

目次

论 文

考虑墙面摩阻时的土压力计算.....魏汝龙(3)

粉体喷射搅拌法加固软基室内及静动态原位试验研究.....林彤(14)

南京千帆大厦基坑涌砂分析.....宋克强(21)

振冲的垫层作用——昆明滇池草海深厚软基加固处理.....张天明,杨宁杉(23)

夯实水泥土桩在某综合楼工程杂填土地基加固中的应用.....张家柱,朱士彬(28)

桩竖向荷载——沉降特性的传递函数法综述.....何思明(32)

挡灰坝横向裂缝观测及灌浆处理.....侯瑜京(38)

国外深层喷射搅拌法的发展.....咎月稳(44)

一题一议

塑料排水带的作用有问题吗?.....盛崇文(52)

译 文

增强边坡稳定的抗滑桩设计.....Harry G.Poulos(53)

讨 论

对《水泥粉喷桩地基桩土应力分布研究》讨论.....黄文峰(59)

考虑墙面摩阻时的土压力计算

魏汝龙

(南京水利科学研究院土工所 南京 210024)

前言

有一位同行在看到拙文^[1]后对笔者说,他十分同意在计算土压力时应该水土分算,但是,如果按照水土分算而设计基坑支护结构,则在工程投标中将由于费用较高而丧失竞争力。笔者能够充分理解市场经济中非常激烈的竞争。然而,对于饱和粘土中的水力连通性毕竟早有定论,正如在深埋于地下水位以下粘土中的基础底板上承受浮托力一样,形成这种浮托力的静水压力的存在也是不容置疑的。所以,与其采用违背上述基本原理的水土合算方法,还不如设法在其他方面合理地挖掘潜力。事实上,在采用常规的库伦理论计算土压力时,确实还有不少可以发挥潜力的地方。例如,笔者曾提出,在计算基坑开挖的墙前被动土压力时,应该采用卸载时的强度指标^[3],这样可以使得出的被动土压力提高约20%左右。本文将讨论一下墙土之间的摩阻对于土压力的影响。

墙面摩阻的影响

在不考虑墙面摩阻时,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,在无粘性土和正常固结粘性土中,表观凝聚力 $c=0$,这样,对于最简单的地面水平而墙面竖直的情况(图1)

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

从 $\frac{dE}{d\theta} = 0$ 可以得到直观的主动破裂面倾角

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

而主动土压力系数则为

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

即使在墙面倾斜时(图2,其中 α 为墙面与铅垂面的夹角)

$$E = \frac{1}{2} r H^2 \frac{\cos(\theta - \alpha) \sin(\theta - \varphi)}{\sin \theta \cos(\theta - \varphi - \alpha)}$$

从 $\frac{dE}{d\theta} = 0$ 也可得出

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

* 收稿日期:1997年2月

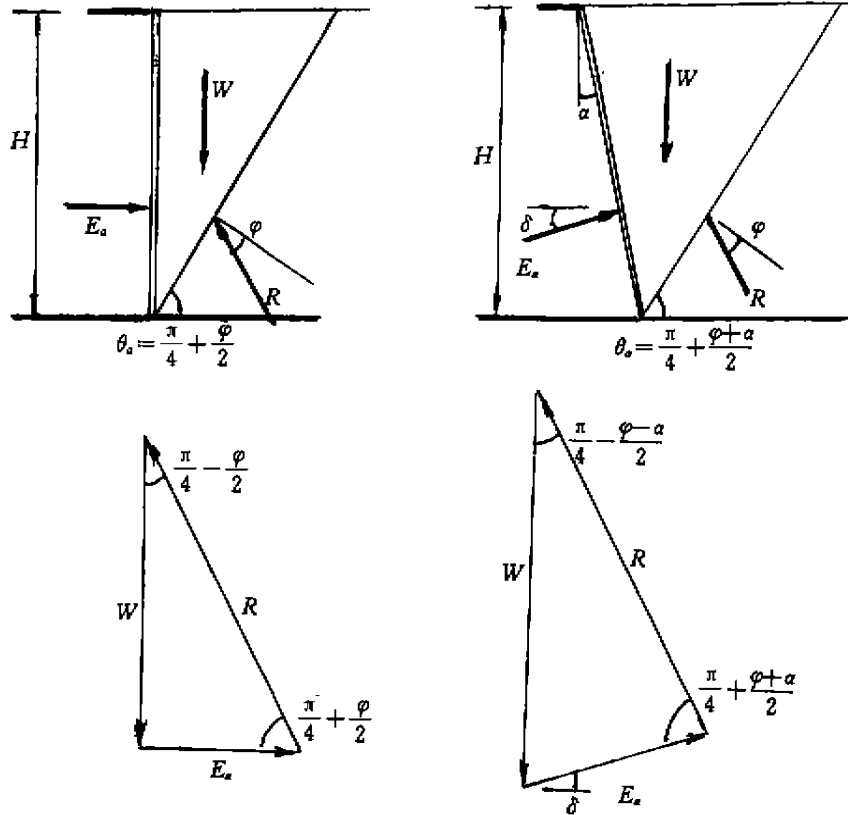


图 1

图 2

和 $K_a = [\operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi + \alpha}{2}) + \operatorname{tg} \alpha]^2 \cos \alpha$

但是,当考虑墙面摩擦时,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下(图 3,其中 δ 为墙面摩擦角)

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

从 $\frac{dE}{d\theta} = 0$ 得到

$$\operatorname{ctg}^2 \theta_a \sin \varphi \cos(\varphi + \delta) + 2 \operatorname{ctg} \theta_a \sin \varphi \sin(\varphi + \delta) - \cos \varphi \sin(\varphi + \delta) = 0$$

解此一元二次方程虽然可以得出

$$\operatorname{ctg} \theta_a = \sec(\varphi + \delta) \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)}{\sin \varphi} \cos \delta} - \operatorname{tg}(\varphi + \delta) \quad (2)$$

然而由于它不是直观的破裂角数值,不能将它直接代入式(1)而推导出主动土压力系数的表达式,故不得不另辟蹊径。幸好在上述推导 $\operatorname{ctg} \theta_a$ 的过程中还可得到

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

将上式代入式(1)可得

$$E_a = \frac{1}{2} r H^2 \frac{\sin \varphi}{\sin(\varphi + \delta)} \operatorname{ctg}^2 \theta_a$$

再将式(2)代入,得出

$$E_a = \frac{1}{2} r H^2 K_a$$

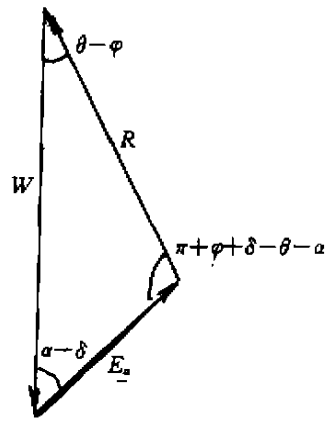
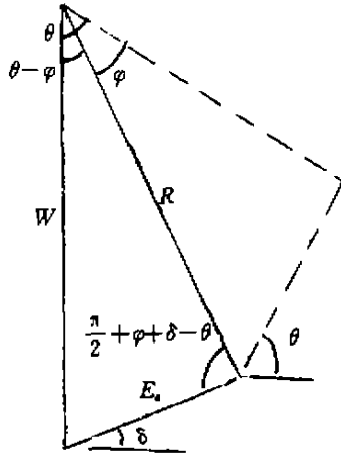
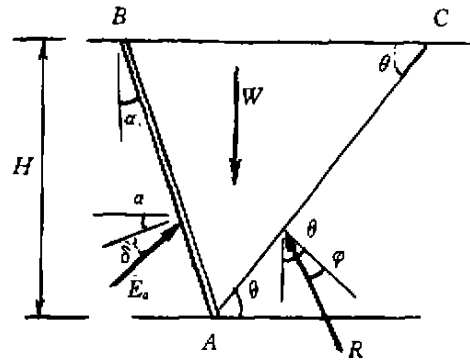
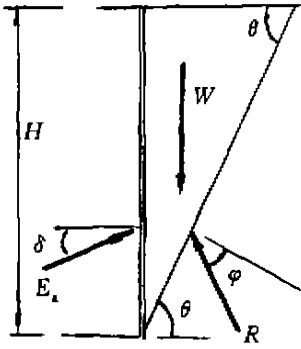


图3

图4

其中

$$K_a = \left[\frac{\sqrt{\cos\delta} - \sqrt{\sin\varphi \sin(\varphi + \delta)}}{\cos(\varphi + \delta)} \right]^2 \quad (3)$$

当墙面倾斜时(图4)

$$E = \frac{1}{2} r H^2 \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\cos\alpha \sin\theta} \cdot \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos(\theta - \alpha - \varphi - \delta)} \quad (4a)$$

或
$$E = \frac{1}{2} r H^2 (\text{ctg}\theta + \text{tg}\alpha) \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos(\theta - \alpha - \varphi - \delta)} \quad (4b)$$

根据式(4a),从 $\frac{dE}{d\theta} = 0$ 可得出

$$\begin{aligned} & \sin\theta \cos(\theta - \alpha - \varphi - \delta) [\cos(\theta - \alpha) \cos(\theta - \varphi) - \sin(\theta - \alpha) \sin(\theta - \varphi)] \\ & - \cos(\theta - \alpha) \sin(\theta - \varphi) [\cos(\theta - \alpha - \varphi - \delta) \cos\theta - \sin(\theta - \alpha - \varphi - \delta) \sin\theta] = 0 \end{aligned}$$

在继续推导过程中还可得到

$$\frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos(\theta - \alpha - \varphi - \delta)} = \frac{\cos\alpha \sin\varphi}{\sin(\varphi + \delta)} (\text{ctg}\theta + \text{tg}\alpha) \quad (5)$$

最后得出

$$\text{ctg}\theta = \sec(\alpha + \varphi + \delta) \sqrt{\frac{\cos(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \delta)}{\cos\alpha \sin\varphi}} - \text{tg}(\alpha + \varphi + \delta) \quad (6)$$

将式(5)代入式(4b)

$$E = \frac{1}{2} r H^2 \frac{\cos\alpha \sin\varphi}{\sin(\varphi + \delta)} (\text{ctg}\theta + \text{tg}\alpha)^2$$

再将式(6)代入,得出

$$K_a = \left[\frac{\sqrt{\cos\delta\cos(\alpha+\delta)} - \sqrt{\sin\varphi\sin(\varphi+\delta)}}{\cos(\alpha+\varphi+\delta)} \right]^2 / \cos\alpha \quad (7)$$

利用同样方法,可以得出上述两种情况中的被动破裂面倾角和土压力系数。当墙面竖直时(图5)

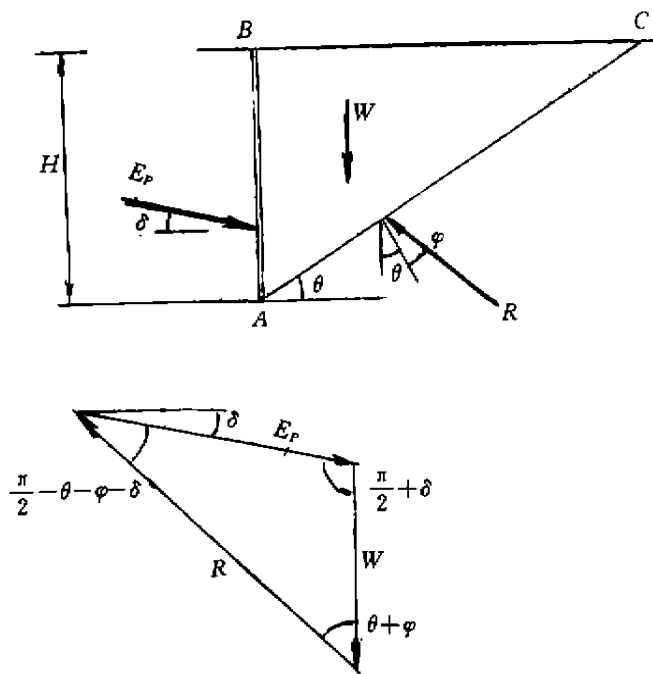


图5

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{ctg}\theta_p &= \sec(\varphi+\delta) \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cos\delta}{\sin\varphi}} + \operatorname{tg}(\varphi+\delta) \\ K_p &= \left[\frac{\sqrt{\cos\delta} + \sqrt{\sin\varphi\sin(\varphi+\delta)}}{\cos(\varphi+\delta)} \right]^2 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

而墙面倾斜时(图6)

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{ctg}\theta_p &= \sec(\varphi+\delta-\alpha) \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cos(\alpha-\delta)}{\cos\alpha\sin\varphi}} + \operatorname{tg}(\varphi+\delta-\alpha) \\ K_p &= \left[\frac{\sqrt{\cos\delta\cos(\alpha-\delta)} + \sqrt{\sin\varphi\sin(\varphi+\delta)}}{\cos(\varphi+\delta-\alpha)} \right]^2 / \cos\alpha \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

墙面摩阻对粘性土土压力的影响

在 $c \neq 0$ 的粘性土中,墙面摩阻的影响将更加复杂。虽然,在地面水平而墙面竖直且光滑的最简单的情况中,土的凝聚力并不影响破裂面的倾角。这可以从图7看出。

$$E_a = \frac{1}{2} r H^2 \frac{\operatorname{tg}(\theta-\varphi)}{\operatorname{tg}\theta} - \frac{cH}{\sin\theta\cos(\theta-\varphi)} \quad (10)$$

使 $\frac{dE_a}{d\theta} = 0$, 可以得到

$$\left(\sin\varphi + \frac{2c}{rH} \cos\varphi \right) \cos(2\theta - \varphi) = 0$$

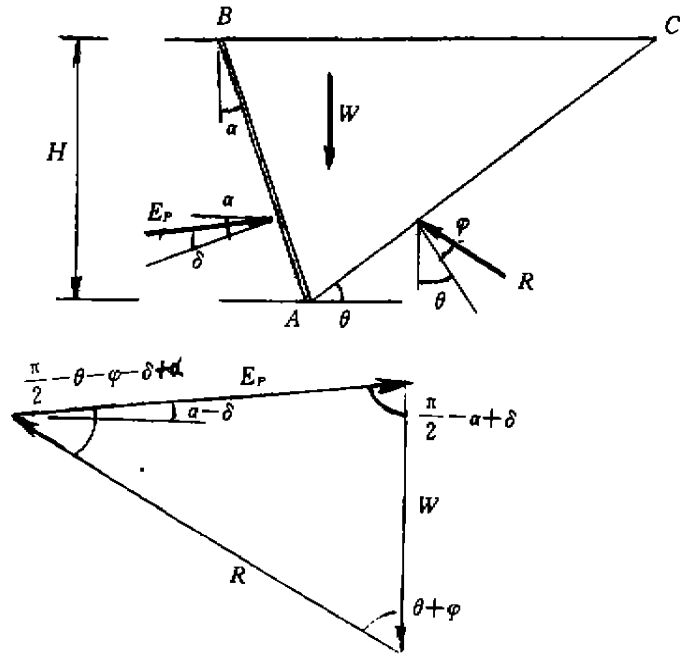


图6

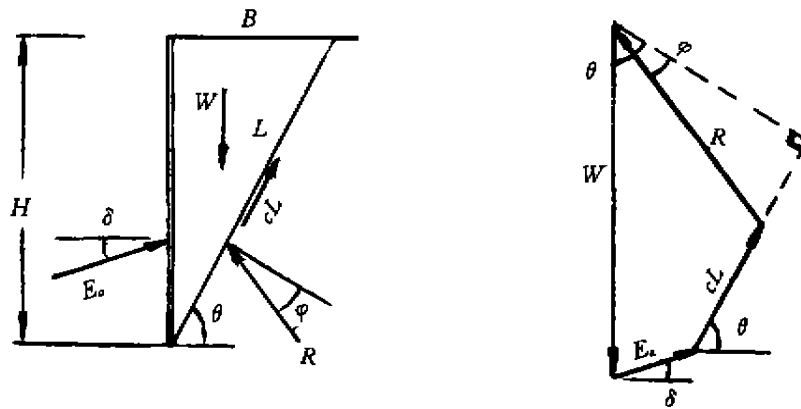


图7

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(10), 可得

$$E_a = \frac{1}{2} r H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a}$$

其中 $K_a = \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ 也与 $c=0$ 时的一样; 或者

$$E_a = \frac{1}{2} r H^2 K_a$$

其中 $K_a = \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) [\text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \frac{4c}{rH}]$

但是, 在考虑墙面摩擦时, 情况就大为不同。对于地面水平和墙面竖直的情况, 从图8得

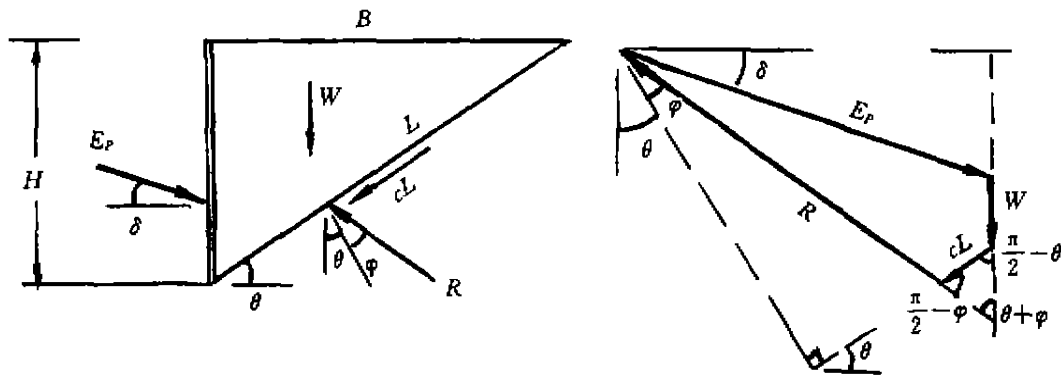


图8

$$E_x = \frac{\frac{1}{2}rH^2 \operatorname{tg}(\theta - \varphi) \operatorname{ctg} \theta - cH[\operatorname{tg}(\theta - \varphi) + \operatorname{ctg} \theta]}{\cos \delta + \sin \delta \operatorname{tg}(\theta - \varphi)}$$

$$= \frac{1}{2}rH^2 \frac{\sin(\theta - \varphi) \cos \theta - \frac{2c}{rH} \cos \varphi}{\cos(\theta - \varphi - \delta) \sin \theta} \quad (11)$$

令 $\frac{dE_x}{d\theta} = 0$, 可得

$$\frac{\sin(\theta - \varphi) \cos \theta - \frac{2c}{rH} \cos \varphi}{\cos(\theta - \varphi - \delta) \sin \theta} = \frac{\cos(2\theta - \varphi)}{\cos(2\theta - \varphi - \delta)}$$

$$= \frac{\operatorname{ctg}^2 \theta \cos \varphi + 2 \operatorname{ctg} \theta \sin \varphi - \cos \varphi}{\operatorname{ctg}^2 \theta \cos(\varphi + \delta) + 2 \operatorname{ctg} \theta \sin(\varphi + \delta) - \cos(\varphi + \delta)} \quad (12)$$

最后得到

$$\operatorname{ctg} \theta_x = \sec(\varphi + \delta) \sqrt{\frac{\cos \delta \sin(\varphi + \delta) + \frac{2c}{rH} \cos \varphi}{\sin \varphi + \frac{2c}{rH} \cos \varphi}} - \operatorname{tg}(\varphi + \delta) \quad (13)$$

将式(12)和(13)代入(11), 即得

$$E_x = \frac{1}{2}rH^2 K_x$$

其中

$$K_x = \frac{1}{\sin(\varphi + \delta)} \left[\frac{\sqrt{\cos \delta \sin(\varphi + \delta) + \frac{2c}{rH} \cos \varphi} - \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\varphi + \delta)} \sqrt{\sin \varphi + \frac{2c}{rH} \cos \varphi} - \frac{2c}{rH} \cos \varphi \right]^2 \quad (14)$$

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

$$\operatorname{ctg} \theta_p = \sec(\varphi + \delta) \sqrt{\frac{\cos \delta \sin(\varphi + \delta) + \frac{2c}{rH} \cos \varphi}{\sin \varphi + \frac{2c}{rH} \cos \varphi}} + \operatorname{tg}(\varphi + \delta) \quad (15)$$

表 1

考虑墙面摩擦阻时的主动破裂面倾角 θ_a 和土压力系数 K_a

δ	φ		8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
	θ_a 或 K_a	θ_a												
0	$\theta_{a0} = \frac{\varphi}{4} + \frac{\varphi}{2}$		49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
$\frac{1}{3}\varphi$	θ_a		45.4	46.6	47.7	48.8	50.0	51.1	52.2	53.3	54.5	55.6	56.7	57.8
$\frac{1}{2}\varphi$	θ_a		44.0	45.2	46.4	47.5	48.7	49.9	51.1	52.2	53.4	54.5	55.7	56.9
$\frac{2}{3}\varphi$	θ_a		42.7	43.9	45.2	46.4	47.6	48.8	50.0	51.2	52.4	53.6	54.8	56.0
φ	θ_a		40.5	41.8	43.1	44.4	45.6	46.9	48.1	49.4	50.6	51.9	53.1	54.3
0	$K_{a0} = \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$.755	.704	.656	.610	.568	.528	.490	.455	.422	.390	.361	.333
$\frac{1}{3}\varphi$	K_a		.729	.674	.624	.578	.534	.495	.458	.424	.392	.362	.334	.308
	$K_a/K_{a0}(\%)$		96	96	95	95	94	94	93	93	93	93	93	92
$\frac{1}{2}\varphi$	K_a		.718	.662	.612	.565	.522	.483	.447	.413	.382	.353	.326	.301
	$K_a/K_{a0}(\%)$		95	94	93	93	92	91	91	91	91	91	90	90
$\frac{2}{3}\varphi$	K_a		.708	.652	.601	.555	.512	.474	.438	.405	.375	.347	.321	.297
	$K_a/K_{a0}(\%)$		94	93	92	91	90	90	89	89	89	89	89	89
φ	K_a		.691	.635	.584	.539	.498	.461	.427	.396	.368	.342	.319	.297
	$K_a/K_{a0}(\%)$		92	90	89	88	88	87	87	87	87	88	88	89

