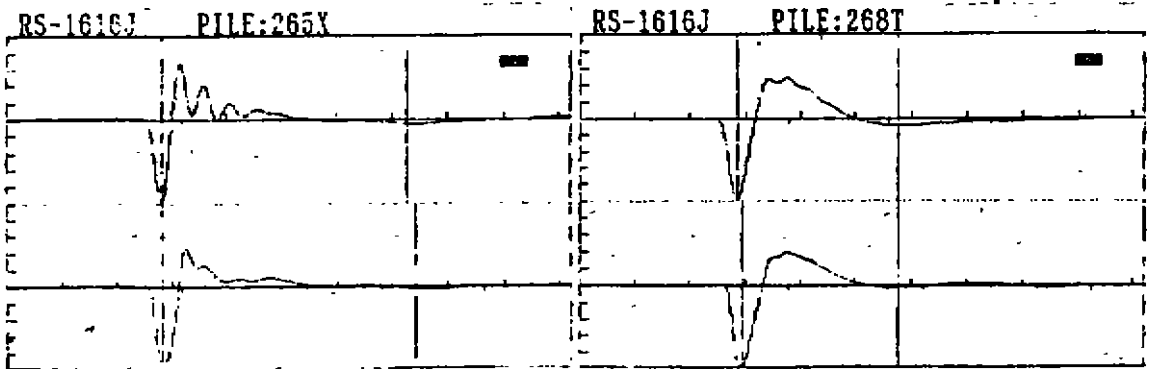


图5

图6

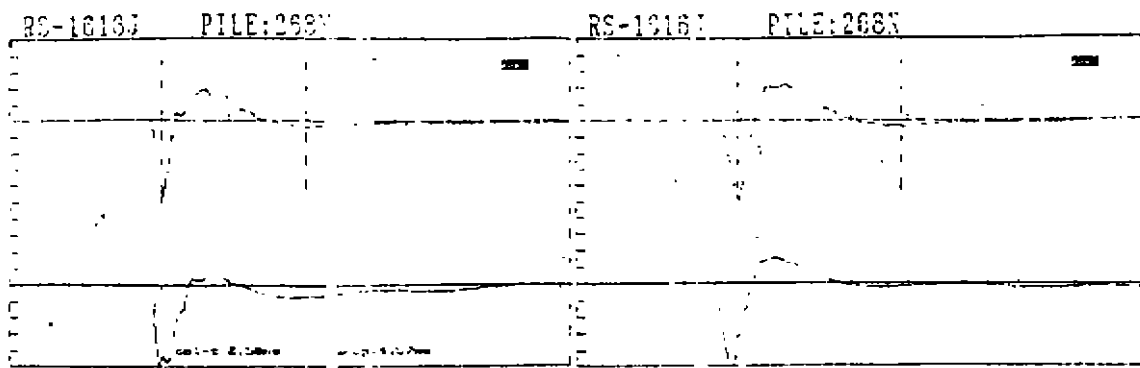


图7

图8

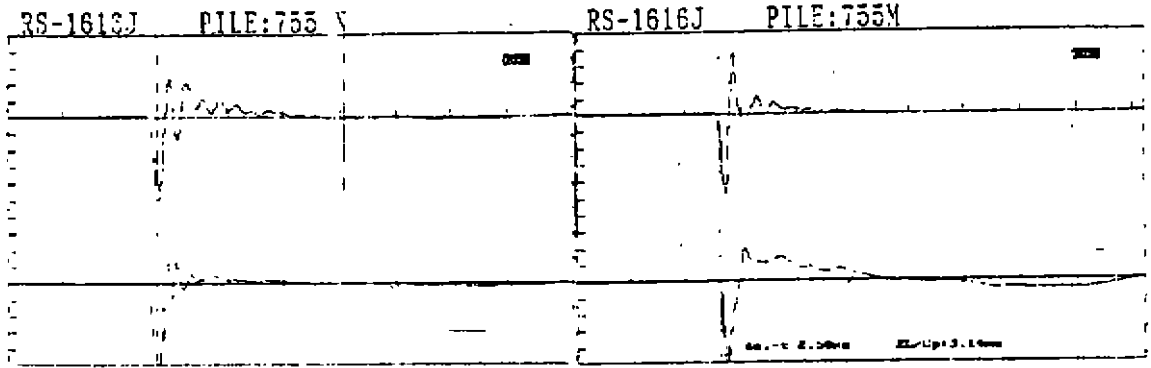


图 9

图 10

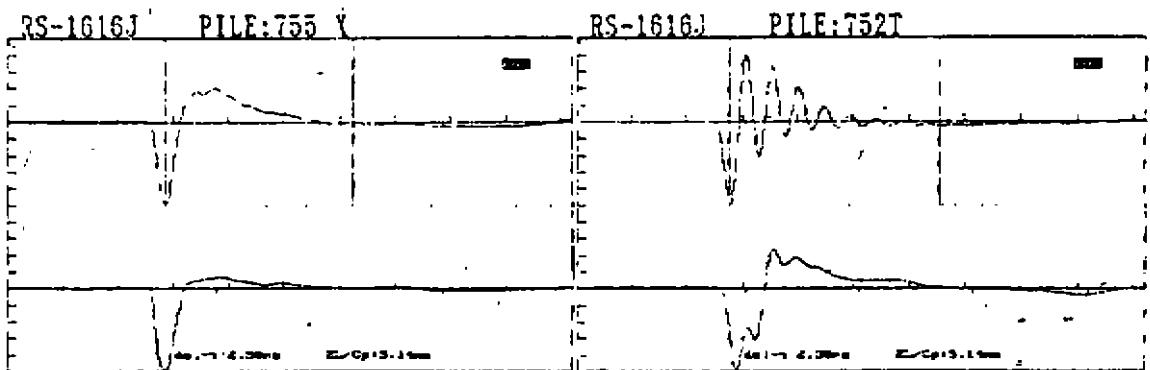


图 11

图 12

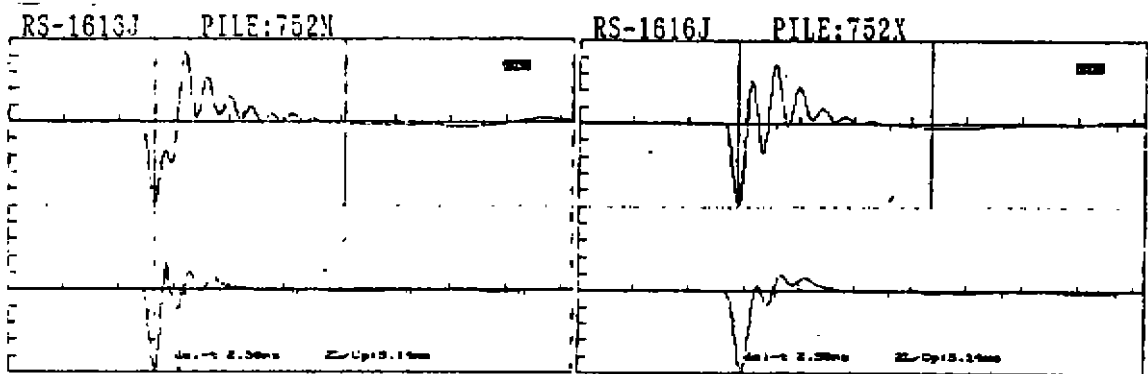


图 13

图 14

其它工程实例静载试验试桩的承载力对应沉降、波速对应表

表2

工地名称	静压桩数 及桩长	单桩承载力 设计值及实测值	波速 m/s	桩身完整性	备注
大宇公司办公楼	2/7.0	90/130	1900	桩身完整 结构均匀	未破坏
大宇公司宿舍楼	2/6.0	90/80	1550	结构不均匀	破坏
大宇公司食堂	2/6.5	100/170	1700	桩身完整 结构均匀	未破坏
首钢东星公司 25#	2/8.5	160/190	2150	桩身完整 结构均匀	未破坏
大宇公司动力房	2/7.0	105/160	1700	桩身完整 结构均匀	未破坏
大宇公司贵宾食堂	2/7.0	90/120	1700	桩身完整 结构均匀	未破坏

## 结语

烟台开发区地基处理应用粉喷搅拌桩表现出了较之软土地区有新的特点,深层搅拌桩技术处理和检测技术获得了全面的应用,这些技术的应用,大大地改变了软弱地基的性质,节约了国家的大量投资。随着烟台开发区地基处理技术的需要,更多的地基处理新技术新方法将被应用。通过几项工程试验证明:

对粉喷桩进行静载试验时,若上部桩身3—4m为砂性土,一般在25天左右即可,若为粘性土则需要更长的一段时间,当某级荷载出现很大沉降时,应继续加压,一般会出现断桩接着被压密的现象。粉喷桩单桩承载力远高于天津、上海等软土地区,对于8—9m长的粉喷桩,其单桩承载力标准值一般可按180kN考虑,砂性土30kN/m粘性土20kN/m淤泥10kN/m进行设计。

根据动测可以进行大面积普查,桩身完整均匀的粉喷桩其波速一般在1500—2000m/s,桩身较好的波速为1900m/s左右,桩身完整的,其波速可能超过2400m/s。

对于同一场地的粉喷桩,其波形很不一样,测试时应进行多种传感器与多种锤子的组合比较,就每根桩而言,橡皮锤—速度计的组合应列入首选。

## 参考资料

- 1 刘清海等 烟台开发区地基处理现状分析 《第四届全国地基处理学术论文集》 1995
- 2 《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—91) 中国计划出版社,1992
- 3 《软土地基深层搅拌法技术规程》(YBJ225—91)
- 4 刘清海 动测技术在烟台开发区的应用 《山东省地基处理学术论文集》 1994

# 振冲法在杭州四堡污水处理厂扩建工程 二沉池地基加固中的应用

马式地

(杭州华东岩土工程公司 杭州 310014)

[摘要] 杭州四堡污水处理厂扩建工程二沉池地基加固通过水泥搅拌桩,30KW、75KW 振冲碎石桩三种不同地基加固试验,最后选择了30KW 振冲碎石桩地基加固方案。施工中主要采用吊机式设备施工,较好地解决了地下水位高、地基土严重液化场地的施工,选择合理的施工技术参数,选用30KW 振冲碎石桩法加固粉土地区是一个科学、经济、合理的成功实例。

## 工程概况

杭州市四堡污水处理厂位于杭州市杭海路338号、钱江二桥西约100m,东靠钱塘江、西邻京杭运河的三堡船闸。其扩建工程主要由初沉池、二沉池、曝气池、消化池、沼气柜等建(构)筑物组成,本次施工的二沉池位于该厂区A138-A208,B355-B650范围内,共有8只直径55m沉淀池(池底标高4.74m)和两只集配井及其渠道。其构筑物面积大,对地基土抗液化能力,不均匀沉降要求高,属省市重点工程。工程布置见二沉池及集配水井平面布置图(图1)。

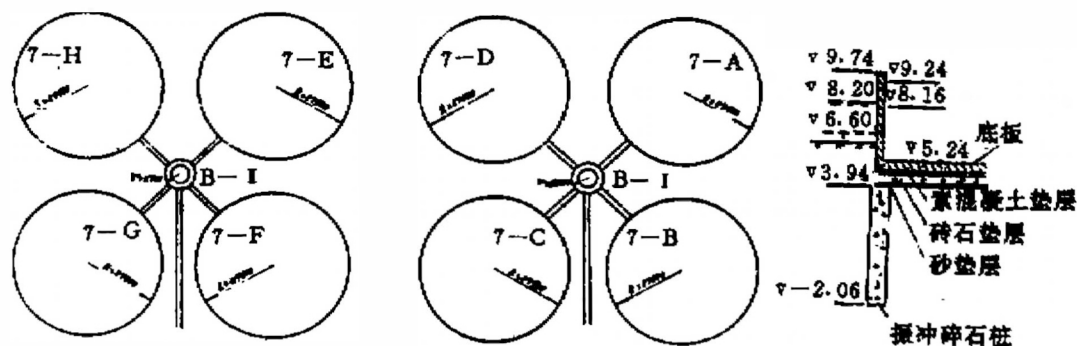


图1 二沉池及集配水井平面布置图

\* 收稿日期:1997年6月

## 工程地质条件

二沉池场地进行工程地质勘察时,主要为鱼塘分布区,局部为陆地,现已经整平,地面标高 5.18—6.02m。根据工程地质勘察报告及现场填(挖)土情况,桩基施工范围内的土层如下:

