

目 次

论 文

- CFG 桩在新填土地基加固中的应用.....王文, 杨宏宇, 牛庆顺, 周继明 (3)
- 某市基坑围护结构变形的调查分析.....熊巨华(8)
- 静载试验判定桩基缺陷形式探讨.....陈立松, 张伟敏(13)
- 基于神经网络的粉喷单桩荷载——沉降关系建模.....曹茂森, 邱秀梅(17)
- 软土地基锤击预应力管桩承载特性试验研究.....徐新跃 (23)
- 公路桥头跳车及其处理措施.....吴洁珍 (30)
- 密排灌注桩支挡结构的优化设计.....潘卫平 (33)
- 岩溶地基土洞的处理.....任振甲 (38)
- 玉环及周边地区软粘土物理力学性质.....姜建芳, 赵海洋, 詹一琴, 徐红兵, 林祥志 (40)
- 静压沉管灌注挤扩桩在工程中的试验和应用.....蒋兴宝 (45)
- 普氏贯入仪在水利工程筑坝中的应用.....朱海江 (50)
- 论 CVRCC:混沌振动 RCC.....龙运佳 (53)

一题一议

- 土钉在黄土边坡支护中应用的讨论.....刘明振, 高华 (57)
- 水下地基土层的液化势判别.....徐少曼, 陈书申 (59)

译 文

- 侧向应力真的会影响沉降吗? Richard L. Handy (62)

CFG 桩在新填土地基加固中的应用*

王 文 杨宏宇 牛庆顺 周继明

(中国化学工程南京岩土工程公司 南京 210044)

[提要] 通过 CFG 桩加固处理新填土地基的工程实例,探讨了 CFG 桩设计、施工及质量检验等问题,对 CFG 桩的应用、推广有一定意义。

前言

根据桩体材料构成、桩体强度和模量、桩置换能力的大小,CFG 桩复合地基为高粘结强度桩复合地基。CFG 桩适用的基础型式较广,既适用于独立基础和条形基础,也适用于筏基础和箱形基础。

CFG 桩是一种比素混凝土桩强度低,比碎石桩强度高的既非柔性、又非刚性的亚类桩。受力特点是桩和桩间土通过褥垫层形成复合地基,通过桩体效用及挤密效用来达到提高地基承载力,改善地基变形特征,减少过大沉降和不均匀沉降,从而满足设计要求。

某工程为六层半地下室砖混结构,基础为条形基础,差异沉降敏感。场地原地形起伏较大,并分布有鱼塘。鱼塘填土时局部淤泥未清除彻底,填土为黄褐色粉质粘土,厚度 1~7m。填土时间二个月,未按规范要求分层碾压,为未完全固结土,不宜做基础持力层,需进行地基加固处理。设计要求处理后地基承载力 $f_k = 200\text{kPa}$,经技术、经济分析,采用 CFG 桩加固处理。

CFG 桩复合地基设计

1. 地层参数

根据勘察报告及有关规范,CFG 桩设计所需地层参数(代表整个场地)如下表 1:

地层参数

表 1

层次	成因年代	土层名称	桩端阻力标准值 q_{pk} (kPa)	桩侧摩阻力标准值 q_{sk} (kPa)	备注
1	Q^m	填土			
3	Q_4^d	粉质粘土	500	20	
4	Q_5^d	粉质粘土	750	30	
5	Q_6^d	粉质粘土	1000	40	

* 收稿日期:2001年12月

2. CFG 桩设计

(1) 桩距的大小取决于设计要求的复合地基承载力、土性与施工机具,一般桩距 $S = (3 \sim 6)d$ 。经综合考虑,桩距 900 ~ 1100mm,按矩形排列,置换率 $n = 14\%$ 。

(2) 桩径 $\Phi 400\text{mm}$ (单打),复打 $\Phi 500\text{mm}$ 。

(3) 在已知复合地基承载力和天然地基承载力情况下,确定桩径、桩距后,结合地基土性质与施工方法即可估算桩长,经计算有效桩长 6.0 ~ 9.0m。

(4) 褥垫层厚度 30cm,褥垫层材料采用碎石、级配砂石、粗中砂。

(5) 桩尖采用混凝土预制桩尖,强度等级 C30。

3. 单桩承载力计算

(1) 按桩端阻力及桩侧摩阻力计算

$$R_k = q_{pk} \cdot A_p + U_p \sum q_{ski} \cdot h_i \quad (1)$$

R_k ——单桩承载力标准值

A_p ——CFG 桩截面积

q_{pk} ——桩端阻力标准值

U_p ——桩周长

q_{ski} ——桩侧阻力标准值

h ——土层厚度

将设计参数代入(1)式得, $R_k = 188 > 180(\text{kN})$ (设计要求)