表 2

考虑墙面摩擦阻时的被动破裂面倾角 θ_p 和土压力系数 K_p

δ	φ		8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
	θ_p 或 K_p	θ_p												
0	$\theta_{po} = \frac{\gamma}{4} + \frac{\varphi}{2}$		41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	31	30
$\frac{1}{3}\varphi$		θ_p	36.3	35.1	34.0	32.8	31.7	30.5	29.3	28.2	27.0	25.8	24.6	23.4
$\frac{1}{2}\varphi$		θ_p	34.4	33.2	32.0	30.7	29.5	28.2	27.0	25.7	24.5	23.2	21.9	20.7
$\frac{2}{3}\varphi$		θ_p	32.7	31.4	30.1	28.8	27.5	26.2	24.9	23.6	22.2	20.9	19.5	18.1
φ		θ_p	29.8	28.4	27.0	25.6	24.2	22.7	21.2	19.7	18.2	16.6	15.1	13.4
0	$K_{po} = \text{tg}^2(\frac{\gamma}{4} - \frac{\varphi}{2})$		1.323	1.420	1.525	1.638	1.761	1.894	2.040	2.198	2.371	2.561	2.770	3.000
$\frac{1}{3}\varphi$		K_p	1.393	1.519	1.659	1.816	1.991	2.190	2.414	2.669	2.961	3.298	3.688	4.143
		$K_p/K_{po}(\%)$	105	107	109	111	113	116	118	121	125	129	133	138
$\frac{1}{2}\varphi$		K_p	1.428	1.569	1.729	1.911	2.119	2.359	2.635	2.958	3.337	3.787	4.325	4.977
		$K_p/K_{po}(\%)$	108	110	113	117	120	125	129	135	141	148	156	166
$\frac{2}{3}\varphi$		K_p	1.463	1.621	1.803	2.013	2.259	2.547	2.888	3.297	3.792	4.399	5.153	6.105
		$K_p/K_{po}(\%)$	111	114	118	123	128	134	142	150	160	172	186	204
φ		K_p	1.535	1.730	1.963	2.242	2.582	3.001	3.525	4.193	5.063	6.223	7.818	10.095
		$K_p/K_{po}(\%)$	116	122	129	137	147	158	173	191	214	243	282	337

表 3

在粘性土中考虑墙面摩擦阻时的被动破裂面倾角 θ , 和土压力系数 K_p

c δ θ_r 或 K_p	0.05rH					0.1rH					0.2rH					0.4rH				
	10	15	20	25		10	15	20	25		10	15	20	25		10	15	20	25	
	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r	θ_r
0	40.0	37.5	35.0	32.5		40.0	37.5	35.0	32.5		40.0	37.5	35.0	32.5		40.0	37.5	35.0	32.5	
$\frac{1}{2}\varphi$	34.5	31.0	27.6	24.2		34.5	31.5	27.9	24.5		34.5	32.1	28.4	24.9		34.5	32.7	28.9	25.3	
$\frac{2}{3}\varphi$	33.0	29.2	25.5	21.9		33.0	29.8	25.9	22.2		33.0	30.5	26.5	22.6		33.0	31.2	27.1	23.1	
φ	30.3	26.0	21.9	19.8		31.4	26.1	22.3	18.1		32.5	27.5	22.9	18.5		33.4	28.4	23.6	18.9	
0	2.021	2.358	2.739	3.196		2.157	2.512	2.916	3.398		2.503	2.886	3.328	3.856		3.334	3.775	4.291	4.908	
K_p	2.150	2.658	3.347	4.347		2.325	2.875	3.620	4.695		2.741	3.369	4.222	5.449		3.694	4.482	5.557	7.094	
$K_p/K_{p0}(\%)$	106	113	122	136		108	114	124	138		110	117	127	141		111	119	130	145	
K_p	2.300	2.784	3.626	4.941		2.389	3.025	3.940	5.360		2.830	3.566	4.625	6.259		3.829	4.770	6.125	8.203	
$K_p/K_{p0}(\%)$	109	118	132	155		111	120	135	158		113	124	139	162		115	136	143	167	
K_p	2.313	3.085	4.358	6.714		2.531	3.382	4.775	7.340		3.026	4.032	5.672	8.666		4.124	5.447	7.599	11.498	
$K_p/K_{p0}(\%)$	114	131	159	210		117	135	164	216		121	140	170	225		127	144	176		

注: $K_{p0} = \gamma g \left(\frac{\gamma}{4} + \frac{\rho}{2} \right) \left[\gamma g \left(\frac{\gamma}{4} + \frac{\rho}{2} \right) + \frac{4c}{\tau H} \right]$

$$K_p = \frac{1}{\sin(\varphi + \delta)} \left\{ \left[\frac{\cos\delta \sin(\varphi + \delta) + \frac{2c}{rH} \cos\varphi + \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\varphi + \delta)} \sqrt{\sin\varphi + \frac{2c}{rH} \cos\varphi} \right]^2 - \frac{2c}{rH} \cos\varphi \right\} \quad (16)$$

因此,在 $c \neq 0$ 的粘性土中,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 φ 和墙面摩擦角 δ ,而且还随着凝聚力 c 的数值而变。

讨论

为了定量地评价墙面摩阻对于土压力的影响,表1和表2分别示出用式(2)、(3)和(8)得出的各种计算值。从此可以看出,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小10%左右;但是,它对被动土压力的影响却很大,特别是当土的内摩擦角 φ 和墙面摩擦角 δ 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 增大约20~240%左右(表2)。在粘性土中,墙面摩阻对于被动土压力系数的影响也大致在这个范围内。从表3可以看出,当 $c = (0.05 \sim 0.4)rH$ 和 $\varphi = 10^\circ \sim 25^\circ$ 时,设 $\delta = \varphi/2$, K_p 将增大约5~45%;设 $\delta = \varphi$,则 K_p 增大约15~135%。

早在四、五十年前,已有一些学者(例如太沙基^[4]、崔托维奇^[5]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 $\varphi = \delta = 30^\circ$ 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,误差的数值还不小,而当 $\delta > \frac{\varphi}{2}$ 时,这种误差将随着 φ 和 δ 值的增大而急剧上升,甚至达到不可容忍的程度(表4)。这是因为当 φ 和 δ 值增大时,假设的平面滑动面偏离实际发生的圆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4

方法	φ			20°			30°			40°		
	0	$\varphi/2$	φ	0	$\varphi/2$	φ	0	$\varphi/2$	φ	0	$\varphi/2$	φ
索科洛夫斯基理论 K_{p0}	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
$K_p/K_{p0}(\%)$	100	101	104	100	103	116	100	108	154	100	121	509

注:摘自文献[5]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。从表2和表3看出,在 φ 和 δ 值较大的情况中,当 $K_p/K_{p0} > 1.5$ 时, θ_p 往往接近甚至小于 $\frac{\pi}{8}$ 。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 $K_p > 1.5K_{p0}$ 的计算值(表2和表3中黑框内的数值),采用时必须十分慎重。国内有些地方的地基基础设计规范^[6,7]中,对于考虑墙面摩阻而提出的被动土压力修正系数,在 $\varphi = 20^\circ \sim 40^\circ$ 时高达1.6~3.0,这似乎过于偏高。

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):120-125
- 2 魏汝龙,话说土压力的水土合算问题,地基处理,1996年第4期
- 3 魏汝龙,开挖卸载与被动土压力计算,岩土工程学报(1997,19(6))
- 4 Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics. 1943
- 5 Увьговин, н. А., механика урунтов. 1951
- 6 上海市地基基础设计规范(DBJ08-11-89),1989
- 7 南京地区地基基础设计规范(DB32/112-95),1995

河北省第四届工程建设及山东港口 工程地基学术讨论会在承德举行

河北省土木建筑学会地基基础学会委员会与山东省土木工程学会港口工程委员会于1996年9月9日至12日在承德市联合召开了河北省第四届工程建设及山东港口工程地基学术讨论会。这次会议的中心议题是深基坑开挖与支护技术,大会共收到论文40余篇,经论文编辑委员会审查后收到论文集的论文共计26篇,这些论文基本上反映了河北省工程建设和山东港口工程建设方面地基基础技术水平和现状。

在大会期间煤炭部太原设计研究院教授级高工,勘察大师王步云做了“土钉——一种边坡稳定及支护技术”的专题报告;太原工业大学土木系主任、副教授,博士白晓红做了“土的微观结构”的专题报告;河北省土木建筑学会地基基础学术委员会主任吴廷杰高工做了“复合地基技术的新进展和新概念”专题报告。与会代表认为专题报告选题合理,密切结合实际,专题报告做的精彩,受到与会代表的好评。另外还有16位论文作者在会上宣读了论文。

两个省,两个相近学科的工程技术人员在一起共同探讨地基问题,在全国学术活动中是少见的,这是一个创举。山东港口工程界的代表同河北省工程建设界的代表一起讨论地基基础问题,可以互相取长补短。港口工程领域的有关土力学地基的经验可以向工程建设领域里渗透。这样有利于促进两个专业的土力学地基基础技术的发展和提高。通过这次学术活动创造了一良好的开端,使河北省土木建筑学会地基基础学术委员会与山东土木工程学会港口工程委员会建立了长期的固定的联系,定期共同举办学术活动和技术经验交流。促进两省地基基础技术的进展、学术繁荣。代表们一致反映这次大会学术空气浓,会风好,理论联系实际,能触及岩土工程的热点和难点。出席这次会议的代表共计100余人。

(吴廷杰供稿)

粉体喷射搅拌法加固软基室内 及静动态原位试验研究^{*}

林 彤

(中国地质大学 武汉 430014)

[摘要] 粉体喷射搅拌法是一种加固软基的新方法。本文在分析了水泥土室内配合比试验的基础上,进行了粉体喷射搅拌桩(简称粉喷桩)的静载荷试验和动态原位试验的成果分析,由此得出结论,并提出了粉喷法现在存在的某些问题,旨在为促进和扩大粉喷法的应用作些有益的工作。

概述

粉体喷射搅拌法(简称 DJM 法或粉喷法)是以生石灰粉、水泥粉等粉体材料作为固化剂,通过专用的粉体喷射搅拌施工机械,用压缩空气将粉体加固料以雾状喷入地基土中,再凭借钻头叶片的旋转,使粉体加固料与原位软土搅拌,并得到充分混合,由固化剂和软土间所产生的一系列物理—化学反应,使软土硬结成具有整体性、水稳定性和一定强度的加固土,从而提高地基强度和增大变形模量。由于粉体加固料种类较多,不只限于生石灰粉、水泥粉,且外掺剂种类也较多,所以,国内多称为“粉喷法”。

1967年瑞典 Kjeld Paus 首次提出使用石灰搅拌桩加固 15m 深度范围内软土地基的设想,并于 1971年现场制成一根用生石灰和软土搅拌制成的柱。次年在瑞典斯德哥尔摩以南约 10km 处的 Hudding 用石灰粉体喷射搅拌柱作为路堤和深基坑边坡稳定措施。瑞典的 Linden—Alimat 公司还生产出专用的成柱施工机械,柱径可达 500mm,最大加固深度 10~15m。

几乎同一时期,日本于 1967年由运输部港湾技术研究所开始研制石灰搅拌施工机械,1974年开始在软土地基加固工程中应用,并研制出两类石灰搅拌机械,形成两种施工方法。一类为使用颗粒状生石灰的深层石灰搅拌法(DLM法);另一类为使用生石灰粉末的粉体喷射搅拌法(DJM法)。

铁道部第四勘测设计院于 1983年初开始进行粉体喷射搅拌法加固软土的试验研究,并于 1984年在广东省云浮硫铁矿铁路专用线上单孔 4.5m 盖板箱涵软土地基加固工程中使用,后来相继在武昌和连云港用于下水道沟槽挡土墙和铁路涵洞软基加固,均获得良好效果。它为软土地基加固技术开拓了一种新方法,可在铁路、公路、市政工程、港口码头、工业与民用建筑等软土地基加固方面推广使用。

粉喷法加固软土技术,具有独特的优点:

* 收稿日期 1996年10月

1. 由于将固化剂和原地基软土就地搅拌混合,不再向地基中注入附加水分,反而能充分吸收周围软土中的水分,因而不仅最大限度地利用了原土,而且加固后地基的初期强度高,对含水量高的软土加固效果尤为显著;

2. 粉体喷射时不会使地基侧向挤出,所以对周围建筑物的影响很小;

3. 按照不同地基土的性质及工程设计要求,合理选择固化剂及其配方,设计比较灵活;

4. 施工时无振动、无噪音、无污染,可在市区内和密集建筑群中进行施工;

5. 土体加固后重度基本不变,对软弱下卧层不会引起附加沉降;

6. 与钢筋混凝土桩基比较,节省了大量钢材,并使造价大幅度降低。

试验及工程情况

此次室内及原位静动态试验是在实际的工程现场进行的,场地原为农田,属于长江河漫滩沉积,场地土层的物理力学性质指标见表1。

试验场地土层的物理力学性质指标

表1

层序	土层名称	厚度(m)	含水量 ω (%)	重度 γ (kN/m ³)	孔隙比 e	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	快剪		压缩模量 E_s (kPa)
								C (kPa)	φ	
I	杂填土	0.83		19.0-19.8						
II	亚粘土	0.91	27.8	19.4	0.82	14.9	0.54	28	19.3	5380
III	淤泥质粘土	5.28	34.2~42.0	19.2~18.7	0.97~1.15	17.6	0.79~1.23	14	15.6	2830
IV	淤泥质亚粘土	2.35	36.1	18.5	1.04	15.6	0.94	10	19.6	3700
V	粉砂	5.98	根据原勘探资料,标贯击数 $N=13.8$							
VI	细砂	4.83	根据原勘探资料,静力触探 $P=5500\sim 6500\text{kPa}$							

为了给设计计算和施工工艺提供可靠的参数,并检验粉体喷射搅拌法的加固效果,分别进行了水泥土室内配合比试验,粉喷桩静载荷试验和动态原位试验等,下面分别介绍。

(一) 水泥土室内配合比试验

此目的是为了了解加固水泥的品种、掺入量、水灰比、最佳外掺剂对水泥土强度的影响。水泥作为固化剂是提高软土强度的主要因素。室内配合比所取土样,由钻机在场地进行补充勘探时取得,并在室内使土样完全扰动,制得试块为直径50mm、高度100mm的圆柱体。表2为水泥土配方试验成果表。

水泥土配方强度试验成果表

表2

掺入比 指标 龄 期	10%			15%			20%		
	含水量(%)	容重(kN/m ³)	q_u (kPa)	含水量(%)	容重(kN/m ³)	q_u (kPa)	含水量(%)	容重(kN/m ³)	q_u (kPa)
7天	33.4	18.7	416	32.4	18.9	657	30.8	19.0	859
28天	33.7	18.8	661	32.4	18.7	1130	30.4	18.7	1276
90天	32.5	18.4	1057	32.4	18.6	1981	31.1	18.8	(2026)

注:水泥采用 425 号普通硅酸盐水泥,室内土样的天然含水量为 40%,土样的天然重度为 18.7kN/m³,数据带括号者仅供参考。

图 1 为水泥掺入比与水泥土,无侧限抗压强度在不同龄期时的关系曲线。可见,水泥加固土的强度随掺入比的增加而增大,且对于掺入比为 10% 的水泥土而言,28 天龄期的强度约为 7 天龄期 1.6 倍;90 天龄期的强度为 7 天龄期的 2.6 倍,为 28 天龄期的 1.6 倍。

(二)水泥土室内抗压试验

将不同掺入比,不同龄期的水泥土试块进行抗压试验,得到不同的应力~应变关系曲线,如图 2、图 3 和图 4。从图中可以看到,随着龄期的增加,同一种掺入比的水泥土在相同的应变下,其无侧限抗压强度随掺入比的增加而增大;且随着掺入比的增大,在相同的应变条件下,其无侧限抗压强度也相应增加;随着龄期的增长,其无侧限抗压强度也增长。

(三)粉喷桩的静载荷试验

粉喷桩桩长 9m,直径 0.5m,采用圆形载荷板加载。图 5 为桩的 P~S 曲线,可得桩的承载力标准值为 611.2kPa(按 S~logt 破坏曲线确定)。若按一般的 S=0.01B(或 0.01D)来取值,则粉喷桩的承载力标准值为 830kPa。

有一点需要说明,粉喷桩与地基组成复合地基的结论是长期研究的结果,所以应以复合地基的理论来计算加固后的复合地基承载力标准值,用下述公式:

$$f_{p,k} = \frac{f_{p,k} \cdot A_p + f_{s,k} \cdot A_s}{A} \quad (1)$$

式中 $f_{p,k}$ 、 A_p ——粉喷桩承载力标准值和桩的截面积;

$f_{s,k}$ 、 A_s ——天然地基的承载力标准值和加固面积内扣除 A_p 的剩余面积,

$$f_{s,k} = 109.4 \text{ kPa}。$$

计算得到复合地基的承载力标准值为 263.4kPa。通过与另一组复合地基静载荷试验得到的复合地基承载力标准值 218.8kPa 相比,二者相差不太大。

(四)粉喷桩动态原位试验

粉喷桩作为一种新型桩,是水泥和土的混合物经过一系列的物理、化学反应并胶结而成的。与钢筋混凝土桩相比,粉喷桩的强度要低 20~30 倍,而且粉喷桩的密度、弹性模量和周围介质的差别不太大,这个差别越小,就越难得到桩底的回波信号。

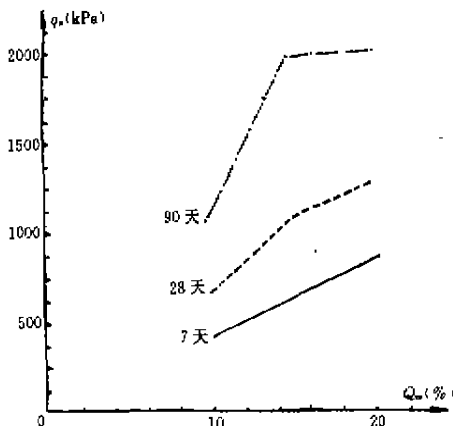


图 1 掺入量与抗压强度的关系曲线

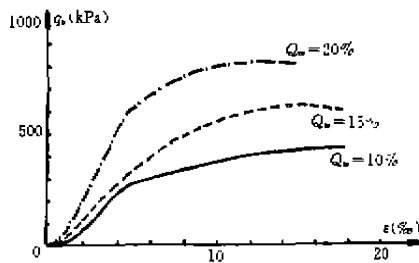


图 2 7 天龄期水泥土应力—应变关系曲线

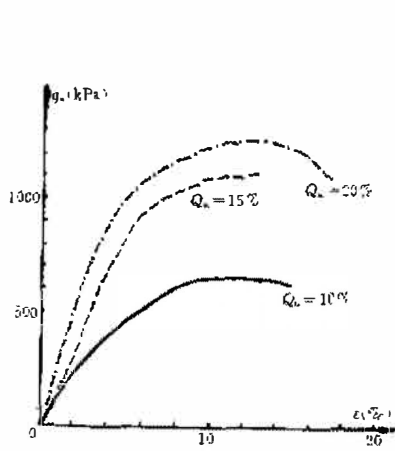


图3 28天龄期混凝土应力—应变关系曲线

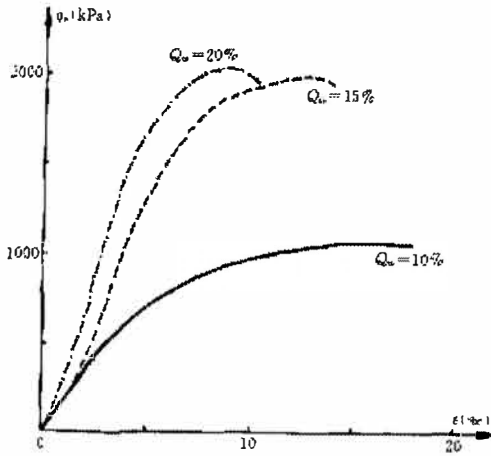


图4 90天龄期混凝土应力—应变曲线

瞬态激振(敲击)时域频域分析法基于波动理论和振动理论。由波的传播理论可知,当桩顶受到一敲击力作用后,桩顶上入射波沿桩身向下传播,如果桩身内的波阻抗不发生变化,则入射波一直传播到桩底才产生反射。桩产生的反射是由于桩身材料和桩尖处土的波阻抗不同而引起的。因此,如果桩身内某处的波阻抗发生了变化,则应力波在波阻抗变化处将产生反射。波阻抗(E 、 P 、 C)反映了材料的特性,应力波在桩身内的传播特性可由安装在桩顶的传感器获得。根据实测信号,就可判别桩身长度和桩的均匀性,并计算单桩承载力标准值。