### ①层填土层:

本层上部原为鱼塘,现已新近堆填而成的灰—灰黄色的砂质粉土、粘质粉土,下部砂质粉土夹灰黄色淤泥质土及粉细砂透镜体,土层很不均匀,局部存在未清理干净鱼塘底淤泥层,此层层底标高—0.4~3.37m,厚 2.2—6.2m。 $w=29.2\%$ , $e=0.791$ , $S_r=95.8\%$ , $E_{s1-2}=9.26\text{MPa}$ , $f_A=70-80\text{kPa}$ 。二沉池池底即落在此层上部。

### ②层砂质粉土:

灰色、饱和,松散—稍密,砂质粉土夹粘质粉土和砂透镜体,此层层底标高—1.57~—9.0m, $p_c=7\%$ , $N_{63.5}=3-4$ 击,局部 $N_{63.5}=5-12$ 击, $w=31.9\%$ , $e=0.861$ , $S_r=97.8\%$ , $E_{s1-2}=10.56\text{MPa}$ , $f_A=140\text{kPa}$ ,施工桩底标高即在该层中。

### ③层粉砂:

灰绿色,饱和,稍密—中密,层顶埋深有较大起伏,层顶界面局部夹薄层或透镜状灰色粘土。 $w=24.0\%$ , $e=0.657$ , $S_r=97.8\%$ , $E_{s1-2}=11.26\text{MPa}$ , $f_A=170\text{kPa}$ ,此层在本地区广泛分布。

场地地下水平均水位高程 5.62m,最高水位 6.60m,最低水位 5.06m。根据标贯试验和静力触探成果进行液化判别,按地震烈度 7°设防时,场地①、②、③土在动力作用下均可能产生液化。

## 地基加固设计

根据拟建场区的地质情况,地基土的不均匀性,地基土的承载力和抗液化能力难以满足

地基加固试验成果一览表

表 1

试验方案	施工参数				载荷试验承载力(kPa)			备注
	桩间距 (m)	施工桩数 (根)	有效桩长 (m)	桩径 (m)	单桩	桩间土	复合地基 (换算)	
水泥搅拌桩	1.2	7	6	0.5	45kN			1. 水泥搅拌桩设计要求单桩承载力 80—100kN 2. 30KW 载荷试验承载力取值以沉降比 1% 作为控制标准 3. 桩布置均为等边三角形 4. 复合地基承载力是按公式计算而得到的
30KW 振冲 碎石桩	1.5	25	6	1.08 (按填料 计算)	375	195	221	
	2							
75KW 振冲 碎石桩	2.5	7	6	1.3	573	300	348	
	3.0					240	280.6	

上部建(构)筑物的工程要求,为了取得提高地基土承载力和抗液化能力,消除地基土的不均匀性,减少变形的科学、经济和合理的基础处理方案,分别进行75KW、30KW 振冲碎石桩和水泥搅拌桩的地基加固试验。

(一)水泥搅拌桩、30KW、75KW 振冲碎石桩地基加固试验,见表1。

(二)地基加固试验检测

1. 标准贯入试验:

为了检验振冲碎石桩加固效果和地基液化判别,我们对原土和振冲加固后的桩间土进行了标准贯入试验(图2),并采用以下公式进行液化判别

$$N_{cr} = N_s [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{3/p_s}$$

$$N_{63.5} < N_{cr}$$

标准贯入试验及液化判别一览表 表2

孔深 m	原土值 N <sub>63.5</sub>	液化判别	振冲加固后土 N <sub>63.5</sub>		液化判别
			30KW	75KW	
0.8	3	液化			
1.6	4	液化	17		不液化
2.4	4	液化	16	9	不液化
3.6	5	液化	18	12	不液化
4.6	13	液化	16	16	不液化
5.8	8	液化	18	15	不液化
6.6			16	18	不液化
7.8	10	液化	9	15	不液化

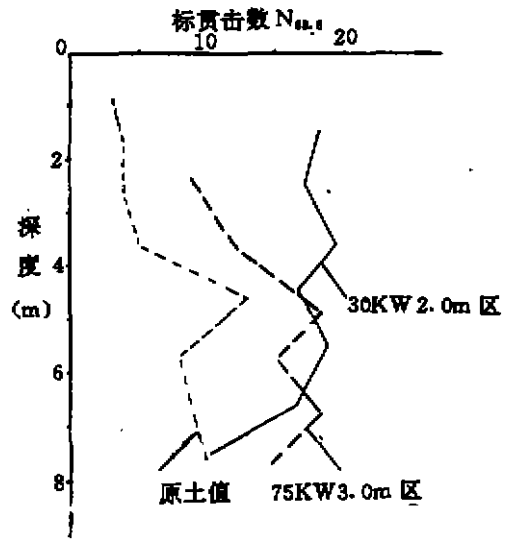


图2 标贯试验结果

2. 静力触探试验

地基土振冲加固前后静力触探测试曲线如图3:

根据静力触探试验液化判别式进行判别,  $P_{cr} = q_{co} d_w, d_u, d_p$  同样经振冲加固后地基土不再液化。

3. 静载荷试验

见地基加固试验成果一览表(表1)

(三)优化地选择地基加固方案

在杭州钱塘江两岸,分布广泛的粉砂土地层上采用振冲碎石桩法加固地基尚不多见,在获得上述资料后,经综合考虑,选用30KW 振冲碎石桩法来加固二沉池地基,采用等边三角形布置,桩间距为2m,每一池基901根,8个二沉池共7208根,有效桩顶标高3.94m,桩底标高-2.06m,二只集配水井122根,有效桩顶标高4.3m,桩底标高-1.70,渠道310根,有效桩顶标高4.7-4.9,桩底-1.1~-1.30m,有效桩长6.0m。



## 30KW 振冲碎石桩的施工参数 及施工组织设计

二沉池桩基工程于96年9月16日正式开工,11月17日基本完成二沉池桩基施工任务,因多功能厅影响尚留下96根,集配水井及渠道共432根,整个工程于97年3月24日全部完成7640根桩的施工任务。

### (一) 施工主要参数

施工参数主要来源于30KW振冲碎石桩地基加固试验报告,在正式开工前,由于原试验位置离二沉池有一定距离,因此,在正式开工前,我们进行了场地工艺性试验,通过业主、监理、设计共同协商,对个别参数作了适当调整,设计、监理正式下达了施工参数(表3)。

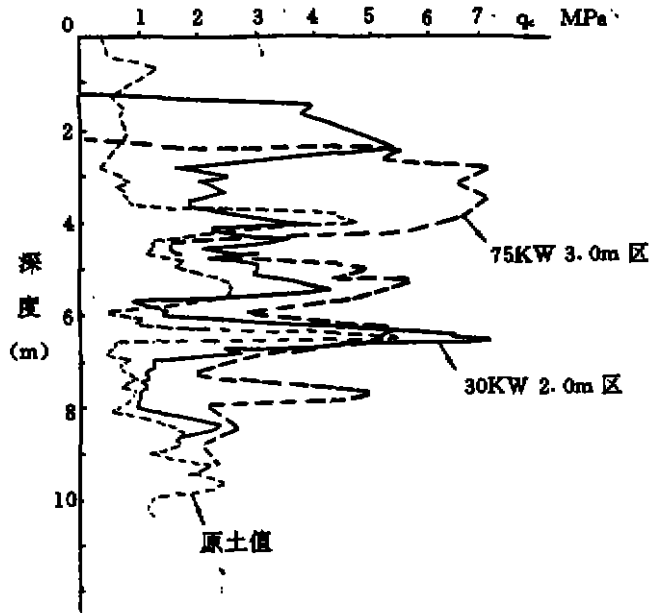


图3 静力触探试验结果

桩机:30KW 振冲碎石桩

施工参数

加密桩长:6.76m 表3

水压(MPa)		电流		填料(m <sup>3</sup> )		单桩用量(m <sup>3</sup> )	留振时间(s)	桩径(mm)
造孔	加密	造孔	加密	每次填料	方式	0.65m <sup>3</sup> /m		
0.3	0.05	20	上部40~		连续	7ABCDGF		
~	~	~	50,下部			≥51车	≥10	Φ800
0.4	0.15	50	30	0.5	间隔	7EH≥47车		

### (二) 施工工艺

设备就位→(供水)→试验设备→(记录)→振冲钻进→提升→重复振冲钻进→上提→填料→振密→(以密实电流留振时间加密段长度控制)→成桩(段)→(重复填料)→成桩(振)→验收→(达到要求)→下一桩位。

### (三) 施工组织

主要设备有 ZCQ-30 型, BJ-30 型振冲器, ZCQ-30 桩架式, 爬杠式桩机、吊机、排污泵、电控箱、经纬仪、水准仪等。

由于场地地下水位高, 地基土严重液化, 特别是表层新近堆填欠固结土存在, 振冲施工时, 地基土液化半径一般为 2—3m, 最大达 7—8m, 地面下降一般 0.4—0.5m, 最大可达 0.6m, 桩机在此场地施工极为困难。我们主要用吊机式振冲施工, 从已打过桩场地往前推进, 采用排打和围幕法相结合施工顺序。开排污沟, 用高压水冲、大小污泵抽排等办法较合理地解决了施工置换出来的泥浆处理问题。提高了施工工效, 确保了工期。

### (四) 质量控制

#### (1) 桩位控制

桩位以池基大样为基准测放, 造孔时再重新复核, 必要时造孔后抽(复)测, 使桩位放样误差控制在 2cm 范围内。

#### (2) 桩体质量控制

桩体质量控制采用加密电流、填料量和留振时间相结合的控制方法, 为了保证桩体质量, 严格执行施工参数, 确保工程质量。

1. 加密电流: 加密电流是振冲加固地基土的一项重要控制参数, 加密电流的变化可直接影响到桩体的密实程度和桩径的大小。施工中我们严格按设计密实电流施工。采用加密电流控制, 使软弱土层多填料, 强度高的土层相应要少填料, 使复合地基在水平方向和垂直方向的强度都变得比较均匀, 消除了地基土的不均匀性。

2. 填料量: 电流控制比单纯填料量控制要合理, 但填料量的多少也是地基加固的又一重要直观指标。施工中对填料量做到了认真、详实、准确地记录, 直接了解和掌握桩体质量。

3. 留振时间: 加密电流达到设计电流值后需要留振一段时间, 以保证碎石桩体的密实, 除桩顶以上段外, 留振时间均大于 10 秒。

## 施工自检和质量评述

为了检验振冲碎石桩的地基加固效果和确保工程质量达到优良, 我们在施工过程中严格遵守施工参数, 并及时进行施工自检, 施工自检包括轻便触探、标准贯入试验、桩体重 I 型触探和桩体密实容重试验。

#### 1. 轻便触探( $N_{10}$ )

为便于对比, 振冲加固前, 在原土层中共进行轻便触探孔 222 次/23 孔; 振冲加固后, 在桩间土进行 384 次/33 孔, 前后测试结果对照汇总如下曲线(图 4):

