

目 次

论 文

- $\varphi_a=0$ 分析法——一种对于饱和粘性土值得推广应用的方法……………曾国熙 (3)
- 有限元和无限元耦合分析方法及其在基坑数值分析中的应用……………朱坚鹏, 边成康 (17)
- 强夯法处理抛填片石地基效果分析……………左守战, 王煜霞 (23)
- 水泥土的电阻率特性研究……………刘松玉, 于小军, 缪林昌 (30)
- 孔内深层强夯法处理大型油罐地基……………徐至钧 (37)
- 某工程打桩挤土效应分析……………包夫欣, 曹玉新, 毛节程 (44)
- 水泥土桩水泥灰土桩复合地基设计与施工问题浅析……………任振甲 (51)
- 单桩粉喷桩静载试验一元非线性回归分析……………薛国强 (55)
- 水泥搅拌桩和土钉墙在道路工程中的联合应用……………雷和全, 唐朝晖 (60)
- 水下混凝土灌注事故的预防及处理……………徐正岭 (63)

一题一议

- 也谈垫层上的载荷试验……………刘明振, 韩建刚 (68)
- 有机质含量=烧失量? ……………童小东 (70)

$\varphi_u = 0$ 分析法——一种对于饱和粘性土 值得推广应用的方法

曾国熙

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[摘要] 本文介绍饱和粘性土,不论软粘性土或坚硬粘性土,在不排水条件下 $\varphi_u = 0$ 室内外的测试,包括三轴压缩、无侧限抗压、袖珍贯入、十字板等试验。 $\varphi_u = 0$ 分析可用于土坡稳定性、稳定数(含临界高度)、浅基础承载力、土压力、以及单桩侧阻力和桩端阻力的分析计算。

前言

$\varphi_u = 0$ 这一假设是弗兰纽斯(Fellenius, 1922)在土坡稳定性分析中提出的。又于1927年从理论上导出稳定数($\varphi_u = 0$)。

通过试验证实 $\varphi_u = 0$ 是从有了三轴压缩试验装置之后才有可能做到,因这种装置能够做到试验时试件不排水。最早可追溯到1932年太沙基通过三轴压缩仪得出 $\varphi_u = 0$ 的成果。

后经斯金普顿(Skempton, 1948)、毕肖普(Bishop, 1957)等进行了大量系统的研究性试验。后者撰写了三轴试验专著。前者致力于 $\varphi_u = 0$ 的试验和 $\varphi_u = 0$ 分析法可靠性的论证,以及在实际工程上的应用推广。“ $\varphi_u = 0$ 分析法”一词最早是他于1945年提出的。

$\varphi_u = 0$ 的试验和 $\varphi_u = 0$ 分析法在40年代在欧美先进国家早已被接受并广泛应用。其优点是试验和分析都简便,而且经验表明确实可靠。笔者因亲自参加过这方面工作,略有体会其优越性,故于60年代在浙江大学土木工程系编写的《土力学》讲义中已系统地作了介绍。

国内在这方面的应用已见诸有关工程以及有关手册和规范。但应用范围尚嫌不够广泛。本文不厌其烦作一综合性介绍。希望能引起国内同行们广泛关注。特别请参加编写有关规范的负责同志给予支持,共同促进此法的推广应用。

饱和软粘土在我国分布范围极为广泛,也是工程上经常碰到麻烦的对象之一。诸如黄河、长江、珠江等大水系在其中下游两岸的冲积、河口三角洲沉积,我国东、东南沿海的广大平原地区的海相沉积,以及众多的湖泊沉积、沼泽地。我国许多经济上较发达的城市都落在这类土的地区。因而推广应用 $\varphi_u = 0$ 分析法有其重大意义。

凡一个理论要使广大同行接受并在工程上应用,一般要经过试验或工程实践的论证和

检验,二者兼有当然更有说服力。

以下分别就两方面作介绍。

$\varphi_u = 0$ 试验

1. 三轴不排水试验

以下内容包括 $\varphi_u = 0$ 的试验验证和 c_u 的测定方法。

太沙基(Terzaghi 1932)的试验。

只有三轴压缩仪制成之后,才可完全控制饱和粘土试件的不排水固结和排水固结的试验。最早可追溯到 1932 年太沙基的试验成果(图 1)

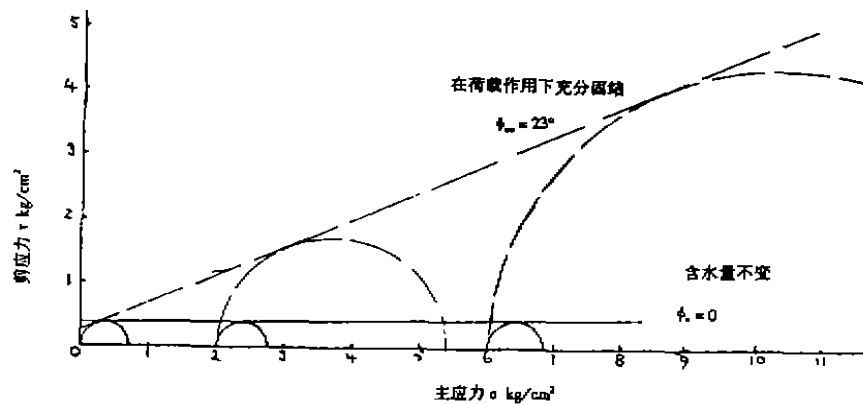
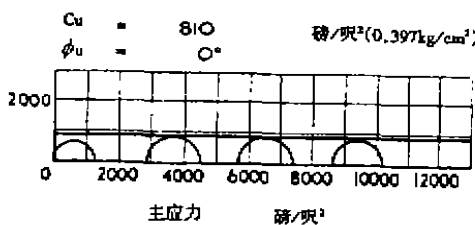


图 1 不排水固结饱和粘土的三轴试验结果, $\varphi_u \approx 0$ (Terzaghi, 1932)

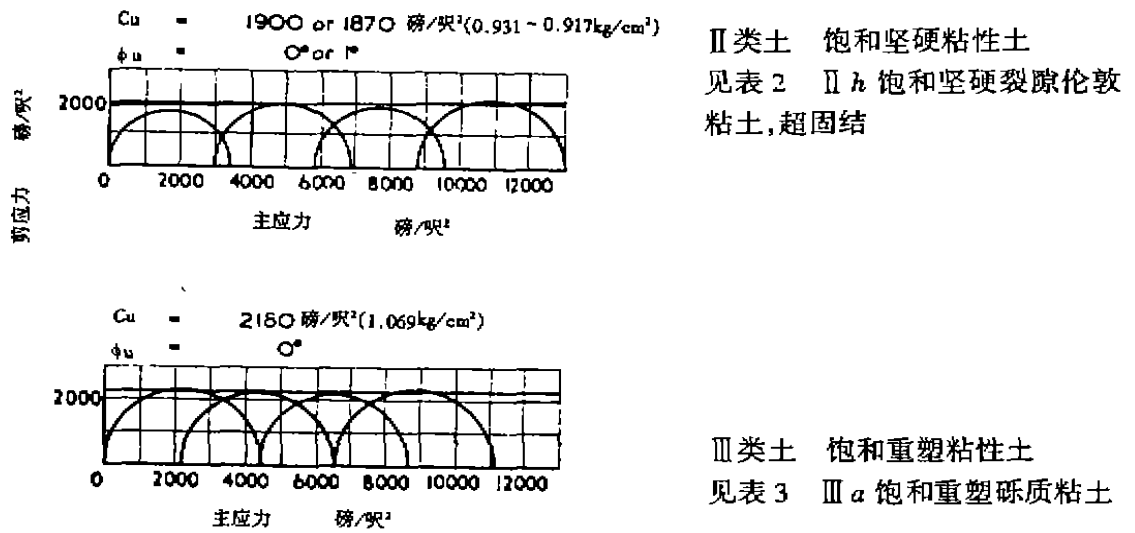
哥德尔、斯金顿(1948)曾进行完整一系列三轴不排水试验,包括下列 7 种类土:

- (1)完全饱和软粘土 ($\varphi_u = 0$)
- (2)完全饱和坚硬粘土 ($\varphi_u = 0$)
- (3)完全饱和重塑粘土 ($\varphi_u = 0$)
- (4)半饱和原状土 ($\varphi_u > 0$)
- (5)半饱和重塑土 ($\varphi_u > 0$)
- (6)粘土页岩、粉土石 (Siltstone) ($\varphi_u > 0$)
- (7)饱和原状粉土 (Silts) ($\varphi_u > 0$)

图 2 是高、斯两氏 $\varphi_u = 0$ 典型试验结果。



I 类土 饱和软粘土
 见表 1 I c 饱和和现代海相软粘土, 正常固结



II类土 饱和坚硬粘性土
见表2 II h 饱和坚硬裂隙伦敦粘土,超固结

III类土 饱和重塑粘性土
见表3 III a 饱和重塑砾质粘土

图2 第I、II、III类土样三轴不排水剪切试验结果
1kg/cm² = 2040 磅/呎²
(录自 Golder & Skempton, 1948)

其余四类土样(IV、V、VI、VII), φ_u ≠ 0

至此可以得出结论:饱和粘性土试样,不论是软粘土或坚硬粘性土(含饱和重塑粘性土)在不排水条件下剪切都属于 φ_u = 0。这已是无数试验得出无可置疑的客观规律。

I类土 饱和软粘性土 φ_u = 0 试验结果

表1

顺序	土样描述	饱和度 %	ω _L %	ω _p %	ω %	σ ₁	σ ₁ - σ ₃	c _u	φ _u
						Kg/cm ²	$\frac{Kg}{cm^2}$	$\frac{Kg}{cm^2}$	
a	哥斯波。很软现代海相粘土。正常固结。	100	82	29	58	0	0.204	0.1029	0
						0.141	0.207		
						0.282	0.203		
b	芬斯。泻湖软粉土质粘土。正常固结。	98 - 100	46	25	41	0	0.493	0.245	1°
						0.106	0.493		
						0.212	0.500		
0.321	0.570								
c	纳斯。软现代海相粘土。正常固结。	97 ~ 100 (试件中 含有泥炭)	168			0	0.669	0.397	0
						0.141	0.845		
						0.282	0.859		
0.423	0.775								

d	克莱德河口沉积。现代软粉土质粘土。正常固结。	100	56	22	46	0 0.141 0.282 0.423	0.176 0.317 0.234 0.211	0.123	0
e	亚芬河口。现代软粉土质粘土。正常固结。	96~100	60	23	45	0 0.141 0.282 0.423	0.549 0.549 0.549	0.275	0
f	温伯莱。软风化伦敦粘土。更新世，超固结。	100	59	19	29	0 0.141 0.282 0.423	0.810 0.884 0.845 0.775	0.417	0
g	摩纳哥新埠原状软灰色粘土。现代河相沉积。	100	61	24	44	0 0.212 0.423	0.225 0.142 0.296	0.123 或 0.113	0 $\frac{1}{2}$

II类土 饱和坚硬粘性土 $\varphi_u = 0$ 试验结果

表2

顺序	土样描述	饱和度 %	ω_L %	ω_p %	ω %	σ_3 Kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²	C_u $\frac{Kg}{cm^2}$	φ_u
a	德尔班。坚实河口粘土。高度超固结。	100	111	28	58	0 1.06 2.12 3.18	1.106 1.183 1.120 1.210	0.578 或 0.563	0° 1°
b	彼得波罗。很坚硬、层状牛津粘土。	100	87	30	21	0 2.12 4.24	6.55 6.06 6.55	3.09	
c	坚硬、裂隙剑桥粘土。超固结高尔得粘土。	98	74	29	30	0 2.12 4.23	1.78 1.94 1.98	0.956	0 或 1°
d	科尼斯波罗，坚硬风化粘土。	100	42	14	13	0 2.12 4.23	2.44 2.44 2.95	1.230	0
e	曼微斯特，坚硬砂质漂砾粘土。	100	34	14	16	0 2.12 4.23	2.37 2.32 2.53	1.201	1°
f	列斯海姆，坚硬层状粘土。更新世正常固结。	100	36	18	28	0 1.41 2.82 4.24	1.97 2.32 1.90 2.04	1.029	0

g	瓦尔顿坚硬裂隙伦敦粘土,始新世,超固结。每一压力都是50个试验的平均值。	100	70	25	27	0 1.41 2.82 4.23	1.86 2.23 2.32 2.40	1.230 或 1.059	0 2°
h	列汤。坚硬裂隙。伦敦粘土:始新世,超固结。单一试验。	97~98	66	20	27	0 1.41 2.82 4.23	1.68 1.91 1.80 2.05	0.931 或 0.917	0 1°

Ⅲ类土 饱和重塑粘性土 $\varphi_u = 0$ 试验结果

表3

顺序	土样描述	饱和度 %	ω_L %	ω_P %	ω %	σ_3 Kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²	c_u $\frac{Kg}{cm^2}$	φ_u
a	摩海德。砾质粘土。最优含水量16.5%	100	40	17	17	0	2.13	1.069	0
						0.106	2.10		
					21	0	0.753	0.382	0
						0.106	0.830		
b	海德公园。棕色伦敦粘土。每个压力10个试验的平均值	100	82	23	33	0	1.894	0.980	0
						0.212	1.993		
c	爱尔兰。砾,砂和粘土。最优含水量16%	100	42	20	22	0	0.408	0.1862	0
						1.41	-		
d	爱尔兰。砾,砂和粘土。最优含水量10%	95	26	11	15	0	0.725	0.515	0
						1.41	1.021		或
						2.82	1.092		$\frac{1}{2}$
						4.23	1.092		

2. 无侧限抗压试验

图1、2所示的 $\varphi_u = 0$ 结果,也就包括图3所示的情况,对于 $\sigma_3 = 0$ (图3)的情况,

即可得出 $c_u = q_u/2$

无侧限抗剪试验比三轴试验设备以及试验操作要简便得多,这就为生产上广泛采用无侧限抗压试验以求得 c_u 提供理论基础。

3. 袖珍贯入仪

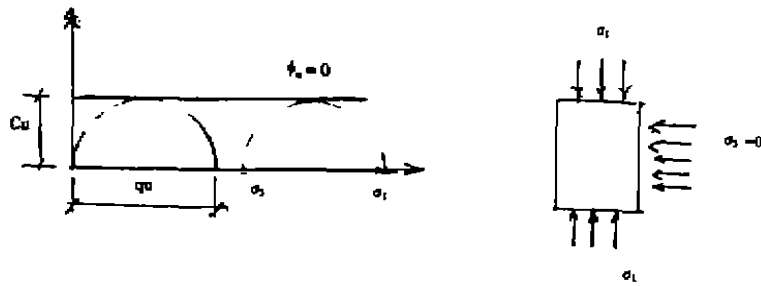


图3 无侧限抗压试验

为了进一步简便测定 c_u , 而设计出袖珍贯入仪(图4)。该图表示美国土工试验公司 CL-100 型袖珍贯入仪。尖端直径 = 1/4" (= 0.635cm), 标准贯入深度 = 0.635cm。根据标准贯入深度即可算出贯入所用的力, 并直接表为无侧限抗剪压强度 q_u , 或 c_u 。这就是笔者 1950 年在美国土工试验服务公司 (STS) 所首创袖珍贯入仪的思路, 并按此思路制造仪器。

袖珍贯入仪还可供工程人员到现场鉴定土样、钻探取土时现场鉴别之用。

顺便提到, 习惯上不少工程人员常说“这种土的承载力 $\times \times$ ”, 这是为了简单描述。须知承载力是与浅基础的长、宽和埋深有关。如果采用不排水强度来描述, 则较为简便, 又较合理。

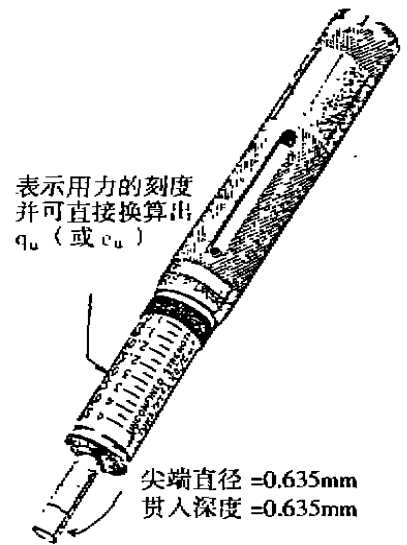


图4 袖珍贯入仪
(曾国熙 1950.
Zeng, 1989)

3. 十字板剪切试验

将一定尺寸的十字板测头在套管内压入土中一定深度, 在钻杆顶施以力矩 M_1 , 使十字板测头在土中受抵抗力矩 M_2

$$\text{因 } M_2 = M_1$$

$$M_2 = \pi D H \cdot \frac{D}{2} s_v + 2 \cdot \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{D}{3} \cdot s_H$$

常规试验, 为简便起见假设 $s_v = s_H$, 则上式可写为

$$s_v = \frac{2M_1}{\pi D^2 (H + \frac{D}{3})} \quad (3.1)$$

式中 s_v ——由十字板原位测定土的不排水强度, 原则上 $s_v = q_u/2 = c_u$ 。

常用的十字板的测头高 $H = 100\text{mm}$, 宽 $D = 75\text{mm}$ 。假设 $s_H = s_v$ 测定的土的强度比考虑 $s_H > s_v$ 测出的土强度仅稍偏小。实际上这一差异在试验的误差范围内, 且它偏于安全的一边。

4. 关于直剪试验

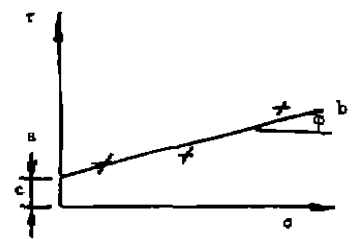


图5 直剪试验结果(示意图)

对于饱和粘土,其剪切试验成果(c, φ),主要取决于试件在试验过程中排水固结程度。以快剪试验而言,由于这种试验装置不像三轴试验能控制排水条件,因而图5中的 ab 线摇摆不定(亦即 c, φ 值不明确,任意性较大)。直剪另一缺点即试验沿仪器上下匣之间这一指定平面剪切(而不是沿其最薄弱面破坏)。大多数先进的土工试验室早已废除这种试验。

$\varphi = 0$ 稳定性分析:实例

哥尔德尔、斯金普顿(1948)采用试验测定的 $\varphi_u = 0$ 时的 c_u 和圆弧法分析了12项实例(4项属基础的软粘土地基,1项临界高度模型试验和7项土坡稳定性)所得的安全系数都在1左右。这充分论证了 $\varphi_u = 0$ 稳定性分析的可靠性(见表4)。

$\varphi_u = 0$ 稳定性分析(圆弧法)实例

表4

(录自 Skempton 和 Golder, 1948)

地基破坏	项目名称	主要饱和粘土层性质				安全系数	备注
		ω_L %	ω_p %	ω %	c_u (kg/cm^2)		
地基破坏	模型基础	74	27	42	0.1323	1.00	土样强度过低是因土样稍有扰动
	吉品	70	28	40~60	0.1715	0.95	
	新埠	60	28	50	0.1838	1.08	
	戈斯埠	80			0.1225	0.93	
临界高度试验		80	28	42	0.1372	1.05	临界高度8呎,裂隙深度 \approx 1.5呎,破坏面倾角 $\approx 51^\circ$
粘土土坡破坏	青福特	145	36	96	0.1470	1.05	多层粘土 坡身为辗压伦敦粘土 $\omega_L = 77\%$, $\omega_p = 27\%$, $\omega = 27\%$, $\gamma = 1.795 \text{ g}/\text{cm}^3$
	喔·白令克玺	43	25	40	0.230	1.02	
	白令海堤岸	90~100	36	65	0.1176	0.99	
	瓦尔泰姆·阿贝	85	31	33	0.318	1.06	
	汉兹皮尔河	60~90	24~33	44~67	0.1520	0.9	
	贝尔发斯特	67			0.1470	1.15	
	格林诺克	40			0.1224	0.95	

杜湖土坝地基强度的增长及 $\varphi_u = 0$ 稳定分析

1. 地基强度的增长

浙江慈溪市杜湖水库土坝的软粘土地基首次成功地采用砂井处理,利用坝体堆土分期有控制地进行预压。1970~1980十年之间进行六次十字板原位测试,结果如图6所示。

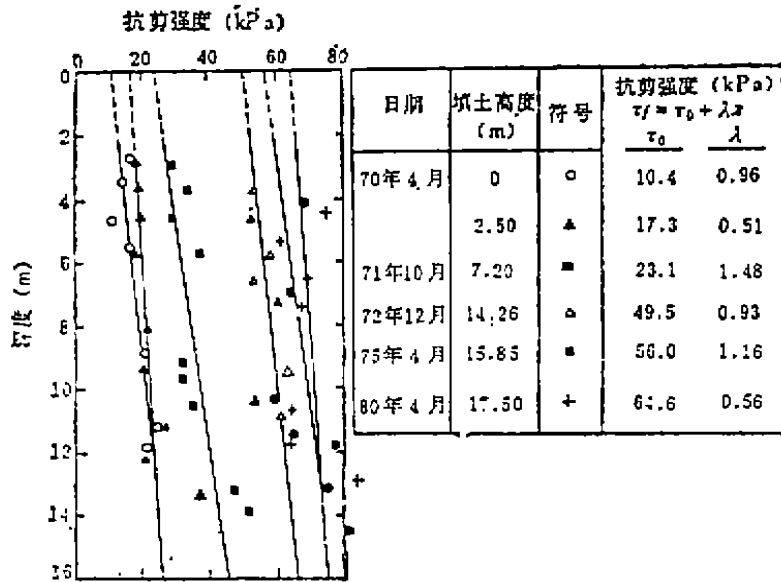


图 6 杜湖土坝地基 1970-1980 年间强度的增长

图 6 所示地基强度有序增长充分表明砂井的效果确实无疑。根据该结果笔者提出一个地基在预压荷载下强度增长的预计方法如下。

软粘土地基中任意点在任意时刻 t 的抗剪强度可用下式表达:

$$\tau_f = \tau_0 + \Delta\tau_f - \Delta\tau_f \tag{3.1}$$

表中 τ_0 —所考虑点的起始强度; $\Delta\tau_f$ —由于固结强度的增量; $(-\Delta\tau_f)$ —由于剪切应变蠕变而引起强度的衰减。

蠕变对强度的效应已是共识的事实,并为诸多研究者所证实,如 Bishop(1966), Singh and Mitchell(1968), Duncan and Buchingnani(1973)等。然而目前尚缺乏预计 $\Delta\tau_f$ 的适当方法。为实用起见,可将式(3.1)改写为下式

$$\tau_f = \eta(\tau_0 + \Delta\tau_f) \tag{3.2}$$

式中 η —考虑蠕变效应的一个经验折减系数。又因为

$$\tau_f = \sigma' \tan\varphi' = \sigma U \cdot \tan\varphi' \approx \sigma \bar{U} \cdot \tan\varphi' \tag{3.3}$$

因此得出 $\Delta\tau_f = \Delta\sigma \cdot \bar{U}K$ (3.4)

式中 U —地基中某一点(对应于应力 σ 的固结度)

\bar{U} —受压层的平均固结度,

$$K = \sin\varphi \cos\varphi / (1 + \sin\varphi')$$

将式(3.4)代入式(3.2),得

$$\tau_f = \eta(\tau_0 + \Delta\sigma_1 \cdot \bar{U} \cdot K) \tag{3.5}$$

或 $\tau_f = \eta[\tau_0 + K(\Delta\sigma_1 - \Delta U)]$ (3.6)

以上二式实质上是一致的,只是应用上有所不同。当选用式(3.5)时,须先通过试验测定土的固结系数 c_h 、有效摩擦角 φ' ,并由布辛尼克解求出对称轴上的 $\Delta\sigma_1$ 。当选用式(3.6)时,要求原位量测出孔隙压力 Δu 。

用以上二式按实例反算 η 值。杜湖土坝地基反算的 η 值列于表 5。

η 平均值

表 5

填土高(m)	根据式(3.5)	根据式(3.6)	分析日期
7.20	0.895	0.845	1972.12
14.30	0.795	0.780	1972.12
15.85	0.795		1975.4
17.50	0.761		1980.4

$$c_k = 1.0 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

由表 5 可见:①用以上二式得出的 η 值是接近的(由于后期孔压量测失灵,后两次未能用式(3.6));② η 值随坝高(亦即地基中应力增大)而减小(亦即蠕动效应更显著)。这两点在概念上是合理的。