假设桩为简单的直杆,由振动理论可知,一维弹性直杆的振动频率方程(对于摩擦桩而言)为:

$$f_n = \frac{c}{2L}n \quad (n=0,1,2,\dots) \tag{2}$$

式中 c ——应力波在桩身中的传播速度;

L ——桩的长度;

f_n ——第 n 阶振动频率;

n ——振动的阶数。

由此,可得相邻两阶频率差 Δf 为:

$$\Delta f = f_n - f_{n-1} = \frac{c}{2L} \tag{3}$$

因此,根据实测信号,并将其作频谱分析,就可得 Δf ,并由波在桩身中的传播速度 c ,求得桩的长度 L 。

上述公式(2)和(3)是对一根完整的、均匀的弹性直杆而言的。对于一根有缺陷的桩,如桩身产生严重的不均匀,则应力波在桩身中的传播形式将发生变化,表现在频谱图中,即出

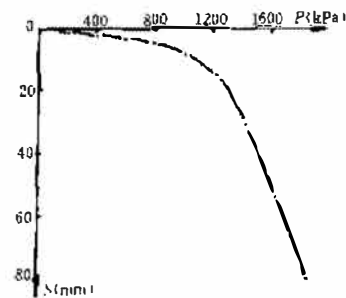
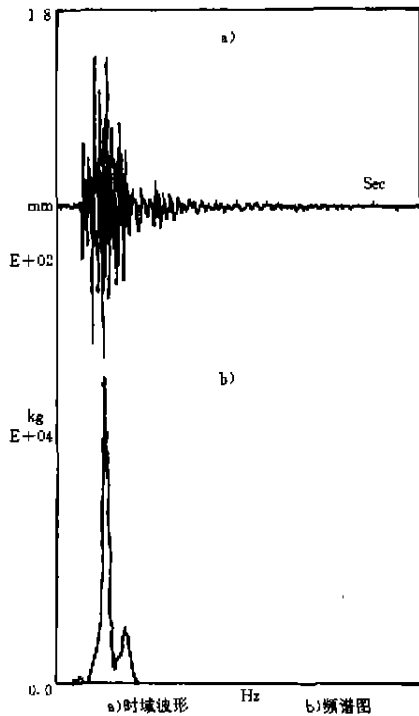


图5 9m单桩P~S曲线

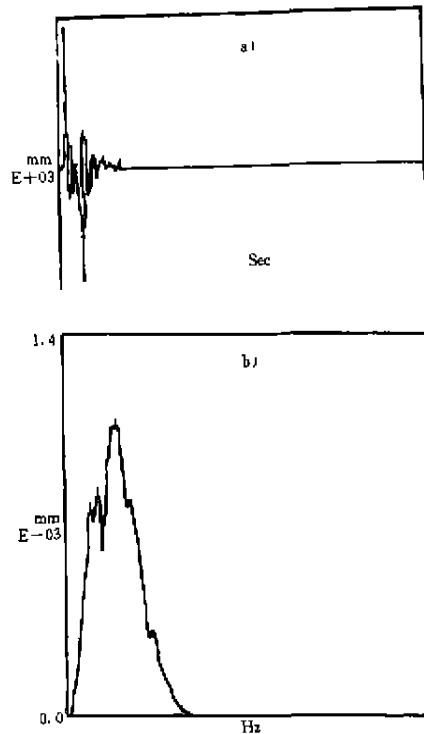
现反映缺陷的频率成分。由此,可以正确地确定桩身长度、桩身均匀性、不均匀层位置以及计算单桩的承载力标准值。

粉喷桩试样为随意采集工地上的一段桩,桩段长 0.62m,实测结果见图 6,测得应力波在试样中来回一次的传播时间为 0.98 毫秒,频谱图中获得的一阶振动频率为 1021Hz,由此求得应力波传播速度为 1266m/s。



(a)时域波形 (b)频谱图

试样



(a)时域波形 (b)频谱图

1#桩

图 6

图 7

因只有一个样品,故测试结果代表性不强。为了求得应力波在粉喷桩中的传播速度,暂将待测的四根桩桩长当作已知条件。

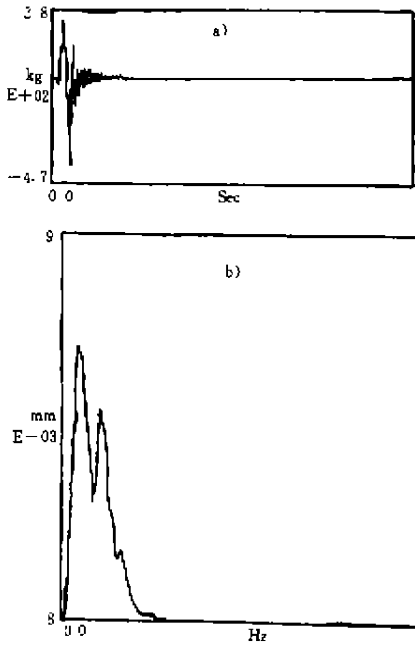
图 7、图 8、图 9 和图 10 为相应的测试结果。检测结果汇总见表 3。

从检测结果可见,四根桩均可获得桩底回波信号,在频谱图中都可以得到一阶振动频率,表明桩身质量较好。另外,应力波在粉喷桩中的传播速度在 1000m/s~1200m/s 左右,显然低于钢筋混凝土桩。

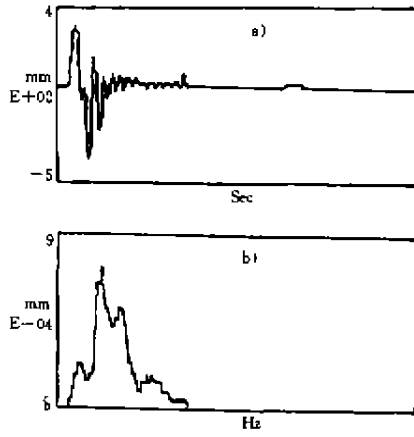
粉喷桩动态检验试验结果

表 3

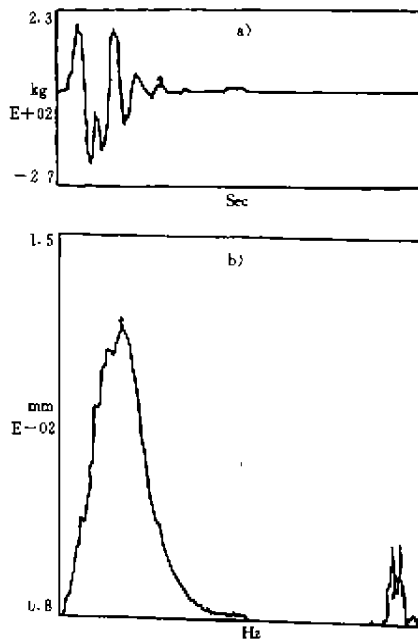
桩号	桩长 (m)	一阶频率 (Hz)	波速 (m/s)	承载力标准值 (kN)	桩身质量描述
试样	0.62	1021	1266		
1	9.0	67.1	1208	157	较均匀
2	9.0	57.6	1037		较均匀,但层理明显
3	9.0	58.1	1046	172	较均匀
4	6.0	85.0	1020		较均匀,桩顶下 2m 强度较高



(a)时域波形 (b)频谱图
图8 2#桩



(a)时域波形 (b)频谱图
图9 3#桩



(a)时域波形 (b)频谱图
图10 4#桩

结论和建议

水泥加固土的室内试验可以为粉喷法的设计、计算和施工工艺提供可靠的参数,且室内试验表明,有些软土的加固效果较好,如一般认为含有高岭石、多水高岭石、蒙脱石等粘土矿物的软土加固效果较好;而有的软土加固效果则不够理想,如含有伊里石、氯化物和水铝英石等矿物的粘性土以及有机质含量高,pH 值较低的粘性土加固效果较差。

粉喷桩与桩间土共同组成复合地基,承受上部荷载的作用。经多年工程实践可以表明,粉喷法加固软土地基可适用于八层以下的民用住宅建设,也可用于地下防渗墙以阻止地下渗透水流、高填方路堤下的基层及防止码头岸壁的滑动等等工程中。粉喷桩桩身截面各点处的强度不均匀,中心轴点强度最低,沿径向方向强度逐渐增加,故而粉喷桩的静动态原位试验可以有效地进行其质量检验,确保施工质量。另外,粉喷桩施工操作简便,工人劳动强度小,施工噪音低,振动小,是一种大有发展前途的新型的软基加固方法。当然,粉喷桩复合地基的设计和计算理论还有待进一步研究,其施工机具的改进也是不可缺少的,应使其向自动化、精密化方向发展。对以上这些问题的进一步研究和讨论,将为粉喷技术的广泛应用开辟更广阔的途径。

参考文献

- 1 林彤,粉体喷射搅拌法加固软土地基的应力及应变研究,硕士研究生论文,1991
- 2 叶书麟,韩杰,叶观宝,地基处理与托换技术,北京:中国建筑工业出版社,1994
- 3 地基处理手册编写委员会,地基处理手册,北京:中国建筑工业出版社,1988
- 4 龚晓南,复合地基引论,杭州:浙江大学出版社,1991

《区域性土的岩土工程问题 学术讨论会论文集》简介

随着我国经济建设的飞跃发展,土木建筑工程遍及全国各地。区域性土(如软粘土、冲填土、膨胀土、红粘土、泥炭土、冻土、湿陷性黄土、盐渍土以及风化壳等)的岩土工程问题已引起岩土工程界的关注。本论文集汇集了近年来各地有关区域性土的理论研究成果和工程实验经验,内容包括区域性土的工程特性、区域性土的岩土工程勘察、设计(地基处理、深基坑开挖与支护等)与施工等,既有一定的理论深度,又有较强的实用性。可供土木和建筑工程领域内从事岩土工程勘察、设计、施工及科研的工程技术人员和大专院校有关专业师生参考和学习。

该论文集 16 开本,胶印,正文 450 余面,计 74 万字。已由原子能出版社正式出版(书号为 ISBN7-5022-1607-3),每本定价 70 元(邮购每本 77 元)、欢迎订购。欲购单位和个人请向《岩土工程师》编辑部索取订单(邮编:315010;地址:宁波市南站东路 2 号望湖大楼;电话:0574-7317948)。

(洪尊辉)

南京千帆大厦基坑涌砂分析

宋克强

(水利部南京水文水资源研究所 南京 210024)

1976年7月17日,开挖深度已达10m的南京千帆大厦基坑东南角突然涌沙,同部位地面塌陷,沿街埋设的水管、煤气管断裂,沿线数百户居民因此停气、断水,给社会生活带来麻烦。

千帆大厦座落在40m厚的松软土地基之上。5—7m深度以内为粉质粘土为主的沉积物。6—18m为粉土、粉砂,18—38m为粉质粘土。38—40m为砂砾卵石层。为开挖基坑,设计了钢筋混凝土灌注桩——钢管支撑组成的支护系统,在其外围施工了一圈厚约40cm的素混凝土地下连续墙,墙深19~20m,以便与相对隔水的粉质粘土一起隔绝基坑内外的地下水渗流。

基坑开挖始于年初。同时基坑内用管井降水,日抽水量约在1000m³。基坑开挖实践表明,支护系统变形尚在允许范围之内,隔水帷幕效果良好。

基坑涌沙后,一种观点认为是地基位移所引起。但是土压力最大处在基坑西侧,那里与两幢六层楼房相邻。而出事的东南角是两条街道相交会的地方,那里的土压力应是最小的,土质是最疏松的。另一种观点认为,是长期抽取地下水,使流砂层流失所致。这一观点有些道理,但很难解释现象的必然性,也很难解释为什么发生在基坑角上。

砂是随水运动的,现象的内因在水。为此,依基坑的两条中轴线及基坑外28m处平行线划定平面范围,将该范围内40m厚的松散土层做渗流区进行三维有限差分法计算(图1)。计算用了5760个结点,每个结点按所在层位给定了工程勘探报告提供的不同方向的渗透系数值,将隔水帷幕处理为内部隔水边界,基坑中轴线与基岩面为隔水边界,渗流区外缘与基坑底面为定水头边界,计算结果可以看出如下规律(图2):

1. 虽然粉质粘土的渗透性能较差,但它并不影响全区形成一个统一连续的渗流体,仍然有地下水通过它渗入基坑;
2. 基坑外的水头损失不大,从基坑外地下水水面至帷幕底缘处,仅10~30kPa,而基坑底部有相当大的水力梯度产生,形成了相当大的动水压力;
3. 沿帷幕线底缘水头分布也有不同,基坑拐角处最高,它与基坑中轴线处的水头可相差20kPa(图3)。

根据计算,基坑拐角帷幕底部的水头为9m水柱高(按基坑底面为零计),从此处至基坑底的渗流路径为9m,故水力梯度为1,单位体积的动水力为 $10 \times 1 = 10 \text{ kN/m}^3$,而土的浮重度为 9 kN/m^3 ,凝聚力极低的粉砂在动水力作用下处于悬浮状态,基坑内外土体失衡,这就

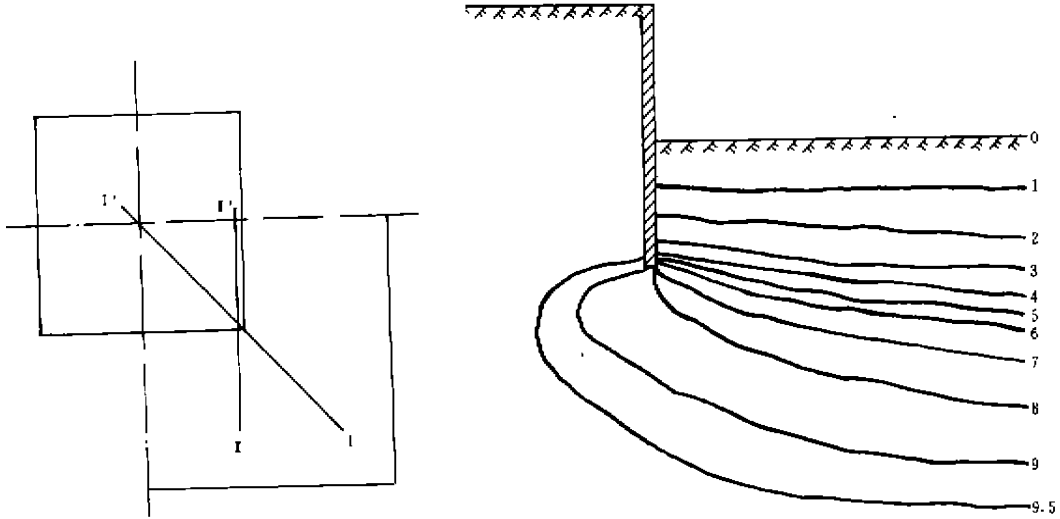
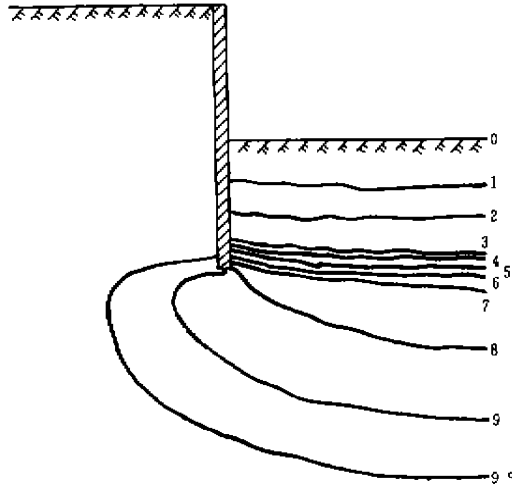


图1 渗流计算区范围及剖面位置示意

图2 I-I'剖面等水压线图(水柱高单位:m)

图3 沿帷幕内侧的I-I'剖面等水位线图
(水柱高单位:m)

是产生涌砂和塌陷的根本原因。

由本次计算可知,传统上采用的动水力简化计算方法过于粗糙,并且是偏不安全的,动水力大小取决于天然水文地质条件以及基坑开挖形成的人工边界条件。基坑拐角处因有较好的补给条件,因而动水力更大一些。这些情况在设计中应予充分考虑,以保证基坑开挖能安全、经济地进行。

振冲的垫层作用 ——昆明滇池草海深厚软基加固处理*

张天明 杨宁杉

(云南省水利水电勘测设计研究院 昆明 650021)

[摘要] 振冲法处理软基的机理是借助于振冲器填入高强度碎石料并尽可能的置换出软弱物质,然后通过排水固结较快地提高地基的抗剪强度和承载力。受振冲法处理深度的制约,对于埋藏深厚的软弱地基,桩体只能根据设计置换率、密实度的要求做到一定深度,即振冲桩与部分置换后的软土组成的复合地基共同承担起一种能有效维持上部结构安全的垫层作用。本文结合草海副坝软基处理的设计、施工、检测,得到了一些有益的结论。

引言

滇池草海副坝工程位于昆明市西南海埂大堤船房河口,副坝高出水面 3.5m~4.0m,坝轴线长 430m。副坝建于 1970 年,修建时基础未作任何加固处理,建成至今二十多年的时间内曾先后出现过四次大的险情,副坝的位移一直没有停止过,坝身累计总沉降量已达 3m 左右,最大水平位移高达 22m,即在滇池水压的作用下坝体一直在向后移动,险情十分严重,若不采取工程措施加以处理,一旦溃坝,坝后昆明市投巨资兴建且地势低洼的旅游度假区将被淹没,因此副坝的除险加固处理显得十分迫切,它的处理效果的好坏,直接影响到整个度假区的安全。

通过全面勘察,基本查明了软基的物质组成及其物理、力学性质;在分析研究的基础上确定了引起病害的原因在于地基强度太低,不能保持坝体的稳定,因此需要选用合适的方法对地基进行加固处理,以提高其承载力,增强坝体的抗滑、抗变形能力,从而达到除险加固的作用。

工程地质概况

副坝分为南北两段,南段长 266m,北段长 164m,坝址区地势平缓,分布高程 1884.2~1885.4m。软基属湖滨沼泽地貌,以第四系湖相沼泽沉积为主,局部存在河湖相交潜沉积,是一种较典型的软弱地基。地下水主要为孔隙潜水,补、径、排与滇池草海水位密切相关,接受湖水和大气降雨补给。

软基埋深 25m,具有层数多、变化复杂、软土厚度大,且物理力学性质差等特征。软基主

* 收稿日期 1996年9月

参加本工程的主要人员有:杨宁杉高级工程师、张天明、朱晓柯工程师。

要由泥炭、淤泥、淤泥质粘土、粉砂粉土、粉细砂等组成,原位土主要物理力学指标列入表1。

草海软基土主要物理力学指标表

表1

土层编号 及名称	层厚 (m)	天然重度 (kN/m ³)	孔隙比 (e)	天然含 水量 (%)	塑性指数 I_p	压缩系数 a_{1-2} (MPa ⁻¹)	固结快剪		承载力 (kPa)
							c (kPa)	φ (°)	
①坝土	5.4~13.8	17.27	1.21	44.2	15.5	0.58	33.3	11.5	
②泥炭	1~5	13.54	2.95	122	43	2.95	17.5	8.5	30
③淤泥	1.6~4.3	14.62	2.25	99	22.6	2.67	21.5	9.3	40
④淤泥质 粘土	1.7~5.8	16.38	1.36	43.8	18.8	0.895	20.7	14	70
⑤粉砂粉土	0.9~2.5	17.36	0.845			0.22	12.5	19	120
⑥淤泥质 粉质粘土	4~6	17.07	1.18	43	14.8	0.71	29	14.5	80
⑦粉细砂 粉土	埋深在地表 以下18m	17.46	1.0	36	3.1	0.59	16.1	24.4	160
算术平均		16.24	1.54	46.67	12.5	1.23	21.5	14.5	83.3
小值均值							16.7	10.8	55

草海副坝软基具有下述特点:

- ①天然含水量高,其中泥炭层含水量高达122%。
- ②孔隙比大,在0.84~2.95之间。
- ③压缩性高,为高压缩性土体。
- ④力学强度低,室内浸水快剪 c 值仅为10kPa, φ 值最低只有4°。
- ⑤地基承载力低,泥炭层仅达30kPa。

显然,软基中的泥炭层、淤泥层、淤泥质粘土层及粉砂层不能直接作为天然持力层来维持坝体的稳定,必须进行适当的加固处理,以改善其物理力学性质和地基承载力,满足坝体稳定的需求。

加固设计

1. 需要解决的问题

滇池草海副坝工程由于软基埋藏深、组成复杂、抗剪强度及承载力低,无法满足上部结构的稳定和变形要求,多年来一直在产生滑动和沉降,因此需要进行除险加固处理。通过处理使软基迅速排水固结,达到提高其强度的目的。

工程除险加固的关键是要解决下述两个问题:

- ①提高地基抗剪强度,即提高 c 、 φ 值,减少滑动的可能性;
- ②提高地基变形模量,确保基础及坝体不出现大的差异沉降。

在解决了上述问题后对原有坝体进行适当的培厚加高即可达到有效的除险加固。

先后对混凝土深层搅拌法、塑料排水板法、振冲法作了大量的分析对比,考虑到软土物理力学性质差、施工要求紧迫、资金投入有限的特点,选用振冲法来进行处理。

振冲法处理此类软基主要是置换后的复合地基起垫层作用,即在软土中填入强度高、排水性能好、有一定级配要求的碎石料,置换出其中的淤泥、泥炭等物质,形成一个具有一定强度和排水性能良好的碎石桩体,桩体与软土组成复合地基而共同工作,以满足上部结构需要的强度和变形要求。