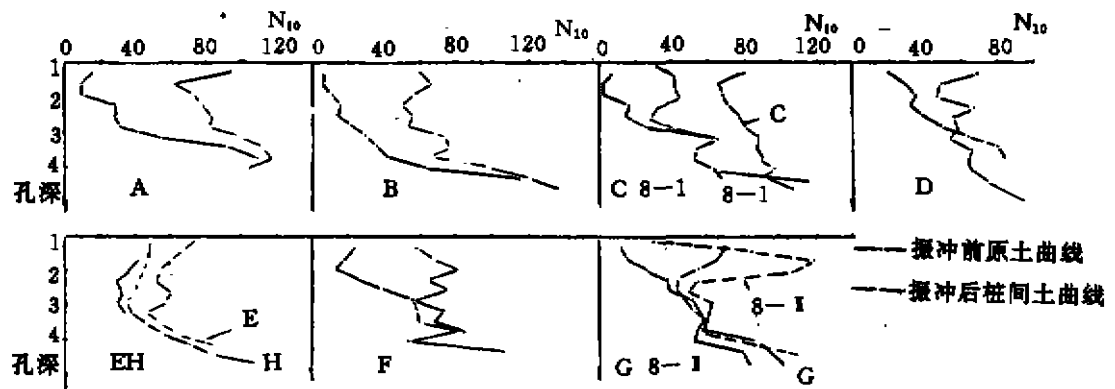


图4 轻便触探试验

从曲线可以看出,振冲加固前上部填土层极不均匀, $N_{10}$ 最小值为2击,最大值为62击,经振冲加固后, $N_{10}$ 一般为50—80击。桩周土不仅得到加固密实,提高了地基土承载力,地基土也渐趋均匀。

#### 2. 标准贯入试验( $N_{63.5}$ )

场地经振冲施工后,表层碎石土存在无法直接进行标准贯入试验工作,但为了判别地基土加固后抗液化能力和分析地基土强度变化,我们采用SGZ-1钻机开孔先穿透碎石层,至预定位置后再检测的办法成功的取得了宝贵测试数据。

加固后地基标贯击数及抗液化分析

表4

孔号	土层名称	标贯孔深 $d_s(m)$	水位深度 $d_w(m)$	粘粒百分比 $p_c\%$	$N_{63.5}$	$N_0$	$N_{cr}$	液化
ZK-2	砂质粉土	4.0	0.38	4.0	13	6	6.6	否
ZK-3	砂质粉土	5.2	0.38	1.5	10	6	8.3	否
ZK-4	砂质粉土	7.2	0.38	8.0	9	6	5.8	否
ZK2-1	冲填土	2.0	0.38	14.0	4	6	2.9	否
ZK2-2	冲填土	3.8	0.38	2.5	9	6	7.5	否
ZK2-3	砂质粉土	6.4	0.38	4.5	22	6	7.4	否
ZK3-2	砂质粉土	4.0	0.3	6.0	9	6	5.4	否
ZK3-3	砂质粉土	6.0	0.3	1.0	12	6	8.8	否
ZK3-4	砂质粉土	7.6	0.3	3.0	20	6	9.8	否
ZK4-2	砂质粉土	4.3	0.3	0.5	13	6	7.8	否
ZK4-3	砂质粉土	6.8	0.3	0.5	12	6	9.3	否
ZK5-1	冲填土	2.2	0.3	0.5	8	6	6.5	否
ZK5-3	砂质粉土	6.6	0.3	0.5	16	6	9.2	否
ZK5-4	砂质粉土	8.8	0.3	5.0	14	6	8.1	否
ZK6-3	砂质粉土	6.9	0.4	3.0	15	6	9.3	否

### 3. 桩体的重Ⅰ型动力触探

用重Ⅰ型动力触探跟踪检测,共轴查桩体1483点次/35根。检测结果表明,各池基碎石桩体的平均击数为7.8击,大于7击桩体已达到密实,且大部分桩体可达很密实。只B、C池基个别桩体的平均击数小于7击,属不够密实,但已达到上部建(构)筑物对复合地基的承载力和变形要求。桩体的重Ⅰ型动力触探击数分布情况如图5。

### 4. 桩体的重度试验

取了二组桩体的重度试验,测得桩体的湿重度平均为 $21.05\text{kN/m}^3$ ,干重度为 $18.75\text{kN/m}^3$ 。

### 5. 复合地基

由建设单位委托,国家海洋局杭州海洋工程勘测设计研究中心1997年3月提交了《杭州四堡污水处理厂二期扩建工程振冲碎石桩单桩复合地基载荷试验报告》:试验面积选用 $1750\times 2000\text{mm}^2$ 的钢板承受荷载,采用最大荷载1120kN进行试压,取 $s/b=0.015$ ,即 $s=28\text{mm}$ 时 $Q-S$ 曲线所对应的荷载为单桩复合地基承载力基本值。

载荷试验成果一览表

表5

试桩编号	基桩编号	桩长(m)	打桩日期	验桩日期	$Q_{max}$ (kN)	$S_{max}$ (mm)	$f_z$ (kN) $s=28\text{mm}$ 时	$E_s$ (MPa)	$E_o$ (MPa)
试1	7A-356	6.39	96.10.18	97.3.9-10	1120	75.70	500	25.43	21.19
试2	7C-615	6.39	96.9.29	97.3.12-13	1120	72.90	550	31.93	26.60
试3	7G-758	6.39	96.10.4	97.3.17-18	1120	87.56	500	29.27	24.39
试4	7E-150	6.39	96.11.7	97.3.23-24	1120	82.48	480	29.22	24.35

由表可见:

从最大试验荷载对应的沉降量72.90—87.56mm来看,振冲施工后地基土较均匀,从变形模量21.19—26.60MPa来看,单桩复合地基的可压缩性很小,按复合地基载荷试验规定,可取复合地基承载力标准值为145kPa,完全满足上部建(构)筑物对地基承载力的要求,达到了预期的效果。

经施工自检、碎石开挖抽检、监理验收。其振冲碎石桩工程质量评定中的保证项目符合设计与规范要求,允许偏差项目合格率为94%。二沉池振冲碎石桩工程质量达到优良标准。

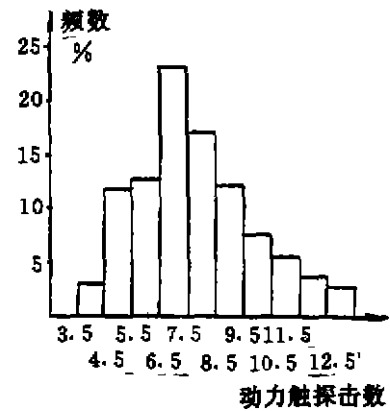


图5 桩体重Ⅰ型动力触探击数分布

## 经济分析和评价

### (一)各作业机组工效分析

工效分析

表6

机组 工效	301	302	303	304	308	305-307
工作日历	9.8-11.11	9.11-11.14	9.10-11.16	9.20-11.12	9.17-11.12	9.6-10.31
作业天数	62	59	50	44	27	52
生产定员	31	29	18	30	30	50
设备配置	8T吊机 ZCQ-30	12T吊机 ZCQ-30	16T吊机 BJ-30	8T吊机 ZCQ-30	8T吊机 ZCQ-30	桩架式、爬 杠式桩式 ZCQ-30
作业台班	124	118	100	88	54	104
成桩桩数	1520	1472	1375	1207	901	637
平均台班成桩	12.26	12.47	13.75	13.72	16.7	6.17
备注	除303机组外均为人工上料,施工最高记录人工上料52根/16小时,装载机上料76根/16小时,工作二班制(7:0-17:0,17:0-1:0)					

### (二)二沉池地基加固三种不同方法经济性比较

三种地基加固方法经济比较

表7

地基加固方案	桩位布置均 等边三角形	桩数	工程量 m <sup>3</sup>	单方 造价	造价估算 万元	评价
水泥搅拌桩	1.2	18976	37260	124.6	464	不抗液化 经济差
30KW 振冲	2.0	7208	24460	159.08	389	技术良好 经济最优
75KW 振冲	3.0	3680	23641	189.86	449	技术良好 经济一般

## 结语

1. 该项目施工工艺合理、设备选型恰当;施工技术参数使用准确,沉浆处理得当。采用振冲置换法加固填土及粉土地基,消除了地基土不均匀性,提高了地基土的承载能力和抗液化能力,加固效果好,技术上可行;本桩基工程经施工自检、载荷试验、监理抽检,最后通过质监站综合评定;二沉池振冲碎石桩分项工程质量优良。

2. 工效高、工程造价低。振冲法分振冲置换和振冲密实两类,振冲密实不需填料,则工程成本更低。

3. 振冲法地基加固不仅适合杭州钱塘江两岸广泛分布的粉砂土(卵石层)地基,也适合其他地基土(如粘性土层,淤泥质土层等)的加固处理,其市场前景广泛。

## 介绍一种新型的土工材料 ——玻璃纤维土工格栅\*

莫锦耀 俞仲泉

(河海大学 南京 210098)

反射裂缝是沥青路面普遍存在的一种病害现象。防止路面的反射裂缝,根据国内外道路工程的实践,在沥青面层和下卧层(如半刚性基层)之间铺设一层土工织物(或聚合物土工格栅),用以消除或减缓面层反射裂缝的产生,从而延长道路的使用寿命。但是,由于沥青路面浇注时的温度高达160℃左右,致使土工织物(或聚合物土工格栅)折皱、变形、软化,使其性能大大降低,不但难以消除或减缓面层反射裂缝的产生,而且使得沥青路面更加凹凸不平。因此,目前一些先进工业国家在建设沥青高速公路和修补沥青路面时,已开始采用玻璃纤维材料。

近由国家建材局南京玻璃纤维研究院研制成功的增强沥青路面用玻璃纤维土工格栅,是一种新型的土工材料,系国内首创。它的主要成份为硅酸盐,具有很高的耐热性和优异的耐寒性(一般工作温度为-100~280℃),经过拉制成玻璃纤维,然后采用一定的工艺织造,再经过特殊的后处理工艺形成产品。该产品除具有原来硅酸盐的优点外,还有强度大、模量高、抗撕裂强度高、膨胀系数低,更因为经过特殊的工艺处理,改进了玻璃纤维的表面性能,改善了玻璃纤维与沥青的粘结情况,对沥青路面起到了显著的增强作用。

玻璃纤维土工格栅用于增强沥青路面时,可以防止路面因低温收缩而产生的裂缝,改变路面的结构应力分布、阻止反射裂缝的扩展和减轻车辙的压痕等起到有效的作用。该产品已经在沪宁高速公路的南京、镇江、常州和无锡等路段,南京新机场高速公路,北京门头沟地区旧路改造等工程中被用作公路建设和路面修补工作,效果良好,得到了有关专家和用户的肯定,并于1996年12月在北京通过了部级鉴定。

由于玻璃纤维土工格栅的优异性能以及合理的价格,可以扩大其在岩土工程领域的应用。例如:可用于铁路、公路方面基床部分,使其受力均匀,起到扩散和防止路基基床病害的产生;用于路堤边坡时可使坡度变陡,坡面得以加固,以防止边坡坍塌,提高其稳定性;可用作加筋土挡墙中的拉筋,使其坡面直立,以节省用地和降低工程造价;用于道路工程、堤坝、机场跑道等的软土地基处理,以提高软土强度,改变地基的位移场和剪应变较大的区域相应缩小,有利于提高地基的稳定性,且可改善不均匀沉降;也可用于滑坡整治的支挡防护等工程。

\* 收稿日期:1997年11月

# 岩土组合地基基础方案的选择\*

贾珍山 王忠民

(承德市建筑设计研究院 承德 067000)

[摘要] 本文介绍了承德地区常见的岩土组合地基的类型、特点,打破了该地基单一的嵌岩灌注桩的模式,提出了适合各类岩土组合地基基础类型,并通过工程实例做了说明。

## 前言

承德地处山区,常遇到岩土组合地基。由于在压缩层内常有起伏变化很大的基岩,在不大的范围内,分布不同类型的土层,地基的压缩性和土的物理力学性质差异悬殊。如在一个桩孔中,基岩埋深相差达数米,类似上述例子在山区建筑中经常可见。

褥垫处理岩土组合地基已有不少成功的建筑经验,该法可节省投资。但盲目地采用,事与愿违,文献(1)中,因褥垫厚度、材料选择不当造成多个住宅楼墙体开裂。

近年来,出现了“打桩热”。在岩土组合地基上不加分析地采用机械冲孔嵌岩灌注桩,忽视了以往成功的经验及天然地基实际承载能力和变形特征,放弃了其它经济合理的方案,把桩基做为唯一处理岩土组合地基的方法。其后果是加剧了日后地下空间的开发难度,导致地基基础建设费用增大。所以科学地选择相适应的地基基础方案,是很有必要的。