建议在工程设计中试用 $\eta = 0.75 \sim 0.95$ (当剪应力越大,剪切蠕动效应就越显著, η 则取较低值;反之,则取较高值)。

2. 杜湖土坝的 $\varphi_u = 0$ 稳定性分析

稳定性分析沿用圆弧法,祇是地基强度按不同时期的增长用前节介绍的方法计算,由于各部分荷载不同,地基强度有明显的差别,将地基分为 3~5 个区,先预计各区地基强度的增长,而后按圆弧法进行分析(图 7)。

上述地基强度增长和稳定性分析方法对于杜湖土坝来说是满意的。

上述地基强度预计公式[式(3.5)、式(3.6)]已为有关手册和规范所采纳。据若干反馈消息,有些工程采用尚称满意。

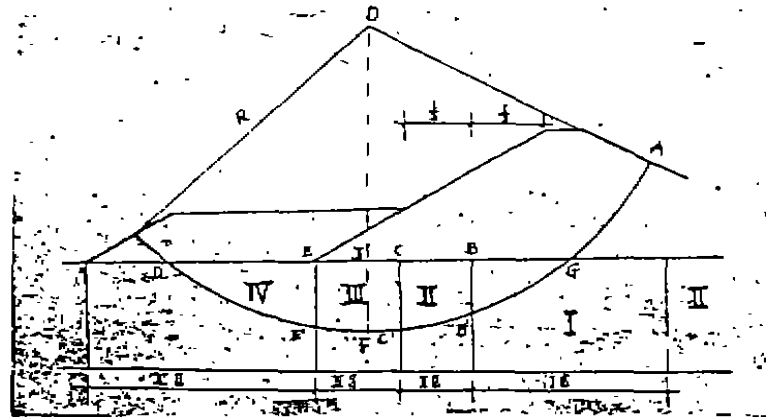


图 7 杜湖土坝稳定性分析

《地基处理手册》(第 1 版, pp. 74-76)同时介绍地基强度增长①有效应力法(即上述式(3.5)、(3.6)),②有效固结压力法,供工程人员选用。哪一方法较为适用让使用人员来总结。作为手册,这样做比较客观。

土力学前辈学者教导我们应学会运用“合理分析”(Rational analysis)。这对于土力学或岩土工程这一门研究对象较为复杂的应用学科是极为重要的,在分析时又应克服思想上的片面主观。

顺便提到,有同志在某学报短文中先后发表过两篇文章。第一篇对某规范采纳上述两

种预压荷载下地基强度增长预计方法作了讨论。对有效固结压力法表示支持,对有效应力法提出质疑。笔者拟借此参加讨论。

有必要从最基本概念说起。在荷载作用下,地基会同时产生压应力和剪应力。《地基处理手册》有关章节编写人在介绍有效固结压力法时曾指出“该法采用只模拟压力作用下的排水固结”就是说该法采用室内三轴固结不排水剪切试验来模拟地基在荷载作用下的固结不排水剪切,而忽视了荷载对地基引起的剪应力和蠕变。请参考本文式(3.1)~(3.6),也许可澄清基本概念。

该短文指出:“天然地基强度 τ_{fo} 是十字板仪实测的,蠕变引起的衰减已产生在内,应与折减系数无关”。这一点属于误解。须知地基天然强度 τ_{fo} 是地基未承受荷载时的强度。蠕变引起地基强度的衰减是在荷载长期作用下产生的。而十字板的剪切是在试验的短时间内完成的。 $\tau_{fs} = \eta(\tau_{fo} + \Delta\tau_{fs})$ 其中括号内是 τ_{fo} 经过一定长时间由于固结而增长的一个强度,并含蠕变效应。关键问题在于要不要考虑剪应力及其所引起的蠕变效应。

稳定数

弗兰纽斯(1927)和泰勒(1937),先后从理论上推导出稳定数-坡角的关系,并制出图解如图8所示,其中假设坡体和地基均属 $\varphi = 0$ 材料。

该图表明当坡角 $\beta < 53^\circ$, 稳定数 $N_s = \frac{\gamma H_c}{c_u}$ 与 n 有关三种破坏圆。其中 γ 是土坡的重度, c_u —土的抗压强度之半(即 $c_u = q_u/2$), H_c —土坡临界高度。

当 $\beta < 53^\circ$, $n > 4$ (即当为 $n = \infty$), N_s 与 β 无关,属于地基破坏。

$$\frac{\gamma H_c}{c_u} = 5.52$$

$$\text{临界高度 } H_c = \frac{5.52 c_u}{\gamma}$$

当 $\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3$

$$H_c \approx 3c_u \text{ (其中 } H_c \text{ 的单位用 } m, c_u \text{ 单位用 } t/m^2 \text{)}$$

上式简单关系对深厚软土地区土坡(如岸坡、路堤等)稳定性估计十分有用。已为有关规范采纳。

浅基础承载力

太沙基根限承载力公式(条形基础)

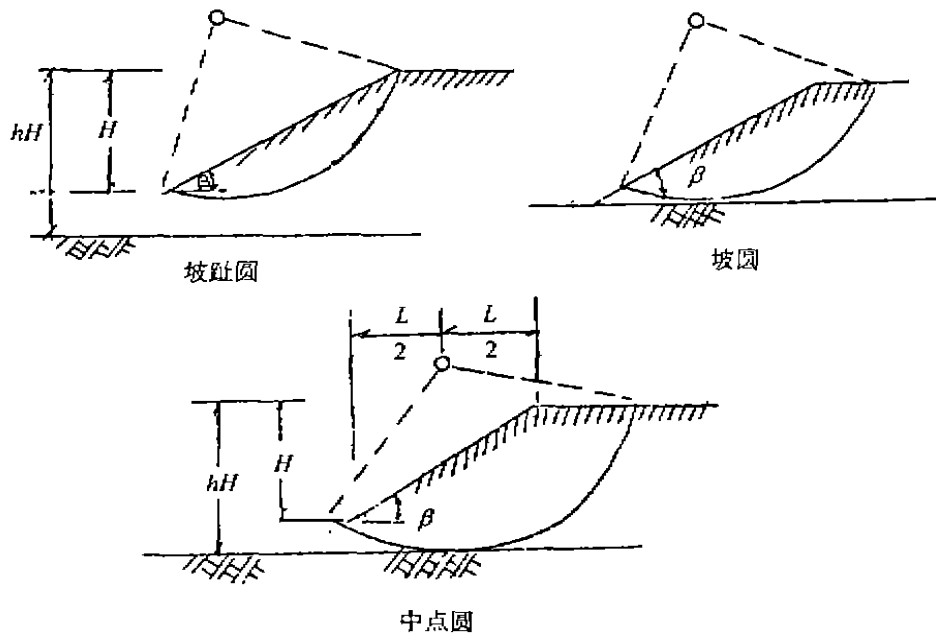
$$p_{\text{根}} = cN_c + \gamma_1 H N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma + \gamma D \quad (5.1)$$

当 $\varphi = 0$, $N_c = (2 + \pi) = 5.14$, $N_q = 1$, $N_\gamma = 0$, 上式成为

$$p_{\text{根}} = 5.14 c_u + \gamma D \quad (5.2)$$

美国芝加哥城市建筑规范数十年前就采用式(5.2)。

斯金普顿修正极限承载力公式,提出了一个半径验公式,适用于矩形基础,当 $D/B \leq 2.5$,



滑动面的三种位置

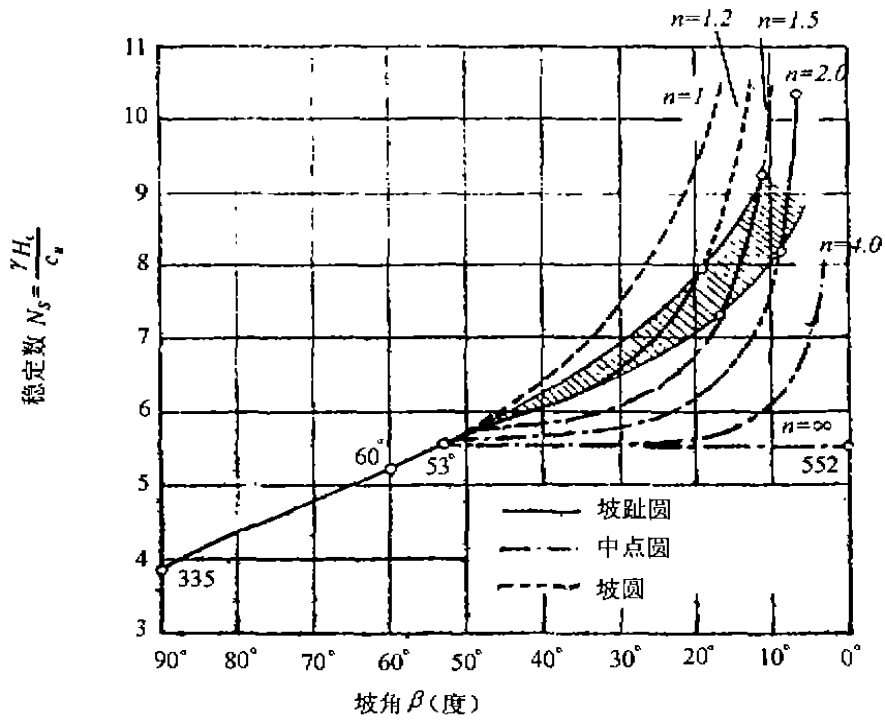


图8 土坡的稳定数(泰勒)($\varphi_u = 0$)

$$p_{\text{容}} = Nc_u(1 + 0.2 \frac{D}{B})(1 + 0.2 \frac{B}{L}) + \gamma D \quad (5.3)$$

以上公式中 B —基础宽度; L —基础长度; D —基础埋深; γ —基础底面以上土重度, $\varphi = 0$, $c_u = qu/2$; $N_c = 5 \sim 5.52$ 。

梅耶霍夫提出另一个类似公式如下。当 $D/B \leq 4$

$$p_{\text{容}} = Nc_u(1 + 0.15 \frac{D}{B})(1 + 0.15 \frac{B}{L}) + \gamma D \quad (5.4)$$

式中符号同上。

如欲求容许承载力 $p_{\text{容}}$, 对 c_u 采用安全系数, 即 c_u/F_s 。 (F_s —安全系数, 式中其他项不变)。

土压力

斯金普顿(1948)介绍 $\varphi_u = 0$ 分析法用以计算土压力如下。

1. 主动土压力

如图 9 所示, 在深度 z 处主动土压力:

$$p_a = \gamma z - 2c_u \sqrt{1 + c_w/c_u} \quad (6.1)$$

式中 γ —土重度;
 c_u —粘性土的不排水抗剪强度;
 c_w —土吸附于出墙的粘聚力;
 z_0 —张裂深度。

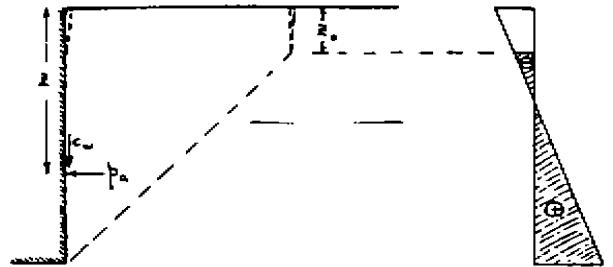


图 9 主动土压力

2. 被动土压力

如图 10 所示, 在深度 z 处的被动土压力:

$$\begin{aligned} p_p &= \gamma z + 2c_w, & c_w &= 0 \\ &= \gamma z + 2.4c_u, & c_w &= \frac{1}{2}c_u \\ &= \gamma z + 2.6c_u, & c_w &= c_u \end{aligned} \quad (6.3)$$

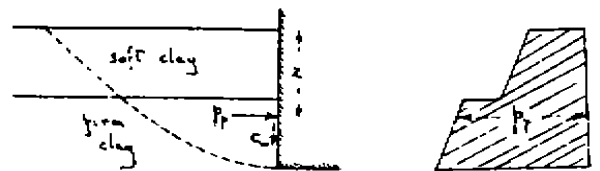


图 10 被动土压力

单桩承载力

静力法是确定单桩承载力最基本的方法。据 Broms(1981), 按该法单桩的极限承载力 Q_u 假设为

$$Q_u = Q_s + Q_p = f_s A_s + q_p A_p \quad (7.1)$$

式中 Q_s —桩侧阻力; Q_p —桩端阻力; f_s 和 q_p 分别为桩周单位面积阻力和桩端单位面积

阻力。 A_s 和 A_p 分别为桩周表面积和桩端截面积。

1. 桩周阻力

对于 $\varphi_u = 0$ 土,

$$f_s = \alpha c_u \quad (7.2)$$

式中 α ——一个折减系数,主要取决于饱和粘性土不排水抗剪强度及桩的种类。对于坚硬粘性土的钻孔桩常用 $\alpha = 0.45$ 。对于软粘性土中的打入桩,当 $c_u < 50 \text{ kPa}$,对于木桩常用 $\alpha = 1.0$,砼桩 $\alpha = 0.8$,钢桩 $\alpha = 0.5$ 。

另据 Meyerhof 等人的研究,对于一种高度超固结漂砾土(粉土质粘土),其在地面的 c_u 设为 150 kPa ,到深度 15 m 处 c_u 增至 250 kPa ,两根预制钢筋砼桩,实测反算的 $\alpha = 0.7$ 。Stenfeldt 等人从模型试验测出的 $\alpha = 1.0$ 。

2. 桩端阻力

$$Q_p = q_p A_p = N_c^* c_u A_p \quad (7.3)$$

据 Broms,通常采用 $N_c^* = 9$

Franke 从试验证实,对 $\varphi_u = 0$ 土, q_p 与桩直径无关。

刘金砺(1995)关于竖向荷载下单桩、群桩承载力国内外的计算方法作了详细介绍,请参考。

笔者认为桩基工程和其他土工问题一样,必须采取理论、测试和工程实践三者结合。确定桩的承载力静力法还是最基本的。对于我国广大饱和粘性土地区,可以式(7.2)、(7.3)作为基本计算式,用测试的土工指标,一方面计算,一方面按实际工程的反分析桩侧阻力和桩端承载力,累积各地区的 α 和 N_c^* 值。以此为指引,可以相信将有利于各地区桩基承载力问题的合理解决。如果不结合基本理论和土工测试,仅是桩到桩、经验到经验。这些经验的积累对于本地区虽有其价值,但必将有其局限性。

结语

本文介绍 $\varphi_u = 0$ 试验测定(即测定不排水强度 c_u)和 $\varphi_u = 0$ 分析法在工程上的应用。该法简便明确已是成熟的、行之有效的预计方法。希望同行们共同努力,促进该法的推广应用。错误之处尚祈指正。

承龚晓南、谢康和、朱向荣等教授对本文提出许多宝贵意见,特此表示感谢。

参考文献

- 1 Broms, B. B. (1981). Pile Foundation - General Report, Proc. X ICSMFE, Stockholm.
- 2 Fellenius, W. (1922). Statens Jarnvagns Geotekniska Kommission, Stockholm.
- 3 Fellenius, W. (1927). "Erdstatische Berechnungen", W. Ernst. Berlin.
- 4 Golder, H. Q., and Skempton, A. W. (1948). The angle of shearing resistance in cohesive soils for tests at constant water content, 2nd ICSMFE, Vol. 1, p. 185.
- 5 Skempton, A. W. (1948). The $\varphi = 0$ analysis of stability and its theoretical basis, 2nd ICSMFE, Vol. 1, p. 72.
- 6 Skempton, A. W. and Golder, H. Q. (1948). Practical examples of the $\varphi = 0$ analysis of stability of clays. 2nd ICSMFE, Vol. II, p. 63.

- 7 Zeng, G. X. (1989). The use of static penetration and pocket penetrometer in China, Proc. 1st Int. Symposium on Penetration Testing, p. 1059, Orlando.
- 8 刘金砺,《桩基工程手册》第2章竖向荷载下单桩和群桩的承载力,中国建筑工业出版社,1995.
- 9 潘秋元、杨国强,《地基处理手册》第3章排水固结法,中国建筑工业出版社,1988.
- 10 曾国熙,《土力学讲义》,浙江大学土木工程系.

On the Application of $\varphi_u = 0$ Analysis for Saturated Cohesive Soils

Zeng Guo Xi

Geotechnical Engineering Institute, Zhejiang University, Hangzhou

Abstract The contents of this paper are as follows: (1) determination of c_u for $\varphi_u = 0$ by several types of test including undrained triaxial test, unconfined compression test, pocket penetration test, and in-situ vane test; (2) application of $\varphi_u = 0$ analysis for slope stability, bearing capacity of shallow foundation, earth pressures, skin friction and end bearing capacity of a single pile and stability number including the critical height.

海峡两岸城市地下工程与环境保护学术研讨会 (2002年4月,上海)

由中国建筑业协会深基础工程分会与台湾财团法人地工技术研究发展基金会联合主办的海峡两岸城市地下工程与环境保护学术研讨会定于2002年4月在上海市举行。

会议将就海峡两岸城市中各类地下工程(含地下建筑、地下交通工程、地下市政设施、地下空间开发利用、建构筑物深基础、深基坑工程以及人防工程等)的勘察设计、施工、检测与监理等方面的主要经验教训与科研成果,以及地下工程施工对环境的影响和保护技术等进行交流 and 研讨。欢迎全国各地专家学者踊跃投稿。论文集将在会前正式出版,并在海内外发行。

请应征者于2001年8月30日前将论文摘要(中英文,不少于500字)报送本次会议论文编审委员会。论文编审委员会将于9月20日前通知经初审录用论文的作者按统一格式提交论文中文全文及英文摘要。

有关论文事宜联系地址:310012 杭州市莫干山路武林门新村13号:杭州勘测设计研究院;

联系人:周群建、张美珍;

传真:0571-88842651,电话:0571-88089465 E-mail: shipcidong@163.net

来信信封上及来电开头均请注明“两岸会议稿件”。

会议组织委员会、学术委员会及论文编审委员会名单详见第一号通知。

周群建 张美珍供稿

有限元和无限元耦合分析方法及其 在基坑数值分析中的应用*

朱坚鹏 边成康

(杭州市规划局) (杭州明康监理有限公司)

[提要] 本文将有限元和无限元耦合分析方法应用于基坑性状的数值分析研究,给出了二维八结点无限元的位移函数和形函数;接着将这种方法与纯有限元方法的计算结果进行了比较分析,说明有限元与无限元耦合分析方法具有精度高、计算量小等优点,并为解决岩土工程中通常的有限元分析中‘计算范围和边界条件不易确定’的困难提供了一种有效手段。

前言

众所周知,有限元方法是分析岩土工程问题的灵活、实用和有效的途径。但对一些问题,例如地下洞室围岩应力和稳定性分析,坝基、边坡、基坑的应力应变和稳定问题,使用有限元法往往存在着如何恰当地截取计算范围和合理选取及简化边界条件等问题。事实上,对于同一个有限元网格,同样的材料特性和荷载条件,仅仅因边界约束不同,计算得的应力场和位移场就可相差甚远;针对同一个工程问题,计算范围取多大才合适,目前也是众说纷云的。许多岩土工程问题,其真实的边界条件应是无穷远处的位移为零,采用有限元分析方法就难以实现这一点。而无限元可取有限的甚至很小的计算范围,实现无穷远处位移为零的真实边界条件。既能使计算结果精确,又可缩小离散网格范围,减少划分的网格数,从而节约机时,在提高计算精度和速度方面均有明显的优越性。

构造无限单元应满足的条件

无限单元的形式有许多种,有的是几种形式的杂交。归纳起来,构造无限单元总不外乎要满足以下几个条件:

1. 从几何上讲,无限元在一个或几个方向趋于无穷远,为了与传统的等参有限元法结合使用,应将无限区域影射到有限范围之内;
2. 从物理上讲,要使无限元的形函数能反映问题的实质,需要选用一个适当的衰减函数,并使该函数满足无穷远处的物理边界条件;

* 收稿日期:2001年5月

3. 在有限元和无限元结合使用时,应始终保持从有限元过渡到无限元时分界面上的连续性;

4. 由于无限元的位移函数一般都包含有一衰减函数。从原则上讲,无限单元中的积分是一个广义积分,在选取衰减函数时,要满足无限元积分收敛性的要求。

由此可见,无限单元是一种非等参单元;构造无限元重要问题在于选择合适的形函数和位移函数。对于形函数,应使整体坐标能趋向无穷大,使计算范围延伸到无穷远;对于位移函数,应使其满足无穷远处位移为零的真实边界条件。

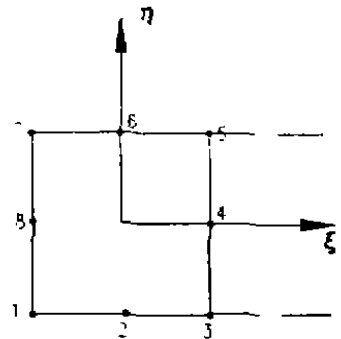


图1 二维八结点无限元

二维八结点无限元的形函数

有限元和无限元中任意一点的坐标可用下式表示:

$$\left. \begin{aligned} x &= \sum_{i=1}^8 N_i x_i \\ y &= \sum_{i=1}^8 N_i y_i \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

1. 对于一般二维八结点有限单元,形函数 N_i 为

$$\left\{ \begin{aligned} N_i &= (1 + \xi\xi)(1 + \eta\eta)(\xi\xi + \eta\eta - 1)/4 & i = 1, 3, 5, 7 \\ N_i &= (1 + \eta\eta)(1 - \xi^2)/2 & i = 2, 6 \\ N_i &= (1 + \xi\xi)(1 - \eta^2)/2 & i = 4, 8 \end{aligned} \right. \quad (2)$$

2. 无限元形函数

清华大学赵崇斌^[2]等曾提出一种七结点无限元,其坐标变换的插值函数多于位移插值函数,称为七结点超参无限元。一般说来,无限元形函数应满足如下基本要求:

- a. $\sum_{i=1}^8 N_i = 1$
- b. $N_i(\xi_j, \eta_j) = \begin{cases} 0 & \text{当 } i \neq j \\ 1 & \text{当 } i = j \end{cases}$
- c. 满足连续条件;
- d. 当 $\xi \rightarrow 1$ 时,实际单元中与它对应的界面趋向无穷远

根据上述条件,作者构造出如下无限单元的形函数:

(1) 当 $\xi \leq 0$ 时

$$\left\{ \begin{aligned} N_i &= -\xi(1 + \eta\eta)(-\xi + \eta\eta - 1)/2 & i = 1, 7 \\ N_i &= (1 + \eta\eta)(1 - \xi^2)/2 & i = 2, 6 \\ N_i &= -\xi(1 - \eta^2) & i = 8 \\ N_i &= 0 & i = 3, 4, 5 \end{aligned} \right. \quad (3)$$

(2) 当 $\xi > 0$ 时

$$\begin{cases} N_i = \frac{1(1+\eta,\eta)\xi}{2(1-\xi)} & i=1,7 \\ N_i = \frac{(1+\eta,\eta)}{2(1-\xi)} & i=2,6 \\ N_i = 0 & i=3,4,5,8 \end{cases} \quad (4)$$

二维八结点无限元位移的函数

无限元位移变换式为

$$\left. \begin{aligned} u &= \sum_{i=1}^8 M_i u_i \\ v &= \sum_{i=1}^8 M_i v_i \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中 M —位移函数,根据无限元的基本思想,可选为如下形式:

$$M_i = M_i^0 f\left(\frac{r_i}{r}\right) \quad (6)$$

这里 M_i^0 取 $\xi \leq 0$ 时的 N_i 表达式; $f\left(\frac{r_i}{r}\right)$ 称为衰减函数; r 为衰减半径,指计算点到衰减中心的距离; r_i 为结点 i 的衰减半径。假设衰减中心坐标 (x_0, y_0) , 计算点坐标为 (x, y) , 则 $r = \sqrt{(x-x_0)^2 + (y-y_0)^2}$ 。

为了得到无穷远处位移为零的边界条件,衰减函数必须满足当 $r \rightarrow \infty$ 时, $f\left(\frac{r_i}{r}\right) \rightarrow 0$, 可取

$$f\left(\frac{r_i}{r}\right) = \left(\frac{r_i}{r}\right)^\alpha \quad \alpha \geq 1, \text{通常取 } \alpha = 1 \text{ 或 } 2$$