2. 加固设计

2.1 设计桩距排距

软基埋藏较深,没有必要使所有的桩体穿透软土层,原因一是对机具设备要求很高,需要有较多的重型设备;二是长桩施工难度大,有效桩深和桩体质量不易保障;再就是投资不易控制。因此有必要对设计桩深进行优化,根据上部结构的要求来展开设计工作。

设计中要解决的问题是置换率、密实度。通过分析计算,坝基南段为主要应力区,置换率必须达到 27.7% 以上;北段为次要应力区,置换率应达到 17.7%,据此设计了南、北段的振冲桩、桩距和排距,即:

(1) 南段

振冲桩呈正三角形布置,桩距 l_1 、排距 l_2 ,设计填料量 $V_1=1.2\text{m}^3/\text{m}$,松、实方折减系数 0.8,相应的实方填料量为 $V=V_1 \times 0.8=0.96\text{m}^3/\text{m}$,设计置换率 $F_v=27.7\%$,则由(1)式得:

$$F_v = \frac{V}{l_1 \cdot l_2} \quad (1)$$

对于正三角形布置又有如下关系:

$$l_1, l_2 = 0.866l_1^{[2]} \quad (2)$$

将(2)代入(1)式得出,南段 $l_1=2.0\text{m}$, $l_2=1.73\text{m}$,相应桩径 $D=1.1\text{m}$,南段振冲进尺占整个软基处理工作量的 76.4%。

(2) 北段

振冲布置型式与南段相同,北段为次要应力区, $F_v=17.7\%$,代入(1)式得 $l_1=2.5\text{m}$, $l_2=2.17\text{m}$ 。

根据设计南北段置换率,再类比其它工程,取桩土应力比 $n=3$,则由(2)式可分别推算出复合地基承载力。

$$R_p = [1 + F_v(n-1)]R_s^{[3]} \quad (3)$$

式中 R_p ——复合地基承载力;

R_s ——原位土承载力平均值,南段为 50kPa,北段为 60kPa。

南段 $R_p=77.7\text{kPa}$;北段 $R_p=81.24\text{kPa}$ 。满足变形稳定的地基承载力为 75.2kPa,可见设计承载力满足要求。

2.2 设计桩深

设计桩深主要依据抗滑稳定的需要来确定,由于桩体不可能深入至 25m 深的持力层,因而处理后振冲桩在此起垫层作用。

碎石填料 $\varphi=38^\circ$,则由(4)式得出抗剪强度指标。

$$\varphi_r = \arctan F_v \cdot \varphi + \arctan(1 - F_v) \cdot \varphi_n^{[4]} \quad (4)$$

式中 φ_r ——复合地基内摩擦角;

F_v ——置换率;

φ_n ——原位土内摩擦角。

根据上式计算得 $\varphi = 18.3^\circ$, 相应的 c_f 值 $> 20 \text{ kPa}$ 。抗滑稳定分析表明南段最大桩深 15m, 北段最大桩深 12m 即满足抗滑稳定要求。

软基处理设计振冲桩 1995 棵, 进尺 26160m, 其中南段 1479 棵, 进尺 18328.4m, 平均桩深 12.4m, 最大桩深 $> 15 \text{ m}$; 北段 516 棵, 进尺 5663.9m, 平均桩深 10.98m, 最大桩深 $> 12 \text{ m}$ 。

2.3 施工参数

在大面积满堂桩施工全面展开之前, 为了检验设计的合理性, 摸索出适合工程实际地质情况的主要施工技术参数及施工工艺流程。在振冲区域内进行了 35 棵桩, 525m 进尺的振冲试验, 试验桩平均桩深 15m。通过试验确定了大面积满堂桩施工控制指标, 即: 对准误差 $< 5 \text{ cm}$; 成桩误差 $< 10 \text{ cm}$; 密实电流为 55~60A; 造孔水压 0.7MPa, 制桩水压 0.5MPa, 清孔 2 次, 制桩留振时间 15~20s, 填料量 $0.96 \text{ m}^3/\text{m}$ 。

实际施工中除严格按照上述指标外, 还应注意控制孔斜、振冲提升高度、每次填料量等因素; 对于一次振动后加密段长度超过 20cm 的部分, 采取复振 1~2 次的措施来保证加密后桩体质量。

质检

在振冲施工结束后借助于原位测试方法对施工质量和施工效果进行了抽样检验。桩间土共布置试验点 5 个, 作标贯试验, 标贯 52 次; 取样钻孔 5 个, 共采取原状样 24 组, 进行有关的土工试验, 试验结果列入表 2。

振冲后桩间土主要物理力学指标表

表 2

编号及土层名称	天然状态			压缩系数 a_{1-2} (MPa^{-1})	凝聚力 c (kPa)	内摩擦力 φ ($^\circ$)	容许承载力 (kPa)
	容重 (kN/m^3)	含水量 (%)	孔隙比 (e)				
②泥炭	10.59		7.630	9.24	11.5	3.3	30
③淤泥	13.93	95.9	2.493	2.22	4.5	1.9	30
④淤泥质粘土	13.93	87.9	2.493	2.22	4.5	1.9	30
⑤粉砂粘土	18.05	32.3	0.935	0.29	33.3	20.6	132
⑥淤泥质粉质粘土	16.38	50.2	1.399	1.27	12.3	1.5	35
⑦粉土粉细砂	18.84	27.3	0.790	0.17	20	27.2	185

振冲碎石桩共随机抽取四棵进行动(2)型重力触探, 触探试验 38.5m, 24 段次, 桩体优良率 75%。根据动力触探碎石桩允许承载力为 504.24kPa。

从检测结果看, 由于工期紧, 基础振冲与副坝培厚施工交叉进行, 检测时桩间土的恢复期仅为 3~4 周。因此振冲后桩间土物理力学指标改善不显著, 这主要是由于软土受到振冲的扰动作用, 特别是粘性土, 扰动后土的结构遭到破坏, 需要重新进行排列组合, 寻找新的应力分配平衡, 随着时间的推移, 排水固结的进一步加快, 土体的物理力学指标得到恢复并提高。

效果及评价

草海副坝软基振冲碎石桩根据需要只做到适当的桩深, 而不是做到深厚的基岩或持力

层,成桩后的碎石桩形成了一个具有一定厚度的地下垫层,由该垫层来确保坝体的稳定。加固后的质检结果显示:振冲碎石桩承载力达 $504.24kPa$,复合地基承载力南段比处理前提高了1.554倍;北段提高1.4倍;复合地基抗剪强度提高1.7倍,处理后副坝适应变形及抗滑稳定的能力得到加强。在副坝软基振冲加固后对原有坝体进行了培厚加高处理,加固一年多来,运行良好,无明显的变形和位移,表明采用振冲加固处理软基获得成功。

参考文献

- [1],[2] 叶书麟《地基处理》,中国建筑工业出版社,1992
[3],[4] 林宗元主编《岩土工程治理手册》,辽宁科学技术出版社,1993

《地基处理技术》内容简介

《地基处理技术》是建设系统专业技术人员继续教育丛书之一。该书由著名专家编写,中国环境出版社出版。中国建筑科学研究院地基所副所长闫明礼研究员主编,吴廷杰、裘以惠、袁内镇、朱庆麟、熊厚金参编。

为了更好地为国民经济建设服务,本着普及和提高兼顾的原则,吸收国内外最新科研成果,力求在内容上体现先进性、实用性、针对性和适当超前性的原则编写了此书。

全书共分九章,介绍了八种地基处理方法:垫层法、强夯法、散体桩复合地基、石灰桩、灰土桩复合地基、水泥土桩复合地基、CFG桩复合地基、高压喷射注浆法和灌浆法,全书共计65万字。

对于一些常用的方法,力图利用近年的科研成果写出它们的发展和提高,有些方法和内容是目前一些手册和专著尚未列入的。有的方法如CFG桩复合地基成套技术是被国家科委列入了国家级重点推广成果。对于每个方法,重点阐述了加固机理,适用范围,设计计算,施工工艺及质量检测方法,并给出了较多的工程实例,以便设计、施工时参考。

该书定价32.00元,邮购价36.00元,如果需要购书者请向河北省建筑科学研究院吴廷杰联系,邮编050021,地址,石家庄市槐中中路29号,电话0311-5816604(办),5819792(宅)。

(吴廷杰)

夯实水泥土桩在某综合楼工程杂填土地基加固中的应用

张家柱 朱士彬

(安徽省建筑工程质量监督检测站土工室 蚌埠 233000)

[摘要] 本文通过用夯实水泥土桩加固杂填土地基的工程实例,对该方法加固的方案设计、施工以及加固后的效果检验进行了论述。证明用该法加固杂填土地基是可行的。

前言

安徽省某地区处于淮河支流—沱河一级阶地地貌单元上,拟建的开发区综合楼工程为七层框架结构,长77.5m,宽24.0m。地面以下以杂填土、粉质粘土、粉细砂为主要地层结构,浅层地基为杂填土,结构松散、压缩性高、工程性质差且不均匀,仅依靠天然地基不能满足要求,必须对杂填土层进行加固,以提高地基承载力,减少其不均匀沉降。原加固方案中采用振冲碎石桩;后经与夯实水泥土桩方案比较,后者至少具有下列优点:一方面节省费用近35%左右,且施工工期可以提前一个月完成;另一方面可以避免振冲碎石桩施工中产生的振动和对城市的污染及居民生活的影响;采用夯实水泥土桩方案具有明显的社会效益和经济效益。

工程地质概述

综合楼场地原系居民区,地基土自地表向下10m范围内可分为3层,具体简述如下:

1. 杂填土:黑色、黄灰色,可塑~软塑状态,内夹碎砖块、瓦片、煤渣及草木灰,底部有素填土,层厚5.6~7.7m,层底标高为23.56~25.09m,该层 N_{10} 一般为13~30击, $N_{63.5}$ 为4.52~13.0击, P_c 值一般为0.51~4.04MPa, E_c 为3.0MPa,承载力标准值 $f_k=80\text{kPa}$ 。

2. 粉质粘土:灰黄色,可塑状态,含氧化铁、铁锰结核及少量钙核,层间不规则,呈软弱状,层厚1.0~2.0m,层底标高22.7~23.30m。 $N_{63.5}$ 一般为4.35~13.0击; P_c 值为0.85~2.41MPa, E_c 为5.5MPa,承载力标准值 $f_k=150\text{kPa}$ 。

3. 粉细砂:褐黄色、中密、饱和。内夹杂有云母片,该层未钻穿。 $N_{63.5}$ 为12.57~25.5击, P_c 值为5.38~15.88MPa, E_c 为12.0MPa,承载力标准值 $f_k=200\text{kPa}$ 。

场地地面高程在30.18~31.06m之间,呈东高西低,地下水属上层滞水及潜水型,水位升降受大气降雨影响。施工期间地下水位高程24.06m。

加固方案设计

根据地质勘察资料,该建筑物所在场地的杂填土层地基承载力 $f_{s,k}=80\text{kPa}$,要求处理后的复合地基承载力达到 $f_{sp,k}=180\text{kPa}$ 。根据地基承载力的要求,结合土的性质及施工方法等因素选定桩孔直径为 350mm,桩长为基础底面(高程 28.5m)以下 4.5m 左右,以穿透全部杂填土层而进入粉质粘土层不小于 0.3m 为宜。参照《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91 中,深层搅拌法的计算方法。加固设计按下列公式计算其置换率:

$$m = (f_{sp,k} - \beta f_{s,k}) / \left(\frac{R_{si}^d}{A_p} - \beta f_{s,k} \right)$$

式中 m —面积置换率; $f_{sp,k}$ —复合地基承载力标准值; $f_{s,k}$ —桩间天然地基土承载力标准值; β —桩间土承载力折减系数,取 $\beta=1.0$; R_{si}^d —单桩竖向承载力标准值;根据勘察资料分析计算确定 $R_{si}^d=68\text{kN}$; A_p —单桩的截面积,则:

$$m = \frac{180 - 1.0 \times 80}{\frac{68}{\frac{1}{4} \times 3.14 \times 0.35^2} - 1.0 \times 80} = 0.159$$

综合上述分析,该工程中夯实水泥土桩的桩长为 4.5m,直径为 350mm,桩的平面布置按等腰三角形布桩,桩距 1.10m,排距 0.55m,即置换率 $m=0.159$ 。

加固地基施工概况

采用洛阳铲人工成孔,成桩直径为 350mm,夯实锤质量 25kg,落距大于 1.20m,桩孔内填料采用塑性指数大于 10 的粘性土与水泥(干土质量:水泥质量=7:1)加水拌和形成接近最优含水量(18~20%)的水泥土,分层填入桩孔内,每层虚铺厚度不超过 250mm,采用人工持锤夯实,夯实标准按每 5 击夯沉量不大于 10mm 进行控制。

效果检验

1. 桩身干密度检测

为了随时了解桩身水泥土的密实度,每当一批水泥土桩施工后 24 小时内,随机抽取 2~3% 的桩体,用洛阳铲在桩体内沿不同深度处用长柄环刀取样,测得其干密度值在 1.52~1.58g/cm³ 范围内,其压实系数 $\lambda=0.93\sim 0.98$,基本满足压实系数大于 0.93 的要求。

2. 桩身开挖检查

为检验这种水泥土桩的施工质量,我们在整个工程施工结束后,随机地开挖了 5 个桩体使桩身暴露来进行检查,结果表明,桩体的外观比较匀称、密实且坚硬;水泥土比较均匀,无架空、漏夯或水泥浆富集现象;桩体上下连续,未发现有严重缩径现象,同时我们还发现成桩后的桩径比设计桩径 $\Phi=350\text{mm}$ 要增大 8.5~21.0%。另外,在开挖的 5 个桩体中随机抽取了 8 组芯样,测得其无侧限单轴抗压强度为 3.2~4.70MPa,满足桩身设计强度 1.8MPa 的要求。

3. 复合地基的静载荷试验

为了直观地反映杂填土地基加固后的效果以检验其承载力是否满足设计要求,在加固地基范围内随机选取了三个单桩复合地基试验点进行垂直静载荷试验。根据每根单桩承担

的处理面积换算成正方形荷载板的边长 $b=778\text{mm}$, 面积为 0.605m^2 。三个试验点单桩复合地基的试验成果见图 1 所示。

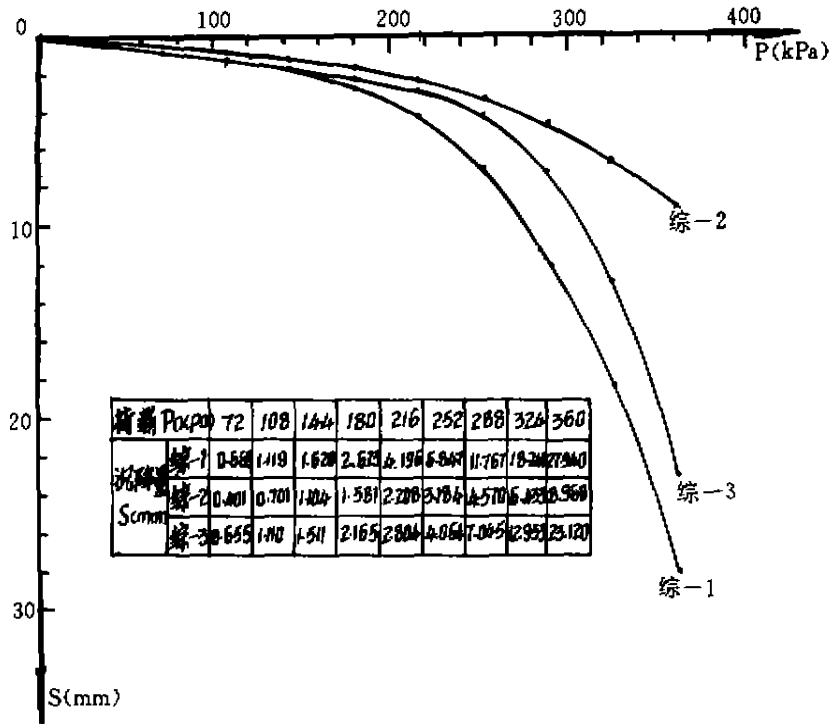


图 1 静载荷试验 $P\sim S$ 曲线

从上图的静载荷试验 $P\sim S$ 曲线看:三个试验点单桩复合地基当最大加荷量达到 360kPa 时,各试验点所对应的承压板沉降量分别为 27.94mm , 8.96mm , 23.12mm ,复合地基均未出现破坏迹象;在设计荷载 180kPa 作用下,各试验点所对应的沉降量分别为 2.623mm , 1.581mm , 2.165mm 。满足该场地设计承载力标准值 180kPa 的要求。

另外,在最大试验荷载及设计荷载作用下各组试验的相对沉降 s/b 见下表:

试验点	综-1		综-2		综-3	
荷载(kPa)	360	180	360	180	360	180
s/b	0.0359	0.0034	0.0115	0.0020	0.0297	0.0028

由表中数值可见,复合地基的沉降量很小,承载力的提高幅度大,比原天然地基提高了 1.25 倍,加固效果显著。此外,在 360kPa 荷载作用下,复合地基未出现破坏迹象,复合地基的承载力仍具有一定的潜力,所以对一些沉降要求不高的建筑物还可以得出较高的承载力。

结论

1. 夯实水泥土桩加固杂填土地基的施工速度快、工期短,1499 根桩仅用 15 天左右即完成全部施工任务,给开发区尽早地发挥工程效益起到了很大的作用,而且经济效益明显,比碎石桩方案节省投资 35%。

2. 无污染、无振动,对附近建筑物较少影响;施工设备简单、易于操作,同时采用人工成孔和夯实,质量容易控制。

3. 夯实水泥土桩用来加固杂填土地基是一种比较经济、有效的方法,加固处理后的复合地基承载力比原天然地基的承载力提高了1.25倍。此外,夯实水泥土桩的变形模量远大于桩间土的变形模量,复合地基所受的总荷载中水泥土桩将承担大部分的荷载,从而降低了基础底面以下一定深度内土中的应力,消除了持力层内产生大量的压缩变形等不利影响。

总之,某地区开发区综合楼场地复合地基静载荷试验结果表明:采用夯实水泥土桩加固杂填土地基技术上是可行的,加固效果是明显的,是值得推广应用的地基加固技术。

参考文献

- 1 地基处理手册编写委员会 地基处理手册 中国建筑工业出版社 1988
- 2 建筑地基处理技术规范(JGJ79-91) 中国计划出版社 1992
- 3 叶书麟编著 地基处理 中国建筑工业出版社 1988

《全国黄土学术会议论文集》简介

本书是中国工程建设标准化协会湿陷性黄土委员会第一次学术讨论会论文汇编。它反映了当前我国在黄土工程性质与地基处理方面的理论与实践现状和进展。主要包括:黄土的工程性质,测试与应用、动力特性,地基处理的设计、施工和质量检验等有关理论和技术。

本书可供我国西北、华北、东北和豫西等黄土地区从事土建工程,科学研究、大专院校等广大科技人员参考。

全书共计60万字,每册邮购价50元。有需要此书的请与河北省建筑科学研究院吴廷杰联系,邮编050021,地址,石家庄市槐中中路29号,电话0311-5816604(办),0311-5819792(宅)。

(吴廷杰)

桩竖向荷载—沉降特性的传递函数法综述*

何思明

(中国第十九冶金建设公司建研院 攀枝花 617023)

传递函数法的概念最初来自人们对桩基的分析中。于1965年由Seed和Reese研究单桩沉降计算时引入。其基本思路是将桩视为由许多弹性单元组成,每一个单元与土体之间(包括桩底)都用非线性弹簧联系起来,这些弹簧就表示了桩侧阻力(桩底阻力)与桩身剪切位移(桩底位移)之间的关系。这种关系方程式我们称为荷载传递函数或 $t-z$ 曲线。一旦获得了能正确反映桩—土间关系的传递函数后,就可以求得竖向荷载下桩侧阻力、桩身轴力分布以及桩身各截面处的位移。由于传递函数能较好地反映桩侧土体的非线性和成层非均质性,能考虑桩和桩侧土体等各种因素的影响,具有概念明确、精度高、适应性强、特别符合工程应用等特点,因而得到了广泛的应用。随着工程实践、理论研究的不断深入,近年来,人们又将传递函数法的概念和方法推广到锚杆问题的研究之中,并取得了成功(参见文献1、2)。从而拓宽了传递函数法的应用范围,为传递函数法的研究注入了新的活力,开创了新的局面。

接触面上的应力—变位关系

我们知道,不论是桩基问题还是锚杆问题,最终都归结为混凝土与土体接触面上的应力—变位关系。这种关系就决定了荷载传递函数表达式。朱泓、殷宗泽在文献[3]中对土与结构材料接触面性能进行了综述,并将已有的描述接触面上应力—位移关系的计算模式归结为三类。即双曲线模式;弹塑性模式;修正 $R-O$ 模式。现分述如下:

一、双曲线模式

Clough在盒式直剪仪上研究砂与光滑混凝土接触面上的平均剪应力—位移的关系时提出平均剪应力与剪切位移之间的关系可用双曲线来表达,其通用形式为(见图1):

$$\tau = S / (a + b \cdot s) \quad (1)$$

双曲线模式已为大家所公认,并得到了普遍应用。

二、弹塑性模式

Brandt根据室内直剪试验及原位观测资料提出用弹塑性模式来表达接触面上的剪应力—位移关系,其具体表达式为(见图2):

$$\left. \begin{aligned} (\tau/\sigma) &= s \operatorname{tg} \varphi & s < s_0 \\ (\tau/\sigma) &= (\tau/\sigma)_0 + (s - s_0) \operatorname{tg} \varphi_f & s > s_0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