## 岩土组合地基常见类型及基础方案

与平原地区相比,山区工程地质条件更为复杂。因山区存在特殊的不良地质现象,有可能对建筑物造成危害;位于斜坡地段的地基,有失稳的可能;平整场地中,需大量的挖方、填方,加大了工程投资和施工难度。山区常见的岩土组合地基,给勘察、设计、施工带来了更大的困难;处理不当,可能造成浪费或工程事故。

### 1. 岩土组合地基的特点

岩土组合地基,坡顶通常具有较高的承载力和较低的压缩性,而坡脚、冲沟中大多分布着新近形成的粘性土、粉土及松散砾砂。承德山区岩土组合地基土层分布十分复杂,常见有:

残积层:物质成分与下伏基岩(为砂砾岩、安山岩、片麻岩)相同。多呈角砾,分布比较均匀,密度大,强度高,压缩性低,厚度0.5—2.0m。承载力标准值 $f_k=420-460\text{kPa}$ 。

坡积层:这类土情况较复杂,其成分与母岩一致。一般坡脚处厚,坡顶薄,呈楔形分布。为粉质粘土及粉土,坡顶处土承载力高,压缩性低, $f_k=200-400\text{kPa}$ 。坡脚为新近形成粉质粘

\* 收稿日期:1997年7月

土或粉土,  $f_k=70-120\text{kPa}$ 。厚度 6-10m。

冲积层:分布在武烈河阶地及其支流(暂时性河流)阶地上。暂时性河流形成的土多为砾砂,结构松散,含泥量大,厚度 2-4m,  $f_k=220-240\text{kPa}$ ;武烈河阶地形成的土多为圆砾及卵石,中等密实,厚度 5-8m,  $f_k=420-440\text{kPa}$ 。

山区岩层:承德盆地底为古生代片麻岩,其上为侏罗系安山岩及砂砾岩。基岩埋藏浅,有的出露地表,有的埋藏在地基压缩层范围内,对建筑物地基影响各不相同。武烈河床及阶地下基岩较平坦,而其它处倾斜坡度较大。

上述几种土层相互交错,基岩起伏变化较大,形成了复杂的岩土组合地基。

## 2. 岩土组合地基常见类型及基础方案选择

为了便于利用和处理岩土组合地基,依据地基主要受力层范围内,岩土的组合及其对建筑物的变化影响,可将承德山区岩土组合地基归纳为图 1 所示的五种类型。

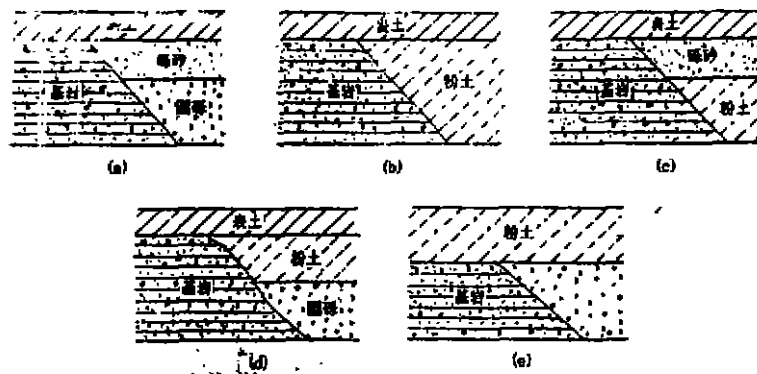


图 1 常见岩土组合地基

(a)地基大多分布在暂时性河流阶地与斜坡坡脚接触地带,基岩坡度斜率 30-70%。

在(a)类岩土组合地基修筑的多层建筑物,在适当的位置上设置沉降缝,将建筑物分隔开,使建筑的一部分座在岩石上,另一部分座在岩土组合地基上。后者地基采用褥垫法处理,褥垫材料选用武烈河粗砂,厚度按文献[2]公式(1)计算:

$$S_0 = (H/b) \cdot \delta \quad (1)$$

式中  $S_0$ ——褥垫变形量(cm);  $H$ ——褥垫厚度(cm);  $h$ ——试件高度(cm);  $\delta_1$ ——基底压力与有侧限褥垫试验压力相同时试件的变形量(cm)。

因砾砂层及圆砾层变形量较小,采用上述处理方法,经多项工程证明是可行的。

(b)地基大多分布在坡脚处,岩石多为砂砾岩,粉土(或粉质粘土)厚 5.0-10.0m,多为新近形成。  $f_k=70-120\text{kPa}$ ,  $E_s=3.5-5.0\text{MPa}$ 。此类地基上曾有褥垫法处理四层以下住宅楼失败的教训<sup>(1)</sup>,经多年的摸索,合理的地基基础设计方案是:如无地下水,采用人工挖孔桩基础,如有地下水,设法在基岩陡直处设置沉降缝,位于粉土部分的建筑采用复合地基或天然地基,位于基岩部分建筑,基岩较浅处采用浅基础,基岩埋深较深处,采用人工挖孔桩基础,这样人工挖孔可避开地下水。如上述方案无法满足要求,最后可选用机械成孔嵌岩灌注桩。

(c)岩土组合地基分布在牛圈子沟暂时性河流两侧阶地与坡脚接触处,砾砂与粉土的工程特性与(a)、(b)地基类似,故该类地基的基础选型视粉土层厚度而定,如粉土层较厚,同



(b)地基情况,反之同(a)。

(d)地基分布在冲沟沟口与武烈河阶地后缘,粉土(粉质粘土)层厚度大多呈楔形分布,最厚达 6.0m,  $f_k=120\text{kPa}$  左右。地下水随季节在圆砾层中变化。这类地基上的基础采用桩下褥垫。即用人工挖孔灌注桩,位于岩石上的桩,将岩石凿下一定深度,在其端部做一粗砂垫,其厚度 0.5—1.0m;位于圆砾上的桩(桩不穿过该层)采用扩底桩。经多个工程证明,该法较传统的机械成孔桩节约资金 50%,工期大大缩短。

(e)类地基分布在武烈河西侧二级阶地后缘,粉土(粉质粘土)  $f_k=200-300\text{kPa}$ ,厚度 4—12m。该类地基地表一般高差较大,基础做成台阶形,随山就地。建筑物基础形式根据其结构类型及粉土厚度而定。对多层建筑,如基底之下粉土最薄处不小于 2.0m,粉土层即可做为持力层。

在每种不同类型的岩土组合地基上合理地选择基础,均受到千变万化的地质条件,建筑物的结构类型、级别、甚至施工季节(因地下水位随季节变化较大)等因素的影响,这些因素是相互关联的,选型时要抓住主要矛盾,将几个因素结合起来,结合基础特点,加以分析、敲定。

## 工程实例

位于岩土组合地基上的建筑物,即使不大的建筑,要做到经济合理,有时在同一建筑物也要采用不同的地基基础类型。

### 1. 某部队 2<sup>#</sup>住宅楼

#### 1.1 工程概况

承德某部队 2<sup>#</sup>住宅楼,建筑面积 2160m<sup>2</sup>,占地面积 56m×10.8m,4层,砖混结构。起初拟采用机械冲孔嵌岩灌注桩基础,为了缩短工期,降低造价,改为人工成孔,用桩下褥垫法处理地基。整个工程于 1996 年 5 月中旬交付使用。

#### 1.2 岩土层分布

建筑地基地纵向岩土层分布如图 2 所示(A—A',C—C'),①层杂填土,厚 0.5m,②层根据其工程性质分为②<sub>1</sub>层,②<sub>2</sub>层:②<sub>1</sub>层粉土,最厚 8.0m,由北西向南东渐变厚,呈楔形分布。天然含水量平均值 23.8%,孔隙比 0.85,压缩模量 3.0MPa,  $f_k=90\text{kPa}$ ;②<sub>2</sub>层砾砂夹细砂,夹在②<sub>1</sub>层粉土中,厚 0.4—4.9m,标准贯入锤击数 12 击,  $f_k=220\text{kPa}$ 。③层角砾、圆砾,角砾为残积形成,圆砾为冲洪积形成,中密,  $f_k=380-400\text{kPa}$ 。④层砂砾层,地表强风化层 1.1m 厚,其下为中等风化,地下水埋深 9.0m

#### 1.3 基础方案选择

基岩以 30°角倾斜,且上覆土层软硬不均,厚度相差甚大,天然地基浅基础不能满足设计要求,基础方案有:

1.3.1 机械冲孔灌注桩基础。桩端嵌入中等风化砂砾岩之内,平均桩长 6.5m,桩径 0.6m,共 64 根桩,基础造价约 26 万元,工期两个月。

1.3.2 人工挖孔灌注桩基础。在岩石斜率最大处设置沉降缝,沉降缝左侧基岩上覆土无圆砾层,桩端坐在强风化砂砾岩之上;沉降缝右侧基岩埋深较深,且在水位之下,如人工挖至基岩,必将排水,圆砾层渗透系数达 500m/d,排水相当困难,将付出较高的代价。所以使桩

端坐在③层圆砾之上,而沉降缝右侧的6根桩底部没有圆砾土,桩孔穿透②层粉土即为岩石,这6根桩(图3所示)采用桩下褥垫法。褥垫厚度按公式(1)及坐在圆砾土层之上基桩沉降量来确定。单桩沉降量按波勒斯简化的公式(2)计算。

$$S = Q \cdot I / E_0 \cdot d \quad (2)$$

式中:  $I = I_0 \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_\mu$

$Q$ ——作用于桩顶的竖向荷载(kN);  
 $I_0$ ——刚性桩在半无限体( $\mu = 0.5$ )中沉降影响系数;  
 $R_k$ ——考虑桩压缩性影响的修正系数;  
 $R_b$ ——考虑硬持力层影响修正系数;  
 $R_\mu$ ——土的泊桑比  $\mu$  不同的修正系数;  
 $E_0$ ——土的变形模量(kPa);  $d$ ——桩径(m)。

$E_0$ 通过文献[4]单桩试验荷载——沉降关系计算为20.0MPa,所得单桩沉降量1.05mm,故褥垫厚度按构造设置0.5m厚即可,将桩端岩石凿下0.6m厚,回填0.5m“软垫”以避免对上部结构应力和变形集中。该方案造价13万元。

工程选用后一种方案,节约投资50%,工期提前一个半月,建筑物已交付使用,无不良现象。

## 2. 承德市环保局住宅楼

### 2.1 工程概况

承德市环境保护局住宅楼建筑面积4200m<sup>2</sup>,“L”形布置(见图4),5—7层,砖混结构。原设计为机械冲孔嵌岩灌注桩,后改一部分为复合地基上条基,另一部分为人工挖孔桩基础。基础开工于95年8月,主体完工于96年5月9日,(冬季停24个月)。

### 2.2 土层分布

地表原为一高差4.0m,坡度10%的台阶状场地。地层沿建筑物纵向分布见图5,①层杂填土,厚0.8—3.0m。②层粉土,厚1.8—8.5m坡顶处较硬, $f_k = 160\text{kPa}$ 、 $E_s = 5.5\text{MPa}$ 、 $N_{63.5} = 2.8$ 击( $f_k$ 均为静载试验所得)。③层砾砂、粉砂,厚0.5—1.8m,中密, $f_k = 220\text{kPa}$ 。④层圆砾土, $f_k = 400—420\text{kPa}$ 。⑤层砂砾岩,施工期地下水位埋深7.0m。