这样选择的位移函数既能满足连续条件,即使有限元和无限元交界点处的位移相同;且当 $r \rightarrow \infty$ 时,位移分量 $u, v \rightarrow 0$ 的边界条件。

无限元的应变矩阵和劲度矩阵

根据 $\{\epsilon\} = \{\epsilon_x \quad \epsilon_y \quad \gamma_{xy}\}^T = [B]\{\delta\}^e$, 以 $\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$, $f\left(\frac{r_i}{r}\right) = \frac{r_i}{r}$ 为例,计算位移函数 M_i 对总坐标的偏导数,例如:

$$\frac{\partial M_i}{\partial x} = \frac{\partial M_i^0}{\partial x} f\left(\frac{r_i}{r}\right) + M_i^0 \frac{\partial f}{\partial r} \frac{\partial r}{\partial x} = \frac{\partial M_i^0}{\partial x} \frac{r_i}{r} - M_i^0 \frac{r_i}{r^3} (x-x_0) \quad (7)$$

无限元的劲度矩阵表达式同有限元,采用高斯积分

$$[K] = \iint B^T D B dx dy = \iint B^T D B |J| d\xi d\eta = \sum_{p=1}^8 \sum_{q=1}^8 W_p W_q |J| B^T D B \quad (8)$$

在程序实现上,应根据不同的单元类型,调用不同的子程序来计算应变矩阵 $[B]$ 和雅可比矩阵 $[J]$, 然后求出单元刚度矩阵,再聚成总刚。

模拟施工过程的基坑工程有限元分析方法

1. 计算土体初始应力场 $\{\sigma_0\}$,建立开挖前的初始应力条件,求出各点的初始弹性模量,并将初始位移置零。

2. 计算出第 i 次开挖面上各结点的等效结点力 $\{F_i\}$,并移去每级开挖面以上的单元,然后作用一个与 $\{F_i\}$ 大小相等而方向相反的力在开挖面结点上。等效结点力可按式计算:

$$\{F_i\} = \sum_{m=1}^M \int_V [B]^T \{\sigma_{i-1}\} dV \quad (9)$$

式中 M 为某阶段将被挖去的单元数,这些单元与未开挖单元有公共边界; $[B]$ 为应变矩阵; $\{\sigma_{i-1}\}$ 为第 $i-1$ 次开挖后单元应力矢量。

3. 计算本次(i)开挖引起的应力增量 $\{\Delta\sigma_i\}$ 和位移增量 $\{\Delta\delta_i\}$,分别将这些增量与前一次开挖所得的应力场 $\{\sigma_{i-1}\}$ 和位移场 $\{\delta_{i-1}\}$ 叠加,求出变化后的应力场 $\{\sigma_i\}$ 和位移场 $\{\delta_i\}$ 。

4. 对变化后的应力场进行逐点检查,对超过抗拉强度的点进行应力修正,并随之修改弹性模量和泊松比,求出应力修正后产生的残余力,进行迭代计算,直到满足平衡条件或达到最大迭代次数为止。

5. 进行下一级开挖,直至基坑底。

算例与讨论

参考算例取基坑开挖深度为6m,开挖宽度为30m,根据对称性计算宽度取半宽15m。围护结构插入深度为6m,在桩顶设一道支撑。

(一)计算宽度对结果的影响

1. 对墙体水平位移的影响

图2说明了基坑围护结构外侧计算宽度 X 对墙体水平位移的影响。由图可见,随着计算宽度的增加,计算得到的墙体水平位移不断增大;而采用耦合分析方法只需18m的有限元计算宽度即能达到纯有限元计算宽度为108m的精度。

2. 对基坑隆起值的影响

图4说明了基坑围护结构外侧计算宽度 X 对基底隆起值的影响。从图中可以得到与墙体水平位移相似的规律。

3. 对基坑周围地表沉降量的影响

图5说明了计算宽度 X 对基坑周围地表沉降量的影响。由图可见,随着计算宽度的增加,地表沉降量不断减小;而采用耦合分析方法18m有限元计算宽度与纯有限元108m计算宽度的结果是相近的。

(二)计算深度对结果的影响

1. 对墙体水平位移的影响

图3说明了围护结构底端以下计算深度 Y 对墙体水平位移的影响。由图可见,当 Y 较小时,计算得到的水平位移是偏大的;随着计算深度的增加,墙体水平位移不断减小;采用耦

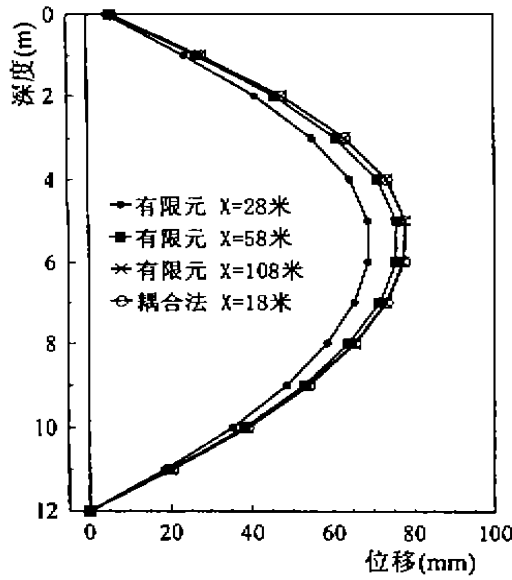


图2 计算宽度对墙体水平位移的影响

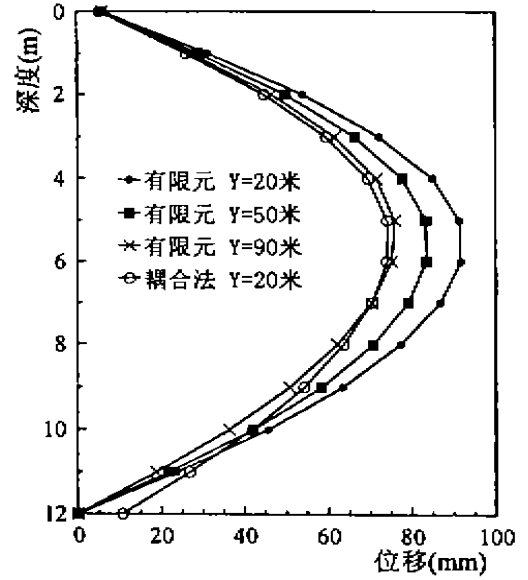


图3 计算深度对墙体水平位移的影响

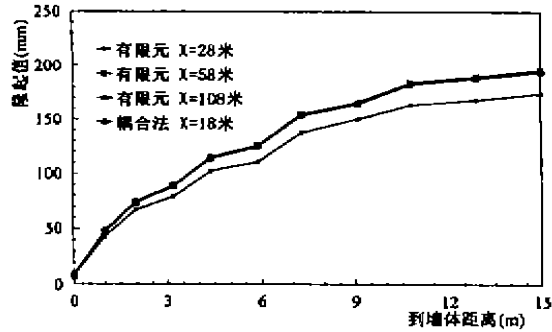


图4 计算宽度对基底隆起值的影响

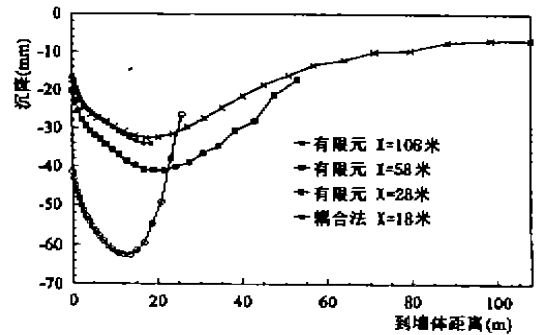


图5 计算宽度对地表沉降量的影响

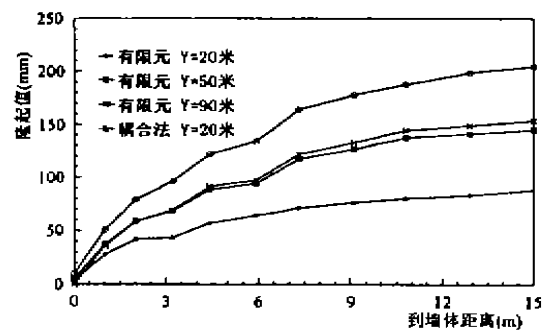


图6 计算深度对基底隆起值的影响

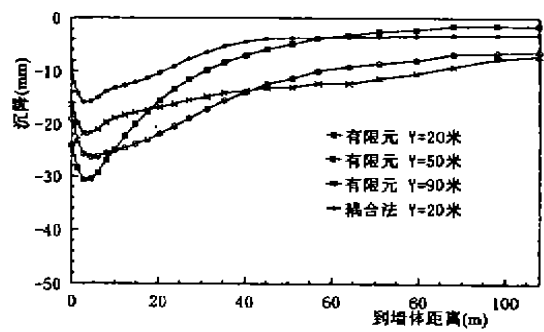


图7 计算深度对地表沉降量的影响

合分析方法 20m 有限元计算深度(算例 a)与采用纯有限元 90m 计算深度(算例 b)的结果是相近的。

2. 对基底隆起值的影响

图6说明了计算深度 Y 对基底隆起值的影响。从图可见:随着计算深度的增加,基底隆起值不断增大;而算例a的计算结果大于算例b的计算结果。

3. 对基坑周围地表沉降量的影响

图7说明了计算深度 Y 对基坑周围地表沉降量的影响。由图可见,随着计算深度的增加,最大地表沉降量和不均匀沉降量均不断减小;而算例a的计算结果小于算例b的计算结果。

结论

上述分析表明:

(1)本文所采用的有限元和无限元耦合分析方法与常规纯有限元方法相比具有精度高、计算量小等优点。

(2)本文所提出的无限元的形函数和位移模式概念清楚,在编程上较易与常规纯有限元程序兼容,并具有较高的计算精度。

(3)无限元可以实现无穷远处位移为零的真实边界条件,因此是分析具有无限、半无限域岩土力学与岩土工程问题的很好手段,值得推广应用。

参考文献

- 1 葛修润、谷先荣、封定祥,三维无界元和节理无界元,岩土工程学报,Vol.8, No.5, 1986
- 2 赵崇斌、张楚汉、张光斗,用无穷元模拟半无限平面弹性地基,清华大学学报,Vol.26, No.3, 1986

The Analysis Method and Its Application in Excavation which Couples the Finite Element and Infinite Element

Zhu jianpeng, Bian chengkang

Abstract In this paper, the analyzing method that couples the finite element and infinite element is used to study the behavior of excavation. The displacement function and shape function of 8 - node and 2 - D infinite element are presented. Then the results of the method and the finite element method are compared, and it is proved that this method has the advantage of higher precision and less calculating capacity. This method offers an effective method for dealing with the difficulty, which lies in finite element analysis in geotechnical engineering, that it is uneasy to determine the calculating range and boundary condition.

强夯法处理抛填片石地基效果分析*

左守战 王煜霞

(核工业工程勘察院 郑州 450002)

【提要】 强夯法处理未经级配、粒径大小不一抛填片石地基经验较少,本文对强夯法处理该类地基的效果采用多种方法和手段加以检测,对处理效果进行分析,找出强夯法处理该类地基的一些规律性及经验,以便对今后类似工程提供经验和借鉴。

概述

随着沿海城市的发展,用地矛盾日趋突出,在江苏连云港地区,由于经济建设的需要,大量开山片石被填到海里围海造陆。如何利用这些人造陆地开展建设,换言之,如何处理这些回填片石并进行质量控制和检测尤为重要。本工程根据地质条件,对地基土进行详细分析,采用强夯法对该场地进行处理,取得了较为成功的经验。

强夯法处理地基主要以夯锤对地面施加冲击能量,以振动波的形式在地基弹性半空间传播,改变土体的物理力学性质。目前强夯加固机理尚未建立一套成熟的理论和设计计算方法,随地基土性质不同,其加固机理亦不相同,一般情况下,对饱和土以动力固结作用为主,对非饱和土则以动力夯实作用为主。该方法自创建以来以其设备简单、施工速度快、处理成本低等优点迅速推广,在加固碎石土、砂土、低饱和粉土、粘性土、湿陷性黄土、杂填土等地基得到广泛应用,同时亦取得了较为成熟的施工经验,而处理未经级配,粒径大小不一的抛填片石运用较少,在施工参数选取方面经验较少。

本文通过强夯法处理该类地基,并采取多种手段进行效果检测,证明了强夯法处理回填片石作为多层建筑地基是一种行之有效的办法。

工程概况

拟建江苏田湾核电站专家村场地位于连云港市墟沟海棠路东侧,东邻黄海,场地原为滨海海滩(潮间带)。原地面标高为 $-0.5 \sim 1.4\text{m}$,现已抛填开山片石。片石未经级配,粒径大小不等,一般数十厘米左右,大者达两米,抛填时未经碾压,回填厚度 $3 \sim 5\text{m}$,回填后地面标高 $3.5 \sim 4.0\text{m}$ 。拟在该抛填层上修建六层及其以下住宅,自北向南分七排排列,占地面积约 45000m^2 。

* 收稿日期:2000年6月

1. 工程地质条件简述

抛填后强夯场地埋深 10m 以上地层岩性如下:

①抛填片石:片石含量 70~85%,成分为前震旦系变粒岩,属硬质岩石。一般粒径 20~30cm,大者达 2.0m,层厚 3~4.8m。

②粉细砂:灰~深灰色,局部为中粗砂,中密,饱和,层厚 0.40~2.10m,该层抛填前呈松散状态, $N=4.9$ 击,有液化现象。

③淤泥质粘土:灰黑色,流塑。该层抛填前属淤泥或淤泥质混砂,层厚 0.7~2.10m,该层仅在局部地段发育。

④粘土:灰黄~灰黑色,可塑~硬塑。层厚 1.2~3.1m。

⑤粉质粘土:褐黄色,硬塑。

⑥粉细砂:灰黄~棕黄色,中密~密实,该层呈透镜状分布于④层中。

埋深 10.0m 以下均属硬塑状态粘性土与密实状态的砂层。

2. 地基处理方案

抛填片石未经级配,抛填后地基未经处理,抛填层松散,下伏砂层存在液化现象,且局部存在淤泥质粘土。在此地基上修建多层建筑物需采取处理措施以提高抛填层承载力并消除下伏砂层液化的影响。经多种方案比较,从工期和经济两方面考虑决定采用强夯法进行处理。目前强夯法处理抛填片石施工经验少,加固处理深度受大块石的影响,在大面积强夯施工前对该场地进行了两处试夯,以确定强夯效果,确定合理的施工试夯参数。试夯分 A、B 两区进行,试夯面积达 6500m²。设计要求试夯区强夯后要达到如下效果:①承载力不小于 150kPa;②回填层变形模量不小于 15.0MPa;③回填层的密度达到 19.0kN/m³;④消除下部可液化地层。根据地层条件及机械施工能力,经专家讨论确定了试夯参数(见施工设备及施工参数)。并采用静载试验、试坑法密度测试、地面变形观测等方法进行检测。夯后回填层密度平均值达到 21.8kN/m³,比强夯前增大了 24.3%。经载荷试验承载力基本值 f_0 均大于 150kPa,变形模量均大于 15.0MPa,且有效消除了下伏砂层的液化,强夯影响深度为 7.0m。试夯结果达到了设计要求,因此采用试夯参数进行大面积强夯。强夯处理范围超出拟建建筑物外缘 5m,同时包括对道路、管沟及沿海加密区进行强夯,强夯面积为 42632m²。

施工设备及施工参数

大面积强夯采用试夯施工参数进行施工,施工设备采用杭州机械厂生产的 W200A 型 50 吨履带式吊车,吊锤重量 170kN,直径 2.2m。具体施工参数为:

a:分三遍夯击,第一、二遍为点夯,第三遍为平夯。

b:第一遍夯击能量为 3000kN·m/m²,落距 17.2m,采用跳夯法分三次夯击,夯点间距为 3.0×2.6m,第次点夯 8~12 击,每次强夯结束后,采用填料堆平,进行下一次夯击。要求最后两击下沉量不超过 50mm。

c:第二遍夯击能量 2000kN·m/m²,落距 12.0m,每次点夯 2~3 击。

d:第三遍为平夯,夯击能量 1800kN·m/m²,落距 11.0m,夯击 2~3 击,锤印互相咬合 1/4。

强夯后要求达到如下效果:①抛填层承载力标准值不小于 180kPa;②地基主要受力层 3m 内不存在明显空洞松散层;③抛填层压实密度达到 20.0kN/m³;④消除下伏第②层粉细砂

液化现象。

强夯效果检测

为控制工程质量采用了载荷试验、钻孔取土和标贯试验、瑞雷波测试及试坑法密度测试手段,全面检测强夯效果。

(1) 载荷试验

采用堆载法,分10级加荷,试验板面积 $2\text{m} \times 2\text{m}$,共进行了20组载荷试验,均按建筑物布置,试验点间距50m左右,旁边有钻孔作对比。试验结果见表1,典型曲线见图1。

表1

试验点	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
f_0 (kPa)	≥ 180	≥ 180	≥ 180	≥ 180	≥ 180	≥ 180	≥ 180	≥ 180	≥ 180
E_0 (MPa)	42.14	55.87	52.17	42.15	65.61	56.83	36.91	59.57	62.59
试验点	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20
f_0 (kPa)	≥ 180	≥ 180	≥ 180	≥ 180	≥ 180	≥ 180	≥ 180	≥ 180	≥ 180
E_0 (MPa)	63.53	64.68	65.71	42.36	26.75	40.68	36.33	52.78	54.44

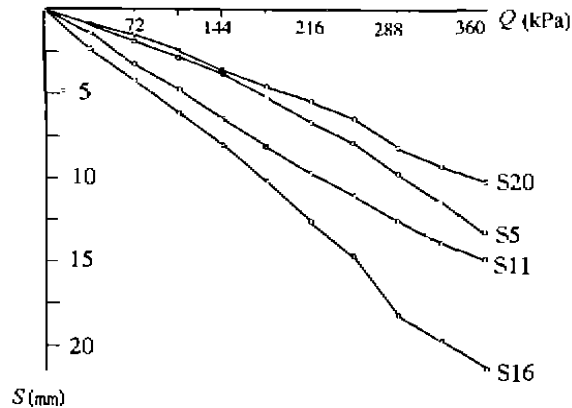


图1 复合地基静载试验曲线图

图中可以看出各组试验 $Q-S$ 曲线均属于线性变形阶段,沉降量小,最大沉降量21.24mm,其承载力基本值 f_0 均大于180kPa,变形模量 E_0 为26.75~65.71MPa,满足设计要求。从表1可以看出,各点变形模量差异较大,表明抛填层本身的不均匀性对夯击效果影响较大。

(2) 试坑法重度测试

在夯后抛填层上开挖一定体积的试坑,现场测量土重,坑内铺设不透水塑料布,然后灌水量测试坑体积,最后求得抛填层重度值。强夯区共布置8个点,结果见表2。夯后抛填层重度 $\gamma = 20.0 - 21.9\text{kN/m}^3$,平均值 20.5kN/m^3 ,均满足设计要求。夯前为 17.5kN/m^3 ,较夯前提高了17.1%。从表中可以看到强夯后重度值结果相近,变异性小,主要原因是试坑一般开挖在2m以内,第二次夯击填料经过筛选,粒径相差不大,夯击后表层均匀性较好,密度基

本一致。

表2

试坑编号	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
γ_k/m^3	21.9	20.8	20.0	20.8	20.0	20.0	20.3	20.1

(3)瑞雷波测试

根据瑞雷波沿地层传播时在非均匀介质中具有频散特性,即波速值 V_R 随频率变化而变化,同一频率的 V_R 在水平方向的变化反映地质条件的横向不均匀性,不同频率的变化 V_R 则反映地质条件在深度方向的不均匀性。利用瑞雷波频散特性和传播速度在强夯前后的变化确定强夯效果。

本次沿建筑物长轴方向共布置7条测线 L1 - L7,其中 L7 布置在非强夯区。强夯区与非强夯区频散曲线见图2和图3。

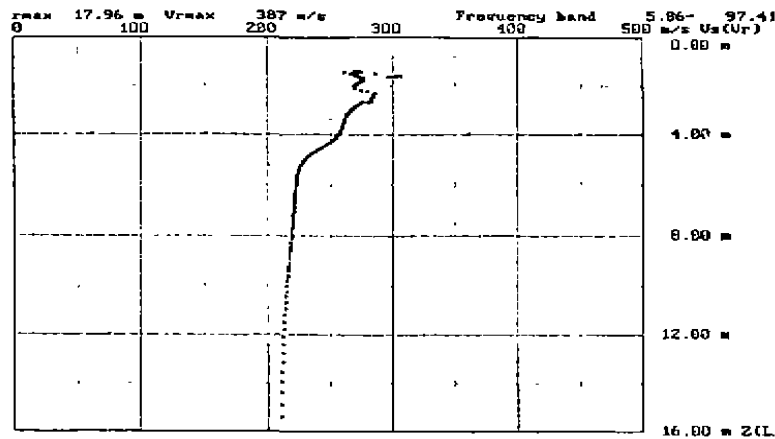


图2 强夯区测点频散曲线图

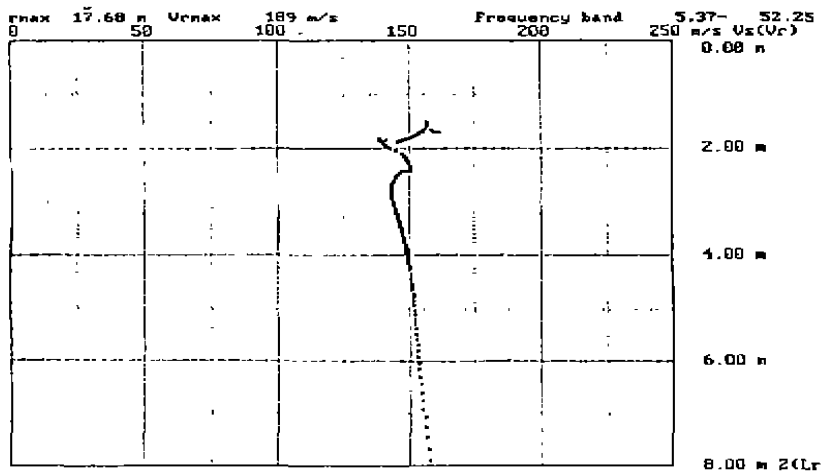


图3 非强夯区频散曲线图

根据频散曲线,瑞雷波在检测深度范围内可分为两层,第一层为抛填片石层,第二层为下伏砂、粘土层。利用计算机处理后求得每条剖面上各测点该两层剪切波速 V_{s1} 和 V_{s2} ,并根据经验公式 $\gamma = [V_s / (1.382 \times h^{-0.0316})] / 6.714$ 计算各层重度 γ ,各剖面线每层的速度及重度值见表 3:

表 3

剖面号 层号		L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7
		第一层	V_{s1} (m/s)	266	233	239	237	219
	γ (kN/m ³)	29.5	25.8	26.5	26.3	24.3	26.2	16.6
第二层	V_{s2} (m/s)	233	200	198	209	199	219	175
	γ (kN/m ³)	26.6	22.8	22.6	23.8	22.7	25.0	20.0

强夯区 L1 - L6 剖面第一层面波速度 $V_{s1} = 219 \sim 260$ m/s, 上覆抛填层速度大于下伏地基土速度, 检测深度 10m 左右。非强夯区 L7 剖面面波速度 150 m/s, 且上覆抛填层速度低于下伏地基土的速度, 检测深度 8m 左右。强夯后地基土的性状明显改善, 埋深 5 ~ 6m 以上速度提高幅度大。另外, 在埋深 3 ~ 5m 范围内, 强夯区与非强夯区频散曲线多呈“之”字型分布, 测点波速值比较离散, 但各测线均未发现较低测点波速值, 5m 以下曲线形态呈线性且基本趋于稳定。表明强夯后抛填层均匀性差, 但不存在明显松散空洞, 强夯影响有效深度 6 ~ 7m 左右, 以下效果减弱, 同钻探结果基本吻合。同时各点抛填层重度值有一定差异, 从另一方面说明了抛填层的不均匀性。

(4) 钻探测试

为了解下伏地基土的加固情况现场布置 30 个钻孔, 孔深 10m, 进行孔内取土和标贯试验, 勘探点基本沿建筑周边布置, 勘探线与瑞雷波测线方向一致。根据标贯试验对下伏第②层粉细砂进行液化判别, 判别结果表明第②层粉细砂不液化。