三、修正 $R-O$ 模式

* 收稿日期:1996年6月

Desai 提出,在循环荷载作用下,土与混凝土接触面上的应力-位移关系可用修正的 $R-O$ 模式表示,其表达式为:

$$u_r = u_y \left(\frac{\tau}{\delta K_{,u_y}} \right) \left(1 + \alpha \cdot \left| \frac{\tau}{\delta K_{,u_y}} \right|^{R-1} \right) \quad (3)$$

卸荷与再加荷曲线的关系式为:

$$u_r \pm u_i = u_y \left(\frac{\tau - \tau_i}{\delta K_{,u_y}} \right) \cdot \left(1 + \frac{2\alpha}{2^R} \left| \frac{\tau - \tau_i}{\delta K_{,u_y}} \right|^{R-1} \right) \quad (4)$$

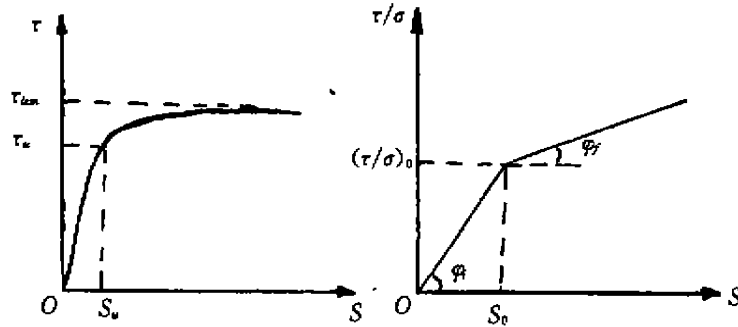


图1 双曲线模式

图2 弹塑性模式

传递函数

从传递函数法提出至今已有近 30 余年的历史,其间经过了 Kezlic(1975)、佐藤悟(1965)Vijayvergiya(1977)、Coyle 和 Reese(1966)、Holloway(1975)以及国内学者陈竹昌、徐和、王旭东、何思明等人的继承和发展,已提出了众多的荷载传递函数。归纳起来,不外乎有四种类型。现分述如下:

一、基于双曲线模式的传递函数

1 徐和方法(参见文献[4])

该方法主要针对软土地基提出来的,其表达式为:

桩身传递函数:

$$\tau = \tau_u \{ 1 / [0.65 + 0.35(z_u/z)] \} \quad (5)$$

桩底传递函数:

$$P = P_u \{ 1 / [0.6 + 0.4(z_{ub}/z)] \} \quad (6)$$

式中, τ_u 、 P_u 分别为桩侧、桩底的极限阻力和桩端极限阻力; z_u 、 z_{ub} 分别为桩侧极限剪切位移和桩端极限位移。

2 何思明方法(参见文献[5])

该方法具有更广泛的适应性,不仅适合软土,也适用于其它类型的岩土。同时它具有广义性,徐和法、佐藤悟法为其两个特例。其具体表达式为:

桩侧传递函数:

$$\tau = \tau_u / [(1 - \xi) + \xi \cdot z_u/z] \quad (7)$$

桩底传递函数:

$$P = P_u / [(1 - \zeta) + \zeta \cdot z_{ub}/z] \quad (8)$$

式中, ξ 、 ζ 为土性参数; τ_u 、 P_u 分别为桩侧、桩底的极限阻力; z_u 、 z_{ub} 分别为桩侧、桩端的

极限位移。

3 潘时声方法(参见文献[6])

传递函数:

$$f(s) = \frac{a \cdot s}{b + s} \quad (9)$$

其中:

$$a = \frac{c}{c-1} f_u, \quad b = \frac{s_u}{c-1} \quad (10)$$

式中, f_u 为极限桩侧阻力或极限桩端阻力; s_u 为基本达到极限阻力时的位移; c 为系数, 取决于传递函数初始切线和极限阻力与 s_u 的关系。

二、基于弹塑性模式的传递函数

1 佐藤悟法(参见文献[7])

该方法将桩身及桩底的传递函数用弹性—全塑性模型来表达:

桩侧传递函数:

$$\tau = \tau_u (z/z_u) \quad (11)$$

桩底传递函数:

$$P = P_u (z/z_u) \quad (12)$$

式中, τ_u, P_u 分别为桩侧、桩端的极限阻力; z_u, z_{u2} 分别为桩侧、桩端的极限位移。

2 曹汉志方法(参见文献[8])

该法将桩身传递函数简化成弹性—全塑性模型, 而将桩底传递函数简化成弹性—硬化模型。曲线关系见图 3、图 4。

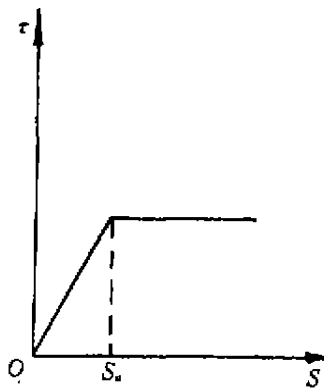


图3 桩身传递函数

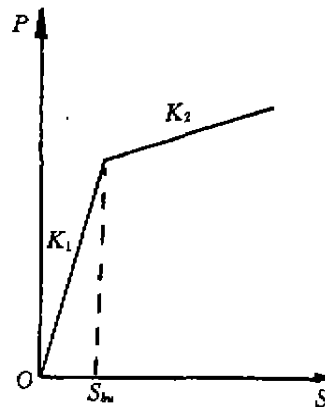


图4 桩底传递函数

三、基于剪切位移法的传递函数(参见文献[9])

王旭东等引用剪切位移法的一些研究成果, 提出了基于剪切位移法的传递函数。其表达式为:

桩身传递函数:

$$S = \frac{\tau_0 r_0}{G_i} \ln \left[\frac{r_m - \frac{\tau_0 R_f}{\tau_f}}{1 - \frac{\tau_0 R_f}{\tau_f}} \right] \quad (13)$$

桩底传递函数:

$$S_b = P_b(1 - \gamma_b) / [4G_b r_b (1 - \frac{P_b R_f}{P_t})^2] \quad (14)$$

式中, r_b 为剪应力的影响半径, 根据 Randolph 和 Worth 建议取为 $2.5L(1 - \nu)$; G 为土的初始剪切模量; R_f 为拟合常数; τ_f 为土体破坏时的剪应力。

四、其它方法

主要是用二次曲线或三次曲线来表达桩身、桩底传递函数。

1 陈竹昌方法(参见文献[10])

桩身传递函数:

$$\tau = \tau_r (z/z_{cr})^{0.5} \quad (15)$$

桩底传递函数:

$$P = P_u (z/z_{cb})^{0.5} \quad (16)$$

式中, τ_r 桩侧土的极限剪切阻力; P_u 桩底土的极限阻力; z_{cr} 、 z_{cb} 桩侧及桩底土的极限剪切位移和桩底土的极限位移。

2 Vijayvergiya 法(参见文献[11])

桩身传递函数:

$$\tau = \tau_r [2(z/z_{cr})^{0.5} - z/z_{cr}] \quad (17)$$

桩底传递函数:

$$P = P_u (z/z_{cb})^{1/3} \quad (18)$$

式中, τ_r 桩侧土的极限剪切阻力; P_u 桩底土的极限阻力; z_{cr} 、 z_{cb} 桩侧土的极限剪切位移和桩底土的极限位移值。

数值计算

从以上传递函数看, 有用线性方程表达的, 也有用非线性方程表达的, 这就决定了求解方法的多样性, 但归结起来, 主要有三种解法。

一、线性分析

佐藤悟法, 由于其传递函数表达式是线性的, 因而, 将其代入荷载传递微分方程, 利用所给的边界条件, 直接积分就能得到问题的解。

二、非线性分析

大多数传递函数表达式都是非线性的, 无法直接积分, 因而必需进行数值分析, 给出数值解。现有的数值方法主要有两种。变形协调法、矩阵位移法。

1 变形协调法

该法将桩离散化, 在其底部设定一位移值, 然后根据桩身的轴向变形与桩侧变形的协调关系, 逐段向上递推求得桩段各点处的相应轴力、桩侧阻力。具体计算步骤参见文献[12]。

2 矩阵位移法

矩阵位移法的实质是杆系有限单元法, 其基本思路是: 将桩离散化, 建立桩身轴力与位移的关系, 然后按迭代法求解, 其具体迭代过程参见文献[13]。

工程实例

引用一煤气柜桩基静载荷资料(参见文献[14])。该工程桩概况如下: 桩径 1.0m 入土深度

15. 16m、桩身混凝土强度 C20、主筋 14, 16, 4, 18。桩身穿过土层的主要物理力学指标见表 1。

各土层的主要物理力学指标

表 1

土层名称	重度 kN/m	内摩擦角 度	内聚力 kN/m	压缩模量 MPa
冲积粉质粘土	17.5	18	0.05	9
昔格达细砂岩	18.6	25	0.03	10
昔格达泥岩	17.8	25	0.08	8

采用何思明方法对该桩进行计算, 计算参数详见表 2。

传递函数法计算参数

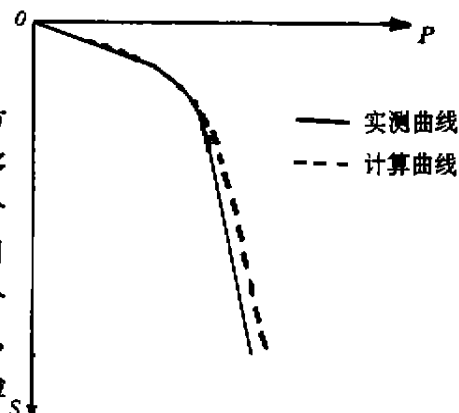
表 2

土层	ξ	η	δ 度	Z_0 mm	Z_{∞} mm
冲积粉质粘土	0.5	—	11	6.5	—
昔格达细砂岩	0.6	—	16	6.0	—
昔格达泥岩	0.5	0.6	16	6.5	50

计算获得的 $P-S$ 曲线与实测 $P-S$ 曲线见图 5。

结语

传递函数法目前已形成了一整套较完善的分析方法, 近年来, 国内学者在传递函数研究方面取得了较多的成果, 特别是将传递函数方法推广到锚杆问题的分析中后, 将带动传递函数法向更深入的方向发展。但目前许多传递函数都是建立在有限的试验数据和机理分析基础上, 具有一定的局限性。因此, 在今后的工作中, 我们应加强室内实验与现场原位测试工作, 以资检验各种传递函数的合理性, 同时有利于找到更合理、更能反应实际的新型传递函数。

图 5 计算、实测 $P-S$ 曲线

参考文献

- 1 S. M. He(何思明) Mechanism of Anchor in Deep Excavation, Second International Conference of Soft soil Engineering(1996 Nanjing)
- 2 何思明, 攀枝花地区锚杆工作机理, 四川建筑科学研究
- 3 朱泓等, 土与结构材料接触面性能综述《河海科技进展》1994, Vol. 14, No. 4
- 4 徐和等, 传递函数法预估高耸结构基础桩的荷载-沉降特性《第十届高耸结构委员会年会论文集》, 同济大学出版社, 1990
- 5 何思明, 轴向荷载下单桩荷载传递机理《全国桩基工程设计与施工》论文集
- 6 潘时声, 桩基础分层位移迭代法计算理论及其应用(博士学位论文)同济大学, 1993
- 7 佐藤悟, 基础杭の支持の力学な机构(日), 土工技术, 1965, 20(1~5)

- 8 曹汉志, 桩的轴向荷载传递及荷载—沉降曲线的数值计算方法, 岩土工程学报, 1986, Vol. 18, No. 6
- 9 王旭东等, 单桩荷载—沉降非线性分析《南京建筑工程学院学报》1994 No. 1
- 10 Chen Z. C., Cao M. B., Zhang M., Determination of Load—Displacement Characteristics of Single Pile in Soft Soil, Int. Conf. on Deep Foundations, Beijing, Vol. 1
- 11 Vijayvergiya V N. Load—movement characteristics of piles. Coastal and Ourham N. C., Thesis Presented to Duke University, 1975
- 12 Poulos, H. G. and Davis, E. H. Pile Foundation Analysis and Design. John Wiley and Sons, New York, 1980
- 13 何思明, 基于传递函数法的单桩沉降计算, 四川建筑科学研究, 1995 No. 2

建设部《建筑基坑支护技术规程》编制工作简介

根据建设部建标[1995]661号文“关于印发一九九五年城建、建工工程建设行业标准制订、修订项目计划(第二批)的通知。”由中国建筑科学研究院负责主编“建筑基坑支护技术规程”。本规程包括排桩、地下连续墙、水泥土墙、逆作拱墙、土钉墙、锚杆、内支撑等设计、施工、检测的有关规定。

编制组已完成讨论稿、征求意见稿(初稿)的编写与协调工作,预计于97年3月底可完成征求意见稿向全国有关单位征求意见。

需要《建筑基坑支护技术规程》征求意见稿的读者可与中国建筑科学研究院黄强同志联系(地址:北京北三环东路30号,中国建筑科学研究院,邮编:100013,电话:010-64214356)

(供稿人:黄强)

挡灰坝横向裂缝观测及灌浆处理*

侯瑜京

(中国水利水电科学研究院 北京 100044)

[摘要] 陕西蒲城电厂甘南沟灰场挡灰坝建于厚约17m的软土地基上,在地基不作特殊处理的情况下,坝体采用控制施工速率的方法进行填筑。由于地基软土层的不均匀沉降,两侧坝肩在施工期分别产生横向裂缝。本文详细给出了裂缝的观测及分析结果,工程中对裂缝成功地进行了粘土灌浆处理。由于软土地基上土坝产生裂缝的现象较为普遍,本实例对于国内类似工程土坝裂缝的观测和处理具有一定的参考价值。

工程概况

1. 工程地质条件

蒲城电厂甘南沟灰场挡灰坝位于陕西省蒲城县,地处西北黄土冲沟的出口段,主沟底宽约100m,顶底高差约30m。两岸为风积黄土地层,沟底主要为第四系全新统洪积与沼泽相沉积层。主沟内七十年代以前地下水曾出露于沟底,形成大面积的沼泽、洼地。后因农民在沟口处打井抽水,地下水位下降。建坝前,钻孔内测得地下水埋深约4.8m。以地下水位线为界,上部为亚粘土层,呈褐黄色或黄色,较密实,表层含大量芦苇根;地下水位以下,为饱和软亚粘土层,厚度为11—13m,主沟中间最深,两侧渐薄。饱和软亚粘土中含有2—3m厚的青灰色淤泥质亚粘土。该层土结构易扰动,但干强度较高,固结排水三轴试验测得有效抗剪强度指标为 $c' = 30\text{kPa}$, $\varphi = 32.5^\circ$ 。室内试验测得渗透系数约为 $5 \times 10^{-7}\text{cm/s}$,考虑到芦苇根及薄砂层的作用,该层土的渗透系数会有所提高。地下水位以上土层浸水后,其力学性质与下层软土基本相似,故实际软土层厚约为17m。软土层以下的土层,主要由亚粘土及轻亚粘土组成,土体密实,抗剪强度较高,其土体力学性质明显好于上层软土。

2. 横向裂缝产生的原因

甘南沟挡灰坝为当地亚粘土均质土坝,初期坝高15m,上游坝坡为1:2.5;下游坝坡为1:2.25。坝底设2.5m厚碎石垫层,用于排水。垫层上下分别铺设了用于反滤及加筋作用的土工合成材料(见图1)。为节省工程投资,经过详细的研究论证,认为将甘南沟挡灰坝可直接建在软土地基上,利用控制施工速率的方法填筑坝体,可以保证坝体的安全稳定。其基本原理是考虑到软土地基上覆荷载的逐步作用下,地基土由于排水固结,其有效抗剪强度会逐渐提高,从而达到支撑坝体的作用。这种方法适用于工期较宽裕,坝体不很高的挡灰坝。其经济效益是显而易见的。

由于地基软土层分布不均匀,中间厚,两侧薄,对于地基不均匀沉降产生的裂缝,可以根据实际情况采用相应的处理措施。实际施工到421.1m高程时(95年1月12日),两侧坝肩

* 收稿日期,1997年1月

附近果然产生两条横向裂缝,裂缝首先出现在上游坝体,宽度约1cm,左岸裂缝较宽,右岸较窄。发现裂缝后立即停止坝体填筑,并对坝体表面的裂缝及坝体沉降变形进行了观测。裂缝在5—8天之间,基本贯通了上下游坝体,最宽处约为4cm。坝面没有发现纵向裂缝的迹象。在建坝之初及裂缝出现后布置的观测设备,详细记录了裂缝的开展过程及坝体安全状态,为选择合适的裂缝处理方法提供了依据。

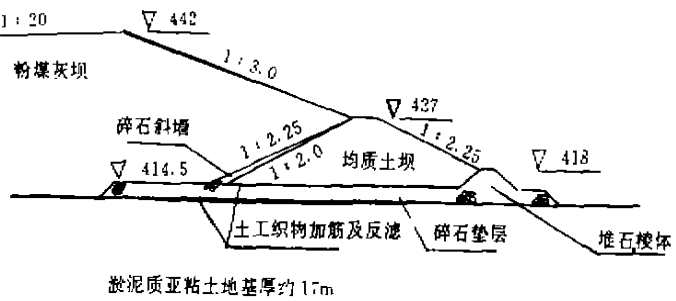


图1 甘南沟挡灰坝断面布置图

坝体及裂缝观测

1. 变形观测

坝体最大断面处预埋了沉降管,利用电磁式沉降仪,可以观测到该处坝体及软土地基内部沉降量的变化值。裂缝出现后,在坝体表面及裂缝附近,分别布置了位移观测点及裂缝开展观测点。各观测点的布置见图2。

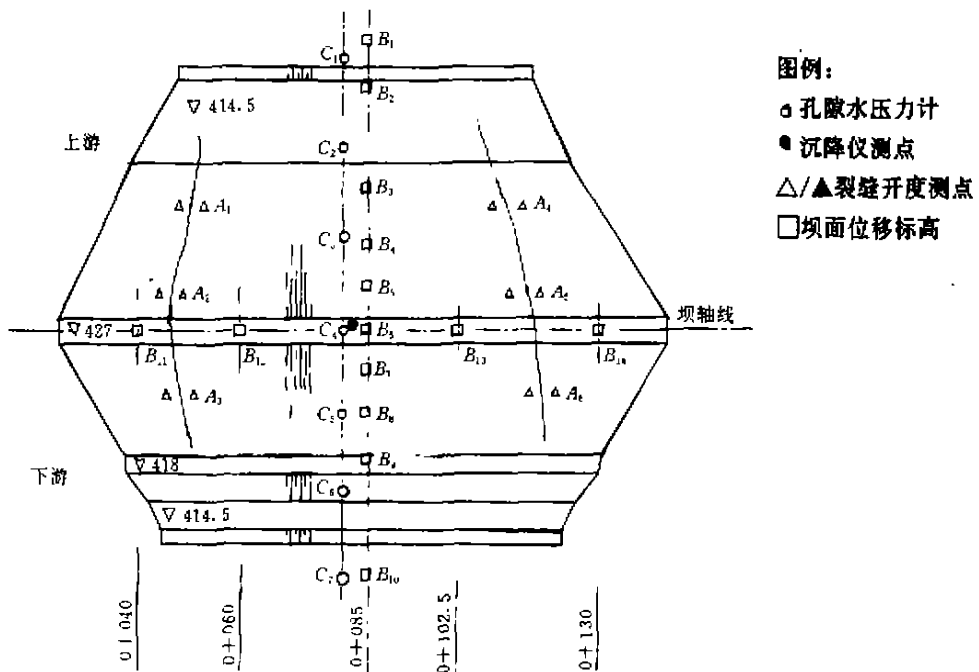


图2 挡灰坝位移观测点平面布置图

电磁式沉降仪测得坝体内部沉降,在裂缝出现的当天,沉降量很快增大。其中位于高程409.9m及419.8m的沉降环3及环8,其沉降量分别为38.8cm及20.2cm。裂缝出现后,坝体内各沉降环的沉降量与坝面该点的沉降量基本一致,表明坝体变形基本上是由于地基土的压缩变形引起的。图3给出电磁式沉降仪在裂缝出现前及出现后5个月左右的沉降量变化值。可以看出裂缝出现约40天以后,软土地基的变形速率也逐渐减小,趋于平缓。