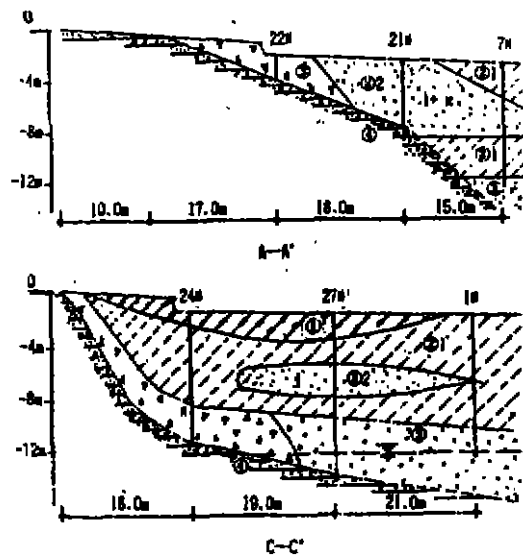


图2 地质剖面

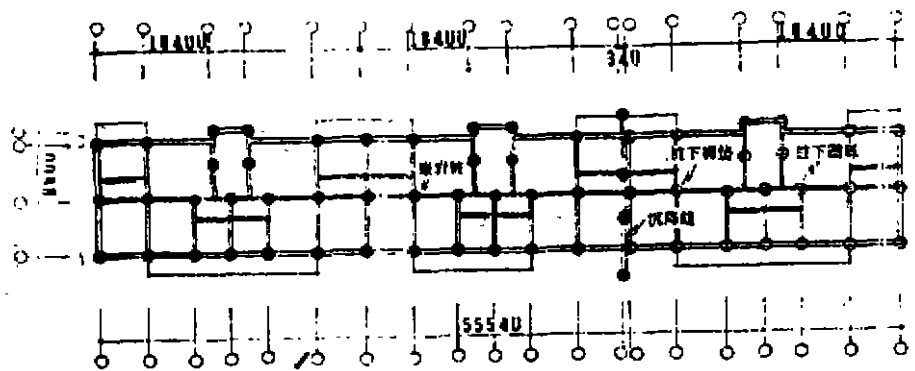


图3 桩布置图

### 2.3 基础方案选择

下伏基岩坡面倾角  $30.5^\circ$ ，西侧基岩裸露，且上覆土层软硬不一，即使用沉降缝隔开，天然地基浅基础也不能满足设计要求，设计方案有：

2.3.1 机械冲孔嵌岩灌注桩基础：岩石裸露及浅埋部分采用条形基础，其它部分采用嵌岩桩。

2.3.2 人工挖孔桩加复合地基：沉降缝左侧三个单元为条形基础和挖孔桩组成的复合基础，右侧两单元采用夯实水泥土桩复合地基上条形基础，见图6。西侧基岩裸露及浅埋处采用条形基础，以基岩做持力层，为避免过大开石方，基础由东向西做成台阶形，沉降缝西侧边缘基岩埋深较深处，采用人工挖孔桩，用承台梁与条基连接。沉降缝右侧采用夯实水泥土桩（洛阳铲成孔）复合地基。水泥土桩直径  $0.36\text{m}$ ，桩长  $4\text{m}$ ，承载力采用  $100\text{kPa}$ 。因地基原土软硬不一，水泥土桩采用不同密度布置。

第一种方案有以下缺点：a) 机械振动大，可能使已经开裂的办公楼裂缝继续发展和影响办公；b) 机械占地面积大，场地狭窄，不便施工；c) 造价高出第二方案 20 多万元，工期长。第二种方案的缺点是设计、施工较复杂，风险大。综合分析，选用第二方案。

### 2.4 施工遇到的问题

1<sup>#</sup>、2<sup>#</sup> 桩挖至基岩顶时，桩端一半见基岩，一半为粉土（见图7），基岩面高差  $1.17\text{m}$ ，如继续在水下凿岩，施工困难，如桩孔中大量排水（凿岩需时间较长），可能造成右侧复合地基流砂，如机械成孔，因场地限制，无法进行。处理办法是将岩石右边  $1.17\text{m}$  的粉土挖到第二基岩面，岩面凿平，桩端右侧扩  $0.3\text{m}$ ，混凝土浇注至第一基岩面，且配置  $6\Phi 18$  钢筋，然后在混凝土与第一基岩面处设一双向配置  $\Phi 12@150$  钢筋网，将桩灌至桩顶。考虑到桩下基岩整体稳定性较好，桩侧土的抗力作用，不致引起桩水平滑移。

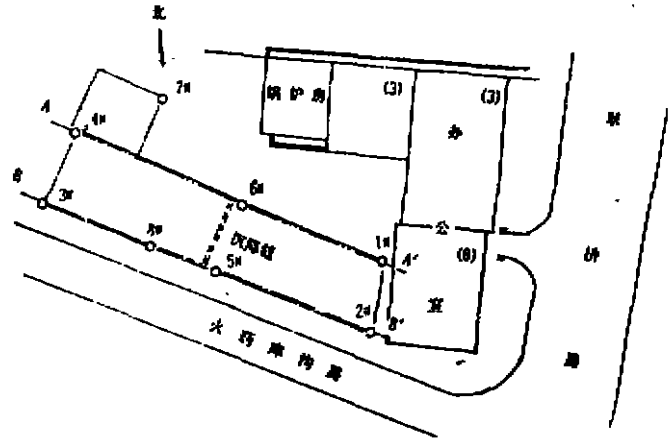


图4 建筑物位置图

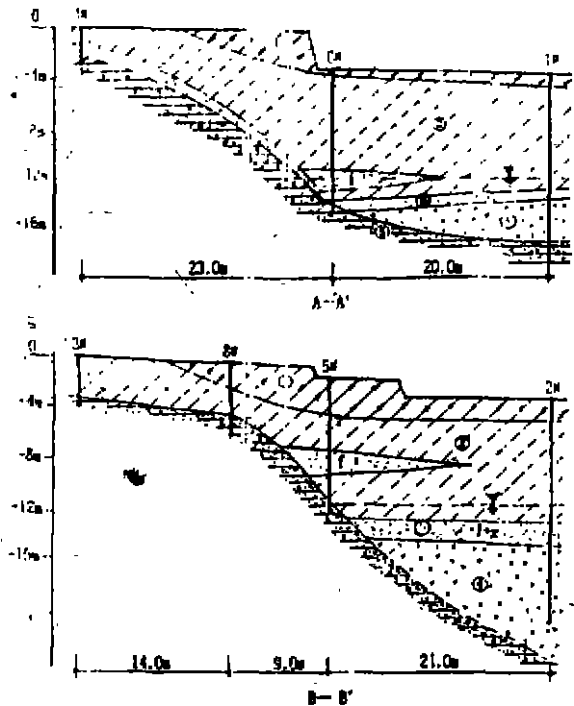


图5 地质剖面

4" 桩施工时,因基岩埋深较深,水位浅,用预制混凝土井圈护壁,桩孔排水(属施工不当),造成流砂,使4"桩东侧之6m<sup>2</sup>复合地基塌坍(当时复合地基之上一层主体已完工),塌陷高度达2m。为了补救沉降缝东侧复合地基,处理方法是将塌落土体消除至地下水位处,水位以下土不挖除(不能继续排水挖除),以上部已完成的基础梁做为支承,用50kN千斤顶压直径100mm,壁厚8mm的钢管穿过塌落的土体至圆砾土,在钢管、扰动土上打200mm厚,双向构造配筋的混凝土板,构成人工下卧层。再在板上回填自然级配砂卵石到基底下5cm处,后用膨胀水泥砂浆填实预留的5mm缝隙。

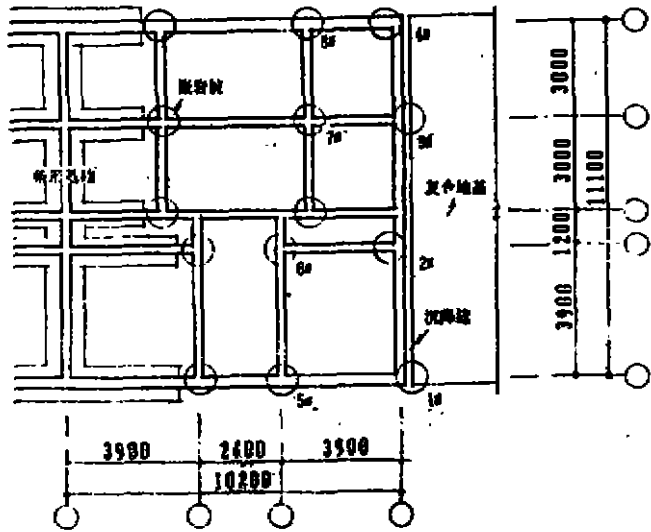


图6 基础布置图

建筑物主体完成时(96年6月5日)测复合地基上基础沉降量最大值5mm,平均值4mm,复合基础部分基本未沉降。

结语

岩土组合地基基础选型是关系建筑物安全、造价、施工等关键问题,应结合工程特点,地基土分布及特性,水文条件及地区建筑经验进行多方案比较。岩土组合地基上的建筑物可采用多种基础形式,灵活多用,是一种经济可行的方法。桩下褥垫对于处理实例一类似的岩土组合地基,经多个工程证明是成功的,应总结经验,研究桩下褥垫变形特征。在岩土组合地基上即使规模不大的建筑,为了节省投资,可采用几种基础形式,既解决了场地狭窄,工期紧等矛盾,也可节约资金。

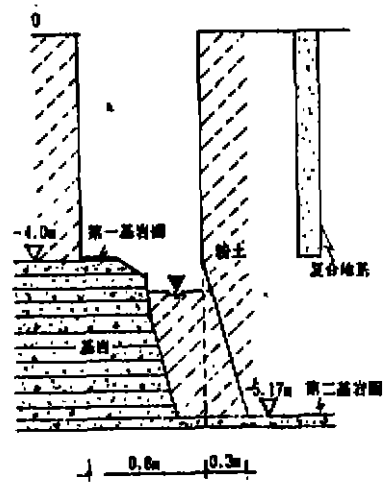


图7 1 桩孔土层剖面

参考文献

- 1 贾珍山,褥垫处理岩土组合地基事故分析,《复杂条件下地基与基础工程》,东北大学出版社,1993年7月。
- 2 黄熙岭等,《地基基础的设计与计算》,中国建筑工业出版社,1993年
- 3 刘金砺,《桩基础设计与计算》,中国建筑工业出版社,1990年7月
- 4 贾珍山,武烈河阶地圆砾侧阻力的探讨,《地基处理》第5卷第4期(总17)1994年12月

# 地下排水设计

浙江大学岩土工程研究所 编译

## 序

自1970年成立以来, Terram 有限公司在土工织物工业中一直处在领先的地位。它在织物技术方面取得的成就使得生产热粘合成无纺布成为可能。这些产品, 由于它们具有显著的耐久性、各向同性以及力学和水力学特性, 用于分离和过滤是很理想的。这些产品还提高了建筑工程中土力学的实用性能。

因此, 成功的设计者已经扩展了土工织物在土的加筋中的应用以及更多的其它方面的关键应用。扩展土工织物应用的兴趣导致了更大范围内材料的发展, 这些材料给工程师提供了解决各种建筑问题的经济方法。

Terram 有限公司生产的土工织物的技术资料展示在产品资料清单里, 复印件可从这本手册封底上提供的地址处索取。

然而, 产品资料清单中提供的技术资料不足以使工程师们充分利用产品所具有的广泛适用范围的优点。对于土工织物相关的设计概念和设计程序的理解是同样必要的, 我们相信, 这本手册将有助于加深这一理解。

## 前言

我们编写这本手册的目的是为工程师们提供一个地下排水应用中如何选择和使用土工织物作为过滤材料的标准以供参考。

这本手册决不是一篇关于地下排水设计的综合论文, 它出版的目的是为了说明设计概念, 改进设计程序, 从而帮助工程师们为解决实际问题找到合适的方法。

虽然我们为确保这本手册中所有资料的准确性而尽心尽力, 我们仍然建议: 如果手册中的资料是从其他地方摘录的, 在适当的时候, 应参考原始文献。

---

\* 收稿日期: 1997年11月

## 第一部分 排水

### 概述

在辞典中将‘排水’的定义描述为在‘土体内或土体外将液体从一处移到另一处的过程’。这本手册的目的是说明在排水系统中使用土工织物取代传统材料之后怎样和为什么使液体从一处移到另一处更有效。

在水的循环中,降水到达地球表面随后重新分布,当这些降水被大气吸收之前,与排水相关的条件就具备了。

降水中的部分或全部渗入地下(补充由于蒸发而失去的湿气),进一步向下渗入增加地下水。渗水量的增加会使水位上升到高出自然溢出处水位,如河流,于是就形成了水位差。

如果降雨量很大或土的渗透性很差,那么降水会积聚于地表或增加地表流量。

大多数排水问题与地表水流量(地表面排水)或地下水流(地下排水)的拦截和控制有关。

地面排水通常是一个相当快的过程,最关键的设计考虑情况是一个小时以内的典型的大暴雨相比之下,地下排水是一个相当缓慢的过程,这是因为土能大量吸水,还因为土颗粒对水的流动有相当大的阻力。