抛填层以下, 埋深 7.0m 以上地层为第②层粉细砂、第③层粘土, 为确定深层地基土加固效果, 将强夯前后地基土的物理力学指标进行分层或分段对比见表 4。

根据表 4 可知, 第②层粉细砂标贯击数 N 从 14 击增到 26.6 击, 孔隙比从 0.801 降至 0.725, 压缩模量从 12.0 增至 17.0 MPa, 强夯效果明显。第③层粘土层 N 从 6.4 增到 8.5, 其它各物理力学指标变化不明显, 第③层粘土在 6.0m 以上, $N = 10.4$ 击, 大于该层平均值 8.5 击, 6.0m 以下 $N = 7.8$ 击, 小于该层平均值 8.5 击, 表明强夯对该层埋深 6.0m 以上地基土处理效果明显, 向下明显减弱。而第④层、④j 层强夯前后物理力学指标无明显改变。

根据强夯前后钻探对比资料, 抛填片石埋深基本无变化, 说明本次强夯动力转换作用不明显。

表4

层号		标贯击数	室内试验指标			
		N (击)	含水量 ω %	重度 γ kN/m ³	孔隙比 e	压缩模量 E_s MPa
②		26.6 (14.0)	22.4 (24.7)	19.5 (19.8)	0.715 (0.801)	17.3 (12.0)
③	6.0m 以上	10.4(6.8)	26.4 (25.1)	19.7 (19.8)	0.759 (0.732)	5.6 (6.4)
	6.0m 以下	7.8(6.2)				
	平均值	8.5(6.4)				
④		12.5 (11.2)	23.1 (23.6)	20.1 (20.2)	0.681 (0.676)	6.48 (6.53)
④j		22.5 (20.5)	20.0 (19.8)	20.2 (20.4)	0.597 (0.583)	14.75 (15.68)

夯沉量观测

对不同夯击点每次夯击夯沉量进行统计,统计结果为:第一遍第一次平均夯沉量为 1.36m,第二次平均夯沉量为 1.14m,第三次平均夯沉量 0.955m;第二遍三次平均夯沉量为 1.156m;第三遍平均夯沉量为 0.384m。第一遍夯击能较大,同时抛填层比较松散,夯沉量较大,经过两遍夯实后第三遍夯沉量已大大降低。

结束语

①强夯法处理未经级配、粒径大小不一的抛填片石效果明显,经过多种手段检测,强夯后地基已达到设计要求,用强夯法处理类似的地基是切实可行的。

②强夯法处理本工程回填片石,对片石层主要是动力夯实作用,对下伏砂层和粘土层主要由动力固结、动力夯实两种作用,动力转换作用不明显。

③根据瑞雷波频散曲线,测点波速值比较离散,而根据标贯试验,下卧第②层标贯击数局部较低,夯击存在不均匀性,主要由于局部片石粒径大,夯击能传播不均匀造成的,但未发现明显空洞,表明夯击参数设计合理。

④该工程强夯处理影响有效深度 6-7m,根据经验公式 $E = (H/a)^2 g$ 计算,未经级配的抛填片石(变粒岩类)修正系数 a 可取 0.35-0.40。

参考文献

- 1 《岩土工程治理手册》(辽宁科学技术出版社 1993)
- 2 《地基处理手册》(中国建筑工业出版社 1988)

The Effect Analyses of The Foundation by Dynamic Comptaction

Zuo Shouzhan Wang Yuxia

(Hegongyiegongchengkanchayuan Zhengzhou 450002)

Abstract Nowadays there is little experience for treating the foundation comprising of thrown - filling fragstones which are unsorted and having different grain sixes by dynamic compaction. Here, by means of the effect obtained from treating the foundation by dynamic compaction with many methods and measures, and then analyzing the treatment effects, It can be found out some laws in order to supply the experience and reference for the similar engineering.

桩基工程学术交流会简讯

第五届全国桩基工程技术学术交流会于2001年6月12日~16日在安徽合肥市召开。会议议题为“桩基工程设计、施工与检测”,主要包括桩基工程科研、设计、施工、监理、检测、桩工设备及检测仪器等。

会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会桩基础学术委员会与中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础分委员会联合主办,合肥工业大学科技开发公司岩土工程公司协办。

这次会议由来自全国各地科研、勘察、设计、施工、监理、检测及桩工仪器设备等单位的183名代表参加了会议,就桩基工程设计、施工与检测等方面的内容进行研讨,刘金砺、顾晓鲁、张旷成、杨敏、费鸿庆、陈如桂、孔清华等委员还代表学会与协会作了专题报告。

这次会议共收录论文90篇,由中国建材工业出版社出版发行。书价70元/册(含邮费),欲购者请与王希伶联系(电话:8427233-2282)

会议期间还进行了桩基础学术委员会与中国工程建设标准化协会地基基础委员会第三届换届选举工作。第六届桩基工程技术学术交流会拟于2003年召开,会议地点待定。

(张雁 供稿)

地址:北京市北三环东路30号 建科院地基所 100013

水泥土的电阻率特性研究^{*}

刘松玉 于小军 缪林昌

(东南大学岩土工程研究所 南京 210096)

[摘要] 本文根据室内、现场芯样的测试结果,分析了水泥土的电阻率特性。分析表明水泥土电阻率随水泥土抗压强度、水泥掺入比、龄期的增大而增大;随水泥土含水量升高而降低。另水泥土电阻率还与添加剂相关。水泥土电阻率的特性对进一步研究水泥土搅拌桩加固软土地基的效果具有指导意义。

引言

在我国沿海地区,特别是在长江、钱塘江、海河、珠江等大江大河的下游地区浅表土层大多属于近代沉积层,在这些地区分布着较多的软土层,其天然强度低,压缩性高,孔隙比大。因此在软土地区修筑高速公路必须对软土地区进行加固处理,而其中一种比较常用的处理方法就是水泥土搅拌法,它是通过特制的机械(各种搅拌机)将水泥粉或水泥浆与软弱地基土强制就地搅拌形成水泥桩或块体,水泥土搅拌法处理软土地基具有施工速度快,处理效果好,工后沉降小,不影响工期等优点,在公路和建筑物地基处理中得到广泛的应用。近年来随着高速公路的大量修建,在软土分布较多的省市如江苏、浙江、上海、天津、安徽、福建、广东、广西等地水泥粉喷桩已广泛应用于高速公路的软基处理中。实践证明水泥粉喷搅拌桩法加固软土地基与其它软基处理法相比具有无法替代的优越性。但由于目前对水泥土的特性研究与认识还不足,因此在水泥搅拌桩法的设计理论与检测方法等方面尚不完善。本文采用电阻率法对水泥土的工程特性作进一步的深入研究,以完善水泥搅拌桩法的设计理论,并使之推广应用。

水泥土的电阻率模型与测试

1. 水泥土的电阻率模型

电阻率是表征物质导电性的基本参数。物质的电阻率值越低,其导电性就越好,反之,若物质的电阻率越高,其导电性就越差。土作为一种材料也必然具有其电阻率的特性。天然状态下的土层具有非常复杂的结构与组成,为研究的方便可近似地把土层模型看成是由两相介质组成的,即由土颗粒骨架(固相)和水(液相)所构成。不仅组份不同的土体有不同的电阻率,即使组份相同的土层,也会由于结构及含水量的不同而使电阻率在很大的范围内

* 收稿日期:2000年10月

变化。影响土层电阻率的因素除了和组份有关外,还和其他因素有关,如土层的结构,构造,孔隙度及含水量等。一般来说,结构致密的土层孔隙度较小,即含水量也较少,因而电阻率较高,结构疏松,孔隙度较大,即含水量也较多,因而电阻率较低。软土的电阻率计算公式为:

$$\rho_w = \frac{1}{\frac{1}{\rho_s} \cdot \frac{1}{1+e} + \frac{1}{\rho_w} \cdot \frac{e}{1+e}} \quad (1)$$

式中 ρ_w 为软土的电阻率, ρ_s 为土颗粒的电阻率, ρ_w 为孔隙水的电阻率, e 为软土的孔隙比。

水泥粉喷搅拌后,天然状态的土变成水泥土,由于土粒(固相)是不可压缩的,水泥与软土搅拌处理后,水泥所占的体积是原来土层孔隙体积的一部分,水泥搅拌后孔隙比减小。因此水泥土的电阻率可由下式计算

$$\rho_{qs} = \frac{1}{\frac{1-\sigma}{\rho_{qs}} + \frac{\sigma}{\rho_{sp}}} \quad (2)$$

而

$$\rho_{qs} = \frac{1}{\frac{1}{(1+e)(1-\frac{\lambda}{100})^2} \cdot \frac{1}{\rho_s} + (\frac{1}{1-\frac{\lambda}{100}} - \frac{1}{(1+e)(1-\frac{\lambda}{100})^2}) \cdot \frac{1}{\rho_s}} + \frac{\lambda}{100} \rho_s \text{ (串联)}$$

$$\rho_{sp} = \frac{1}{\frac{1}{1+e} \cdot \frac{1}{\rho_s} + (\frac{e}{1+e} - \frac{\lambda}{100}) \cdot \frac{1}{\rho_w} + \frac{\lambda}{100} \cdot \frac{1}{\rho_g}} \text{ (并联)}$$

$$\lambda = \frac{n}{100} \cdot \frac{\alpha}{100} \times 100$$

式中 ρ_{qs} 为水泥土的电阻率, ρ_{qs} 为串联模型水泥土的电阻率, ρ_{sp} 为并联模型水泥土的电阻率, σ 为水泥土中并联模型所占的比例, ρ_g 为水泥的电阻率, λ 为水泥掺合比, n 为孔隙率, α 为水泥粉所占孔隙中的体积比。

2. 水泥土电阻率测试

试验制备

(1) 材料

软土取自于南京南湖小区,位于地表下 2m 左右处,为淤泥质粘土,灰黑色,流塑。土层主要物理力学性质指标、土样的主要化学成分、有机质及含量分别见表 1、表 2。

土层主要物理力学性质指标

表 1

含水量 $w(\%)$	重度 kN/m^3	孔隙比 e	液性指数 I_L	塑性指数 I_P	压缩模量 $E_{1-2}(\text{MPa})$	压缩系数 $\mu_{1-2}(\text{MPa}^{-1})$	抗剪强度		比贯入阻力 (平均值)
							C_u	ϕ	
56.5	16.5	1.53	1.28	23.1	2.00	1.42	5.0	4.9	0.37

土样的主要化学成分、有机质及含量

表 2

指标	SiO_2	Fe_2O_3	Al_2O_3	TiO_2	CaO	MgO	K_2O	Na_2O	烧失量	有机质
含量(%)	59.68	6.28	17.16	0.86	1.21	2.42	6.28	3.06	1.18	1.75

水泥:425[#]普通硅酸盐水泥
粉煤灰各项指标见表3

粉煤灰指标

表3

检测内容	颗粒分布(%)								比表面积 (m ² /g)	SO ₃ (%)	灼减 (%)
	> 250μm	75μm	45μm	30μm	20μm	10μm	4μm	< 4μm			
检测结果	9.3	39.1	16.3	5.8	8.2	12.0	7.9	1.4	25.22	0.21	4.44
检测内容	SiO ₂			Fe ₂ O ₃			Al ₂ O ₃				
含量(%)	49.24			9.79			28.09				

(2)试样的制备过程

采用 70.7mm × 70.7mm × 70.7mm 规格的试模,按配方的配料比例配制水泥浆液,然后加入对应的天然土样人工揉和均匀,试样采用手工压注成型,静置 24 小时后脱模编号,后送到养护室养护。

试验设备

(1)采用压力试验机对养护龄期分别为 7 天、14 天、28 天试样进行无侧限抗压强度测试。

(2)采用高精度电阻箱,同时备有直流电源及微安表等设备对养护龄期分别为 7 天、14 天、28 天土样进行电阻率测试。电阻率测试电路示意图见图 1。土或水泥土样的电阻率的测试与一般金属材料的电阻率的测试有所不同,因为土或水泥土样的结构变异较大,而且结构松散,土中含盐浓度与水分不同,对电阻率都有一定的影响。基于前面所述原理,我们选用一种高精度电阻箱,同时备有直流电源及微安表等设备对水泥土样进行了电阻率的测试工作,电阻率测试电路示意图见图 1 所示。

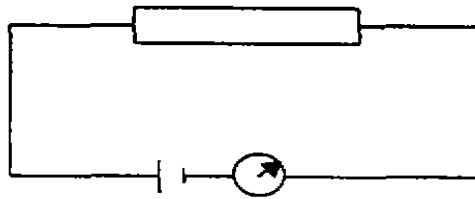


图1 电阻率法测试示意图

试验安排

(1)制备了水泥掺入比为 16%,天然土含水量分别为 30%,40%,50%,60%,70%,80% 的水泥土样。

(2)制备了天然土含水量 60%,水泥掺入比分别为 10%,12%,14%,16%,18%,20% 的水泥土样。

(3)制备了一组水泥土中加粉煤灰,水泥掺入比为 10%,粉煤灰掺入比为 10%,天然土含水量分别为 30%,40%,50%,60%,70%,80% 的水泥土样。

(4)制备了天然土含水量 60%,水泥掺入比为 16%,粉煤灰掺入比分别为 10%,15%,

20%, 25%的土样。

(5)制备了一组水泥土中加盐,天然土含水量为60%,水中含盐量为10%,水泥掺入比分别为10%,12%,14%,16%,18%,20%的水泥土样。

(6)制备了天然土含水量60%,水泥掺入比为16%,含盐量分别为5%,10%,15%的水泥土样。

试验结果与分析

1. 水泥土电阻率与强度关系

现场水泥土桩芯样和室内试验的电阻率测试结果见图2、图3所示。试验表明:水泥土电阻率与水泥土无侧限抗压强度成良好的相关关系,水泥土无侧限抗压强度大,水泥土电阻率高。

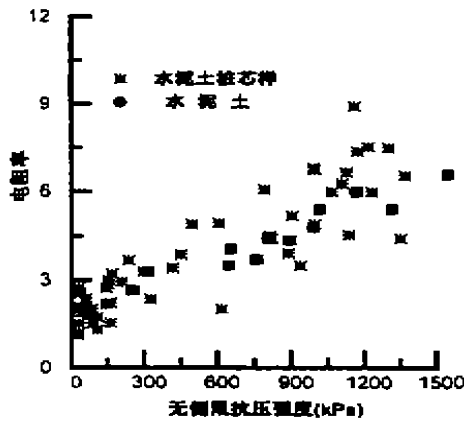


图2 电阻率与无侧限抗压强度关系

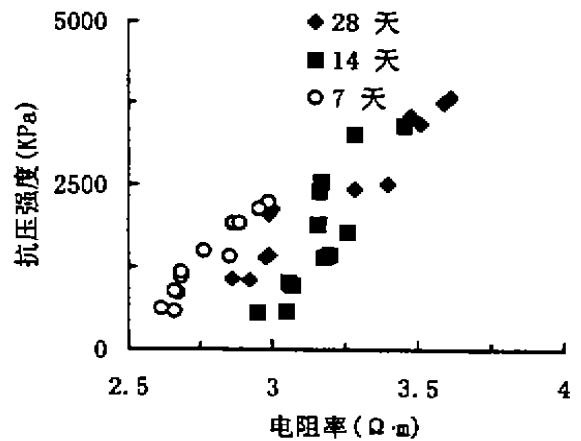


图3 电阻率与无侧限抗压强度关系图
(备注:水泥掺入比为:10%、12%、14%、16%、18%、20%)

2. 水泥土电阻率与水泥土含水量关系

水泥土含水量大,粘土颗粒之间因孔隙水桥梁作用而有较好联结,导电性提高,电阻率则降低。试验结果分析:水泥土电阻率与水泥土含水量有很好的相关关系。随着水泥土含水量的增高,水泥土电阻率则降低(图4)。

3. 水泥土电阻率与水泥掺入比关系

试验表明:水泥土电阻率与水泥掺入比成正比关系且随龄期增长电阻率明显增大,如图5、图6所示。

水泥土电阻率与水泥掺入比相关关系如下:

$$7 \text{ 天龄期: } \rho_s = 0.035 \times \alpha_w + 2.25$$

$$28 \text{ 天龄期: } \rho_s = 0.077 \times \alpha_w + 2.06$$

4. 添加剂对水泥土电阻率的影响

粉煤灰对水泥土电阻率的影响

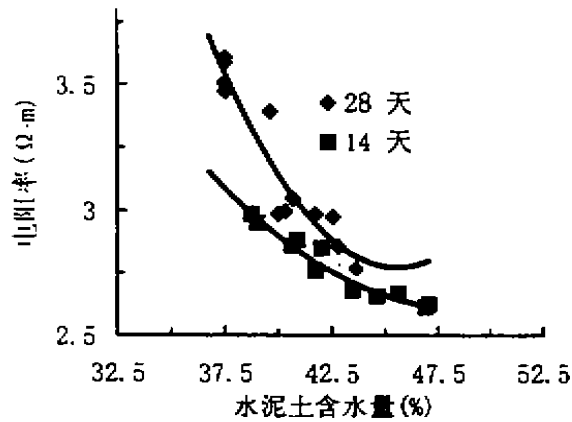


图4a 水泥土电阻率与水泥土含水量的关系

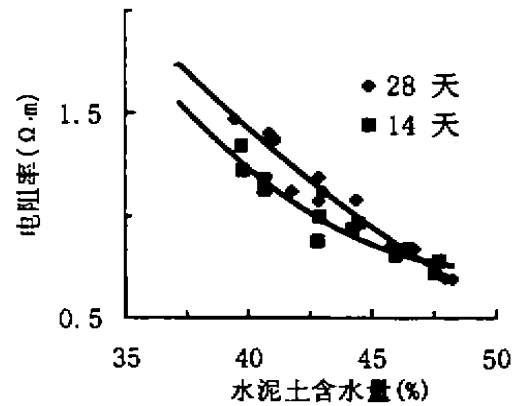
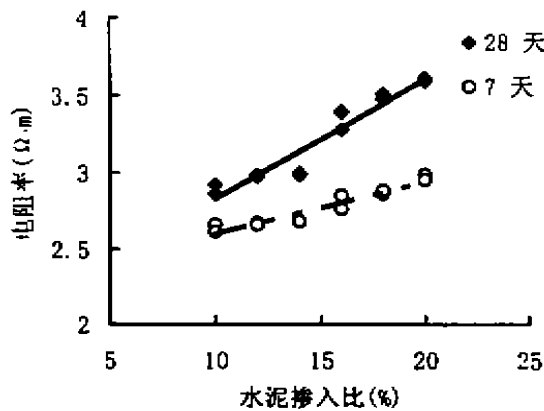
图4b 水泥土电阻率与水泥土含水量的关系
备注:掺了一定的盐(盐占水重的10%)

图5 水泥掺入比与水泥土电阻率关系

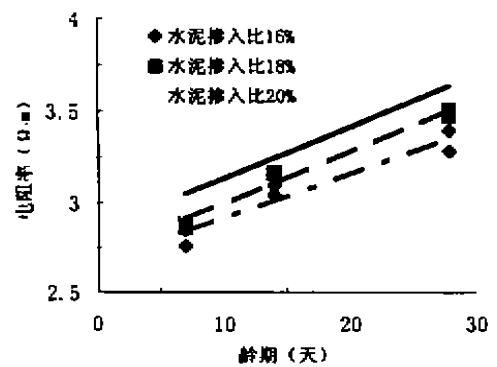


图6 电阻率与龄期关系

粉煤灰用作水泥活性混合材料,与水泥的水化产物 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 发生二次水化反应,生成类似于水化硅酸钙、水化铝酸钙等凝胶物质,它改善了早期水泥的水化条件,发挥了粉煤灰的粒形效应和填充效果。在水泥土中掺入一定量的粉煤灰对水泥土后期强度增长有利。

试验表明:粉煤灰掺入比与电阻率紧密相关。粉煤灰掺入比增大,水泥土电阻率增大。这主要是由于粉煤灰导电性较差所导致。试验结果如图7示。

含盐量对水泥土电阻率的影响

水泥土电阻率与含盐量关系极为密切。 NaCl 含量越高, Na^+ 、 Cl^- 含量越高,导电性就越好,水泥土电阻率从而降低。水泥土电阻率与含盐量呈负相关,即水泥土电阻率随含盐量的增大而降低,如图8、图9示。

结论

- (1) 电阻率是水泥土的固有物理参数之一,可以表征水泥土的工程性质;
- (2) 水泥土电阻率与无侧限抗压强度、水泥掺入比、水泥土含水量、粉煤灰掺入比、含盐

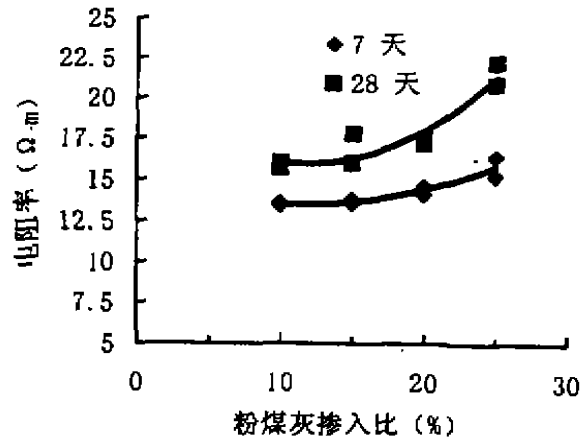


图7 粉煤灰含量与水泥土电阻率关系图
(备注:含水量为60%、水泥掺入比为16%)

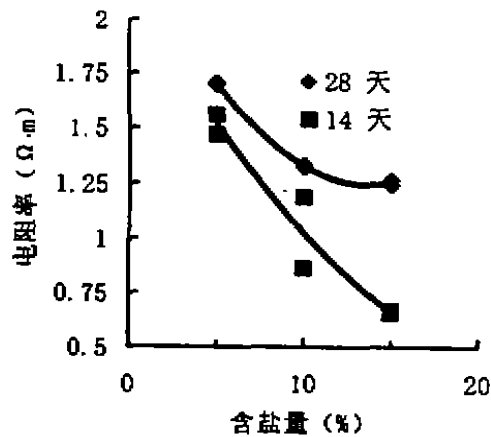


图8 含盐量与水泥土电阻率关系图
(备注:含盐量为盐重与水重之比)

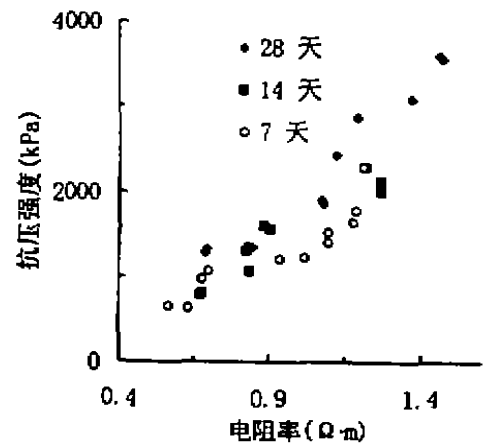


图9 水泥土强度与电阻率关系图
(备注:含盐量10%)

量均有着较好的相关关系;

(3)无侧限抗压强度、水泥掺入比、粉煤灰掺入比与电阻率呈正比,水泥土电阻率与水泥土含水量、含盐量负相关,随着水泥土含水量、含盐量增大而降低。

参考文献

- 1 Kimine H. (1992), Estimation of chemical grout void filling by electrical resistivity. Grouting, Soil Improvement and geosynthetics Proceedings. GT Division/ASCE, Vol.1, p372 ~ 383
- 2 Kimine H. (1997), Estimation of chemical grouted soil by electrical resistivity. Ground Improvement, No.1, p101 ~ 113
- 3 Olivar A. L. De Lima and Mukul M. (1990), A grain conductivity approach to shaly sandstones. Geophysics, No. 10, p1347 ~ 1356

The Electrical Resistivity Characteristics of Cement – soil

Liu songyu Yu xiaojun Miao lingchang
(Southeast University, Nanjing, China 210096)

Abstract This paper presents electrical resistivity characteristics of cement – soil resulting from the laboratory and the field tests. It is shown that the electrical resistivity of the cement – soil is sensitive to water content, unconfined strength, cement mixing ratio, the curing time, and the cement – soil with lower water content, or higher unconfined strength, higher cement content ratio has higher electrical resistivity. In addition, the electrical resistivity is also correlated with additives. This study is helpful to evaluate the effectiveness of the soil improvement by cement – soil mixing pile in terms of engineering practice.