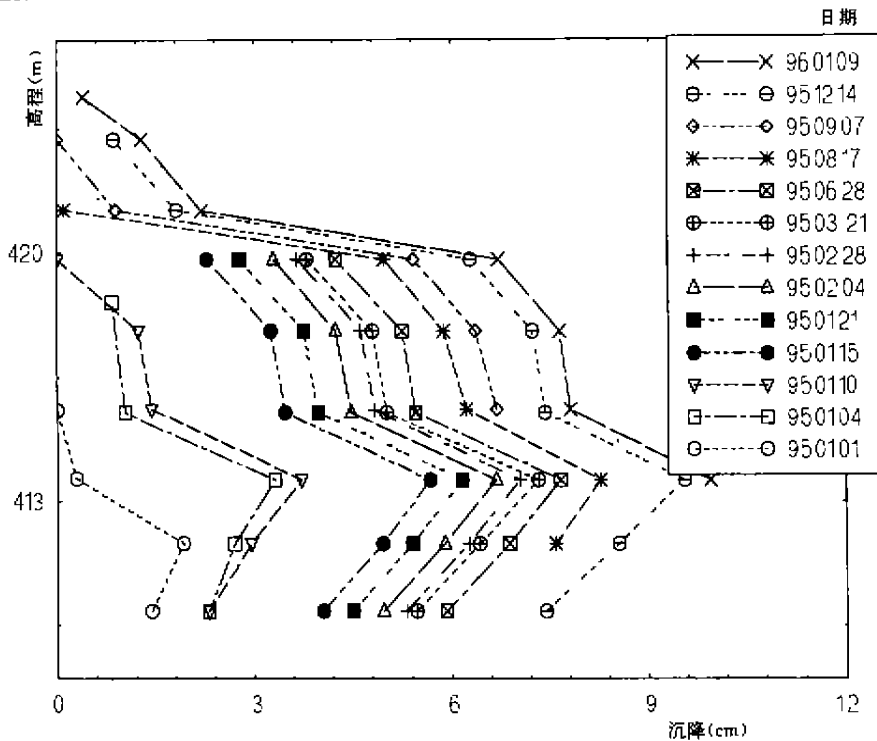


图3 电磁式沉降仪观测结果

95年1月12日以后,沿坝轴线上布置的位移观测点测得各点的沉降值见图4;沿0+085桩号布置的位移观测点测得该断面坝体沉降量变化见图5。可以看出坝体两侧及上下游坝趾处沉降量较小,最大沉降发生在坝体中部。约30天后,坝体中部最大下沉了12.2cm。日平均沉降量约为1mm。由水平位移观测资料看,坝面各标点均未出现水平位移,进一步说明坝体没有产生滑移或出现纵缝的迹象。

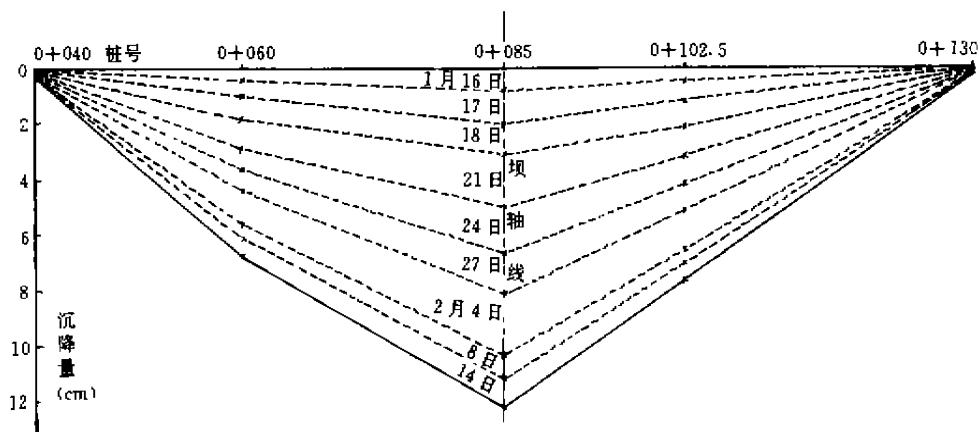


图4 挡灰坝坝面沿坝轴线沉降变化过程

在裂缝两侧距裂缝约50cm处,分别用钢钎制作观测点,通过量测两相邻钢钎之间相对距离的变化,可以测得左右岸裂缝宽度的变化,最大裂缝宽度在裂缝出现后10天内很快增大到4cm,以后在近50天的时间内裂缝仅增宽了0.5cm,基本上已趋于稳定。

2. 孔隙的水压力观测

软土地基内预埋了钢弦式孔隙水压力计,孔压计埋设在软土地基最深、与坝轴线垂直的

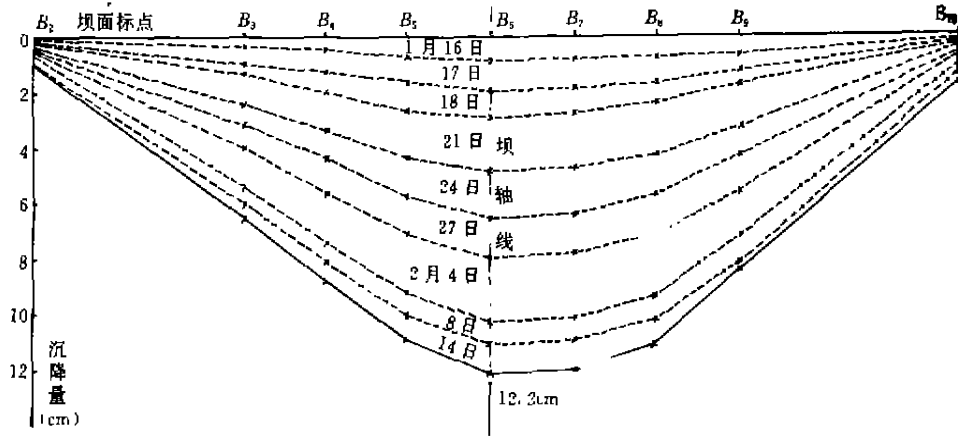


图5 挡灰坝坝面沿0+085桩号沉降变化过程

断面处,沿深度的布置见图6。以孔压测点C4-1,C4-2及C4-3为例,这些测点位于坝体中部以下的软基内,对应最大上覆荷载,测得孔隙水压力的变化见图7。可以看出裂缝出现的当天,孔压达到最大值,最大值升至70kPa。停工后,地基内超孔隙水压力很快消散,表明软土地基内孔隙水压力值的升降,可以反映出施工速率的快慢。由其它测点可以看到,位于上游部分的孔压测点测得孔压值首先升高并达到最大值,表明裂缝首先出现在坝体上游部分。以后在裂缝处理及坝体填筑过程中,各测点孔压值均变化不大,始终未超过前期最高值。

根据实测地基孔隙水压力值及地基及坝体的材料物理力学参数,利用比肖甫条分法进行稳定计算分析,得到裂缝出现的当天坝体上游坡安全系数为 $F=1.38$,下游坡为 $F=1.28$ 。停止筑坝2个月后,上游坡安全系数为 $F=1.63$;下游坡为 $F=1.62$ 。说明坝体仍处于稳定状态。不会因裂缝而引起失稳,而且随着地基中超孔隙水压力的不断消散,坝坡稳定安全系数还会有所提高。

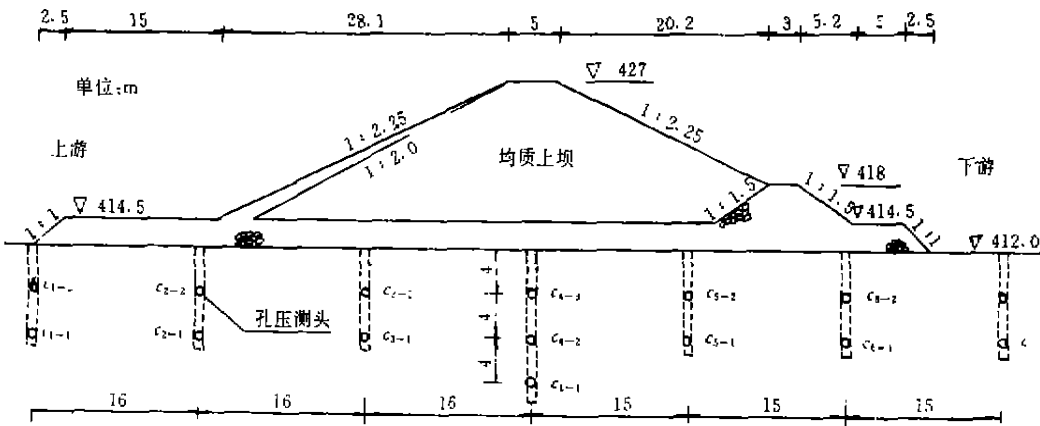


图6 孔隙水压力计布置断面图

裂缝粘土灌浆处理

为了保持均质土坝的整体性,继续填筑坝体,必须对裂缝进行处理。常见的裂缝处理方法有:全部开挖回填,局部设齿槽,锚固,粘土灌浆,水泥灌浆等。甘南沟挡灰坝横向裂缝,走向基本垂直坝轴线,裂缝由上游坡延至下游,坝体表面裂缝最大宽度已近5cm。由探坑观察,

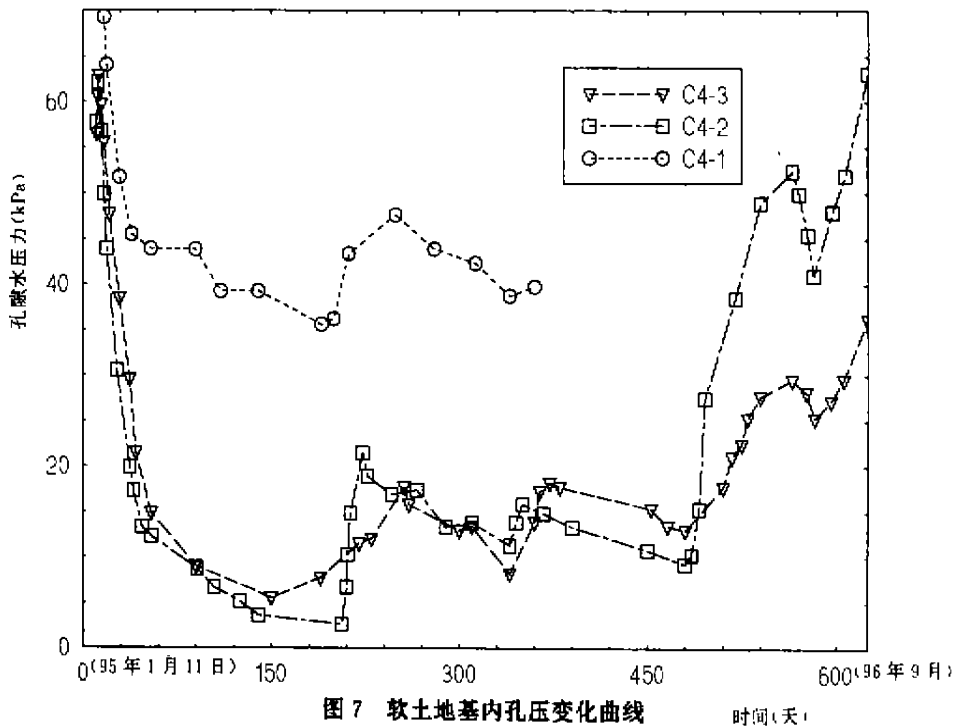


图7 软土地基内孔压变化曲线

裂缝在坝体内自上而下,逐渐变窄,至5—6m深处,裂缝细如发丝。当坝体变形基本稳定之后,采用了上部开挖,下部灌粘土浆的方案处理裂缝。

裂缝上部开挖采用了 1m^3 反铲挖掘机,开挖了2.5m深的齿槽(见图8),人工将边坡削成1:0.3,薄弱部位采取必要的支撑防护措施。开挖后的齿槽做到表面无虚土。然后在齿槽内对裂缝进行粘土充填灌浆,灌浆要求参照了《土坝坝体灌浆技术规范》SD266—88。在坝顶挖一泥浆坑,用旋转式钻机作为拌和机搅拌泥浆,然后用水泵通过软管,使泥浆在重力水头作用下注入裂缝。坝体上下游侧的裂缝事先封堵,以防止泥浆流出。

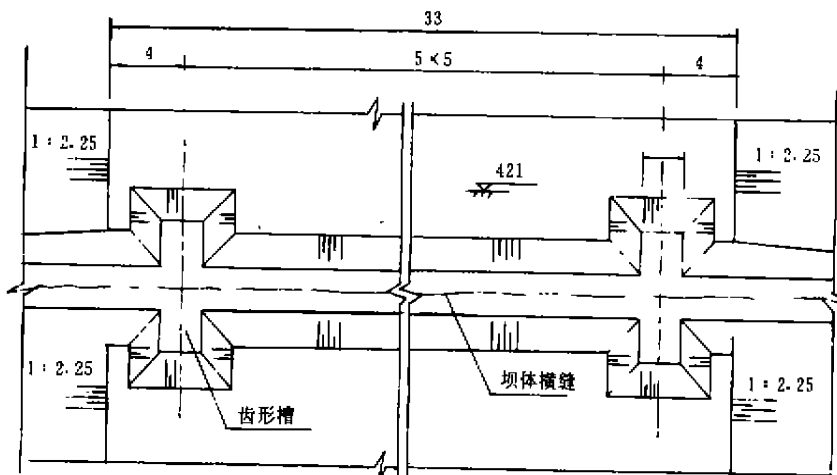


图8 裂缝处理齿槽型式

灌浆孔孔径约5cm,为保证浆液充满裂缝,灌浆孔采用斜孔,孔口中心距裂缝约40cm,孔深3m。由于裂缝沿深度方向非垂直分布,估计斜孔可在2m左右穿过裂缝。钻孔沿裂缝两侧呈三角形布置,孔距2m。除灌浆孔外还布置了检查孔,孔深1m,间距4m。灌浆管长约

1.2m);上部设止浆塞。

灌浆顺序采用逐步推进法,即灌浆从坝体中部开始,逐渐向上下游推进。采用三种不同浓度的粘土浆液,按照先稀浆、后浓浆的原则灌入孔内,各种浆液的配比见表1。每灌进约100—200L后,固结1小时,然后再次灌进,至到稳定浆压达 $0.5/cm^2$,并且检查孔冒浆为止。

粘土浆液配比表

表1

浆液编号	比重	每立方米泥浆水土用量		备注
		干土重(kg)	用水量(kg)	
1	1.13	210	923	粘土比重
2	1.20	315	885	按2.73考虑
3	1.30	480	824	

灌浆结束后,探坑检查表明,裂缝中的粘土浆液与两侧土体结合紧密,达到了预期的目的。经验收之后,进行齿槽土方回填。回填过程中充分考虑到了新填土与原土体在含水量、压实密度上的协调一致,保持了坝体的完整性。

结语

甘南沟挡灰坝横向裂缝成功的处理经验表明:裂缝观测资料有助于认识和分析裂缝的性质,帮助选择适当的时机采取相应的裂缝处理措施。采用齿槽开挖回填与粘土灌浆相结合的方法处理土坝横向裂缝是一种行之有效的方法,而且速度快,造价低。另外坝体内部沉降观测及软土地基中孔隙水压力观测等项目对于分析判断施工期建筑物的安全稳定是十分必要的。该工程实例同时说明在软土地基上坝体填筑过程中,加强施工管理及进度控制十分重要。若软土地层上部有硬壳层,在施工初期应作适当处理,可采取充分浸水或挖除的方法,使上部荷载的压力能逐渐传递到软土地层上,从而达到使软土地基固结的目的。

参考文献

- 1 地基处理手册,《地基处理手册》编写委员会,中国建筑工业出版社,1988

国外深层喷射搅拌法的发展

管月稳

(郑州铁路局西安科研所 西安 710054)

深层搅拌法(即深层水泥浆液搅拌法和深层水泥粉体搅拌法)和高压喷射注浆法在我国地基处理方面应用较为普遍。最近第二届国际地基处理会议将这两种方法统称为深层搅拌法。近年来日本把高压喷射注浆法和深层水泥浆液搅拌法结合起来,同时发挥机械搅拌和射流搅拌两者的优点,形成深层喷射搅拌混合法。下面将介绍这方面四种新工法。

JACSMAN 工法

JACSMAN(Jet and Churning System Management)工法。如图 1 所示。它是深层搅拌法和高压喷射法组合系统。该系统克服了机械搅拌法的桩间、搅拌桩与地下结构物粘结性差及喷射注浆法难以保证设计直径的缺点。在桩的内圈为机械搅拌,外圈为喷射搅拌。外圈喷射注浆使桩间、桩与其它结构物粘结得更紧密。高压喷射注浆法单独使用时,需要较大的切削能量,而与机械搅拌法结合使用时,可大大降低切削能量,同时又能扩大成桩直径。JACSMAN 法还采用了双钻头交叉喷射装置,每个钻头有两个切削翼。当每个翼端有两个喷嘴时,共有 8 个喷嘴;当每个翼端有一个喷嘴时,共有四个喷嘴。射流交叉角为 60°,交叉射流的作用是控制成桩直径,提高搅拌效果,调整桩体强度(200kPa~300kPa)。

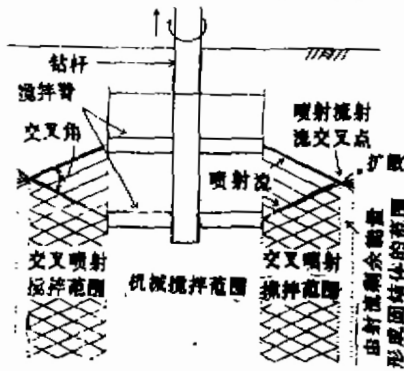


图 1 交叉喷射搅拌示意图

桩号	土层	含水量 w (%)		湿密度 ρ_s (g/cm ³)	无侧向抗压强度 (kPa)					
		20	40		1	2	3	4	5	
G1.0	①	77.7								
	②	77.7								
	③	77.7								
-5	①	77.7								
	②	77.7								
	③	77.7								
-10	①	77.7								
	②	77.7								
	③	77.7								

① 填土 ② 粘土 ③ 粉砂土

图 2 土层剖面

JACSMAN 工法在如图 2 所示的有机质土内进行了 9 组喷射搅拌试验。施工参数见表 1,试验项目见表 2。水灰比为 1:1,每立方米高压喷射固结体含灰量 200kg,每立方米机械搅拌形成的固结体含灰量为 320kg,桩体有效长度为 9m,试验桩 NO. 2-2 断面见图 3。

试验结果表明:

* 收稿日期 1997 年 1 月

表1 施工参数

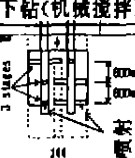
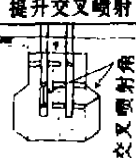


	下钻(机械搅拌)	提升交叉喷射
工作方式		
2-钻杆相距 80cm		
提升速度	$V=1.0\text{m/min}$	$V=0.5\text{m/min}$
钻杆转速	$R=20\text{rpm}$	$R=20\text{rpm}$
直径	$\varnothing_p=1\text{m}(A_p=0.785\text{m}^2)\times 2$	$\varnothing_p=1.9\text{m}(A_p=2.83\text{m}^2)\times 2$
水泥浆流量	$q=200\text{ l/min} \times 2$	流量 $q=150\text{ l/min} \times 4\text{ nozzle}$ $P=30\text{MPa}$ 空气流量 $q=1\text{m}^3/\text{min} \times 4\text{ nozzle}$

表2 试验项目

试验组编号	试验编号	钻进		提升			
		钻速 m/min	流量 l/min	提升速度 m/min	流量 l/min	压力 MPa	空气流量 m ³ /min
试验1	1-1				75×8		1.0×8
	1-2	1.0	200×2	0.5	150×4	30	1.0×4
	1-3				75×8		
	1-4				150×4		
试验2	2-1			1.0	75×8		1.0×8
	2-5			1.0	150×4		1.0×4
	2-2	1.0	200×2	0.5	150×4	30	1.0×4
	2-3			0.5	150×4		
	2-4			0.5	—		
试验3	3-1				150×4	30	1.0×4
	3-2	1.0	200×2	0.5	150×4	30	1.0×4

(1)喷射搅拌桩的平均直径与每个喷嘴的射流量,提升速度、压缩空气等因素有关,它们的关系如图4所示。从图可看出,4喷嘴比8个喷嘴的固结体直径大,相同提升速度(0.5m/min),无气喷流时,成桩直径一般为1.65~1.9m,而有气喷流时,直径可达到2.1~2.2m,说明气喷流能够增加固结体直径;在有气喷流时,提升速度 $V=1.0\text{m/min}$,直径为1.9m,而提升速度 $V=0.5\text{m/min}$,直径为2.2m,可见降低提升速度可增大固结体直径。

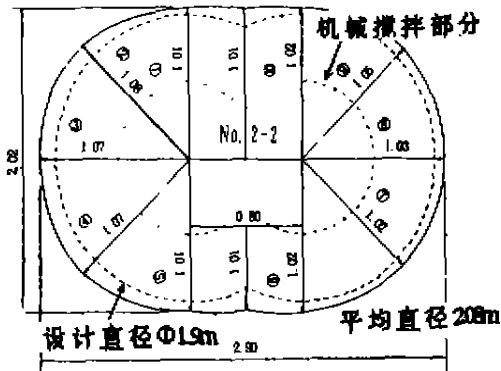


图3 试验桩 No. 2-2 断面

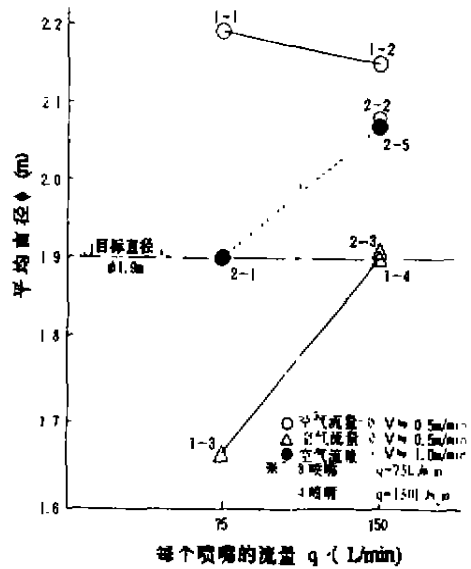


图4 桩的平均直径喷射流量间的关系

(2)4喷嘴的效果无论从形成的固结体直径还是强度都比8喷嘴的效果好;当有气喷流时,气体与浆液混合,因而固结体强度降低。

DMSWM 工法

DMSWM(Deep Mixing by Spreadable Wing Method)工法,也是将机械搅拌与高压喷射搅拌组合而成,它与上述方法不同之处,其搅拌翼是张合型,钻头结构如图5所示,当钻杆提升时,油缸推动内钻杆向上,同时齿棒与内钻杆提升装置相连,齿棒也向上运动,由齿轮齿条传动机械转变为旋转运动,再由斜齿轮传送到旋转轴,旋转轴带动齿轮转动,齿轮的转动使钻头上搅拌翼向外张开,最后成水平方向。当下钻时,引起齿轮反转,从而使搅拌翼收回。一般使用双重或三重钻杆,A管为水管,B管为水泥浆管,C管为压缩空气管。DMSWM工法需要的钻孔直径600mm,搅拌翼伸展时的直径为2000mm。当与高压喷射注浆组合时,可以得到相当大的直径(2.4~3.6m)的柱体,其施工参数见表3。施工工艺见图6。