(2) 按桩身强度验算

桩身强度等级按 C12 考虑

$$R_k = n f_{cu,k} \cdot A_p \quad (2)$$

$f_{cu,k}$ ——拌合料试块强度

n ——强度折减系数, $n = 0.2$

$$R_k = 288 > 180(\text{kN})$$

故单桩承载力标准值 $R_k = 180(\text{kN})$

4. 复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}$

$$f_{sp,k} = m \cdot R_k / A_p + (1 - m) f_{sk} \quad (3)$$

m ——面积置换率, $m = 0.14$

f_{sk} ——桩间土承载力标准值

因填土为新填土,故不考虑桩间土承载力。

$$f_{sp,k} = m \cdot R_k / A_p \quad (4)$$

$$f_{sp,k} = 210 > 200(\text{kPa})$$

5. 复合地基变形验算

$$S_t = S_{ps} + S \quad (5)$$

S_{ps} ——CFG 桩群体压缩变形

S ——桩端下卧层压缩变形

$$S_{ps} \approx 0$$

$S \approx 1.2\text{cm}$ (满足设计要求)。

试桩

根据上述设计,选择单桩、单桩复合地基共6组进行载荷试验,试验前,试桩均做了低应变动测,桩身质量完好。试验成果如表2及图1~6(限于篇幅图件略)。

试桩静载试验成果表

表2

桩号	桩长(m)	桩径(mm)	试验类型	最大荷载	最终沉降(mm)	承载力基本值	变形模量(MPa)
1 [#]	5.0	500	单桩	471.8kN	8.20	243kN	
2 [#]	5.0	500	单桩复合	878.4kPa	7.89	480kPa	151.24
3 [#]	8.8	400	单桩	444.8kN	13.39	243kN	
4 [#]	8.8	400	单桩复合	617.9kPa	19.46	353kPa	77.87
5 [#]	3.6	400	单桩复合	718.6kPa	31.89	335kPa	36.47
6 [#]	4.1	400	单桩	438.1kN	10.51	205kN	

注:表中最大荷载为2~3倍设计荷载 承载力基本值按比例极限确定。

荷载试验成果表明,单桩承载力基本值为205~243kN;复合地基承载力基本值为335~480kPa,变形模量为36.47~151.24MPa。承载力基本值差异较大,主要是由于土层的不均匀性以及成桩工艺的不同造成的。

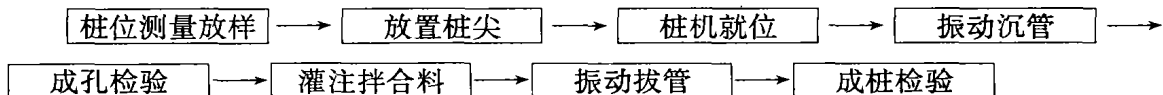
设计复合地基承载力标准值 $f_k = 200\text{kPa}$,施工过程中只要注意成桩工艺的选择及加强现场的质量管理,采用CFG桩加固新填土地基是能满足设计要求的。

CFG桩施工

1. 施工机械及施工方法

采用振动沉管成桩机成桩,桩机型号DZ60,激振力600kN。

2. 施工工艺



3. 施工质量控制

(1)拌合料质量控制:原材料(碎石、石屑、粉煤灰、水泥)到现场均经检验合格后使用,拌合料配合比经试配后确定,投料计量,搅拌按规定进行,拌合料进行坍落度检验,并备有试块,试块强度等级均满足设计要求。

(2)控制标准:采用贯入度控制和桩长控制。

(3)桩位偏差控制:桩位偏差不大于50mm。

(4)桩头处理:桩头采用人工开挖处理。

加固效果检验

采用低应变检测及单桩复合地基载荷试验。低应变检测数量占总桩数的10%~20%，检测表明桩身强度(一个月龄期)C12以上。从桩身完整性来看，85%以上为A类桩，10~15%为B类桩，C类桩极少。质量缺陷主要表现为缩颈，桩身出现轻微裂缝。造成上述原因主要为设计桩间距为2.5~3d之内，施工中填土地段互相挤压造成的。

现场选取8根桩进行单桩复合地基载荷试验，载荷板直径 $d=1.13\text{m}$ ，面积 $S=1.0\text{m}^2$ 。代表着填土以下为④、⑤层及③层两种地质单元。试验成果如表3及图7~14(限于篇幅图件略)。