《现代卫生填埋场的设计与施工》新书预订

由美国密西根大学 X.D. Qian 博士和河海大学岩土工程研究所郭志平教授、施建勇教授和卢廷浩教授合著的《现代卫生填埋场的设计与施工》一书将由中国建筑工业出版社于 2001 年 7 月底或 8 月初出版。该书主要介绍现代卫生填埋场设计方法和施工检测技术。填埋场的建设必须具备合适的水文、地质和环境条件, 并要进行专门的规划、设计, 精心施工和科学管理, 严格防止对周围环境造成污染。它应建有不透水的衬垫系统和淋滤液收集、处理系统; 还要提供填埋废气的排除或回收通道; 并对淋滤过程中产生的水、气和附近地下水源进行监测。本书系统论述了填埋场地的选定, 废弃物的工程性质, 淋滤液和填埋废气的产出机理, 并对几种常用的防渗衬垫及其它系统的设计、施工方法作了详细介绍。对于近年来与此有关的环境土工方面的研究成果和美国环保部门的有关规定也作了较多的介绍和评述。书中附有大量插图和参考文献, 对主要的分析计算方法均有算例, 可供工程技术人员实际使用, 也可供大专院校有关专业师生和科研人员作参考。该书约 44 万字, 预计订价 30 元/册。

河海大学土木工程学院
二〇〇一年五月十八日

预订联系人: 施建勇教授、雷国辉博士
通讯地址: 南京西康路 1 号河海大学土木工程学院
电 话: 025 – 3711000 – 51919, 51918, 13805152963
传 真: 025 – 3713073
E – mail: shjiany@public1.ptt.js.cn

孔内深层强夯法处理大型油罐地基

徐至钧

(北京恒富房地产开发有限公司 100055)

[摘要] 孔内深层强夯应用在10万 m^3 大型油罐基础的地基处理,在复杂地基上取得了成功,本文从工程概况、场地工程的地质条件、孔内深层强夯作用机理及强夯布点、工程检测、造价分析等方面加以总结。

工程概况

燕山石化公司拟建4台10万 m^3 大型储油罐,油罐底面积很大,直径81m,对地基不均匀沉降控制严格。场地位于山地与平原接壤处,地形起伏较大,岩性复杂,土层交错。为此,通过方案对比最后确定用孔内深层强夯技术处理地基,该方法通过12~15吨的锥形锤冲击成孔,其影响深度比8000kN·m强夯法更深,在这种复杂的地质条件下,既可以解决“强夯影响深度不够”的问题,又可以避免“橡皮土”的出现,还可以解决承载力低以及地基不均匀的难题,由于DDC工法桩体由下而上的超压强的固结桩体及桩间土,所以它的桩型根据地基层强度软硬而变,一般桩呈“糖葫芦”状,地基软则桩径大,技术效果好,通过有效使用“超压强”夯击,使整个复杂场地,经过处理比较均匀,而且承载力高,变形模量大,有效地控制了油罐的不均匀沉降,大大降低了工程造价。经实践效果很好,现将工程地质概况、DDC工法施工设备及强夯布点、工程检测、试水基础沉降及工程造价等方面总结如下。

场地工程地质条件

场地内地层主要有:粉质粘土、粉质粘土夹碎石、角砾、砂卵石层、燕山期花岗岩、奥陶系灰岩、砂卡岩等,岩性风化差异大,裂隙发育明显,并有“溶洞”、“裂隙”以及“泉眼”多处存在,天然地基承载力为140kPa,油罐基础设计承载力为300kPa相差很大,土层变化约1~15m,天然地基不均匀性,无法满足10万 m^3 大型油罐设计的要求,现将各台油罐场地的工程地质条件介绍如下:(详见表1)

由于场地的地质条件十分复杂,地基土分布不均匀,需要进行地基处理。本场地需处理的主要土层为②层粉质粘土层和④层粉质粘土夹碎石层,其次为⑥层全风化带花岗岩。

由此可见,4台10万 m^3 油罐的最大处理深度除V-301D油罐局部要处理深度达17m外,其余3台油罐均在13m以内。

• 收稿日期:2000年7月

油罐区场地工程地质条件

表 1

油罐编号	V-301A	V-301B	V-301C	V-301D
地质条件	位于Ⅰ区和Ⅱ区两个地质单元上,当场地平整标高达到64m以后,位于Ⅰ区部分的罐基将露出③层砂卡岩,位于Ⅱ区将露出④层全风化花岗岩,最大厚度约12m左右。	位于Ⅱ区,当场地平整标高达64m以后,地基土自上而下依次分布②层粉质粘土,厚度1.5~5.3m;④层粉质粘土夹碎石,仅在罐基北部分布,最大厚度6m;⑥层全风化花岗岩分布普遍,厚度1.4~10m。	位于Ⅱ区,当场地平整达到62m以后地基土自上而下依次分布人工填土,厚度0~2.4m,分布在罐基东部;②层粉质粘土,厚度1.5~7.4m;④层粉质粘土夹碎石,仅在罐基北部分布,厚度0~7m;⑥层全风化花岗岩分布普遍,厚度1~9.7m。	位于Ⅱ区,当场地平整达到62m以后,地基土自上而下,依次分布②层粉质粘土,在罐基周围分布,厚度0~3.75m;③层粉角砾,在罐基中心部位分布,厚度0~2.13m。

孔内深层强夯作用机理及强夯布点

孔内深层强夯法是以高动能、超压强、强挤密的机理对地基进行动力固结处理,以强夯重锤15~20吨冲击成孔,从孔底深层开始分层填碎石强夯至地面,其噪音小公害小,在重量大、压强高的重锤作用下,形成“糖葫芦”状的桩体(见图1)。这种夯锤的锤高 h 远大于其夯锤直径 D ($\frac{h}{D}=1.5\sim 3$),它具有聚能作用,强夯时约70%的夯击能以压缩波的形式向深处传播加固地基,只有30%左右的夯击能以瑞利波形式向四周扩散,可使夯锤下的块石向下与向四周压实形成高压区,直接加固深层的不良下卧层,这种自下而上的孔内深层强夯加固,深度可达15~25m,而普通强夯法的有效加固深度一般不到10m。

在加固的复杂地基中,桩体的强度要比桩间土的强度大5倍左右,在荷载作用下,桩体中的竖向应力将远远大于桩间土中的竖向应力。在夯击过程中,在桩周土侧面产生很大的动态被动压力,迫使碎石向桩周边挤出,而桩间土同时被挤密加固。本工程采用的设计桩距较小(见表2),其复合地基的承载力比天然地基的承载力提高4~6倍,桩间土的承载力已接近桩的承载力,地基沉降量大大减小。施工时孔内每次填料2~3m³,成孔成桩均以18000kN·m/m²的高动能冲击挤压强夯,成桩直径达到2.4m左右,油罐基础采用2.7m厚的碎石垫层,使上部荷载更加均匀的分布在桩及桩间土上。

桩间距与处理深度表

表 2

名称	油 罐 编 号		
	V-301A 罐	V-301B 罐	V-301D 罐
桩成孔直径(m)	1.7	1.7	1.7
桩间距(m)	3.3	3.8	3.3
平面处理范围(m)	D=101	D=95	D=95
桩处理深度(m)	15	9.5	11

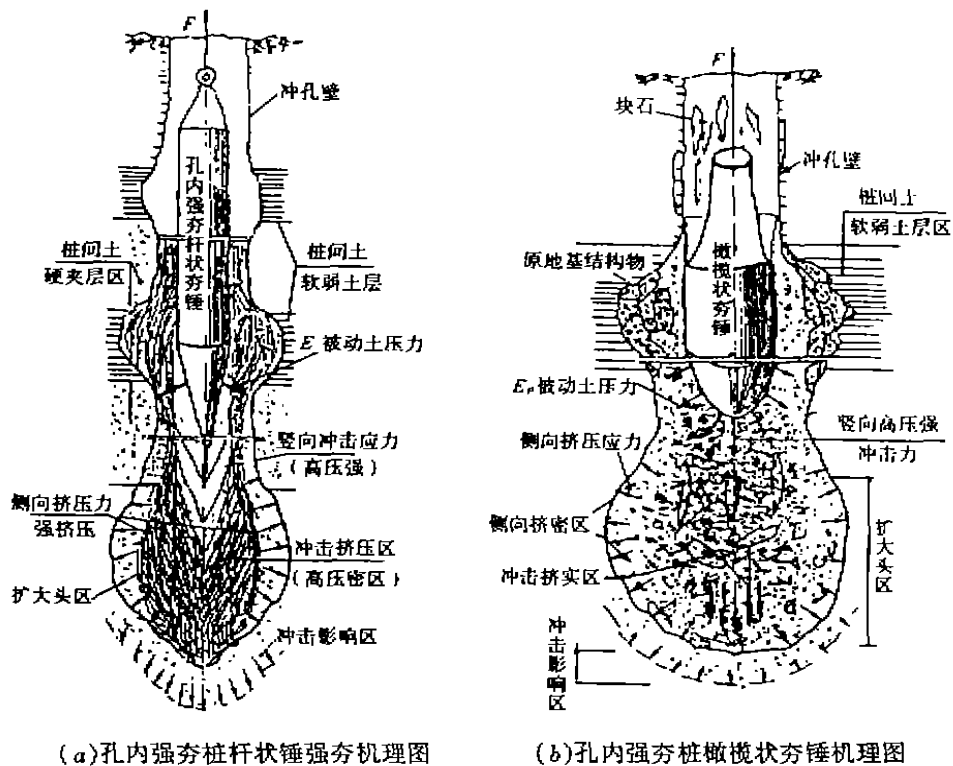


图1 孔内深层强夯桩锤作用机理

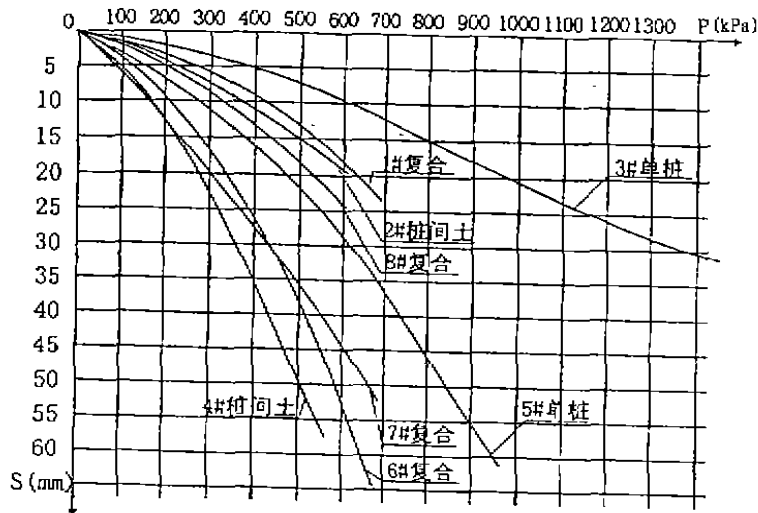


图2(a) P-S图(V301A) 压板2.0m x 2.0m

工程检测结果

10万 m³ 油罐基础工程检测方法采用荷载试验,标准贯入、重型动力触探、室内取土试验及端利波测试,现分述如下。

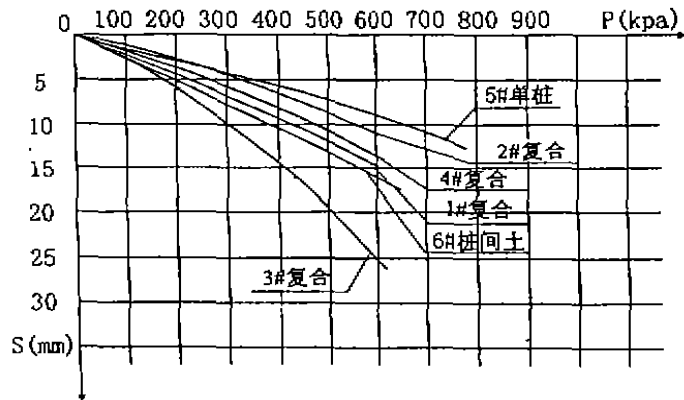
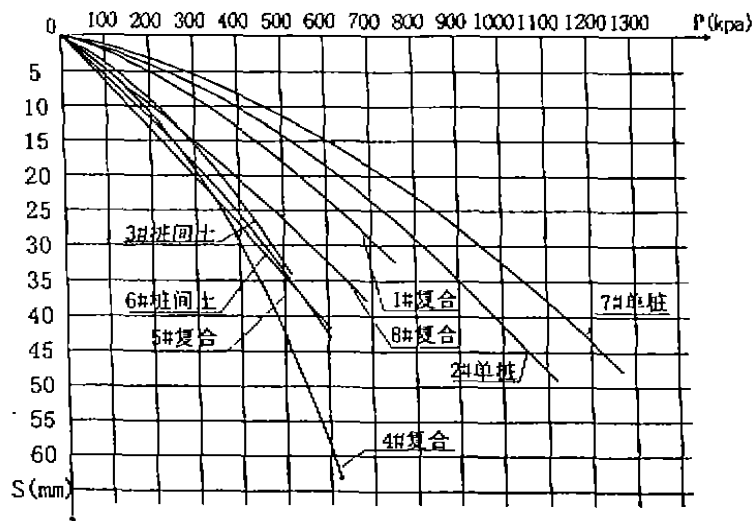


图 2(b) P-S图(V301B)

1#、2#、3#、4# 压板 $2.0\text{m} \times 2.0\text{m}$ 5#、6# 压板 $1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$

图 2(c) P-S图(V301D) 压板 $2.0 \times 2.0\text{m}$

1. 载荷试验:采用 $2\text{m} \times 2\text{m}$ 承压板和 $1\text{m} \times 1\text{m}$ 承压板进行载荷试验,其结果见图 2 和表 3。试验结果单位压力超过 600kPa ,总堆载 2400kN ,承载力大大超过设计要求,变形模量为 V-301A 油罐地基, $E_0 = 51.4\text{MPa}$; V-302B, $E_0 = 66.44\text{MPa}$; V-301D, $E_0 = 41.96\text{MPa}$,均满足设计要求。

2. 标准贯入试验

从表 4 可以看出 V-301B 油罐地基,在 $N_{63.5}$ 标准贯入试验值,在地基处理的范围和深度内,其桩间土测试击数均在 30 左右,承载力 $f_d \geq 886\text{kPa}$,测试结果反映出本工程采用孔内深层强夯后桩间土承载力的均匀性。

3. 瑞利波检测结果

从 V-301B 油罐地基 52 个点实测瑞利波波速结果可知,最小波速 158m/s ,最大波速 285m/s ,平均波速 222m/s ,桩间土承载力最小值为 301kPa ,最大值为 397kPa ,平均值为 352kPa ,变异系数为 0.07。

4. 实测油罐充水试压时的基础沉降(见表5)

复合地基载荷试验成果表

表3

观测点 编号	V-301A罐			V-301B罐			V-301D罐			
	位置	最大加载 (kPa)	总沉降 (mm)	位置	最大加载 (kPa)	总沉降 (mm)	位置	最大加载 (kPa)	总沉降 (mm)	
1	复合	675	22.09	复合	600	14.75	复合	750	32.76	
2	桩间	600	19.06	复合	600	11.03	单桩	1111	43.48	
3	桩	1389	28.20	复合	600	25.05	桩间	500	32.34	
4	桩间	540	56.15	复合	600	13.05	复合	600	60.28	
5	桩	972	60.87	单桩	700	10.31	复合	600	42.68	
6	复合	662	62.74	桩间土	600	15.45	桩间	600	37.48	
7	复合	662	51.01		/	/	单桩	1250	32.76	
8	复合	600	24.24		/	/	复合	675	60.28	
平均沉降(mm)			33.3				14.94			

V-301B油罐基础实测沉降表(mm)

表5

测点	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
沉降量	30	29	28	25	26	24	23	19	18	20	18	16
测点	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
沉降量	15	13	12	14	16	21	25	29	28	28	32	31

从表2可见,V-301B油罐基础充水后实测最大沉降32mm,最小沉降12mm,平均沉降22.5mm,基础倾斜仅0.00002。

工程造价

采用孔内深层强夯技术处理地基,其工程造价,单方容积造价仅15元/m³,比采用人工挖孔桩每台油罐基础节省117万元/台,总造价节省600万元,大大降低了工程费用。

小结

1. 在复杂的地质构造上采用孔内深层强夯(DDC工法)处理油罐地基是非常成功的,目前V-301B、V-301C二台油罐业已建成已通过检测,完全满足了设计要求。
2. 本工程地基处理,消纳了开山石共计8万多m³,说明利用工业废料,减少对环境的污染,变废为宝,大大节约了地基处理的费用。

表4

V-301B油罐地基土的物理力学指标及标贯试验实测表

统计分层	含水量 ω (%)		湿密度 ρ (g/cm ³)		干密度 ρ_s (g/cm ³)		饱和度 S		孔隙比 e		液限 ω_L (%)		液性指数 I_L		压缩系数 a_{1-2} (MPa ⁻¹)		压缩模量 E_s (MPa)						标准贯入 N						
	max	x	max	x	max	x	max	x	max	x	max	x	max	x	max	x	max	x	max	x	max	x	max	x					
	min	n	min	n	min	n	min	n	min	n	min	n	min	n	min	n	min	n	min	n	min	n	min	n	min	n			
0-0.5	23.4	19.8	2.21	1.96	1.79	1.67	100	83	0.73	0.62	27.3	25.4	0.7	0.45	0.54	0.42	3.95	9.82	7.2	14.3	10.2	19.4	16.8						
	17.2	5	1.89	5	1.57	5	68	5	0.51	5	22.2	5	0.3	5	0.31	5	3.11	5	4.67	5	7.64	5	12.5	5					
0.5-1.0	21.6	18.8	2.05	1.99	1.75	1.67	95	82	0.68	0.62	28.3	24.8	0.6	0.43	0.66	0.41	5.75	4.19	9.14	7.63	12.9	10.4	28.2	17.8	19	13.3			
	16.3	9	1.89	9	1.62	9	66	9	0.59	9	21.7	9	0.3	9	0.29	9	2.54	9	5.24	9	6.21	9	8.79	9	9	3			
1.0-1.5	18.9	16.3	2.17	2.0	1.91	1.73	89	77	0.64	0.57	25.1	23.2	0.47	0.33	0.50	0.37	5.84	4.5	12.6	8.7	16.4	12.9	22.5	18.8	35	11.5			
	13.9	4	1.93	4	1.65	4	63	4	0.42	4	21.7	4	0.20	4	0.29	4	3.21	4	5.27	4	10.9	4	16.1	4	5	6			
1.5-2.0	19.6	1.84	2.21	1.98	1.86	1.68	100	80	0.71	0.62	25.1	24.7	0.54	0.39	0.82	0.33	9.53	5.16	14.5	8.73	18.3	12.2	28.9	18.8	6	5.5			
	14.9	8	1.86	8	1.58	8	65	8	0.45	8	23.4	8	0.17	8	0.27	8	2.03	8	3.63	8	5.89	8	9.25	8	5	2			
2.0-2.5	21.6	20.2	2.18	2.02	1.81	1.69	100	88	0.68	0.59	26.5	25.2	0.65	0.51	0.55	0.41	5.09	4.10	8.37	6.39	13.2	10.5	23.1	18.7	45	26.5			
	18	5	1.94	5	1.64	5	75	5	0.49	5	23.4	5	0.33	5	0.32	5	2.72	5	4.83	5	7.64	5	13.3	5	16	4			
2.5-3.0	19.9	18.3	2.11	2.05	1.79	1.73	94	86	0.59	0.56	25.1	24.1	0.49	0.44	0.48	0.39	5.69	4.24	9.96	7.67	13.3	10.8	21.4	17.5	28	22.4			
	17.4	4	2.02	4	1.7	4	83	4	0.51	4	22.7	4	0.37	4	0.34	4	3.3	4	5.46	4	8.33	4	13.1	4	9	5			
3.0-4.0	20.2	19.7	1.98	1.95	1.66	1.63	82	80	0.71	0.67	24.4	24.2	0.58	0.55	0.39	0.37	4.87	4.53	7.75	7.14	10.7	9.93	17.4	16.4	13	13			
	19.1	2	1.91	2	1.59	2	77	2	0.63	2	23.9	2	0.53	2	0.35	2	4.18	2	6.52	2	9.26	2	15.3	2	13	1			

注: max—最大值, min—最小值, x—平均值, n—土样个数。

参考文献

- 1 司炳文、唐业清《孔内深层强夯技术》的机理与工程实践 地基基础工程 1998年第4期
- 2 吴小斌、钱文臣、段主澄“孔内深层强夯法在牛口峪原油罐区地基处理中的应用” (内部资料) 2000年6月
- 3 徐至钧、许朝铨、沈珠江“大型储罐基础设计与地基处理” 中国石化出版社 1999年11月

Deep Strong Ramming Inside Hole of Large Storage Tank

Xu Zhijun

(Beijing Henfu Real Estate Development)

Abstract Deep strong ramming inside hole is development of strong ramming technology, this paper introduces its principle effect application on foundation treatment of large storage tank

《复合地基和地基处理技术》研讨班通知

复合地基在我国土木工程建设中得到广泛应用,复合地基与浅基础和桩基础已成为我国常用的地基基础型式,为了推广复合地基技术和地基处理新技术,中国土木工程学会杭州培训中心会同中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会决定于2001年10月在杭州西子湖畔举办复合地基和地基处理技术研讨班,邀请浙江大学龚晓南教授,潘秋元教授主讲复合地基和地基处理技术最新发展,介绍有关规范,研讨发展中问题。欢迎从事建筑工程、市政工程和交通工程设计、施工和监理技术人员和管理人员参加。

时间:2001年10月21日报到,10月22日至26日研讨讲座,10月27日至28日参观考察。

联系人:310027,浙江大学玉泉校区土木工程学系郝婧,电话:0571-87952077。

某工程打桩挤土效应分析*

包夫欣

曹玉新

毛节程

(浙江省电力设计院 杭州 310000)(铁道部第十四工程局施工管理处 济南 250014)(绍兴房地产开发公司 绍兴)

[摘要] 本文介绍了某工程打桩施工过程中进行的打桩挤土效应研究。试验中获得了土体水平位移、孔压、土体上抬位移量等测试数据,从而得出一些规律性的东西,供类似工程借鉴。

前言

某工程采用了高强预应力管桩(PHC 桩)做为工程桩。该桩属于挤土桩,在打桩过程中虽然会有部分土体进入管桩,但是由于土塞效应,仍有较强的排土效应。为了保证工程安全性,在施工过程中对打桩密集区域进行了施工监测,获得了土体水平和竖向位移、孔隙水压力、管道应力等测试数据。根据测试数据指导了工程施工,保证了周边建(构)筑物的安全。监测结果可以为同类工程提供借鉴。

工程概况

拟建场地土层地质情况分布不均,桩基持力层深度也深浅不一。监测区域长约 100m,宽约 50m,总桩数约 2000 余根。为了减少挤土对已施工管道的影晌,沿管道方向布置了一排管笼。承建单位于 99 年 12 月在工程场地进行试桩,根据试桩情况确定桩基持力层、桩基型式、施工机械。该区域所用管桩基本上分为以下两种类型:

1. $\Phi 600\text{mm}$ (壁厚为 110mm),桩长为 32 ~ 39m(长桩)。该类桩使用的桩锤型号是 D508 + MH72 和 PD9 + D62,其中,桩帽重 1t,桩锤重分别为 7.2t 和 6.2t。

2. $\Phi 500\text{mm}$ 和 $\Phi 550\text{mm}$ (壁厚为 100、110mm),桩长为 10 ~ 20m(短桩)。该类桩使用的桩锤型号是 BDF + D46 和 DT2 + D40,桩帽重为 800kg,桩锤重分别为 5.8t 和 4.0t。