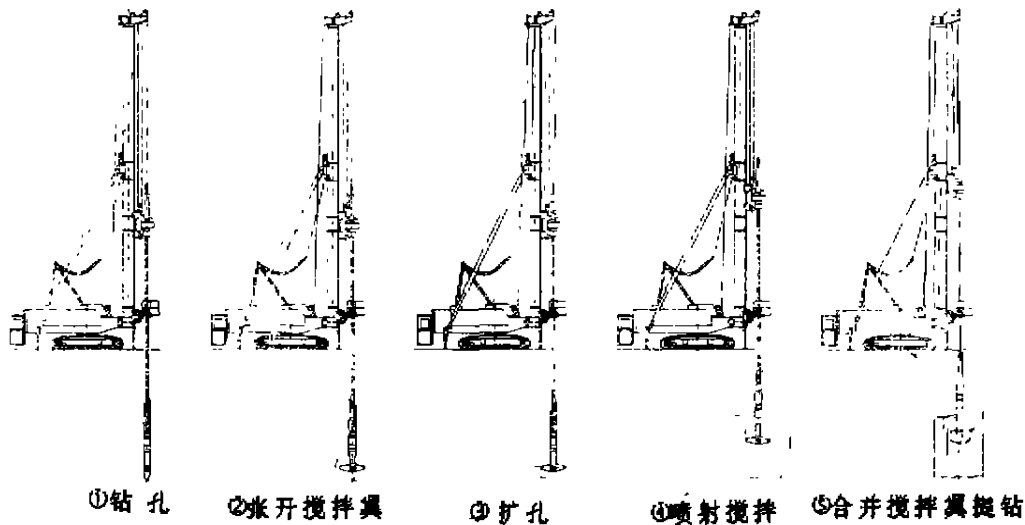
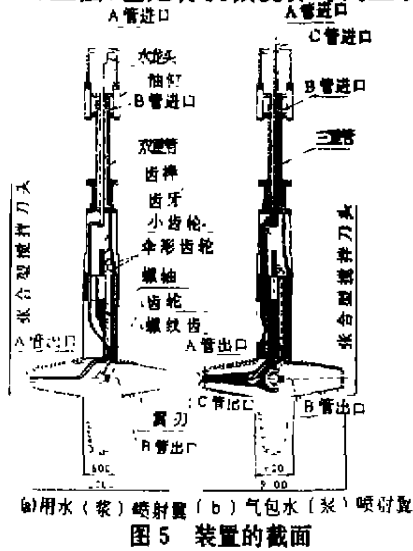


图6 施工顺序

施工参数

表3

类型	钻孔直径 (mm)	喷射压力 (MPa)	压缩空气压力 (MPa)	固结体直径 (mm)	图5装置(a)或(b)
I	600			2,000	(a)
II	600	20		2,400	(a)
III	600	40		2,600~3,600	(b)
IV	600	40	0.4~0.7	3,200~3,600	(b)

用 DMSWM 工法在砂土和粘性土中进行了试验。粉砂土的 N 值为 $0\sim 1$, $q_u = 30\text{kPa}$, $C = 7.5\text{kPa}$, $\varphi = 19^\circ$, 从地下 5m 喷射搅拌到地面下 2m, 开挖到 3m。喷射参数与固结体直径见表 4。固结体的强度见图 7。

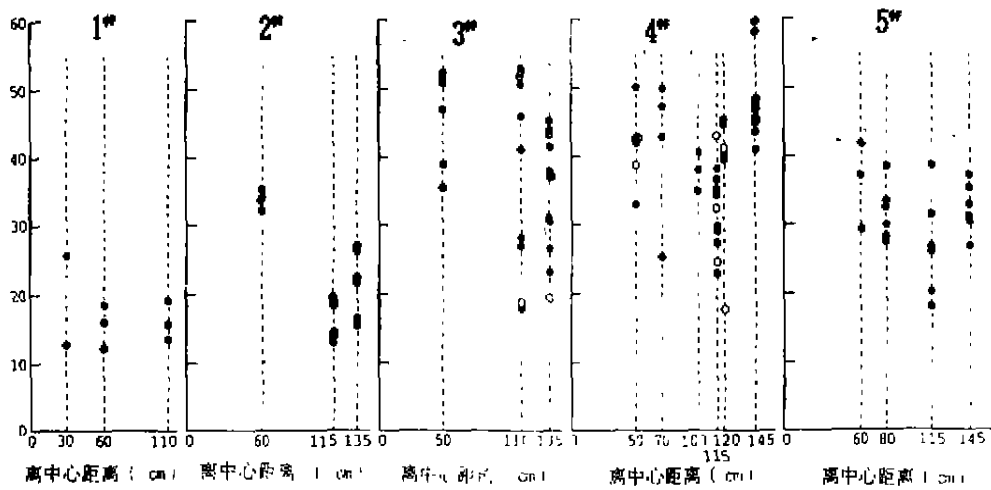


图 7 固结体强度

喷射参数与固结体直径

表 4

试桩编号	水泥浆		压缩空气流量 m ³ /min	喷射搅拌时提升 速度 min/m	成桩直径 m
	喷射压力 MPa	流量 l/min			
1*	20	48	—	12	2.45
2*	40	100	—	10	2.92
3*	40	100	—	30	3.15
4*	25	108	1.7	30	3.67
5*	25	108	1.9	10	3.0

粘聚力 $60\sim 100\text{kPa}$, 喷射参数使用喷射压力 20MPa 和 40MPa , 提升速度为 10min/m 。固结体 28 天的单轴抗压强度为 $700\sim 2920\text{kPa}$ 。DMSWM 工法已用于临时支护桩(图 8)和通风塔基础加固(图 9)。

LDJCM 工法

LDJCM (Low Displacement Jet Column Method) 工法的钻机如图 10 所示, 它可以自行移动, 钻机功率为 30kW , 转速 $3\sim 40\text{rpm}$ 。钻头如照片 1 所示, 由排土盘和超高压喷浆嘴组成。排土原理见图 11。喷浆引起的地下压力和排土盘的作用, 使排出的土量正好等于注入浆液的体积。该工法用机械方法排除泥浆, 而不象三管高压喷射注浆法那样用压缩空气的提升作用排泥浆, 排出的土量少, 减少了高压喷射注浆在市区使用时昂贵的泥浆排放和运输费用。另一个特点是能够减少地下周围土体的位移, 施工时对周围已有建筑物无影响。由于超高压水泥浆喷流的压密作用, 加固粘性土时强度较高。该工法的施工流程见图 12。

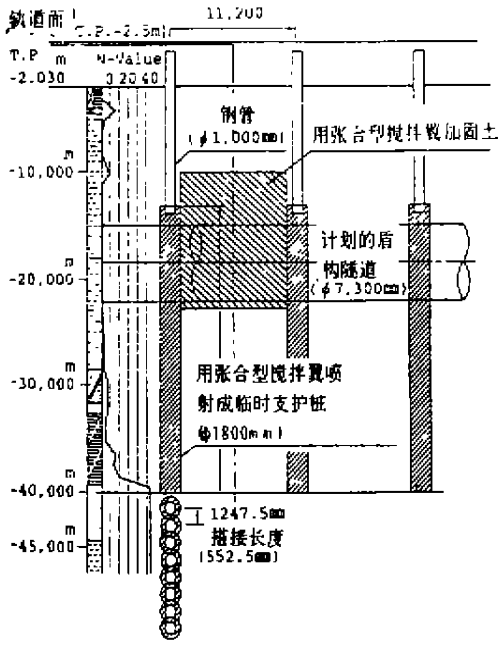


图 8

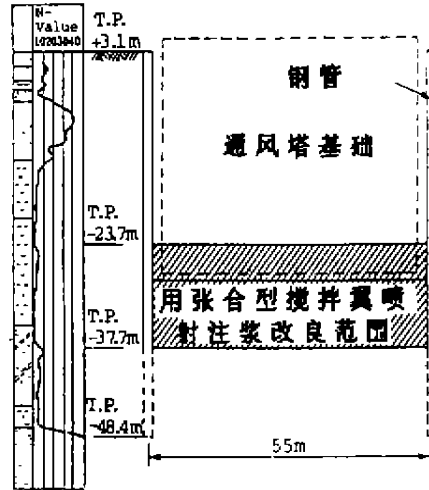


图 9 推进底板加固范围

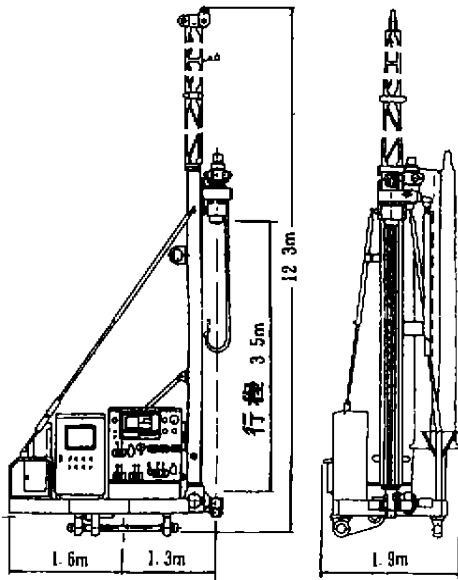


图 10 喷射搅拌设备



照片 1 排土盘

LDJCM 在砂土层做过试验,砂层为粉砂,Cu 为 50~70kPa,N 值为 5~7,试验深度在地下 16m~21m,长度 5m,桩直径 1.00m。同时与一般高压喷射注浆法进行了比较,施工参数见表 5。试验平面图见图 13。

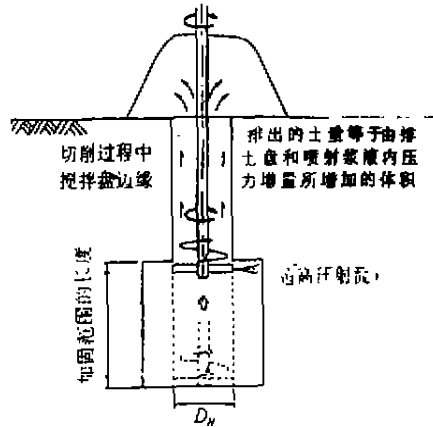


图 11 排土原理

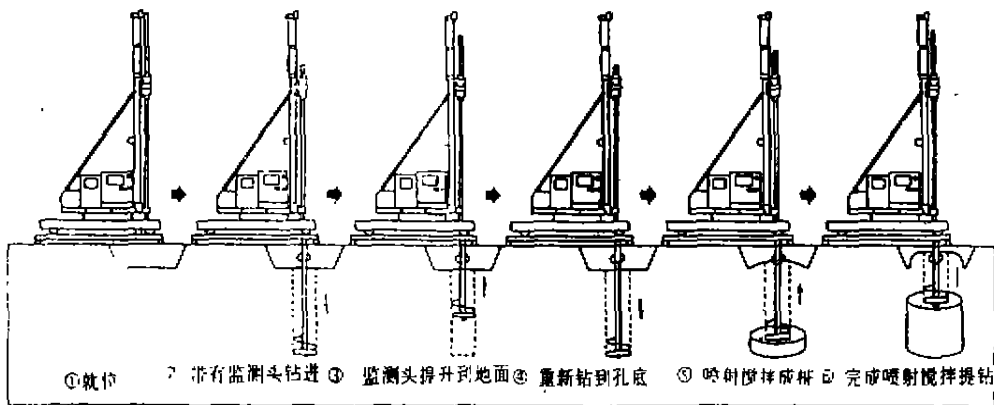


图 12 施工循环

施工参数对比

表 5

	LDJCM 法	一般高压喷射注浆法
泵压 (MPa)	40	40
流量 (l/min)	100	100
提升速度 (m/min)	0.33	0.33
成桩时间 (min)	290	149

试验表明:

(1) 这种工法引起的水平位移仅是普通喷射注浆法的 1/6, 见图 14。

(2) 如照片 2 所示, 在孔口用 1.8×1.8×0.8m 的钢板围起来测施工过程中排土量, 每孔排土量为 1.2~1.6m³, 平均排土量是设计浆量的 90%。

这种工法已用于基坑工程。

WJDCG 工法

WJDCG (Water Jet and Dry Consistency Grout, 又名 Jet and Compaction, 简称为 J & C)。

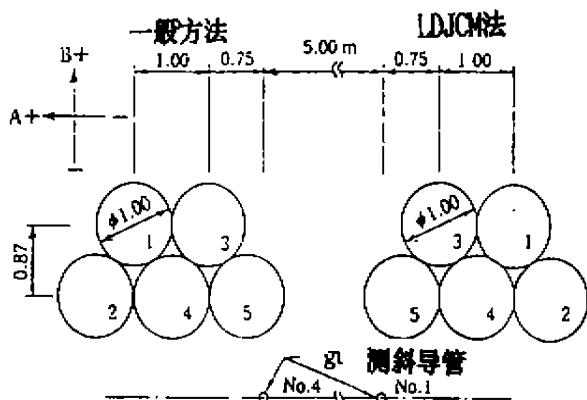


图13 试验平面图

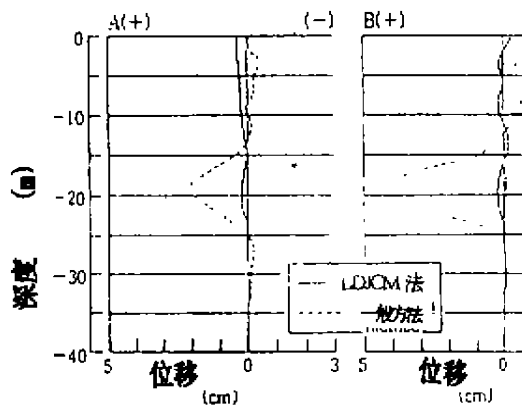


图14 一般方法与LDJCM法引起的地层水平位移



照片2 排出的土量

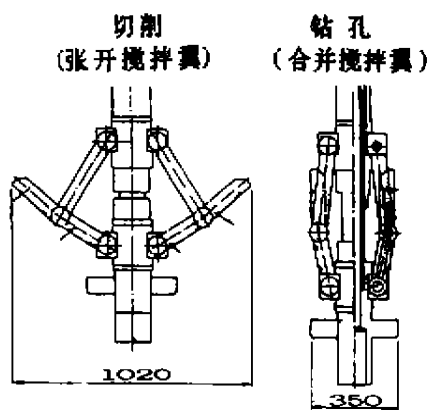


图15 张合型搅拌翼

工法的钻头搅拌翼是张合型,如图15所示。下钻时合起来,提钻时张开。搅拌翼张合采用油压驱动系统和内管推动方式。钻头每边有两个搅拌翼,每个翼上有一个与水平方向成30°的水喷嘴,见照片3。钻杆的内管为稠密度浆液,外管为高压水。水射流的喷射压力为9.8~19.6MPa,流量为200 l/min,转动速率为5rpm。成桩直径大于1.2m。泥浆处理部分由6个分离器组成,处理泥浆的速率为200 l/min~300 l/min。

WJDCG工法主要特点,一是高压水切削的泥浆在地面上分离,浓缩泥浆与固化剂搅拌成稠密度浆液再用于灌注,分馏出的水再用于高压水射流,这种循环利用,使排出的泥浆是一般高压喷射注浆排出的泥浆量的1/4~1/2,泥浆排放费用大大降低;二是使用张合型搅拌翼,加固体的直径比较规则,直径不小于1.2m。固结体内强度分布均匀。

稠密度浆液的配合比见表6,浆液和固结体的性质见表7。泥浆单位重度较大,粘度较高时,置换比有可能降低,因此切削水可以降低泥浆的单位重,从而提高置换率。



照片3 张合型搅拌翼水射流

稠密度浆液混合比例

表6

材料	加固剂	膨润土	砂	水
比例	1	0.04	2	0.67

浆液的物理特性

表7

编号	塌落度 (cm)	抗压强度(MPa)	
		试块	取芯
1	17.3	15.1	13.9
2	16.3	15.1	14.3
3	19.2	14.2	12.5
4	15.4	11.6	11.7
5	14.3	12.4	9.9

注:养护时间7天

当搅拌翼伸开时,在粉质细砂土(SPT为4~7)中,钻进速度达5~10min/m,合拢时,钻进速度为3~5min/m。

参考文献

- 1 Akiro Miyoshi & Kiminori Hirayama. Test of solidified columns using a combined system of mechanical Churning and jetting. Proc. 2st. International Conference on Ground Improvement on Geosystems. Vol. 1, Tokyo. May, 1996. P743
- 2 Koji Kawasaki & Hidenori Koteran. Deep Mixing by Spreadable Wing Method. Proc. 2st. International Conference on Ground Improvement Geosystems. Vol. 1. Tokyo. May, 1996. P631.
- 3 Hiroshi Ueki & Kazuo Hasegawa et al. Development of a high pressure Jet Mixing Method for Displacement - reducing. Proc. 2st. International Conference on Ground Improvement Geosystems. Vol. 1. Tokyo. May, 1996. P767
- 4 Takehiko Tokoro et al. A new method for soil stabilization by water jet and dry consistency grout. Proc. 2st. International Conference on Ground Improvement Geosystems. Vol. 1. Tokyo. May, 1996, P711



塑料排水带的作用有问题吗?

鱼崇文

(南京水利科学研究院 南京 210024)

我国在1995年塑料排水带的年用量已达6,500万m,在用量上可算得上世界第一位。令人兴奋不已的是在澳门国际机场工程中,我国已成功地使用油压式打设机将数十万根长达35.5m的塑料排水带穿过地表厚达25.5m的砂层打入下卧软粘土层中,取得了良好的加固效果。眼下对排水带的功能和效果,在工程界几乎已成不争的事实。但近来却冒出了一股对排水带功能表示怀疑的异见异声。自然,这股异论并非无中生有,而是事出有因。不过深入一查,事情清楚了不少,原来是有的排水带长度故意地比设计缩短了、根数减少了,有的甚至弄虚作假,把根本没有插排水带的说成是已经处理过了。发生这种情况能怪罪排水带的作用吗?