本手册仅考虑地下排水,因为在本手册的内容中土工织物的利用是最广泛的。与地面排水有关的资料读者应参考这本手册结尾处的书目,查找适合的参考书。

### 地下水的运动

为了促使地下水的运动,驱动力是必需的。这种力量可由过量的地下水产生,使其在土体内产生侧向运动;也可由水库或湖泊的渗漏或溢流产生。当水在地壳内运动时它可能在一定的地方渗出地面。这些地点通常在相对水位有显著变化的地方(如陡坡),岩石和土体的结合处,或渗透性差异很大的土体之间的结合处,地下水从高处向低处渗流运动的情况如图1所示。

当一个人工结构阻止水的这种运动时,必须采用特殊的措施来保证整个结构的完好性。例如,图1所示地下水在路堑边坡的坡脚沿着铺砌层的边缘处以及填土坡的坡脚处渗出。在这些地方需要采用特殊的措施确保路堑边坡、铺砌层结构,以及填土坡不被渗漏破坏其完好性。工程师要么允许其设计中的地下水的存在,要么保证地下水被引离结构。

水在土中的运动是沿着通过土颗粒间的孔隙进行的。这种运动遵循达西定律:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = K \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial l} \quad (1.1)$$

式中  $\frac{\partial Q}{\partial t}$  指通过土体的流量(按体积);

$A$  指横截面面积;  $K$  指渗透系数;  $\frac{\partial h}{\partial l}$  是水力梯度

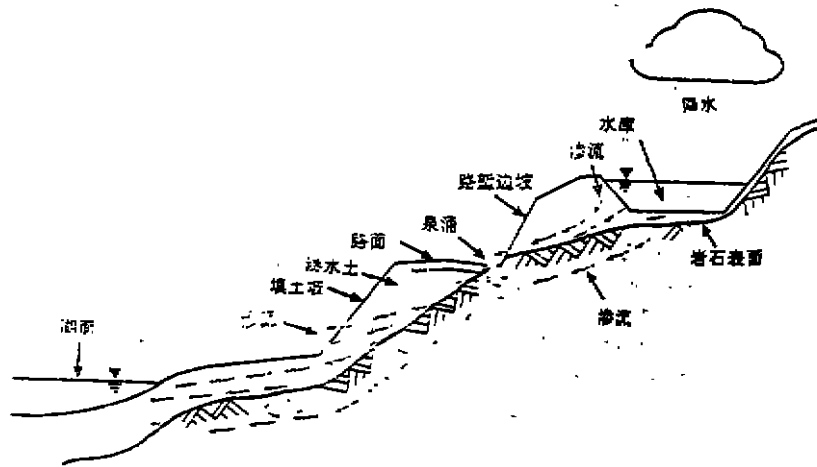


图1 地下水在土体内的运动

在式(1.1)中水力梯度是产生渗流的驱动力。它的值是水渗流经过的不同的两点间的水头差。

在大多数情况下,达西定律普遍采用更简单的形式。

$$q = K \cdot A \cdot i \quad (1.2)$$

式中  $q$  (即式 1.1 中的  $\frac{\partial Q}{\partial t}$ ) 表示水流的流量;  $i$  (即方程中的  $\frac{\partial h}{\partial l}$ ) 表示水力梯度;  $q$  的单位是每单位时间的体积 (例如  $\text{m}^3/\text{sec}$ );  $i$  无量纲; 而  $K$  的单位是单位时间的距离 (例如  $\text{m}/\text{sec}$ ), 达西定律的实际应用的例子如图 2 所示。

渗透系数,或导水率,是度量土(更具体地指土中的空隙)让水通过土体的能力。它是土本身的内在性质,并受到下列土的特性的影响:

1. 土的级配——正象人们预料的那样土的级配对导水率有主要的影响。土粒越细,其导水率越低(因为相邻土料间的孔隙越小)。图 3 列出了各种粒径土的导水率的近似值。此外,细土(粒径在  $0.15\text{mm}$  以下)含量的微小变化显著地影响着土的渗透性。(参看表 1)。

2. 土的结构——由于水沿着土粒间的孔隙通过,土粒间的缝隙或土的特定的方向将对土体的总渗透性有影响。缝隙或特定土粒方向性的存在增加了土体的透水性。缝隙是大量细土(粘土)天然沉积土的正常特征。一定的颗粒方向是水力沉积土(具体来说是粉质土和粘质土)的特征;这种土的水平向渗透性通常比竖方向的渗透性大。

3. 土的密度——虽然土的密度的重要性不如颗粒的级配和土的结构,它对导水率也能产生重要的影响。土密度的增加将导致其渗透性的下降。图 4 列出了不同类型的土因增加

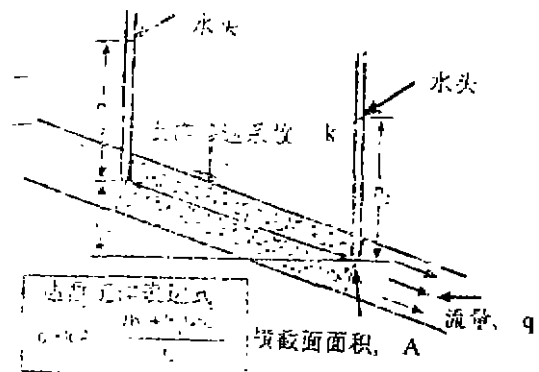


图2 达西定律的实际应用

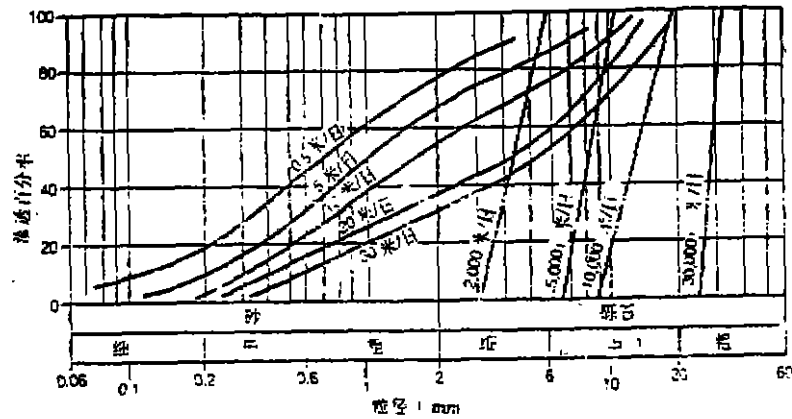


图3 不同类土的导水率

其固结压力而导致渗透率的降低值。应该注意的是固结压力的增加对渗透性的影响在细土中的效果比粗粒土中的效果更显著。

细土含量对渗透性的影响 表1

细土含量增加值 %	土的渗透系数 m/day
0	25~100
2	3~30
4	0.5~16
6	0.16~6
7	0.06~1

### 地下排水的作用

地下水的自由运动会造成对土工结构造成以下的不利作用：

- 减少或消除土体中的粘结强度。
- 产生孔隙水压力从而减小有效应力，因而降低剪切强度。
- 产生水平力，从而增大倾覆力矩因而增加结构失效的可能。
- 润滑破坏面。
- 在地震期间供水导致液化破坏。
- 增加土粒的运动(如管涌)。

当面临上述的问题时，必须象前面陈述的那样，工程师要么在设计中把这样的问题考虑进去(这样会产生非常保守的结果)，要么采用技术措施控制它。

地下排水是一门用于控制地下水和将地下水从人工结构中排出的技术，它主要用于降

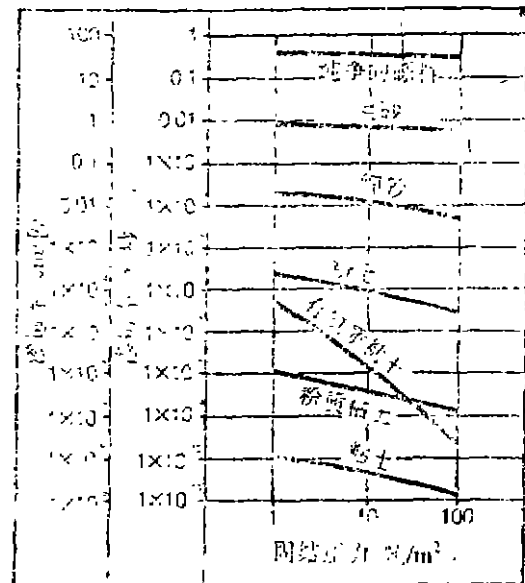


图4 不同土类的渗透系数与固结压力的关系曲线



低并控制地下水位或用于拦截和排开地下水。

有效的地下排水

- 可以减小孔隙水压力从而增加有效应力,因而提高剪切强度
- 减小水平力从而减小倾覆力矩,降低结构失效的可能性
- 阻止破坏面的润滑
- 阻止土颗粒的运动(如管涌)

成功地进行地下排水的一个基本特征是地下水必须按控制的方式排走(即没有对周围区域产生过份的干扰)。这对于排水会引起周围区域的移动或沉降的地方特别重要。显然,为了使地下排水系统有效地工作,必须恰当地考虑合适的排水位置和(用于排水的)材料的选择。以下的三个要求必须全部满足:

• 首先,地下排水系统必须拦截渗漏区,该处正是产生问题的地方。如果设计并建造的广泛排水系统没有拦截产生(工程)问题的地下水那么无论如何它没有任何用处。适当的安装位置和构造对于满足这个要求是至关重要的。适用于不同情况地下排水系统的安装和构造将在第4和第5部分中讨论。

• 第二,渗流水必须能够以最小的阻力同时在排水装置与土的界面间产生最小的扰动(管涌)的情况下进入地下排水系统。为此要在地下排水装置的表面使用过滤材料。土工织物过滤材料的详细论述在第二部分中给出。

• 第三,地下排水系统必须能够从土中排出要求的地下水量。排水装置的大小,适当的排水介质的选择,以及排水系统的安装,这些方面都显著地影响排水系统的性能。这一方面的详细讨论在第三和第四部分中给出。

## 地下排水结构类形

地下排水装置通常由两部分构成,即透水的排水介质和反滤层。可透水的排水介质确保水从排水装置内排出,反滤层控制水从土中进入排水装置。在一些实例中,多孔管被安装在排水沟的底部用来增加排水装置的排水能力。

这些组成部分的安装分成四种类型(图 5a、5b、5c、5d)。

5a. 周围放置粒状过滤材料的多孔管:

在土工织物出现之前,最普遍使用在地下排水装置中的材料是被用作排水介质的多孔管和粒状过滤材料,这种过滤材料使地下水能通过其中而进入多孔管又阻止土的进入。

5b. 周围安装土工织物过滤材料的集料:

随着在1970年土工织物的发展,现在才有可能将过滤作用和排水介质要求看作是两个独立的问题,因此而得到更有效的系统。土工织物(作用为地下排水装置结构的)“表皮”用作过滤器允许地下水通过而阻止土的进入。集料,或集料加上多孔管,用作排水介质。控制选择适当的土工织物过滤材料的标准在第二部分内容中给出。而选择可透水排水介质(集料和多孔管)的方法在第三部分内容中讨论。

关于是否仅仅使用粒状介质还是同时使用集料介质加多孔管作为排水介质的问题取决于多种因素;如集料排水材料的渗透性;最小的容许排水横截面尺寸;相邻排水口的距离;最小的实际排水坡度。一般说来,如果容易获得的粒状排水材料的渗透性足够大到排出地下水,