工程地质条件

施工场地地势平坦,地表有土、碎石及块石回填,原为稻田,局部为池塘,现场地面标高 3.0 ~ 3.5m 左右(黄海高程系)。

据前期勘探资料,各土层的工程物理指标见表 1。

* 收稿日期:2001 年 3 月

土的物理力学指标

表 1

土层编号	土层名称	含水量 ω (%)	孔隙比 e	压缩模量 E_s (MPa)	静力触探锥尖阻力 q_c (kPa)	静力触探侧摩阻力 f_s (kPa)	桩的极限侧摩阻力 q_{sk} (kPa)	桩的极限端阻力 q_{pk} (kPa)	地基承载力标准值 f_k (kPa)
2-1	粘土	26.6	0.763	9.47	1718	72	74		250
2-2	粉质粘土	30.7	0.863	10.7	1646	44	60		190
3	粉质粘土	31.9	0.87	11.69	3263	55	30		145
4	粉质粘土	33.2	0.921	6.79	928	14	25		125
5-1	粘土	23.9	0.695	12.72	3186	114	90	4500	290
5-2	粉质粘土	27.5	0.764	9.32	9261	155	65		185
5-3	粉质粘土	29.8	0.836	7.52	3109	96	60	2400	225
5-4	粉质粘土	32.3	0.901	10.47	5266	125	35	1800	170
6	粘土	42.9	1.195	7.84	2125	42	55		150
7	粉质粘土	28.3	0.766	8.92	3187	89	45		200
8	粉质粘土	26.5	0.752	12.93	3712	130	75	4000	295

(1-1)层素填土:以粉质粘土及碎石为主,混块石、细砂等,局部为淤泥质粘土,土质不均匀,压实性较差;该层在整个厂区都有分布;厚度0~5.0m,一般厚度1.5m。

(2-1)层粘土:湿~稍湿,可塑~硬塑。层厚0~5.65m,一般厚度为3.5m。

(2-2)层粉质粘土:湿,可塑。层厚2.0~6.5m,一般厚度为3.0m。

(3)层粉质粘土:饱和~很湿,流塑~软塑。层厚0.6~4.95m,一般厚度为2.0~3.0m。

(4)层粉质粘土:饱和~很湿,流塑~软塑。层厚0.7~4.6m,一般厚度为2.5~3.0m。

(5-1)层粘土:湿~稍湿,可塑~硬塑,以硬塑为主。层厚1.15~9.75m,一般厚度为3.0m。

(5-2)层粉质粘土:很湿~湿,可塑为主,局部软塑。局部以粉土粉砂为主,层厚0.5~4.75m,一般厚度为1.5m。

(5-3)层粉质粘土:很湿~湿,可塑为主。层厚1.6~8.5m,一般厚度为3.5m。

(5-4)层粉质粘土:很湿~湿,软塑~可塑。层厚0.6~6.35m,一般厚度为3.0~3.5m。

(6)层粘土:饱和~很湿,软塑为主。局部为淤泥质粘土,该层分布稳定,在整个厂区均有分布;层厚2.9~6.3m,一般厚度为3.5m。

(7)层粉质粘土:很湿~湿,可塑为主,局部软塑。层厚2.2~7.05m,一般厚度3.5m。

(8)层粉质粘土:湿~稍湿,可塑~硬塑。层厚2.7~13.4m,一般厚度为11.0~12.0m。

(9)层粉土:湿,中密~密实,含少量云母片,局部夹粉砂及细砂。该层未揭穿。

监测项目及控制标准

本次监测项目为打桩引起的挤土监测,内容包括土体位移、孔隙水压力、厂周边管道应

力、管道变形以及土体上抬情况。监测点布置如图1所示,打桩施工顺序如图2所示。

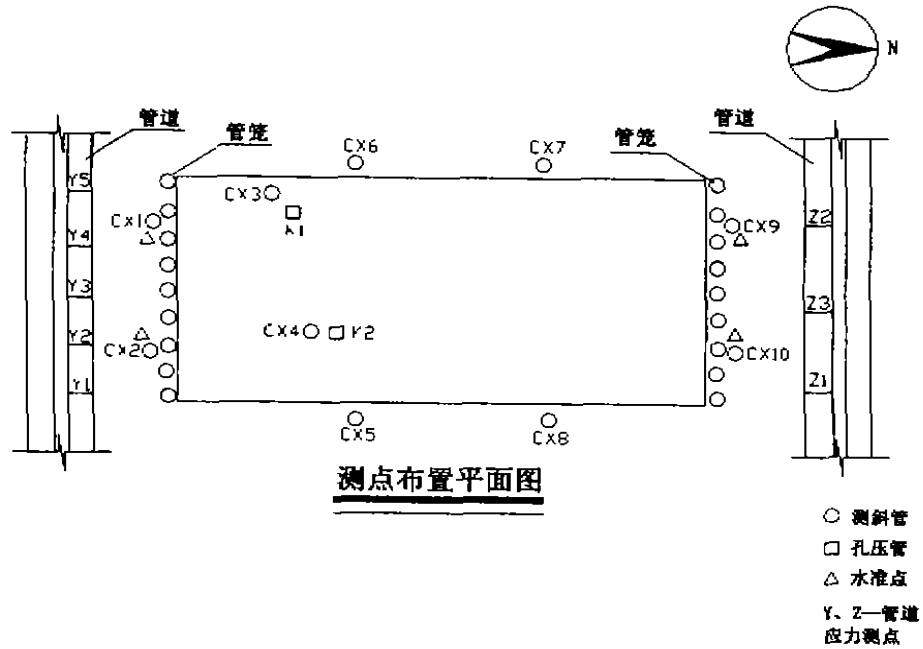


图1 监测点布置图

1. 土体水平位移监测

深层土体水平位移监测布置了 CX1 ~ CX10 共 10 个测点(见图 1)。除了 CX3 和 CX4 孔位于基坑中部外,其余各测斜孔均位于基坑边缘。水平位移监测仪器采用测斜仪。

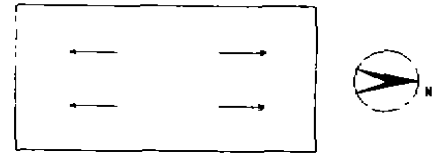


图2 打桩施工顺序

2. 孔隙水压力监测

孔隙水压力监测共布置了 K1 和 K2 两个测孔(见图 1),每个孔均有六个测点,分别位于地面以下 1m、5m、9m、13m、17m 和 20m。该项目测量仪器采用振弦式孔隙水压力计和频率仪。

3. 循环水管应力监测

南边循环水管共布置了 5 个测试断面,北边循环水管共布置了 3 个测试断面,每个测试断面有 4 个测点。采用应变计测试。

根据相关规范及设计要求,各项监测的警戒值如下:

●水平位移

管道标高处土体位移的警戒值为 5cm。即基坑南北边(CX1、CX2、CX9、CX10)的水平位移警戒值为 5cm,坑内及东西两边(CX3 ~ CX8)土体位移警戒值为 15cm。

●循环水管

管道应力警戒值为 141MPa,永久应力警戒值为 71MPa。

●超静孔压

超静孔压警戒值为上覆有效应力的 0.6 倍,即

$$u < 0.6 \times \sigma'$$

σ' 为上覆土体有效应力。现场的地下水位为地面下5m。故可计算得孔压警戒值如表2所示:

孔压测试警戒值

(单位:kPa) 表2

测点	5m	9m	13m	17m	20m
上覆有效应力	90	122	154	186	210
孔压警戒值	54	73.2	92.4	111.6	126

监测结果

1. 打桩挤土监测结果

从测斜结果来看,CX1、CX2测斜孔位置土体向南偏移,CX3、CX6、CX7测斜孔位置土体向西偏移,CX5、CX8测斜孔土体向东偏移,CX9、CX10测斜孔位置土体向北偏移,CX4孔位置土体向东南偏移。这从测点布置图可以看出,打桩区域周围的土体向外围偏移,说明所测结果是合理的。限于篇幅,本文只选取部分测斜数据进行说明。

CX1测斜孔位于主厂房基坑的南面,结果显示该处土体向南偏移(见图3)。由于该处离打桩区域有一定距离,故位移增长速度很稳定。CX1测斜孔的最大水平位移为8.0cm,位于地下约4.0m处,略超过警戒值。

CX5测斜孔位于主厂房基坑的东面,结果显示该处土体向东偏移(见图4)。打桩初期,打桩位置离CX5孔较近,故开始时土体位移增长较快,9月下旬后,打桩位置距离CX5孔较远,故位移比较稳定,直到打桩后期,10月底11月初,打桩位置才又回到离CX5孔较近的地方,位移有些增长。CX5测斜孔的最大水平位移为5.4cm,位于地下约3.0m处。

CX7测斜孔位于主厂房基坑的西面,结果显示此处土体位移向西偏移。打桩开始后,该处的土体逐渐向西偏移。9月16日,打桩位置靠近CX7孔,距离只有3m左右,造成CX7孔处土体位移增长显著,两天内最大位移增长了约4cm,随后,打桩位置远离,位移长期增长缓慢,9月23日,打桩位置再次靠近,位移又迅速增长,两三天内最大位移增长了近5cm,其后,打桩位置远离,位移逐步稳定。CX7测斜孔的最大水平位移为11.8cm,位于地表处。

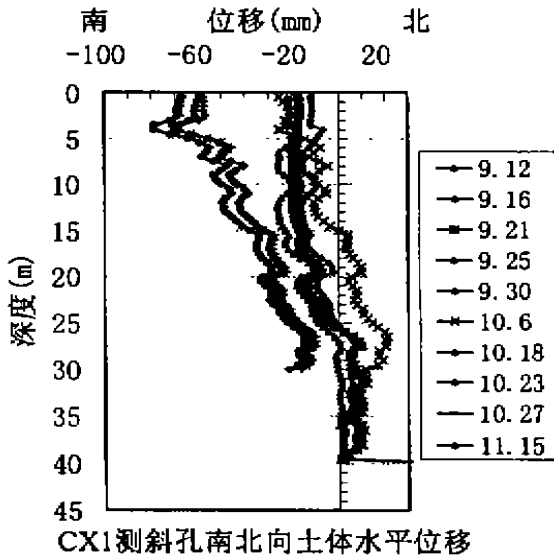
打桩结束后,测试结果表明土体位移基本稳定。11月15日和12月2日又测试了两次。结果显示,打桩结束后,各孔处的土体位移基本没有变化,只有很微小的回弹,说明土体位移已经稳定。管道位置土体上抬约4~8cm,比较小。

由于主厂房布桩较密,桩也较长,打桩挤土产生的土体水平位移较大;尤其是打桩施工区域及附近土体位移在打桩期间显著增大,当打桩位置逐渐离开该区域时,土体位移也逐渐减小。因此,某一特定区域内土体水平位移增长速率与打桩施工位置关系密切。

2. 孔隙水压力监测结果

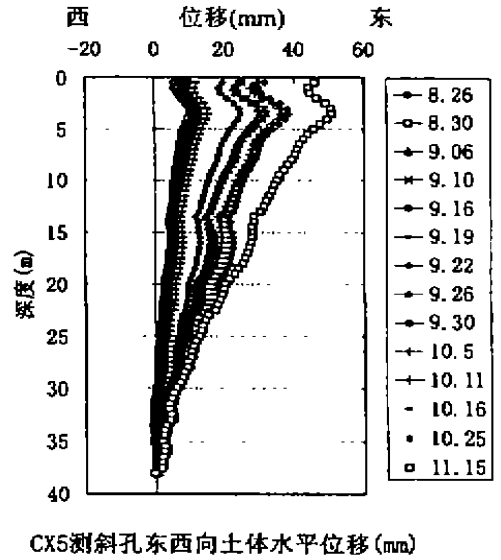
孔压监测孔K1、K2于2000年8月24日埋设完毕,8月26日开始测试,10月19日测试基本结束,11月15日和12月2日又测试了两次,以了解孔压消散情况。从打桩前孔压测试数值来看,接近静水压力,说明孔压测点的埋设是成功的。

打桩开始时,K1孔孔压略有上升(见图5),到9月3日,K1孔附近频繁打桩,孔压迅速上升,13m~20m位置孔压增长幅度大于1m~9m位置的孔压增长。其中13m位置孔压达到



CX1测斜孔南北向土体水平位移

图3



CX5测斜孔东西向土体水平位移(mm)

图4

150kPa, 17m 位置孔压达到 130kPa, 超过了警戒值。根据监测结果向相关单位发出了警报。9月5日开始打桩位置渐渐远离 K1 孔, 孔压迅速消散, 消散率达到 35kPa/天。从9月7日~10月7日一个月的时间内, 打桩区域集中在北面 and 东南区域, 因此 K1 孔孔压变化较小。13m、20m 测点的孔压消散较快, 17m 测点孔压的消散较慢, 主要是因为 17m 测点位于(5-1)粘土层中, 13m、20m 测点分别位于(4)和(5-3)粘质粉土层中。10月9日 K1 孔位置处重新开始打桩, 孔压迅速上升, 13m、17m 和 20m 测点的孔压增长幅度大于 1m、9m 的孔压增长幅度。17m 测点的孔压达到 205kPa, 是 K1 孔各测点的最大孔压。随着打桩区域的远离, K1 孔的孔压逐渐消散。到12月2日, 孔压均已小于 50kPa。

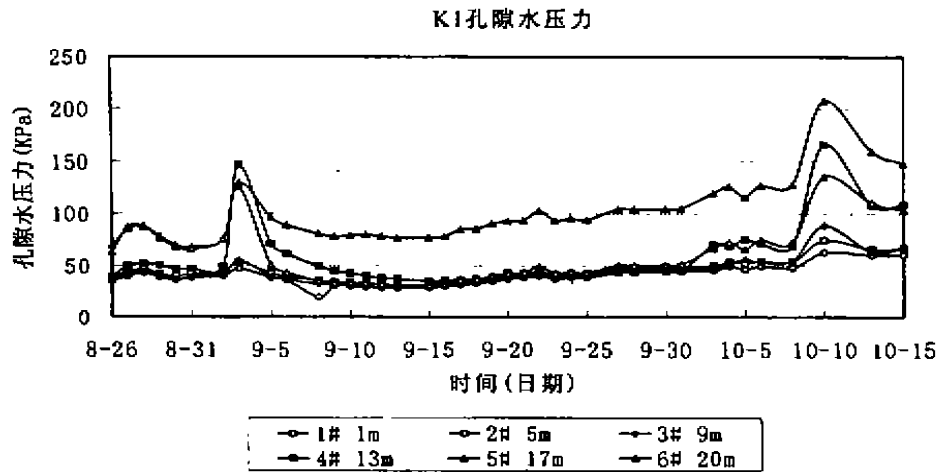


图5 K1孔隙水压力变化图

打桩初期, K2 孔的孔压就很高(见图 6), 这是因为打桩位置在 K2 孔不远处, 故孔压上升很快。8月30日, 打桩位置离 K2 孔很近, 只有 5m 左右, 孔压迅速上升, 13m~20m 处的孔

压上升幅度比1m~9m的孔压大,13m测点孔压达到300kPa,是K2各测点的最大孔压,17m测点孔压达到了240kPa,超过了警戒值。根据监测结果向相关单位发出了警报。9月3日后,打桩位置渐渐远离K2孔,孔压开始消散。而13m和17m处的孔压始终较大,消散得很慢,这是因为13m、17m测点均处于(5-1)粘土层中,而20m测点处于(5-3)粘质粉土层中。9月21日,K2孔位置再次开始频繁打桩,孔压再次迅速增长,同样,13m、17m测点的孔压上升最大,13m孔压达到270kPa,而17m孔压达到190kPa,又一次超过了警戒值。随后,打桩位置逐渐远离K2孔,孔压渐渐消散,13m测点孔压依然消散得最慢。到11月15日,孔压已经在50kPa以下,12月2日,孔压基本在30kPa左右。

K2超静孔隙水压力

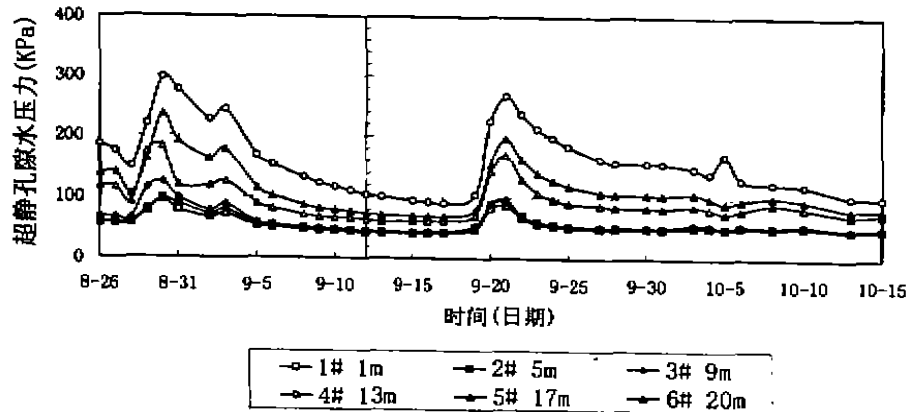


图6 K2孔隙水压力变化图

孔压的增长是由于打桩引起的超静孔隙水压力来不及消散而产生的。其增长和消散速率及增长幅度与该处离打桩位置远近及该处土层地质情况有关,越靠近打桩位置则孔压增幅越大,越远则越小,粉质粘土由于排水条件比粘土好,故孔压消散得更快一些,同理可知,排水条件越好的土层,其孔压消散得也越快。另外,从本次监测数据也可看出,孔压消散基本上需要一个较长的时间过程(砂性土、碎石等排水条件良好的土质情况除外),但大部分孔压的消散是集中在开始的头几天内,之后则渐趋平缓,消散速率越来越慢,经过一定时间,孔压就会基本消散完毕。基坑开挖前的测试表明,孔压基本消散,土体位移已经稳定。

3. 管道应力监测结果

从应力—时间曲线来看,循环水管的应力值很小,都在5MPa以下,远远小于警戒值。说明打桩挤土对循环水管的影响不大。

结论

1. 南北向靠近循环水管处,桩与循环水管最近距离仅为2.4m左右,打桩引起的土体水平位移较大(有的已超过了警戒值),但由于设置了管笼,减小了打桩挤土效应,使循环水管变形较小。从土体监测结果来看,为减少打桩挤土对循环水管的影响而采取的各项措施是合理的。

2. 本次监测如实反映了土体的位移、孔压变化以及循环水管的变形及应力,根据监测

结果采取了有效措施,使得整个施工安全顺利地完成了。

本次打桩挤土监测成果可以为工程桩选型及设计施工提供依据。对实际进行监测的工作在国内开展的并不多,希望本文工作能够为其它工程提供借鉴,对今后相同或相近工程的设计施工起到一定的帮助作用。

Analysis of Soil - Compacting Effect in Pile - Driving for a Certain Project

Bao Fuxin

(Institute of Electric Power Design of Zhejiang Province, Hangzhou, 310000)

Abstract This paper studied soil - compacted effect during pile - driving. Horizontal displacement, heave and pore water pressure were obtained. This paper can provide a reference to similar project.

岩土工程勘察软件系统

岩土工程勘察软件系统是由浙江大学岩土工程研究所、杭州市勘察设计院和浙江省综合勘察研究院共同研制开发的岩土工程勘察辅助软件系统,已通过浙江省科学技术委员会组织的专家鉴定。编制依据的标准是《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)和《岩土工程勘察文件编制标准》(DBJ10-5-98),具有标准 Windows 版本和 AutoCAD 版本,实现了如下的功能与特点:

①采用表格数据输入,对于岩土工程名称等项目可以通过下拉方式选择输入,大大加快了输入速度并减少了手工输入出错的可能性;

②绘制工程图件和表格时,系统可以自动判断图纸空间是否满足要求,并给出数据比较值,揭示用户进行相应修改;

③可读取静探微机采集的数据生成静力触探曲线,用户分层后系统可以自动统计每层的侧壁摩擦力和锥头阻力生成正式的静力触探曲线;

④报表输出灵活方便,可以根据用户的选择输出报表的特定部分,调节列间距和每页行数以适应不同的纸张大小,使输出的报表美观整齐;

⑤数据自动统计,同时可以浏览数据剔除其中的异常数据,也可以自动校验数据是否在合适的范围内;

⑥所见即所得的打印功能,显示效果与打印效果精确匹配;

售后服务:

有专人负责软件的答疑维护工作,欢迎来电、来函联系。

联系地址:浙江省杭州市浙江大学岩土工程研究所 邮编:310027

电话:0571-7952099(0) 0571-7961173(H)

联系人:韩同春

水泥土桩、水泥灰土桩复合地基 设计与施工问题浅析

任振甲

(邢台市建筑设计研究院 邢台 054000)

[摘要] 本文阐述了水泥土桩、水泥灰土桩复合地基的使用情况,结合设计、施工中一些问题进行分析,提出了看法。

水泥土桩、水泥灰土桩、水泥渣土桩等柔性桩是利用专门机械成孔,夯实机械将分层填料夯实,桩与桩间土共同组成复合地基。成孔方法应根据地基土的性质、孔深、孔径、施工机械等确定,分为机械成孔和人工成孔,机械成孔有挤密成孔和非挤密成孔,人工成孔可由洛阳探铲结合成孔易完成。水泥土桩、水泥灰土桩复合地基,其有少开挖土方,施工速度快等优点,且为干作业,不受季节限制,在提高地基承载力,减少地基变形量方面有明显的效果。

使用情况

邢台市是座古城,杂填土、素填土及其它软弱土层分布较广,在新建工程中约有近一半的地基须要处理。结合当地地质条件、施工条件、材料等情况,采用最多的是桩与桩间土共同组成的复合地基。过去采用较多的是以生石灰为主要原料,掺加砂、碎石等骨料的挤密桩复合地基,它是一种较好的处理软弱地基的方法,已取得较好的经济效益和社会效益。在此基础上,为加快施工进度及施工机械化,更好地保证桩体的均匀性和质量,目前在不少工程中,采用了水泥土桩、水泥灰土桩,特别是在旧城改造中,在几条街成片拆迁,新建住宅楼群及公建用房中,大量的采用了这两种桩体。例如,某生活小区,系旧城改造,成片开发住宅及商业区,地面以下约5m深为杂填土及软弱土层,一般为中压缩性土,地基承载力较低,一般约100kPa,土质松散,密实性差,不能做天然地基,填土层之下有的仍有软弱土层亦须处理。大部分工程均采用了水泥土桩、水泥灰土桩复合地基,桩径 $\Phi 300 \sim 400\text{mm}$,桩长3~5m,深度不等,处理深度均在地下水位以上,土的含水率一般在16~20%。复合地基完成后,经检测,其持力层地基承载力一般均达到150kPa以上,完全满足设计要求。

处理深度一般为3m~10m,过浅,桩间土体隆起,处理效果较差,过深,则存在处理效果不理想,且不够经济的问题。深度范围不是固定的,应视具体工程的上部结构荷载及地基地

• 收稿日期:2000年11月

质条件而定。

复合地基的设计问题

1. 应用范围。水泥土桩、水泥灰土桩复合地基主要适用于处理软弱土层,对于地基承载力在 100kPa 以下,强度提高较大,效果较显著;对于地基承载力在 100kPa 以上也采用,强度提高相对较小些,经济效益较差些。

水泥土桩、水泥灰土桩一般适用于整栋楼房地基处理,成孔、夯填全部为机械化施工,对于建筑场地局部软弱土层的处理,采用本法不适用。该桩有它的适用范围,要结合建筑场地情况,综合考虑后采用。

2. 桩的布置。一般桩的布置分为行列式、梅花式,在条形基础底布桩,其布桩宽度应大于基础底宽度,每边宽出值按规范规定,以保证复合地基在边缘处正常传力。有的设计,布桩宽度同基础底宽度,这是不正确的,设计桩时应对此提出要求。桩距一般可取 2.5~3.0 倍桩径,可根据设计对地基强度提高多少而变动,用桩距控制地基承载力提高值。桩径一般可取 $\Phi 300 \sim 400\text{mm}$ 为宜,要根据机械钻孔规格而定,过大的桩径由于耗费材料较多而不经济。

桩深的控制,可依据软弱土层底部的起伏变化而定,即将桩定为几个不同深度的桩群,原则上桩应支承下一层承载力较高的土层上。如软弱土层底基本在一个水平上,则桩深可取同一深度。

3. 计算问题。水泥土桩、水泥灰土桩复合地基的计算方法很多,其地基承载力可通过试桩的复合地基载荷试验确定,也可按下式计算确定。

$$f_0 = K_1 \beta f_p + K_2 (1 - \beta) f_s$$

式中 f_0 ——复合地基承载力(kPa)

f_p ——单桩承载力标准值(kPa)

f_s ——桩间土承载力标准值(kPa)