这里应该区分两种情况。一种是插带时在毫不知情的情况下出现了过大的“回带”,致使排水带的长度不足,引起排水固结效果的折减,造成工后沉降不能达到预期的目标。另一种是由于报价过低,施工方故意偷工减料,以谋取不正当的商业利润。对于前一种情况,笔者从“第三届塑料板排水法加固软基技术研讨会”(1996年10月18日至22日,连云港)上了解到,目前已经研制出了三种各有特色的“排水带施工长度自动记录仪”(研制单位分别是南京水利科学研究院,浙江大学岩土工程研究所,交通部广州航道局),施工人员只要按正常程序进行插带,一旦出现异常情况,记录仪会自动报警,因此施工方只要在每台插带机上配备这一设备,完全可以做到保质保量地完成插带施工任务。对后一种情况,一方面要加强对施工方的思想教育,强化现场检验工作和进一步完善监理制度;另一方面,业主在筛选施工队伍时,一定要本着施工业绩好,信誉高的条件来决定取舍,决不可采取造价最低作为中标的唯一依据。我进一步希望今后业主方能主动要求施工方提供排水带施工长度自动记录的数据资料,没有这一资料绝不验收,从而能确保施工质量、更好地进行科学管理,保证设计加固效果百分之百的实现。只有在这样的条件下,才能防范那些资质低劣、光靠偷工减料办法来营利的施工队伍的恣意干扰。

笔者相信,经过以上各方努力,运用优胜劣汰的市场机制,这种弄虚作假的犯罪勾当是完全可以克服的。

* 收稿日期 1997年1月



增强边坡稳定的抗滑桩设计^{*}

Harry G. Poulos

[摘要] 本文介绍了一种设计抗滑桩的方法,包括三个主要步骤:(1)计算出将安全系数提高到需要值所需的剪力;(2)计算每根桩在阻止边坡潜在失稳部位滑动时所能提供的最大剪力;(3)选择桩型、桩数和坡体中最合适的布桩位置。对第1步,可用稳定分析来估算稳定所需的附加剪力。第2步系用计算机分析桩对水平移动土体的反应。该分析可借 ERCAP 计算软件实施,并能算出作为桩径、桩身柔度、与桩长有关的运动土体的相对厚度等参数的函数的桩所发挥的抗剪力。第3步系与第1、2两步分析结果相关联的工程判断的应用。本文介绍了 ERCAP 软件的分析方法及其揭示的桩性能的特征,还介绍了该方法在澳大利亚、纽卡斯尔地区一条公路支线问题上的应用。在最后的设计中,总长约 250m 的挖方边坡共采用了 64 根直径 1.2m 的钻孔桩,桩长变化范围为 6~12m,间距变化为 3.2~6.0m。

前言

通过桩的设置已成为用以提高边坡稳定的一种方法。该方法的成功运用,已为一些研究者作了介绍(如:Sommer 1977; Esu 和 D'Elia 1974; Ito 和 Matsui 1975; Ito 等 1982; Nethero 1982; Morgenstern 1982; Gudehus 和 Schwarz 1985; Reese 等 1992; Rollins 和 Rollins 1992)。尽管有了广泛应用,但抗滑桩的设计方法差别很大,而且有些方法显然值得怀疑。

本文的意图在于提出一个设计抗滑桩的简单框架,并介绍一种分析方法,可用来定量研究桩对由边坡失稳而引起的土体运动的反应。其次研讨所必需的岩土参数的估算。最后介绍了该设计方法在澳大利亚、纽卡斯尔地区一条公路挖方稳定中的应用。

抗滑桩的设计步骤

下面采用的总的设计步骤,为 Viggiani(1981)所阐述,包括三个主要步骤:(1)估算将边坡安全系数提高到需要值时所需的总剪力;(2)计算出每根桩所提供的阻止边坡潜在失稳部位滑动的最大剪力;(3)选择桩型、桩数和坡体中最合适的部位。

第1步采用稳定分析的详细成果。边坡的实际安全系数 F^* 定义为:

$$F^* = \frac{\sum R}{\sum F_D} \quad (1)$$

式中 $\sum R$ ——表示沿临界破坏面的抗滑力总和;

* 收稿日期 1996年11月

“Design of reinforcing piles to increase slope stability”载于加拿大国家研究协会出版的《Canadian Geotechnical Journal》Volume 32, Number 5, October 1995 译者:司马军(冶金工业部武汉勘察研究院 430080)
校者:叶观宝(同济大学)

ΣF_D ——沿临界破坏面的滑力之和。

如果实际安全系数 F^* 小于需要的安全系数 F_T , 剩余的抗力 ΔR 必须由桩提供。因此:

$$F_T = \frac{\Sigma R + \Delta R}{\Sigma F_D} \quad (2)$$

由式(1)(2)得

$$\Delta R = \Sigma F_D (F_T - F^*) \quad (3)$$

上式表示土体单位宽度上加固力, 该力必须由桩提供, 若 ΣF_D 由稳定分析的结果得出则易算出该力。

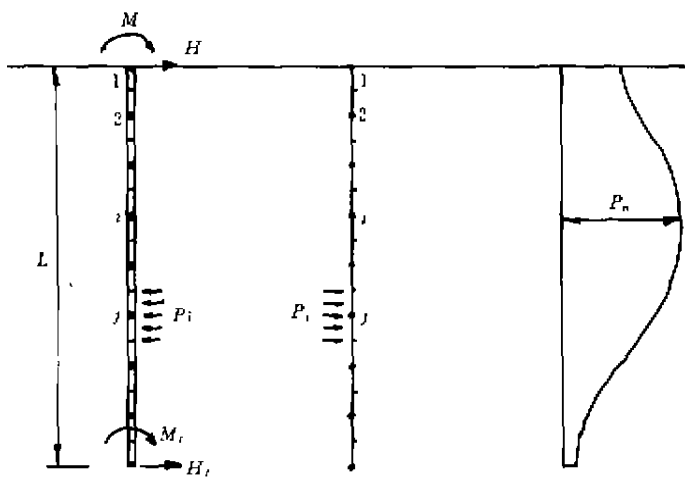
对于第2步, 最令人满意的程序是能够实现这样的分析, 在该分析中桩受到模拟稳定体上的滑动土体的运动。

值得注意的是, 除了用力定义外, 安全系数还可用沿破坏面的力矩定义, 例如 NAVFAC (1986)。不考虑安全系数的含义, 该法原理是一致的。

Viggiani(1981)已经导出了双层理想粘性土中桩的极限水平抗力的无因次解, 这些解虽然非常有价值, 但在下列方面有局限性: i) 仅适用于理想粘性土, 在非稳定和稳定土体中其粘聚力随深度设为常数; ii) 只适用于极限状态, 而不能表示桩抗力随土体移动的变化; iii) 局限于土体移动随深度分布的简单形式。

通过进行桩土相互作用分析, 考虑土体运动对桩的影响, 可以研究出一种在某种程度上更全面并可克服上述局限的方法。Poulos(1973), Poulos 和 Davis(1980), Lee 等(1991)都曾介绍过这种分析方法并利用边界元求解的简化形式。后面的章节将给出简要介绍。

第3步中的指导原则, 尤其是桩在边坡中的最佳位置, 还没有成熟的规定。然而, 为了达到效果, 显然抗滑桩必须具备以下特征: i) 必须具有较大的直径和刚度, 以便提供足够大的加固力而不致使桩身破坏; ii) 桩应延伸至危险破坏面下一定深度, 以便不至于破坏面移到桩尖下而安全系数仍达不到需要值; iii) 应该布置在危险破坏圆(或楔体等)的中点附近, 以避免使破坏面转动在桩后或桩前。



(a)作用在桩上的应力、力和弯矩 (b)作用在土上的应力 (c)给定的土体水平移位

图1 水平移动土体中桩的模式

桩抗力的分析方法

这里采用的水平反应分析借助一简化的边界元分析法。此时,桩模拟为简易弹性梁,土作为弹性连续体。基本问题如图1所示。每个桩单元的水平位移与桩身抗弯刚度和水平方向上桩土相互作用应力相关。对应土单元的水平位移则取决于土的模量或刚度、桩土作用应力以及活动区域内土体水平移位。确定桩土极限水平应力以便考虑到土的局部破坏,从而获得允许的非线性反应。

考虑各个单元的桩、土水平移位的协调性,如桩、土界面保持弹性状态,则可推出下式:

$$\left[[D] + \frac{[I]^{-1}}{K_R n^4} \right] \{\Delta \rho\} = \frac{[I]^{-1}}{K_R n^4} \{\Delta \rho_e\} \quad (4)$$

式中 $[D]$ ——桩挠度的有限差分系数矩阵;

$[I]^{-1}$ ——土体位移系数的逆阵;

K_R ——桩身无因次柔度系数 $= EI/E_s L^4$;

n ——划分的桩单元数目;

$\{\Delta \rho\}$ ——桩身水平位移的增量;

$\{\Delta \rho_e\}$ ——活动区域内土体水平移位增量;

EI ——桩的抗弯刚度;

E ——土体沿桩身的平均弹性模量;

L ——桩的埋置长度。

另外,水平力和力矩的平衡式,以及桩顶、桩尖的边界条件都可以用位移表示。求得位移增量的表达式后,压力增量可由桩的弯曲方程求出,再将其与初始压力相加则可获得桩土总压力。将总压力与限定的极限水平压力进行比较,在计算值超过极限值的单元内,该单元的协调方程用压力增量为零情况下桩的弯曲方程替代。反算求解直到任何点的计算水平压力值均不超过极限值。为实现上述分析,已经开发出了一个用 FORTRAN77 编写的计算程序—ERCAP(桩的挡土能力)。ERCAP 是一份私人软件,但其理论分析、运行规则和所需参数的一些详细内容可见 CPI(1992)。

水平反应分析需了解侧向土模量和桩土水平极限压力随深度的分布,以及活动区域内土体水平移位。对有关边坡失稳的问题,如图2所示的活动区域内土体移动的分布似是恰当的。此系假定大块土体(上面部分)象刚体一样下滑。其下面是一个较薄层受到强烈剪切的“拖曳区”,下卧“稳定区”是固定不动的。侧向土模量和桩—土侧向极限压力的估算将在下面章节中讨论。

由理论分析得出的一些结论

使用 ERCAP 分析已经揭示了下列破坏模式的存在:(i)“流动模式”,当滑动浅,失稳土呈塑状并绕桩流动;(ii)“短桩模式”,当滑动较深而埋入稳定土体中的桩长较短,滑动土体便携带桩滑过稳定土层,稳定土层中的土体强度充分发挥;(iii)“中间模式”,土体强度在稳定土层和失稳土层中沿桩长均得到充分发挥;(iv)“长桩破坏”,因最大弯矩达到桩截面的屈服弯矩桩本身屈服时而发生。该模式与上述三种土体破坏模式中的任何一种都能同时发生,但经验表明最可能发生的是与“中间模式”。

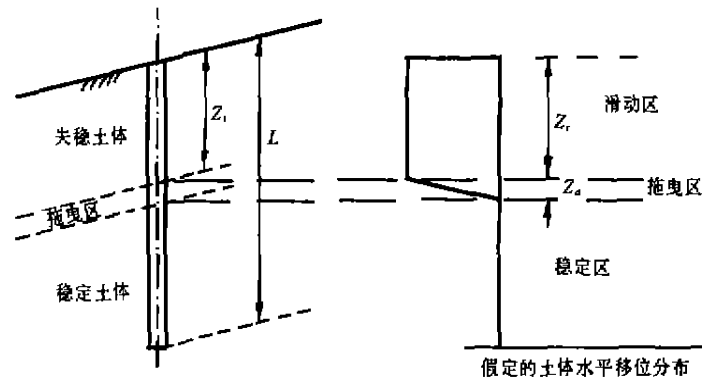


图2 失稳边坡中桩的基本问题：活动区域内的水平移动

图3表示在流动模式、短桩模式和中间模式下桩的工作特征。这些结果来自于—根长15m、外径0.5m、壁厚15mm的钢管桩。在上部滑动区域内，土为粘土，其不排水抗剪强度为30kPa。下部的稳定区域内，不排水抗剪强度为60kPa，滑动区域内的土体移位假设沿深度为常值，等于0.4m，并考虑没有“拖曳区”。

由图3得出下列观点：(i)桩身最大剪力产生于滑动面处；(ii)对于流动模式，最大弯矩产生于滑动面以下并位于稳定土体中，并且，桩的移位远小于土的移位；(iii)对于短桩模式，最大弯矩产生于紧靠滑动面上方的非稳定土体中，且桩和土的移动相似；(iv)对于中间模式，最大弯矩产生于滑动面上方和下方的土体中，桩顶移位可能超过土的移位。

当土体的滑动深度在桩长的0.5~0.6倍时，最大剪力产生。桩的屈服效应是减小其最大剪力，特别是在滑动深度为0.25~0.9倍桩长下。

由图3可得出两条实用结论：首先，在流动模式下，土体移动对桩身产生的破坏作用最小，如果目的是保护桩身，就应尽力促进这种工作模式。其次，中间模式产生最大的桩身弯矩和剪力，因此，如果桩系用以加固边坡，就应该按中间模式的工作性状来设计桩。在分析过程中改变桩在稳定土体中的埋深直到找出最大剪力值，这样就可实现。

土体破坏模式取决于桩长、桩径、桩截面、桩材料的强度和变形特性、非稳定和稳定土体的强度特性、桩在非稳定和稳定区域内的相对长度、相邻桩的间距。可以制定一些表示桩提供的抗力与上述变量之间关系的设计图表，如后面所述。

土体参数的估算

桩水平反应分析所需的关键参数为土的弹性模量 E_s 和桩—土极限侧压力 p_u 。这些参数的确定通常根据：(i)与土体强度特性的关系；(ii)与原位测试数据(如CPT, SPT)的关系；(iii)现场量测(例如，通过旁压仪的压力计)；(iv)桩水平载荷试验数据的整理。

下面对 E_s 和 p_u 的一些关系式作简述。

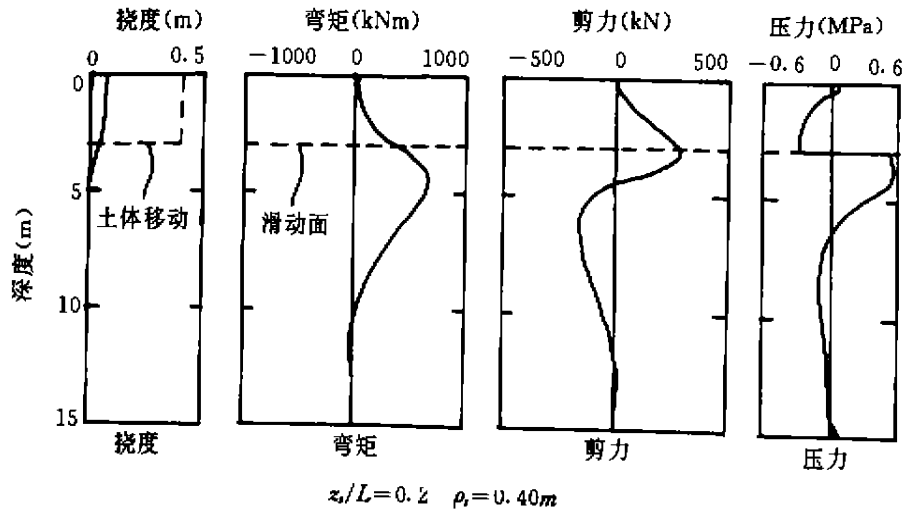
弹性模量 E_s

对粘土，弹性模量 E_s 通常与不排水抗剪强度 c_u 相关，如下式：

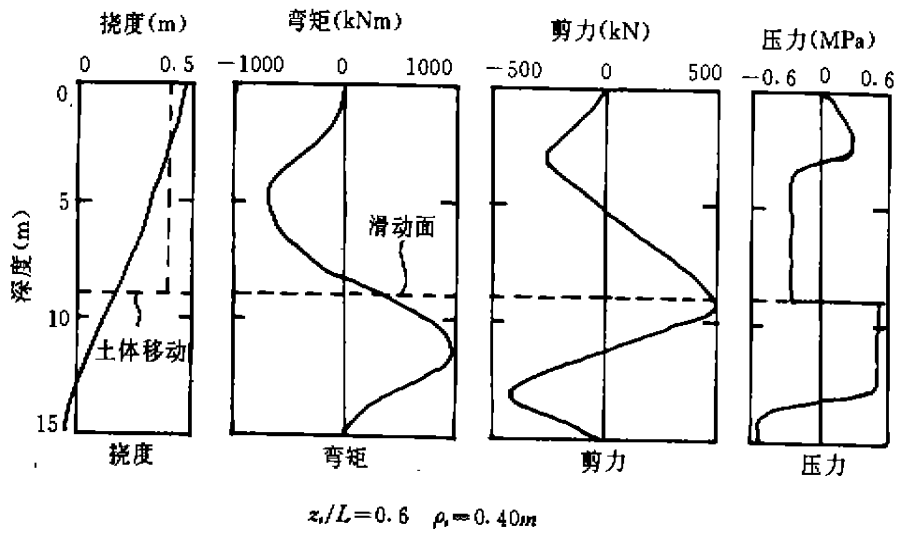
$$E_s = a_1 c_u \quad (5)$$

假如运用非线性分析， E_s 表示的是较低荷载水平下的割线模量， a_1 值主要在150~400之间。(Poulos和Davis 1980, Banerjee和Davis 1978; Decourt 1991.)

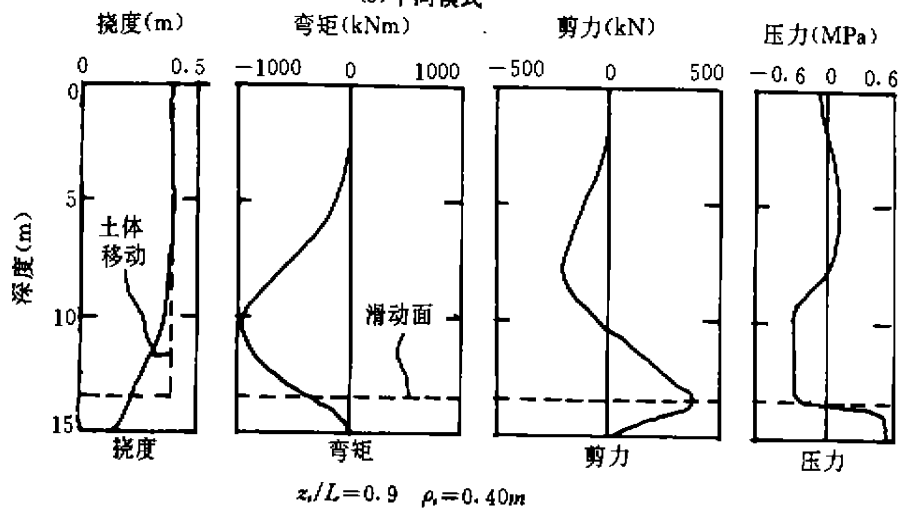
对超固结粘土，Decourt(1991)建议如下与SPT试验 N 值的关系式



(a)流动模式



(b)中间模式



(c)短桩模式

图3 各种模式下桩的工作特征

$$E_s = 2N(\text{MPa}) \quad (6)$$

对于砂土,通常假设模量随深度呈线性变化,因此

$$E_s = N_s \cdot z \quad (7)$$

式中 z 是地表下的深度。对饱和松散、中密、密实砂 N_s 的典型值分别为:1.5, 5.0 和 12.5MPa/m(Decourt 1991)。

Kashida 和 Nakai(1977)提出 E_s 与 SPT 试验 N 值的关系如下:

$$E_s = 1.6N(\text{MPa}) \quad (8)$$

极限侧压力 p_s

Ito 和 Matsui(1975)已提出了土穿过单排桩流动的理论。他们的方程式表明,作用在桩上由流动土体产生的极限压力 p_s , 依赖于土的强度特性、附加压力和相对于桩径的桩距,他们的方程式适用于非稳定或移动土体中的桩体部分,且该方程式仅在一定的桩距范围内有效;在大间距或很小间距时,Ito 和 Matsui 假设的穿过桩排的流动机理不是临界模式。

在粘性土中,通常采用总应力法,其中 p_s 与不排水抗剪强度 c_u 关系如下:

$$p_s = N_p \cdot c_u \quad (9)$$

式中, N_p 是水平承载力系数。对单桩, N_p 可假定沿深度呈线性增长,其值在地表处为 2, 在 3.5 倍桩直径或宽度深度处, N_p 极限值为 9, 超过时可表示为:

$$N_p = 2\left(1 + \frac{z}{d}\right) \geq 9 \quad (10)$$

式中 z 为地表下的深度;

d 为桩直径或宽度。

Chen 和 Poulos(1993)的理论研究提供了群桩效应影响 N_p 的一些提示。如果桩组沿平行于土体移动的方向呈直线排列,这些效应可以减小 N_p 值。

对于砂土中的桩,最简单的方法是采用 Broms 的建议(1964)。

$$p_s = \alpha K_p \sigma'_v \quad (11)$$

式中 K_p 是朗金被动土压力系数, $K_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$;

φ 是土的内摩擦角;

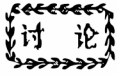
σ'_v 是有效附加压力;

α 是值在 3~5 范围内的系数。

Randolph 和 Houlsby(1984)对处于排水状态的粘土进行了分析,式(11)中的系数 α 等于 K_p 。

De Beer(1977)和 Viggiani(1981)指出式 9 和式 11 中 N_p 和 α 的不同值分别适用于土断面上滑动和稳定部位。通常,当稳定土体的值按上面式(10)和式(11)采取时,相应地滑动土体中值取为上述的一半。但是,除了地表效应外,似乎没有理由解释其差异的存在。

(待续)



对《水泥粉喷桩地基桩土应力分布研究》讨论

《地基处理》编辑部:

贵刊 96 年第 4 期刊载的杜建成、张利民同志的《水泥粉喷桩地基桩土应力分布研究》一文中,介绍了用离心机试验得出的粉喷桩处理大面积路堤下的软土地基工程中的桩土应力分布规律。该试验有许多新意,作者做了很多有意义的工作,有助于读者加深对复合地基的认识。

不过文中的规律③令人有些不解,希编辑部能将意见转达作者。作者总结的规律③为:“桩距一定时若增大外部荷载 q , 则桩承受的应力 σ_p 与 q 之比将降低, 桩间土承受的附加应力 σ_i 与 q 之比也随之降低, 桩土应力比变小, 但幅度不大”。文中表 1 的数据正表明了这一点。

笔者认为,在桩距一定时,桩、土应力与荷载 q 之比不应当随 q 增加而同时降低。这是因为,设桩分担的荷载比为 λ_p , 土分担的荷载比为 λ_s , 则

$$\lambda_p = \frac{\sigma_p \times A_p}{q \times A} \times 100\% = m \cdot \eta_p \quad (a)$$

$$\lambda_s = \frac{\sigma_i \times A_s}{q \times A} \times 100\% = \frac{\sigma_i \times (A - A_p)}{q \times A} \times 100\% = (1 - m) \cdot \eta_s \quad (b)$$

式(a)、(b)中,

A ——复合地基的总面积;

A_p 、 A_s ——分别为复合地基中桩、桩间土的面积;

$\eta_p = \frac{\sigma_p}{q}$, 即文中桩上应力与荷载之比;

$\eta_s = \frac{\sigma_i}{q}$, 即文中桩间土的附加应力与荷载之比;

m ——复合地基中桩的面积置换率。

显然,

$$\lambda_p + \lambda_s = 1 \quad (c)$$

$$m \cdot \eta_p + (1 - m) \cdot \eta_s = 1 \quad (d)$$

当桩距一定时,复合地基面积置换率 m 即确定, m 应为常量。根据式(d), η_p 、 η_s 不可能同时降低。

此意见当否,请编辑部及作者多多指点。

恭祝

新年快乐!

读者 黄文峰 1996-12-17

(清华大学水利水电工程系水博 4 班 北京 100084)