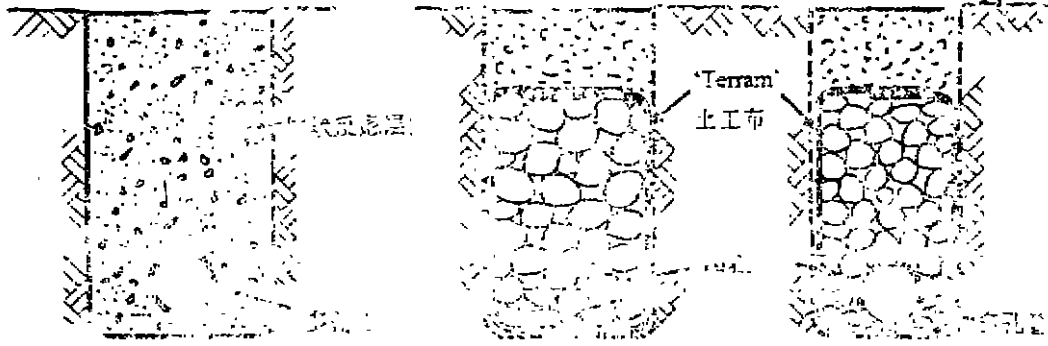


图 5a 多孔管设置在土工布与过滤材料之间

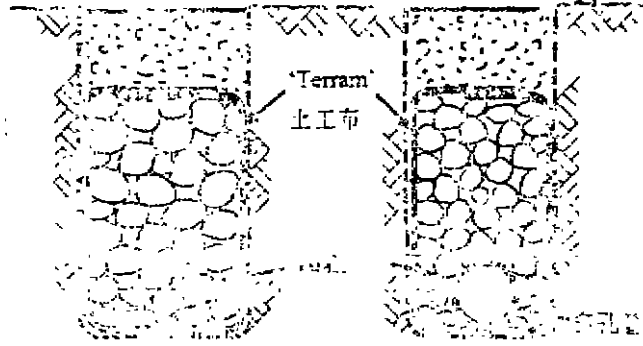


图 5b 土工织物包裹并包裹回料过滤材料

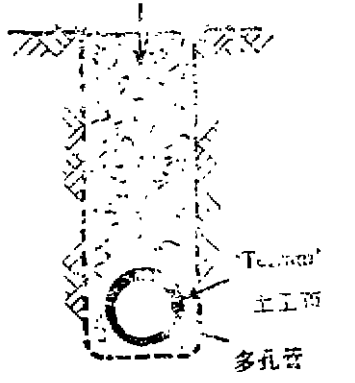
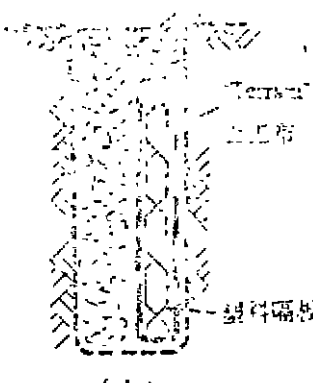
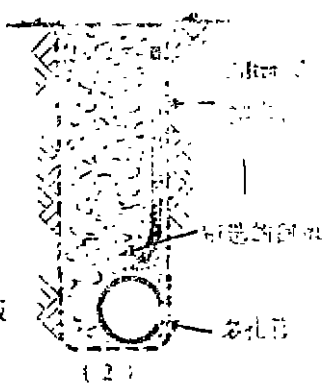


图 5c 多孔管装在土工织物中



(1)



(2)

图 5d 排水板  
(1)土工织物裹塑料板  
(2)塑料板夹在两层土工织物间

图 5 用于地下排水结构的材料的结构形式

同时具有最小的容许横截面尺寸和相邻排水口之间最小的可能的排水坡度,那么多孔管是不需要的。如果可以获得的粒状排水材料不能单独满足以上一项或多项要求,那就应该考虑增加多孔管。

在多孔管被用于与粒状排水材料的结合处,粒状材料的渗透性只须大到使土工织物内部的水易于进入多孔管,因此,在这种情况下要求的粒状材料的颗粒尺寸可以比不用多孔管只用粒状材料时的颗粒尺寸小。

5c. 安装在土工织物过滤材料内部的多孔管

历史上,这种安装主要用于农业中的排水。只是从八十年代初开始这种安装方式被用于土木工程中。这种系统是由土工织物材料直接裹住多孔排水管构成的。土工织物包裹多孔管可以事先在工厂里做好,亦可在现场安装前进行。

为了使这种系统有满意的效果,以下的工作很必要:多孔管土工织物安装时应最少地扰动周围的土体;或者安装多孔管后用于填沟的材料应特别选择。如果重塑后的回填材料的渗透性降低,并妨碍地下水到达多孔管,则不能使用这种材料。

在农业应用中,地膜常被使用,因为它们能够使得系统安装时的土扰动程度最小。在土木工程中通常用于回填的材料是干净的过滤砂。

## 5d. 排水板

- (1) 外包土工织物的塑料板;
- (2) 夹在两层土工织物之间的塑料板。

排水板是最近研制的。它是由一种塑料板包上土工织物构成的,完全由人工材料制成,通常在工厂里预制好。塑料板——代替集料——用作排水介质。土工织物起过滤作用。带有厚塑料芯的排水板通常既能竖直地又能水平地排出结构内的水,而较薄的排水板通常要求附加一根管子将水排走。排水板的排水特点将在第三部分内容中讨论。

## 参考文献

- [1] Cedergren H. R., O'Brien K. H., and Arman J. A. (1972) Guidelines for the Design of Subsurface Drainage Systems for Highway Structural Section; Federa; Highway Administration, Report No. FH-WA-RD-72-30
- [2] Cedergren H. R. (1977) Seepage, Drainage, and Flownets, John Wiley and sons

(待续)

## 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 地基处理新技术及基坑工程围护设计学习班 通 知

为了普及交流地基处理技术、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98年5月在杭州西子湖畔举办地基处理新技术基坑工程围护设计学习班,邀请浙江大学教授和浙江地区专家讲课,有关事项通知如下:

1. 时间 5月9日报到,5月10日至5月17日上课
  2. 教材(1)地基处理新技术,1997,龚晓南著,陕西科学技术出版社。  
(2)参考资料,第五届地基处理学术讨论会论文集,中国建筑工业出版社,1997。  
(3)其它自编讲义。
  3. 学费 820元(包括资料费120元,现场参观交通费)
  4. 学员要求,从事地基处理设计、勘察、监理技术人员和管理人员。
  5. 住宿标准 二人间90元/日·床,三人间60元/日·床,食宿费自理。
  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。

## 一题一议

## 关于有渗流情况下的土压力计算\*

李广信

(清华大学水利水电工程系 北京 100084)

关于地下水位以下的水、土压力计算,水土分算是合理的和正确的。但有人将墙上水土压力用[1][2]:

$$p = K_a r' h - 2c \sqrt{K_a} + r_w h$$

来计算。这在静水压力情况下是正确的。若有渗流作用则会出现错误。这时应当考虑渗透力对于土压力的影响,而水压力则最好通过画流网的方法来确定,也可近似计算。举两个例子说明这一问题。(均认为粘聚力  $c' = 0$ )

例1 墙后填土存在向下渗流,墙底有排水孔。如图1所示。这时地面下  $z$  处的主动土压力为

$$p_a = K_a \cdot \sigma'_z = K_a (r' + j) z$$

其中  $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ ,  $j = i\gamma_w = \gamma_w$ 。

所以:

$$p_a = K_a (\gamma' + \gamma_w) z = K_a \gamma_{sat} z \quad (2)$$

(2)式表面看似乎是水土合算,而实际上是水土分算,只不过作用在墙后的水压力为零。

例2 均质地基中板桩支护上的水土压力,图2是一种最常见的坑内排水的基坑开挖形式,墙后作用着向下渗透力,墙前作用向上渗透力,水力比降近似为:

$$i = \frac{h}{h+2D} \quad (3)$$

渗透力为:

$$j = i\gamma_w = \frac{h}{h+2D} \gamma_w \quad (4)$$

墙后主动土压力:

$$p_a = K_a (\gamma' + \frac{h}{h+2D} \gamma_w) z \quad (5)$$

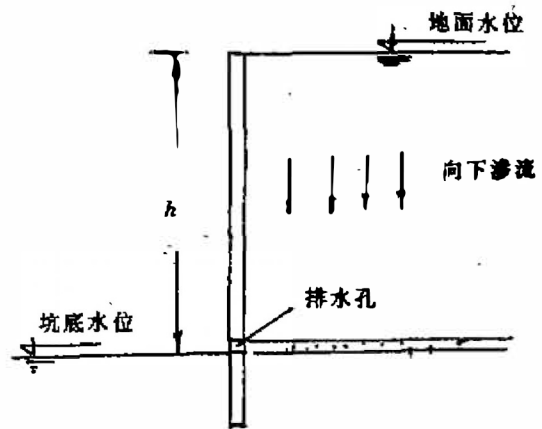


图1 有向下渗流情况

\* 收稿日期:1997年7月

墙前被动土压力:

$$p_p = K_p \left( \gamma' - \frac{h}{h+2D} \gamma_w \right) z' \quad (6)$$

B点水压力:

$$p_w = \frac{2hD}{h+2D} \gamma_w \quad (7)$$

可见其主动土压力增加,被动土压力减少。高估了被动土压力和低估了主动土压力也许是许多水下开挖工程失事的原因。

#### 参考文献

- [1] 黄强编著,深基坑支护工程设计技术,中国建筑工业出版社,1995
- [2] 王吉望等,“基坑工程技术规范”介绍,面向二十一世纪的深基础工程,1997

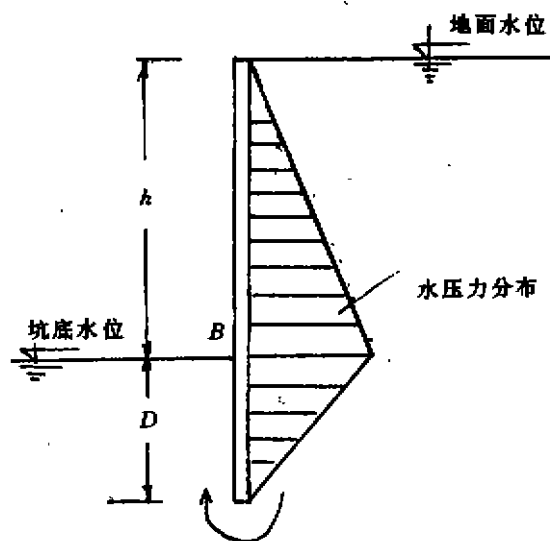


图2 均质地基中渗流情况

## 一题一议

单桩沉降计算的荷载传递法讨论<sup>\*</sup>

阳吉宝

(上海市民防地基勘察院 上海 200232)

目前,荷载传递法不仅用于刚性单桩的沉降计算和静载荷试验分析等,而且和其它方法联合已用于群桩沉降计算,甚至用于某些复合地基的沉降计算。荷载传递法以其简单、易解、计算结果可信而倍受人们欢迎,甚至在桩的高应变动测分析的CASE法中也能寻到它的踪迹。本文主要对其未考虑土体连续性的不足进行讨论。

荷载传递法假定任意点的桩位移仅与那一点的摩阻力有关,而与桩其它部位的摩阻力无关。这个假定相当于作了用来分析侧向受荷桩的基床系数假定(即所谓弹簧系数模型)。因而未考虑土体的连续性。我们知道,竖向受荷单桩的桩顶沉降有下面三部分组成:

- (1) 桩本身的弹性压缩量;
- (2) 由于桩侧摩阻力向下传递,引起桩端下土体压缩所产生的桩端沉降;
- (3) 由于桩端荷载引起桩端下土体压缩所产生的桩端沉降。

一般认为:既然荷载传递法未考虑土体连续性,那么荷载传递法就没有考虑由于桩侧摩阻力向下传递,所引起的桩端下土体压缩所产生的桩端沉降,其实并不然。目前,桩端沉降的考虑方式主要有下面几种方法:

- (1) 类似于桩身受荷分析的荷载传递函数法—荷载传递法;
- (2) 用半无限体的弹性理论法—Boussinesq解求应力,再求沉降;
- (3) 用Mindlin解和在Mindlin解基础上推导出的Geddes解求应力,再求沉降或直接用Geddes位移解;
- (4) Vesic球形孔扩张理论;
- (5) 分层总和法。