β ——桩土置换率

K_1 ——桩的承载力发挥系数,一般取 1.0

K_2 ——桩间土的承载力发挥系数,应由试验确定,当地无试验资料时,可按 $0.4 < K_2 < 1.0$ 取值。

对于一般建筑物和多层建筑物,当地地质条件较好时,以提高地基承载力为主,可只做复合地基承载力计算,但当遇淤泥较深情况时,或建筑物上部结构荷载较大,或建筑物较重要时,还应进行沉降计算。

4. 试验问题。应坚持在正式地基处理前先做试验,得出确切数据后,再据此处理地基,试验复合地基达不到设计要求,尚应修改处理方案。如当地积累资料较多,有较丰富的经验,亦可在建筑群中选择有代表性的建筑场地进行试验。实际工程中,不少工程事先不搞试验,而是在处理好的复合地基上试验。这种做法,如果试验数据符合设计要求则可,否则,则造成被动,再采取补救措施,费工费时,且不理想。

复合地基的施工问题

1. 成孔问题。成孔及夯填是施工的关键,对于成孔质量的要求,其容许偏差一般是:桩孔垂直度 $<2\%$,孔径 $\pm 20\text{mm}$,桩深 $<100\text{mm}$,孔底虚土残留厚度 $<100\text{mm}$,检验成孔质量是否符合规定,进入持力层深度应满足设计要求,桩孔有无缩颈、堵孔、回淤及浸水等情况,如发现异常,应及时处理。

2. 夯填问题。土料宜采用粘质粉土、粉质粘土或砂质粉土,含水量宜控制在 $16\sim 20\%$,当土料的含水量超过最佳含水量 $\pm 2\%$ 时,应予晾晒或洒水浸润。填料前应先夯击孔底,将孔底虚土夯实,夯击不应少于10次,然后分层夯填,每虚铺填料 $150\sim 200\text{mm}$,夯击 $3\sim 5$ 次,或每填一铲填料夯击 $1\sim 3$ 次。桩孔夯填高度应超过建筑物基底标高,做砂垫层后,再按图纸要求施工基础。

3. 桩体材料配合比。水泥土桩、水泥灰土桩的材料配合比应根据设计要求,由试验确定,一般水泥土桩的水泥:土为 $1:5\sim 1:8$ (体积比),水泥灰土桩的水泥:土:石灰为 $1:5:0.1\sim 1:8:0.1$ (体积比)。

几点分析

1. 关于设计问题。对于软弱地基的处理有多种方法,要根据建筑场地的地质条件,确定的处理方案,进行多方案比较,确定最佳方案外,尚应进行技术经济分析。实际工程中,对于软弱土层较浅,处理深度 $2\sim 3\text{m}$,要求提高地基承载力也不高,还是采用以生石灰为主要原料的灰砂桩、灰砂碎石桩为宜。因为它仅需小型机械,或人工成孔,施工简单、快捷。当处理软弱土层较深,一般为 $4\sim 5\text{m}$ 或更深,则可采用水泥土桩或水泥灰土桩,造价相对于灰砂桩要高些,但比混凝土灌注桩则较低廉。

水泥土桩、水泥灰土桩一般适用于地下水位以上,处理深度一般为 $3\sim 10\text{m}$,如处理深度遇地下水,可采用水泥深层搅拌桩,俗称喷粉桩,或干振碎石桩。水泥土桩、水泥灰土桩有它的应用条件和适用范围,目前设计上存在滥用现象,不论什么工程,只要处理软弱地基,就采用这种桩体,有些情况下可能造成浪费。

2. 关于施工问题,在机械施工方面,目前使用的机械,成孔有成孔钻机,夯填料有夯填机,机械均较笨重,运行及移动均较慢,影响施工进度。应考虑使两种机械合并为一个,该机具有成孔及填料夯实的两种功能,这样,成孔后,随即填料夯实,一次成功,可加快施工进度。在质量检验方面,复合地基是隐蔽工程,施工中必须加强检验,检验内容应包括:成孔深度、直径、垂直度、孔内填料夯实质量。桩体竣工后,尚应检验桩间土的干密实,桩体填料的干密度,地基承载力等,检验方法包括挖开取样试验、触探试验、载荷试验等。

3. 水泥土桩、水泥灰土桩由于桩体承载力较高,它承担了上部荷载的大部分,因此组成的复合地基承载力较高。通过工程实践和检测,一般处理后的复合地基和处理前的地基,其地基承载力提高1倍或1倍多,且减少沉降和不均匀沉降。该项技术具有施工简便、振动小、噪声低、无污染,技术可靠,经济合理。

经过处理的复合地基,从整体上看,地基十分均匀,它往往比天然地基更为理想,对于控

制建筑物沉降量,特别是不均匀沉降更为有利。

4. 水泥土桩、水泥灰土桩虽然应用比较广泛,但仍存在一些问题,一是在处理地基中往往遇地下水,目前遇地下水时施工困难或不能施工,改为与其它桩体的组合桩,费工费时,应下大力解决遇地下水的施工问题。二是遇局部处理软弱地基时,即建筑场地一部分软弱须处理,按目前大型机械施工,无法进行,建议研究配套设备,对于局部处理,虽面积小,工作面狭窄,也能使用小型设备施工,这样就可扩大该桩的使用范围。

参考文献

- 1 中国地质学会水文地质咨询部、北京市中岩水文工程地质咨询技术开发公司. 水泥灰土桩(CLD)复合地基处理规程. 北京:1994
- 2 手册编委会. 地基处理手册. 北京:中国建筑工业出版社,1988
- 3 中国建筑学会地基基础学术委员会年会论文集. 复合地基. 承德:1990

欢迎订阅《地基处理》

——一份属于土木工程界的刊物——

《地基处理》于1990年创刊,至今已有十一年。经过广大读者、作者、审稿者、编委以及各次专业会议的热心支持,逐渐取得有关地基处理设计、施工、勘测、测试、教学、科研以及业主和监理人员等等广泛、深入的理解和参与,成为土木工程技术人员的良师益友。

本刊决心继续为地基处理技术的发展与提高服务,作为地基处理理论与实践经验的传播交流园地,反映工程实际,体现我国水平,探讨发展方向,介绍国外情况,以资借鉴。并用一些篇幅,介绍从事地基处理的科研、设计、勘察、施工,生产地基处理机械、测试仪器、材料等单位以便沟通情况,促进协作,集思广益推动前进。

《地基处理》由中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会和浙江大学土木工程学系联合主办。并于1994年2月成立了《地基处理》杂志社。《地基处理》为季刊,一年4期。《地基处理》编委会由工作在全国各地的地基处理专家组成。

2001年度的订阅工作:

订阅一年(2001) 4期 20元(包括邮费)

订阅三年(2001-2003) 12期 60元(包括邮费)

如蒙订阅,可向《地基处理》发行部索取订单,或直接将款项汇至:杭州西湖信用社,帐号70620113367000,收款单位:浙江浙峰工程咨询有限公司,注明订购《地基处理》。或通过邮局寄至杭州浙江大学玉泉校区土木系欧阳晶红,(邮编310027)。同时将订购单(或信函)寄至浙江大学玉泉校区土木系黄小玲,以便及时邮寄。

联系电话:0571-87952077

单桩粉喷桩静载试验一元非线性回归分析*

薛国强

(南京市公路管理处 南京 210012)

[提要] 本文对公路工程中粉喷桩单桩静载试验进行分析。建立起粉喷桩单桩静载试验一元非线性回归分析模型。

计算方法

在分析粉喷桩复合地基静载试验应力~应变关系时,可用一条光滑曲线拟合实验得到的应力~应变关系曲线。

一元线性回归分析

设影响因变量 y 的自变量为 x ,共做 n 次试验,其数据为 $(x_k, y_k), k = 1, 2, \dots, n$ 。根据这些数据可以配出一条直线,可认定两者有线性关系。

线性回归方程如下:

$$\hat{y} = a + bx$$

其中 a 是常数项, b 为 y 对 x 的回归系数,要求确定 a 和 b 使得总误差

$$q = \sum_{k=1}^n (y_k - \hat{y}_k)^2 = \sum_{k=1}^n [y_k - (a + bx_k)]^2$$

达到极小。

使 q 达到极小的 a 和 b 分别记为 \hat{a} 和 \hat{b} 。

其中

$$\hat{b} = l_{xy}/l_{xx} \quad \hat{a} = \bar{y} - \hat{b}\bar{x}$$

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n x_k$$

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n y_k$$

$$l_{xx} = \sum_{k=1}^n x_k(x_k - \bar{x})^2 = \sum_{k=1}^n x_k^2 - \frac{1}{n} \left(\sum_{k=1}^n x_k \right)^2$$

$$l_{xy} = \sum_{k=1}^n (x_k - \bar{x})(y_k - \bar{y})$$

$$l_{yy} = \sum_{k=1}^n (y_k - \bar{y})^2$$

* 收稿日期:2001年3月

$$\text{相关系数 } r = \frac{l_{xy}}{\sqrt{l_{xx}l_{yy}}}$$

相关系数的绝对值越接近于1,两个变量线性相关关系越好,接近于0,两个变量没有线性相关关系。

粉喷桩单桩复合地基静载试验时应力~应变关系是非线性的,属于非线性回归问题,可以通过变量代换,化为线性回归问题,从而可以利用线性回归分析的方法确定出一条直线方程,然后经过替换得到曲线方程。本文采用淮江高速公路宝应段的单桩复合地基静载试验的数据应用幂函数、指数函数、S型曲线拟合实验室得到的应力~应变关系曲线。静载试验数据如表1。

单桩复合地基静载试验数据表

表1

压力(kPa)	9.5	25	41	56	72
相对沉降(mm)	2.34	2.04	1.17	1.26	1.39
累计沉降(mm)	2.34	4.38	5.55	6.81	8.20
压力(kPa)	88	103	119	135	150
相对沉降(mm)	1.60	2.83	3.30	6.43	13.50
累计沉降(mm)	9.80	12.63	15.93	22.36	35.86

算例

一、单桩复合地基静载试验应力~应变关系曲线拟合

1. 幂函数拟合

本文采用的幂函数方程为:

最后经过替换得到幂函数拟合曲线方程。

$$y = cx^b$$

$$\text{令 } y' = \ln y, x' = \ln x, a = \ln c, \text{有 } y' = a + bx'$$

因变量为压力,自变量为实测累计沉降。幂函数拟合曲线方程为:

$$y = 6.4781 \times x^{1.0122}$$

$$r = 0.8977962$$

单桩复合地基静载试验数据幂函数拟合计算表

表2

实测压力(kPa)	9.5	25	41	56	72
模型值(kPa)	15.32	28.89	36.71	45.16	54.5
累计沉降(mm)	2.34	4.38	5.55	6.81	8.20
实测压力(kPa)	88	103	119	135	150
模型值(kPa)	65.27	84.38	106.73	150.43	242.63
累计沉降(mm)	9.80	12.63	15.93	22.36	35.86

2. 指数函数拟合

因变量为压力,自变量为实测累计沉降。采用的指数函数方程为:
最后经过替换得到指数函数拟合曲线方程。

$$y = c \times e^{\frac{b}{x}}$$

$$\text{令 } y' = \ln y, x' = \ln \frac{1}{x}, a = \ln c, \text{有 } y' = a + bx'$$

指数函数拟合曲线方程为:

$$y = 174.1681 \times e^{\frac{7.2524}{x}}$$

$$r = 0.9882204$$

单桩复合地基静载试验数据指数函数拟合计算表

表 3

实测压力(kPa)	9.5	25	41	56	72
模型值(kPa)	7.85	33.26	47.15	60.04	71.92
累计沉降(mm)	2.34	4.38	5.55	6.81	8.20
实测压力(kPa)	88	103	119	135	150
模型值(kPa)	83.09	98.08	110.47	125.92	143.28
累计沉降(mm)	9.80	12.63	15.93	22.36	35.86

3. 对数函数拟合

因变量为压力,自变量为实测累计沉降。采用的对数函数方程为:

$$y = a + b \ln x$$

$$\text{令 } x' = \ln x$$

$$\text{有 } y = a + bx'$$

最后经过替换得到对数函数拟合曲线方程。

对数函数拟合曲线方程为:

$$y = -49.8967 + 58.0858 \times \ln x$$

$$r = 0.9866966$$

单桩复合地基静载试验数据对数函数拟合计算表

表 4

实测压力(kPa)	9.5	25	41	56	72
模型值(kPa)	-0.52	35.9	49.65	61.53	72.32
累计沉降(mm)	2.34	4.38	5.55	6.81	8.20
实测压力(kPa)	88	103	119	135	150
模型值(kPa)	82.68	97.41	110.9	130.59	158.03
累计沉降(mm)	9.80	12.63	15.93	22.36	35.86

4. S型曲线拟合

因变量为压力,自变量为实测累计沉降。采用的S型曲线方程为:

$$y = \frac{1}{a + be^{-x}}$$

$$\text{令 } y' = \frac{1}{y}, x' = e^{-x}$$

$$\text{有 } y' = a + bx'$$

最后经过替换得到 S 型曲线拟合曲线方程。

S 型曲线拟合曲线方程为:

$$y = 1/(0.0133 + 0.9772 \times e^{-x})$$

$$r = 0.6043047$$

单桩复合地基静载试验数据 S 型曲线拟合计算表

表 5

实测压力(kPa)	9.5	25	41	56	72
模型值(kPa)	9.3	39.1	58.36	69.37	73.5
累计沉降(mm)	2.34	4.38	5.55	6.81	8.20
实测压力(kPa)	88	103	119	135	150
模型值(kPa)	74.67	74.96	74.98	74.98	74.98
累计沉降(mm)	9.80	12.63	15.93	22.36	35.86

5. 第二种指数函数拟合

自变量为压力,因变量为实测累计沉降。采用的指数函数方程为:

$$y = c \times e^{bx}$$

$$\text{令 } y' = \ln y, a = \ln c$$

$$\text{有 } y' = a + bx$$

最后经过替换得到指数函数拟合曲线方程。

指数函数拟合曲线方程为:

$$y = 2.4482 \times e^{0.0168x}$$

$$r = 0.9741724$$

单桩复合地基静载试验数据指数函数拟合计算表

表 6

实测压力(kPa)	9.5	25	41	56	72
模型值(kPa)	2.87	3.72	4.87	6.26	8.18
累计沉降(mm)	2.34	4.38	5.55	6.81	8.20
实测压力(kPa)	88	103	119	135	150
模型值(kPa)	10.7	13.76	17.99	23.53	30.25
累计沉降(mm)	9.80	12.63	15.93	22.36	35.86

结论

与实测数据拟合,进行对比,根据相关系数的绝对值,单桩复合地基静载试验数据拟合有良好的一致性的方法为:指数函数曲线和对数函数曲线,其中指数函数曲线拟合的一致性最好。

参考文献

- 1 黄俊钦,静、动态数学模型的实用建模方法,机械工业出版社,1988
- 2 江苏省高速公路建设指挥部,粉喷桩施工工艺及质量检测方法研究,1998

Analysis Model of the Test of Load and Settlement on Single DJM

Xue Guoqiang

(Nanjing Highway Management Department, Nanjing, 210046)

Abstract In this paper, according to the test of load and settlement of dry jet mixing (DJM) in highway engineering, Analysis model for DJM load and settlement was founded.

《土工计算机分析》介绍

《土工计算机分析》已于2000年10月由中国建筑工业出版社出版,该书较系统全面地介绍了土工问题的计算机分析技术和方法。全书分14章,包括绪论、有限差分法、有限单元法、岩土力学中常用的其它数值方法、动力分析、结构—基础和地基共同作用分析、滑移线场数值解、边坡稳定分析、极限分析数值方法、随机有限元法及其应用、反分析法、知识工程和专家系统在岩土工程中的应用、AutoCAD在土工中应用和计算机仿真技术在岩土工程中的应用。可供土建、交通、铁道和水利领域从事勘察、设计、施工、教学和科研的技术人员学习,以提高土工计算机分析能力,也可作为岩土工程专业研究生教学参考书。全书61万字,定价32元。各大书店有售,也可与中国建筑工业出版社或地基处理编辑部(310027 杭州市浙大路浙江大学土木工程学系欧阳晶泓)联系购买。

徐日庆供稿

水泥搅拌桩和土钉墙在道路工程中的联合应用

雷和全 唐朝晖

(深圳市南山区城市建设开发中心 518052)

[摘要] 结合市政道路工程实例,认识水泥搅拌桩和土钉墙联合应用的基坑支护新技术。

前言

蛇口湾厦路市政道路改造工程位于深圳市蛇口工业区老城区内,南北向次干道,向南至海岸,全长300m;基坑周边长度620m,开挖深度东侧为4.6m、西侧5.1m;与基坑开挖及支护有关的地质情况简述如下:(图1)

(1)人工杂填土层:灰褐色,主要由粘土混砂组成,含少量建筑垃圾,稍湿、呈密实散状,厚度1.70~2.84m。

(2)砾砂层:灰色、灰白色,很湿-饱和状,稍密,厚度5.90~7.08m。

(3)砾砂质混粘性土层:紫红色、肉红色、黄色,可塑-硬塑状态,厚度10m。

场地地下水主要为第四系地层中的孔隙潜水,水位受大气降水、潮汐作用变化明显,施工期间测量地下水位深2m。

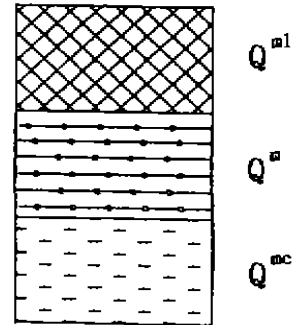


图1 地质结构

施工方案的设计

1. 方案提出

湾厦路地处老城区,沿线建筑物多建于特区成立初期,多层砖混结构为主,基础中绝大多数为天然地基,离道路中心线(车道宽8.00m)仅5.42~6.10m;道路改造需沿线设置二条埋深约4.6~5.1m,直径 $\Phi 2200$ 雨水管和 $\Phi 400$ 污水管,因此一般性开挖必然危及两旁建筑物安全;根据钻探报告的地质情况说明并经过多次方案论证、比选,决定基坑支护采用搅拌桩墙(帷幕)加土钉墙这种联合方式,即沿基坑的开挖面外侧设置双排迭合水泥搅拌桩,桩长8m,起截水作用;基坑上部1.5m采用1:0.6放坡,1m以下沿搅拌桩墙内侧开挖分层设置三排6~8m的锚杆,水平间距1.4m,坡面挂网喷射混凝土护面,见图2、图3。

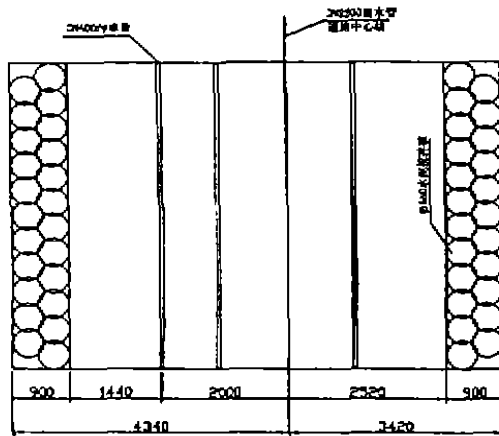


图2 平面大样图

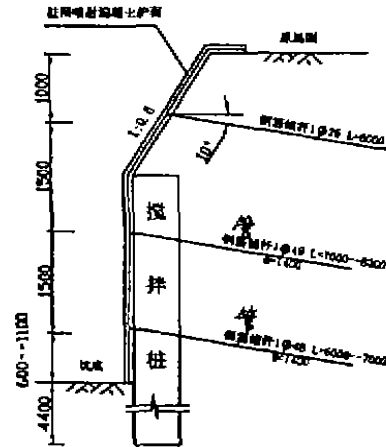


图3 基坑侧壁剖面图

2. 设计及施工参数选择

(1) 设计计算参数

- ① 锚杆的支锚刚度为 150kN/m;
- ② 地下水埋深 2m;
- ③ 坡顶堆载 15kPa;
- ④ 基坑开挖土层及力学指标如下:

土层名称	厚度(m)	重度(kN/m ³)	C(kPa)	Φ(度)
Q ^{ml}	2.3	18.00	10	10
Q ^m	6.5	20.00	0	30
Q ^{mc}	10.0	18.50	20	22

(2) 水泥搅拌桩

采用双排迭合水泥搅拌桩,设计桩长 9.5m,上部 1.5m 为空搅,实际桩长 8.0m,单桩直径 Φ550,桩间搭接 10cm;相邻桩成桩间隔应小于 24h;搅拌桩采用二喷四搅成桩,水泥掺入比 15%,每延米桩长约用 60kg 水泥;水泥标号 425 # 普硅, W/C = 0.5。

(3) 土钉墙

① 土钉:锚杆孔位沿基坑侧壁梅花状布置,第一排用 II 级 Φ25 螺纹钢锚杆,洛阳铲成孔,直径 Φ80 - 100mm,每隔 1.5m 做一托架;第二、三排锚杆采用钢管,机械打入,锚杆与水平面夹角为 10° - 15°;锚杆安放于孔中后采用反向注浆,注浆压力 0.2 - 0.5MPa;注浆液配方用纯水泥浆,普硅 425 # 水泥, W/C = 0.4 - 0.45;水泥浆 28d 抗压强度不小于 20MPa。

② 护面:土钉就位后挂 Φ6@200 × 200 钢筋网,并用铁丝绑扎;挂网后安装腰梁钢筋,用锚头角钢锁定;喷射混凝土采用普硅 425 # 水泥, W/C = 0.45,水泥:砂:细石 = 1:2:2;喷射混凝土厚度 80mm(分二次),终凝 2h 后喷洒水养护 3 - 7d。

质量标准要点

- ① 搅拌桩:应在成桩后 7d 内进行动力触探检验桩身强度,检验数量不小于总桩数的

2%；尚应选择部分代表性的桩体进行钻探取芯(直径大于80mm)作单轴极限抗压强度试验，数量在3根桩以上。

②土钉：锚杆拔力平均不小于设计值，且最小拔力不小于设计值。

③土钉墙：喷射混凝土强度应满足设计要求，喷层厚度每10m检查一个断面，要求检查点的60%不小于设计厚度，且不小于60mm。

④基坑开挖过程中必须监测搅拌桩桩顶位移，按规范布设观测点并作观测记录，并与《深圳地区建筑深基坑支护技术规范》(SJG04-96)作对照。

施工

(1)水泥搅拌桩施工流程：

平整场地、搅拌机械就位→预搅下沉→喷浆搅拌、提升、重复搅拌下沉→重复喷浆搅拌、提升直至孔口→关闭搅拌机械、整理技术数据。

(2)土钉墙施工流程：

土方开挖→锚杆定位成孔、清孔→放置锚杆→灌浆→制安钢筋网、安放腰梁钢筋→锁定锚头→喷锚→养护、下层土方开挖。

(3)基坑开挖：

沿纵向每20m为一单元，分两层开挖，第一层挖厚2.6m，完成第一、二排锚杆及土钉墙后再开挖至坑底；截水帷幕止水效果很好，坑内积水量不大，现场采取集水井的方式抽排。

(4)单元总体施工流程：

水泥搅拌桩施工→基坑土方挖运(I)→土钉墙施工(I)→基坑土方挖运(II)→土钉墙施工(II)→管道施工→基坑回填→下一单元施工。

结语

水泥搅拌桩和土钉墙技术的联合应用，是一种在道路工程中有广泛前景的新技术；其具有工艺简洁、造价较低、能确保周边建筑物安全的优点，缺点是施工周期略长，现场噪声较大。

Union Application of Cement Mixing Pile and Soil Anchor in Road Engineering

Lei Hequan, Tang Zhaohui

(Shenzhen nanshan city building exploitation centre, Shenzhen, 518052)

Abstract Connecting union application of cement mixing pile and soil anchor in municipal road engineering, Study shore trench technology.