上述五种方法中,结合荷载传递法,第1、3、5种方法可以考虑桩侧摩阻力所引起的桩端土体沉降。荷载传递法一般用位移协调法求解。该法是将桩体与土体分开,完全是以桩体为研究对象,当桩端和桩身都用传递函数来考虑桩体受力时,桩顶沉降应是真实解答,不管桩端是处于弹性状态或塑性状态,只是荷载传递函数式的确定应认真考虑。桩身受力分析用荷载传递法,然后根据前面分析所得到的桩侧摩阻力用Geddes解来考虑桩侧摩阻力所产生的桩端土体应力是比较方便的,在此基础上可通过迭代的办法来求桩端土体沉降,最方便的方法

\* 收稿日期:1997年10月

法是分层总和法,另外根据桩身荷载传递法分析所得到的桩侧摩阻力直接用 Geddes 解提供的位移解也可分析桩端沉降。

因为荷载传递法的求解与 Mindlin 解不同,不是通过桩土位移协调来求解的,而仅以桩体为研究对象,显然它未考虑土体的连续性,这样就不能推广到群桩计算中去。现在通常做法是:用荷载传递法分析单桩受力,在此基础上用剪切位移理论或弹性理论再去分析桩与桩以及桩土之间的相互作用具有一定的优越性,可考虑单桩与土之间的非线性作用,可不必求解大方程组而用迭代法求解各桩及土单元的沉降和所受荷载。但无论如何,目前还没有办法完全用非线性方法来分析群桩的受力特征,用荷载传递法也只能解决单桩的非线性受力分析。

上述做法会出现一个问题:参数选取的不协调性。用 Mindlin 解或剪切位移理论直接或间接需要土的弹性模量和泊松比,土的泊松比的变化范围有限,而且较易取值,可暂不考虑但荷载传递法需要自己的参数。其实不同方法的参数之间有一定的联系。就如下传递函数式来说:

$$\tau = \frac{aS}{b+S} \quad (1)$$

式中  $\tau$ ——桩身摩阻力或桩端阻力;

$S$ ——桩身位移或桩端位移;

$a, b$ ——桩身或桩端荷载传递函数式中的参数

可以相信,式(1)中的  $a$  为反映桩侧土的摩阻力特征参数,与土的力学指标内摩擦角相关(现在已有文献报道:土的内摩擦角和土的粘聚力相关,这两个指标不相互独立), $b$  为反映桩侧土的变形特征参数,与土层的压缩模量有关。这样荷载传递法的参数选取就可通过室内土工试验来实现,同时也方便了桩与桩之间的弹性理论分析。

经过大量计算,笔者得到如下结论:在工作荷载下,桩端可不用荷载传递函数来考虑桩端沉降,可用 Boussinesq 解、分层总和法等来考虑桩端沉降,这样所带来的误差不会太大,能满足工程需要;在任何情况下,同时用荷载传递法来考虑桩端和桩身受力,完全可反映桩体真实受力状态,但传递函数的参数必须正确选取。目前荷载传递法不能考虑土体连续性,要想用荷载传递法进行群桩分析,只能采用近似的方法,同时还须对其进行进一步的研究。

# 型钢水泥石土复合挡土墙 型钢减摩隔离剂的研究和探讨

谢 彬

(上海隧道施工技术研究所 200233)

随着城市建设步伐的加快,大批高层、超高层及地下建筑蓬勃发展。在建造各种建筑物的深基坑围护以往多是采用钢板桩、混凝土板桩、深层搅拌桩、钻孔灌注桩、地下连续墙等方法。以上各方法不是围护结构刚度小,就是造价高,或是泥浆和噪音对周围环境污染大。因此,在1971年,日本成幸工业株式会社成功地开发了型钢水泥石土复合挡土墙工法即SMW工法(以下统称SMW工法),解决了以上的不足。

SMW工法一出现,就以其刚度大、抗渗性好、节约钢材、工程造价低、施工周期短等优点显示出其强大的生命力。而该工法最大的优势即是:H型钢的重复利用。由于型钢的费用占工程造价的40~50%,因此在深层搅拌桩搅拌好插入型钢前,将一种起到减摩隔离作用的涂料涂敷于型钢的表面,等围护结构的挡土功能完成后,可使型钢顺利拔出重复利用。这样既提高了挡土的可靠性,也使该工法造价降低。

目前,国外已成功地回收了型钢,而国内还尚无一例。早在八十年代,同济大学为引进该工法做了大量工作。九十年代,他们根据上海软基的特点,参考了日本类似地层成功的经验,大胆地在静安环球大厦超大基坑施工上采用SMW工法,并取得了围护结构的成功。但是,当时尚未采取减摩隔离措施,以回收型钢,为了使该工法在我国稳步发展,同济大学提供了日本的几种减摩隔离剂的样品,通过对这些样品的成份解剖及室内模拟试验,对它们的性能有所了解(试验数据见表1)。

日本减摩隔离剂室内试验数据一览表

表1

减摩剂名称	起拔力(kN)	平均值(kN)	摩阻系数(MPa)	备注
油性	0.6,0.8,0.8,0.5,0.7,0.5	0.65	0.05	
固体	0.4,0.5,0.6,0.5,0.5,0.2	0.45	0.04	
水溶性	1.4,1.4,1.3,1.0,0.7,1.6	1.23	0.1	
未涂	2.8,3.1	2.95	0.3	

由表中可明显地看到,减摩隔离剂在SMW工法中占举足轻重地位。由于模拟型钢上涂上它,从而使其拔出的引拔力减小了一半以上,显示了SMW工法的价值。然而从减摩隔离剂的主要成份来看,它们必须在特制的设备中反应,才能制得减摩隔离剂。通过多方调研,国

\* 收稿日期:1997年11月

TU476.4



内尚无此类设备,因此我们决定以国内已有的设备和原料,生产出适合于中国国情的减摩隔离剂。

本着节省工程造价,使H型钢顺利回收的目的,我们以来源广、价格低的石油系列产品作为减摩隔离剂的主要成份。它们具有软化点较高、硬度大、耐磨性优良和抗粘连等特点,在涂料工业中常用作隔离和减摩材料,在乳化剂的选择上,按主要成份的特点,要求具备以下条件:

1. 能够充分降低界面的张力;
2. 能够产生致密的界面膜;
3. 能够在外相产生适宜的粘度;
4. 能够溶于被乳化物;
5. 对单体有更大的增溶能力。

在乳化剂的品种中,极少有能够同时满足以上五个条件者,因此为了得到良好的乳化剂,经常使用两种以上的复合型乳化剂,弥补单一乳化剂在乳化反应时的不足。在本试验中,通过大量试验,筛选优化配方,得到了均匀、储藏稳定性、化学稳定性及机械稳定性均达到要求的产物。

为了进一步了解进口、自制减摩隔离剂的性能,对它们进行减摩效果的比较,在现场试验前必须进行室内模拟试验。首先做搅拌桩掺入比、浆液水灰比试验,确定了适于SMW工法的最佳掺入比、水灰比后,进行室内模拟试验。得到一组起拔力数据,换算出最大接触应力(见表2)。用自制的与日本的减摩隔离剂进行比较,除油性的不如日本的好,其余起拔力均小于日本同品种。通过二次室内试验,心中有了底,在日后现场试验准备中有了方向。

SMW工法减摩隔离剂室内模拟试验数据一览表

表2

减摩剂名称	起拔力(kN)	平均值(kN)	摩阻系数(MPa)	备注
油性	1.5,1.1,1.8	1.47	0.01	从插入到拔出间隔一个月
固体	0.1,0.1,0.1	0.1	0.001	从插入到拔出间隔一个月
水溶性a	0.9,0.9,1.1	0.97	0.01	从插入到拔出间隔一个月
水溶性b	0.6,0.9,1.0	0.83	0.01	从插入到拔出间隔一个月
水溶性A	1.1,1.5,1.2	1.27	0.01	从插入到拔出间隔一个月
水溶性B	0.6,0.9,1.4	0.97	0.01	从插入到拔出间隔一个月
水溶性C	0.8,1.0,1.8	1.03	0.01	从插入到拔出间隔一个月
水溶性D	1.0,1.4	1.2	0.01	从插入到拔出间隔一个月
未涂	2.1,1.9,2.0	2.0	0.02	从插入到拔出间隔一个月

现场试验场地为浦东某矩形隧道接收井的基坑围护。在深层搅拌桩中插入50#工字钢(用12mm厚钢板自制)和36#型钢两种,共计30根,长度均为14m。在插入的型钢上一共涂了自制的两个系列四个品种的减摩隔离剂(固体一种,水溶性三种)。两个月后,接收井制作完毕,型钢全部拔出,起拔数据见表3。现场试验结果是固体减摩剂减摩效果好。

SMW工法减摩隔离剂现场试验结果一览表

表3

序号	桩型	表面涂料	起拔力(kN)	摩阻系数(MPa)	备注
1	50 <sup>#</sup>	固体	660	0.03	
2	50 <sup>#</sup>	固体	1380	0.06	起拔倾斜10°
3	36 <sup>#</sup>	水溶性3 <sup>#</sup>	980	0.06	
4	36 <sup>#</sup>	水溶性3 <sup>#</sup>	740	0.06	
5	36 <sup>#</sup>	水溶性3 <sup>#</sup>	1070	0.08	
6	36 <sup>#</sup>	水溶性3 <sup>#</sup>	740	0.05	
7	36 <sup>#</sup>	水溶性3 <sup>#</sup>	710	0.04	
8	36 <sup>#</sup>	水溶性3 <sup>#</sup>	1600	0.1	
9	36 <sup>#</sup>	水溶性3 <sup>#</sup>	1040	0.07	
10	36 <sup>#</sup>	水溶性2 <sup>#</sup>	980	0.06	
11	36 <sup>#</sup>	水溶性2 <sup>#</sup>	890	0.06	
12	36 <sup>#</sup>	水溶性2 <sup>#</sup>	800	0.05	
13	50 <sup>#</sup>	水溶性2 <sup>#</sup>	1110	0.05	表面有两接头
14	50 <sup>#</sup>	水溶性2 <sup>#</sup>	1470	0.06	
15	36 <sup>#</sup>	水溶性2 <sup>#</sup>	1010	0.06	
16	36 <sup>#</sup>	水溶性2 <sup>#</sup>	830	0.05	
17	36 <sup>#</sup>	水溶性1 <sup>#</sup>	430	0.03	
18	36 <sup>#</sup>	水溶性1 <sup>#</sup>	520	0.03	
19	36 <sup>#</sup>	水溶性1 <sup>#</sup>	800	0.05	
20	36 <sup>#</sup>	水溶性1 <sup>#</sup>	550	0.03	

为了使减摩隔离剂能有更多的选择余地满足工程需要,而不受天时地利的影响,我们研制出了一种可根据气候而自行调节的减摩隔离剂,该减摩材料在涂刷施工时不受气候影响,一气呵成。在以后的工程中得到验证。

96年7、8月份,位于浦东滨江大道的排水总管9<sup>#</sup>工作井SMW围护开工。该围护插入搅拌桩中50<sup>#</sup>、36<sup>#</sup>型钢共40根,长度均14m,表面涂料采用固体减摩剂。由于工期时值盛夏,在涂料配方上及时增加固化剂量,使减摩剂与型钢表面粘结力增加,但又不失其润滑性。回收型钢时的起拔力最大1140kN,最小只有460kN。拔出的型钢表面还留有减摩隔离剂,经补涂可重复使用,围护结构安然无恙。

97年,SMW工法运用于西康路海防路上的申海大厦基坑围护。该围护采用50<sup>#</sup>工字钢138根,长12m,表面减摩隔离剂为固体。目前该大厦已进入地下结构施工,不日将进行型钢起拔回收施工。

通过SMW工法在三个围护结构中的应用,所有型钢均起拔回收成功,证明了该工法中减摩隔离剂对型钢的能否回收,起着举足轻重的作用,同时也证明型钢回收不影响围护结构,也就是说,减摩隔离剂为SMW工法的推广应用,奠定了可靠的基础。