水下混凝土灌注事故的预防及处理*

徐正岭

(鲁水总公司临沂基础处理公司 临沂 276003)

[提要] 混凝土灌注桩以其承载力大,适用范围广等特点,越来越多地被广泛运用于各种桥梁和高层建筑的基础中。灌注水下混凝土则是成桩的关键性工序。施工中我们经常会碰到这样那样的问题,有些问题并不能从有关的施工手册或规范中查到解决的办法或者介绍的方法并不实用。笔者结合近10年的灌注桩施工经验,就钻孔灌注桩经常碰到的问题作一粗浅探讨,并提出了相应的预防和解决办法,欢迎同行批评指正。

导管进水

其主要原因有:

1. 首批混凝土量不足或导管悬空过大,致使首批混凝土不能埋住导管,泥水从导管底口进入。
2. 灌注中提升导管过猛过高或测深错误,导致导管底口脱离混凝土顶面(即拔脱),底口涌入泥水。
3. 导管脱落,泥水从上口涌入。
4. 导管接头不严密,螺拴不紧或法兰变形;胶垫被高压气冲破,焊缝开裂;导管掉落引起的导管被高压气和混凝土撕裂。

出现以上事故要查明原因,以便采取相应的技术措施。灌注前应认真测量孔深和导管长度,准确计算料斗、导管容量及首批混凝土量并严格控制导管悬空。首批混凝土的计算方法可参阅有关施工手册,但应注意不能忽略导管存料。导管悬空一般要控制在0.2~0.4m范围内并根据孔径大小、孔深、导管粗细、料斗大小、沉淀多少和孔底采用相应值。一般孔径越大、孔深越深、导管越粗、沉淀越少、平孔底要采用低值,反之可悬空大些。

首批混凝土下去后应立即测量导管内外混凝土深,根据导管深度计算导管埋深。如果导管没有埋住,导管已进水,应立即提出导管,将散落孔底的混凝土与泥水混合物用空气吸泥机或抓斗清出,再考虑重新灌注。没有以上设备的可迅速提出钢筋笼,二次下钻清孔。

灌注中,导管要严格控制埋深在2~6m范围内,注意不要拔脱导管,并准确施测混凝土面上升高度,随时同实灌混凝土量理论上升高度验证。计算时应结合实钻地质资料考虑必要的充盈量及扩孔、缩径等因素。

导管是灌注成败的关键因素。因此,灌前要认真检查导管吊绳是否牢固,连接是否坚实

* 收稿日期:2000年3月

可靠,同时上卸导管的工人应加强责任心,严格操作,洗净法兰盘上的泥水、混凝土、结冰等杂物,拧紧螺栓。法兰变形,垫子破损,丝扣损伤的坚决换掉。导管在使用前和使用一段时间后,要做一做承压和水密实验,千万不可大意。导管底口可在环外缘焊一根 $\Phi 8 \sim \Phi 10$ 圆钢予以加强加固,防止导管脱落造成底口变形。

导管因脱落造成的自上口进水的事故处理比较简单。出现此类事故后可先打捞起导管,用水泵将管内泥水抽干,然后边注入清水清洗导管内壁边抽至洗净抽干。此时管内混凝土面上口仍会留有少量泥水。接下来将导管上提,导管埋深控制在0.5m左右,测量管内混凝土深度,计算并注入适量新的混凝土(以能充分排出泥浆为宜),继续灌注,当新的混凝土将泥水充分排出后,再将导管向下插入0.5m左右,继续灌注至终结。第二次插入时导管底口以上的混凝土应视作浮浆,以后的导管埋深要超过此时导管埋深的1m以上,并且这些浮浆要在灌注终结时预留出来,以便凿除。

导管中部进入泥水、卡管等事故处理起来则比较麻烦。如果始终有水进入,应怀疑已灌混凝土都已混入泥水,应采用以上介绍的办法将混凝土清出重灌;如果仅是突然进水或卡管造成的事故,可采用二次灌注的处理办法。笔者曾用此法在青岛某工程中挽救了8根桩,经检验其中3根一类桩3根二类桩,桩体基本完整。

二次灌注的主要方法是:事故发生后迅速提出导管整修,再迅速下入,使导管悬空0.2~0.3m(使用隔水塞)或插入混凝土0.5m左右(使用开启阀或拔塞),后者应尽量将管内泥浆抽出,然后按照初灌时一样灌注,使这批混凝土以巨大冲击力将管内泥水及混凝土同泥水混合物推出导管底口,排净后再行插入0.5m(前者还要边灌边插入0.5m)使导管埋深不低于1m。此时导管底口以上混凝土应作浮浆处理。这批混凝土量 $W_{\text{混凝土}} = \alpha \cdot W_{\text{管存浆}}$ 。一般富余系数 α 取1.5~2。贮料斗容量不足可续灌混凝土补足,以便充分排出混合物。

二次灌注的方法简单实用,但受到限制条件较多,风险也较大,要有相当熟练的操作人员方能使用,不可轻易使用。决定此法成败的因素有实测混凝土面的准确度、时间、温度等。如温度高于 10°C ,前期处理时间过长或初灌混凝土已初凝,使二次下管不能插入原混凝土相应深度都不易成功;反之,时间短、混凝土和易性好且尚未初凝、测算准确、处理得当是可以成功的。即使成功,亦应经过严格检测后方可使用。

二次灌注还有一个办法可大大降低风险,成功率也高,但须事先制作一节这样的导管作底节备用:底口作成莲瓣样尖状开口。莲瓣须能开合自如,外部用拴销销住,销由细钢丝绳控制,在上部提拉绳能拔出销。这样提出导管后,换上此节专用底节,边下管边灌入适量和易性好的高标号混凝土至插入原混凝土1m以上,再提拉绳开启莲瓣底口,上下提动导管,使混凝土冲下。此法既快且好,成功率又高。须注意的是,底口封闭要好,封闭不好的可预先装入适量混凝土,且边下边灌装,同时又可克服浮力。

二次处理不成功时也不要轻易放弃。可以迅速将钢筋笼整体或单根提出,调稠泥浆,下钻重钻,将粗细骨料捞出。相对补桩来说这样做损失也小,况且地质条件允许,安全有保障的情况下,抽干泥水,人工清除浮浆,再续灌混凝土也不失为一种好的解决办法。

卡管

灌注事故中,卡管现象也是比较多见的,产生的主要原因有:

1. 初灌时隔水塞(栓)卡管。
2. 混凝土原因卡管。如混凝土塌落度过小、和易性差、离析、拌合不均匀,粗骨料过于集中及混凝土中夹有大块砖石、卵石、水泥结块、混凝土块等原因,都可能造成卡管。
3. 导管原因卡管。如导管漏水造成管内混凝土在自重作用下泌水离析,形成混凝土柱塞。
4. 机械故障或其它原因造成中止混凝土灌注时间过长时,管内混凝土会离析,和易性变差,管内底部混凝土会泌水形成柱塞。
5. 其它原因造成的卡管。如导管坠落使导管底口内翻,减小了内径,还会积存混凝土,使混凝土流动不畅,极易造成卡管。

卡管事故处理时一般都比较困难,因此要注意预防避免卡管。如隔水栓可采用小于导管内径1cm左右的充气皮球,充填泡沫板碎屑的塑料袋或砂袋,也可用塞子先塞住料斗底口贮满料后再提拉的办法。导管用前用后冲洗干净,清除附着于内壁上的混凝土,整平导管凹陷,使管内平滑流畅。另外灌前要注意检修机械设备,使其保持良好的工作状态并准备必要的备用机械设备。拌制混凝土应达到要求,料物注意不要挟带大块固体。同时要加强对组织的协调性,尽量使混凝土灌注保持其连续性、快速性,减少中止时间。因故中止时间可间隔10分钟左右,上下小幅提动并转动导管,使管内混凝土间断性下行,也可以减小卡管机会。

轻度卡管可采用长杆冲捣或用卷扬机快速上下提动导管,使管通畅。但较重卡管,以上办法往往不能奏效,反而会因振动加快粗骨料下沉,加快混凝土离析,加重卡管。出现这种后果后,只有提出导管,清理后再作处理。处理办法可参照前面介绍的二次灌注等办法。

埋管

导管不能从混凝土中提出,我们称之为埋管。造成埋管的主要原因有导管埋深过大、灌注时间过长、混凝土已初凝、塌孔严重等原因。埋管轻则损坏导管,重则毁桩,其危害不亚于卡管。因此灌注时间尽量不要太长,导管埋深要严格控制在2~6m范围内。千万不要以为翻浆还很好就不会埋管而使其埋深过大。实践表明,多数埋管都是因为这样大意造成的。

一旦发生埋管,可先卸掉料斗,用卷扬机或吊车直接吊拉导管。吊拉时应全力、小幅、间隔、快速提动导管,不可猛提硬拉,待导管活动开后再提卸。一般经过这样折腾后的导管尤其是法兰变形严重,应检修并做水密实验,合格后再用。

塌孔、缩径

塌孔的判断主要应依据实灌混凝土量计算混凝土面上升高度与实测值的差值。如果差值突然变大即混凝土上升速度突变,在正常翻浆情况下,应疑为塌孔。轻度塌孔可以继续灌注,重度塌孔宜填实重钻。

缩径主要同地质情况有关。例如砂层或富水层,如果停钻到灌注时间间隔太长,孔内泥浆会在自重作用(静水压)下失水,水向砂层渗透,泥则附着于孔壁越积越厚,从而加厚了泥壁,减小孔径;又如处于地下水位线以上的粘土层会在吸夺泥浆中的水份、加厚泥壁的同时自身膨胀,也会减小孔径;再如砂土层钻进过快,钻头尺寸不够也是缩径的一个原因。以上

这些原因在下钢筋前先下一个同孔一样粗的孔规预先检测一下都能够发现并予以纠正,另外再把停钻到灌注控制在4h以内,这样就不易造成缩径的后果了。

短桩头

出现短桩头主要是因为灌注临近终了时误测所致。因此灌注结束前,由于浆渣过稠,要加重测锤,增多施测点。测量时轻轻上下抖动测锤,使之渐渐深入,直至提出后测锤上粘有混凝土浆为止,即可测量准确。同样,灌注过程中,也应如此测量,同时凭着测量时对测绳的感觉也能区别泥浆、砂浆和混凝土。泥浆滑滑的,砂浆沙沙的,混凝土有石子的碰撞且较难测入。这些感觉只有一定经验的人才能感觉到。当然桩顶设计较浅的,也可以插入木杆或钢筋,待提出后观察所粘水泥浆测量,更直观。

一般短桩头短少混凝土高度不是很大,可以凿除桩头后补足或结合上部施工。

断桩、夹泥、夹心

造成断桩、夹泥、夹心的原因很复杂,而大多数原因又不易发觉,只有经过检测后才能发现。其主要原因有:

1. 以上各种事故引起的必然或次生结果。
2. 灌注时间过长,首批混凝土已初凝,流动性降低,续灌混凝土冲破首批混凝土面上升,致使两层混凝土中间加有泥浆渣土。
3. 清孔不彻底或提钻时粘连在钻头上的泥石块掉落孔内。当首批混凝土巨大冲击力将这些渣块托起到一定高度时,由于混凝土面的不均匀上升或托浮力减小,使这些渣块留裹在混凝土内造成夹泥。灌注中局部塌孔也会造成夹泥。
4. 灌注时间过长,初凝混凝土粘在导管外壁,并随着终结时导管的提出而提出,使桩顶部出现竖向空洞或夹心。
5. 质量不合格混凝土灌入造成断桩。如偶有一盘严重离析的混凝土灌入或洗刷拌合机的水灌入会在桩内形成一层相对均匀的粗料隔离层。
6. 导管提脱或导管埋深较小底口已到浮浆层,造成续灌混凝土同已灌混凝土连接不良,强度降低或断桩。
7. 大幅上提导管后又落下,泥浆容易随导管挟带进入混凝土后留在混凝土内形成夹心。

断桩、夹泥、夹心这些事故多是成桩检测后才能发现,这就要求我们要采取相应技术措施,预防和避免此类事故的发生。如灌前认真检测增多施测点,尽量减小孔内沉淀物;灌注中通力合作,尽量缩短灌注时间;严格混凝土拌制,不合格混凝土严禁灌入;避免导管大幅提落;提卸导管时小幅振动,减少混凝土的带出,尤其是结束前提管更应如此等等。

钢筋笼上浮

钢筋笼随着混凝土灌入而上升的现象我们称之为钢筋笼上浮。这种现象多是因为混凝

土上升托浮所致,多发生在笼底离孔底有一段距离,笼重量较轻,桩径小于1.2m以内尤其是0.8m以内的灌注桩中。桩径1.2m以上的较少见。

当混凝土埋住钢筋笼一定深度,导管底口又在笼底以下时,导管底口以上混凝土会随着续灌混凝土整体上升,并对钢筋笼施以向上的摩擦托浮力,这个力不断加大在克服笼体自重及笼同孔壁摩擦力后就会使笼子上升。因此,当发现笼子上浮时应当提卸导管,尽量减小导管埋深,使其底口高于笼底,减小托浮力。采取以上措施后,笼子就会停止上浮。

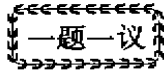
另外,导管也可能刮住笼子上升。如果轻提导管,笼子随着导管上提而上升,且上升幅度一致,则属这种情况。此时只要轻轻转动导管,笼子一般会自行落入。反之,笼子上升与提动导管无关,而是随着续灌混凝土而上升,则是混凝土托浮所致,应提卸导管。提卸导管后还上升的,应结合上部加压的办法,同时放慢灌注速度,减少每盘混凝土数量。采取以上措施后,一般笼子都会停止上浮。

钢筋笼已经上升,且上升幅度不大,在采取以上措施后,在笼顶施压,笼子会慢慢沉下;发现较晚或上升幅度较大的,则很难使其再恢复到初始状态。因此,笼顶位置高的,应同上部灌注设备焊牢;笼顶位置较深的,应在笼顶焊一钢筋并露出浆面,以便随时观察。

笔者运用上法曾成功地避免和制止了几十条桩中的钢筋笼上浮,还成功的打捞了一个灌注中掉落的钢筋笼。1992年11月18日在牟平明珠宾馆2#楼ZJ4-43桩灌注20分钟时,笼子被导管刮落(桩径 $\Phi 600$ 、导管 $\Phi 250$ 、法兰 $\Phi 310$ 、笼径 $\Phi 500$,笼子离孔口、孔底都有数米,用1/2吋钢管支顶,8#钢丝吊拉)。通过测量支管下落深度,计算出笼底深度及已进入混凝土深度,遂将导管下落,使其底口低于笼底约30cm,继续灌注。15分钟后,笼子上升至设计位置,再按以上办法提卸导管灌注,从而挽救了该桩。

通过对以上几种常见事故的分析不难看出,导管和混凝土是水下灌桩成败的关键因素。因此,灌前要积极准备,仔细检修设备机具,使其保持良好的工作状态,并准备相应的备用机具;认真检查导管的封闭性、吊具的牢固性。灌注中明确分工,密切配合,统一指挥,协同作战,做到连续、快速施工,打好每一盘混凝土,灌成高质量的水下混凝土,防止质量事故的发生。

出现事故后要沉着冷静,积极查明原因,采取合理得当的技术措施,及时设法补救,尽可能的挽回或减少损失。经过补救措施的成桩,必须经严格检测后方可使用。不合格的,坚决不能使用,宜同设计单位、业主研究后,采取补强、补桩或其它措施。



一题一议

主持人: 龚晓南

也谈垫层上的载荷试验*

刘明振 韩建刚

(西安建筑科技大学 西安 710055)

李广信教授在本刊第十卷第三期上发表的“关于垫层上的载荷试验”一文观点,笔者十分赞同并就此问题还想补充几点看法。不少人持这样的观点,认为凡是实验得到的结果都可以毫不怀疑的采用,尤其是原位试验结果。其实,因为土的性状是十分复杂的,具有极大的时空变异性,不同时间、不同边界条件和试验方法,对试验结果都可能产生重大的影响。各种试验条件也都有其针对性。在岩土工程的研究工作中,几乎不存在“放置四海而皆准”的准则。笔者就以垫层上的静载荷试验中压板尺寸的影响为例进行说明。

在垫层的静载荷试验中,压板与垫层之间的相对尺寸大小可以明显的改变试验的结果,请看以下三种情况:

情况1:垫层无论是平面尺寸,还是厚度都远大于压板的直径(假定为圆形压板)。当试验达到极限状态时,破裂滑动面全部发生在垫层内,其破坏模式基本上是垫层上的整体剪切破坏,如图1(a)所示。其极限荷载 P_u 由压板的大小和垫层的工程性质决定。

情况2:垫层的平面尺寸A和B远大于压板直径d,而厚度H则与d相当甚至更小,垫层以下为软弱下卧层。达到极限状态时,其破坏模式如图1(b)所示。首先是垫层受冲切而破坏,然后冲切体作为压板的一部分作用在软弱土层上,直至下卧层破坏。严格地说,下卧层的破坏不应该是整体剪切破坏,这里仅仅是为了说明问题才作了这样的简化假设。极限承载力由垫层和下卧层共同提供, $P_u = P_{u1} + P_{u2}$ 。冲切体类似一短桩,发挥桩侧阻力所需的位移要比发挥桩端部阻力小得多。作为简化计算,可将冲切体视为一圆柱体,则 $P_{u1} \approx 4H\tau/d$,其中 τ 为冲切体侧面上的平均剪应力。

情况3:垫层的平面尺寸与压板直径接近,工程中经常遇到这种情况,如图1(c)所示。A和B的大小常按扩散角来设计。因为扩散角以外的剩余垫层面积很小,无法提供足够的反力来形成前面两种破坏模式。作为简化计算,可将扩散体视为平板的一部分,其极限荷载由扩散体的大小和下卧层的工程性质来决定,而破坏模式主要由下卧层来决定。

由以上三种情况的分析可以得到以下结论。

1. 对同一个垫层来说,不同大小的压板进行载荷试验的结果,无论是极限承载力的大小,还是地基破坏的模式,以及达到破坏所需的沉降量都不相同。

2. 只有在垫层的尺寸(包括厚度)与压板的大小相比足够大时,才可以不考虑下卧层的

* 收稿日期:2001年5月

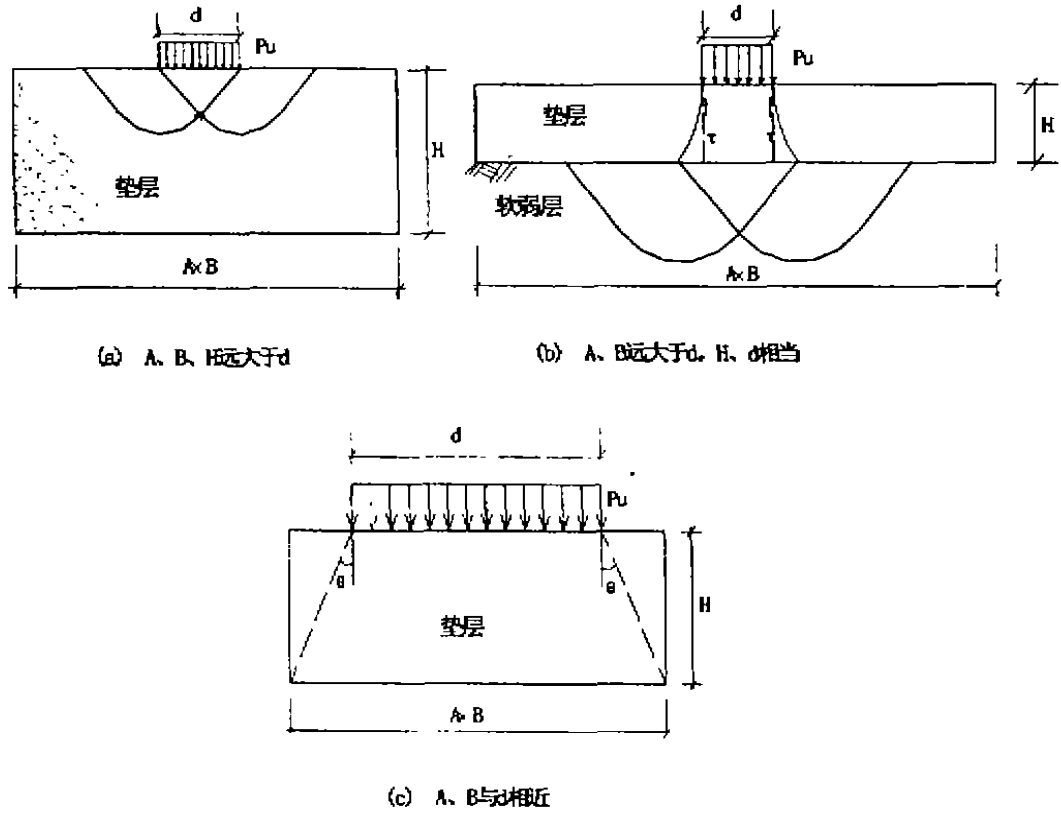
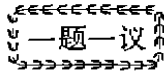


图1 压板尺寸与垫层尺寸大小相对示意图

影响。

3. 在情况2的条件下,载荷试验所得的极限承载力不一定随压板直径 d 的增加而增大。对于 P_{u1} 来说,它是随 d 的增加而减小的。因为 P_{u1} 和 P_{u2} 不是同时成比例发挥的,所以在正常工作荷载下,两部分承载力发挥的程度并不相同,即 $P_u/2$ 并不等于 $P_{u1}/2$ 和 $P_{u2}/2$ 的和。

因此,在选用荷载试验的结果时,必须将试验的条件与具体的工程条件相对比,切不可盲目套用。



一题一议

主持人: 龚晓南

有机质含量 = 烧失量?

童小东

(东南大学土木工程学院 南京 210096)

表1引自现行的中华人民共和国国家标准《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)。

土按有机质含量分类

表1

分类名称	有机质含量 W_o (%)	现场鉴别特征	说明
无机土	$W_o < 5\%$		
有机质土	$5\% \leq W_o \leq 10\%$	灰、黑色,有光泽,味臭,除腐殖质外尚含少量未完全分解的动植物体,浸水后水面出现气泡,干燥后体积收缩	①如现场能鉴别有机质土或有地区经验时,可不做有机质含量测定; ②当 $w > w_L, 1.0 \leq e < 1.5$ 时称淤泥质土; ③当 $w > w_L, e \geq 1.5$ 时称淤泥
泥炭质土	$10\% < W_o \leq 60\%$	深灰或黑色,有腥臭味,能看到未完全分解的植物结构,浸水体胀,易崩解,有植物残渣浮于水中,干缩现象明显	根据地区特点和需要,可按 W_o 细分为: 弱泥炭质土($10\% < W_o \leq 25\%$) 中泥炭质土($25\% < W_o \leq 40\%$) 强泥炭质土($40\% < W_o \leq 60\%$)
泥炭	$W_o > 60\%$	除有泥炭质土特征外,结构松散,土质很轻,暗无光泽,干缩现象极为明显	

注:有机质含量 W_o 按烧失量试验确定。

表2为我们对两种土样的试验结果。

土样的物理化学指标(%)

表2

土样 \ 指标	有机碳	有机质含量	烧失量
土样1	1.40	2.41	6.91
土样2	1.29	2.22	5.64

• 收稿日期:2001年6月

从试验结果可以看出,烧失量与有机质含量应该是不同的概念,因为至少它们在数值上是不相等的。

土壤有机质一般包括两大类:1. 为非特殊性的土壤有机质。包括动植物残体的组成部分以及有机质分解的中间产物,占土壤有机质总量的10~15%;2. 土壤腐殖质。与原来的有机质相比,性质已发生了很大改变,为土壤中所特有的有机物质,占土壤有机质质量总量的85~90%。

《中国国家标准汇编》(GB7876-87)中是这样定义烧失量的:烧失量不包括吸湿水,仅包括有机质和水合水,石灰性土壤中还包括二氧化碳。

由烧失量的定义可知:有机质含量高,烧失量就高;烧失量高,有机质含量却并不一定高。也就是说,烧失量的高低并不一定能准确地反映土中的有机质含量水平。因此,烧失量与有机质含量是两个不能相等同的概念,二者之间既有联系又存在着区别。而现行的中华人民共和国国家标准《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)却把两个不同的概念混同了。

由此可见,以与有机质含量不同概念的烧失量作为判定是否为有机土的指标,是不科学的、有失偏颇的。笔者建议应当及时地修订现行规范中的有关条款和内容,制定出科学的判定标准。

参考文献

- 1 国家技术监督局,中华人民共和国建设部联合发布,中华人民共和国国家标准《岩土工程勘察规范》(GB50021-94),中国建筑工业出版社,1995年
- 2 中国科学院南京土壤研究所,土壤理化分析,上海科学技术出版社,1978年
- 3 南京大学,中山大学,北京大学,西北大学,兰州大学合编,土壤学基础与土壤地理学,人民教育出版社,1980年
- 4 中国标准出版社总编室编,《中国国家标准汇编》(92 GB7741~7876),中国标准出版社,1992年

更正

本刊第12卷第2期(总43期)2001年6月出版。第9页第3行“海河”二字,应更正为河海,并致歉。

《地基处理》编辑部

2001年7月