单桩复合地基载荷试验成果表

表3

桩号	桩长 (m)	桩径 (mm)	最大荷载 (kPa)	相应沉降 S(mm)	最终沉降 (mm)	承载力基本值 (kPa)	变形模量 (MPa)
7*	2.600	500	321.6	6.7	6.74	321	59.8
8*	9.000	500	321.6	6.7	6.81	321	59.8
9*	5.400	400	321.6	6.7	13.35	206	25.1
10*	10.00	400	321.6	6.7	11.72	234	31.0
11*	3.300	500	321.6	6.7	10.19	212	51.8
12*	7.900	400	321.6	6.7	49.72	200	29.8
13*	8.200	500	308.2	11.30	31.58	162	12.13
14*	9.100	400	321.6	11.30	19.84	222	17.04

7*、8*、9*、10*、11*、12*号桩桩端持力层为④、⑤层，表中承载力基本值按相对变形值取值，即按承压板直径的0.6%($s/d=0.006$)对应值为承载力基本值，均大于或等于200kPa。13*、14*号桩桩端持力层为③层，属纯摩擦桩，桩身下卧层变形略大，承载力基本值因③层土质较差，取值 $s/d=0.01$ 所对应的承载值。

从工程桩(7*~14*)与试桩(2*、4*、5*)的单桩复合地基载荷试验可以看出，工程桩承载力和模量均较试桩的情况小，是因为试桩做至2~3倍设计荷载，而工程桩视桩体情况做至满足设计要求即可。

结论

1. 通过CFG桩加固新填土地基的工程实例，表明该法加固新填土地基效果明显，复合地基承载力可达200kPa以上，提高承载力达1倍多。
2. CFG桩复合地基具有沉降变形小、稳定快等特点。
3. CFG桩复合地基，通过调整水泥掺量及配比，可使桩体强度等级在C5~C20之间变化；通过调整桩长、桩距、褥垫层厚度及桩体配比，可使复合地基承载力提高幅度有很大的可调性。

4. 该法适用于对变形要求严格的多层建筑及部分高层建筑的松软地基加固。

5. CFG 桩复合地基施工简单、造价低,与换土垫层及其它类型桩比较节约投资 30 ~ 40%,具有明显的社会和经济效益。

参考文献

- 1 《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89) 中国建筑工业出版社 1989
- 2 《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91) 中国计划出版社 1998
- 3 《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94) 中国建筑工业出版社 1995
- 4 《地基处理工程实例应用手册》 中国建筑工业出版社 1998
- 5 《地基处理与托换技术》(第二版)

Application of CFG Pile to Foundation Improvement of New Fill

Wang Wen Yang Hongyu Niu Qingshun Zhou Jiming

(China Chemical Engineering Nanjing Geotechnical Engineering Company Nanjing 210044)

Abstract According to the engineering examples of foundation treatment of new fill with CFG pile, several questions about design, construction and quality inspection of CFG pile are discussed, all these are very important for the application and dissemination of CFG pile.

致 读 者

《地基处理》杂志,创刊、出版、发行已近十二年了。承蒙全国各地土木工程界,特别是地基处理专业广大同仁的大力支持、帮助和指导。使本刊不断得到充实和发展,受到广大读者的欢迎,在国内已有一定的影响力。在此,对所有本刊论文作者、读者、杂志社成员单位、各位顾问、历届编委、审稿专家学者,对所有支持,关心本刊的朋友们,表示衷心的感谢!

本刊历年来虽取得一定成绩,但随着地基处理新理论、新技术的发展要求,特别是我国参加 WTO 以后,对土木工程界的要求更高了,对办刊的要求也更高了。对此,本刊编辑部同仁决心吸取历年来办刊的经验与教训,加强学习和交流,提高办刊水平,不负众望,办好本刊。

鉴于上述,我们热诚希望广大读者,特别是请各位顾问、编委一如既往给予大力支持和帮助,积极组织、推荐、撰写大量稿件以丰富稿源,使本刊越办越好。对各位的帮助,再次表示感谢!

《地基处理》编辑部

某市基坑围护结构变形的调查分析*

熊巨华

(同济大学地下建筑与工程系 上海 200092)

[摘要] 收集了杭州市十余个基坑工程实例的数据资料,分析了基坑变形与开挖深度、整体稳定安全系数、坑底抗隆起稳定安全系数、墙底抗隆起稳定安全系数以及土体 m 值之间的关系,得到了一些有益的结论。

前言

随着我国经济建设的迅猛发展,各个城市的高层建筑大量涌现;城市深基坑工程往往在密集的建筑群中施工,场地狭窄,从邻近建筑和四周市政设施的安全和保护起见,对基坑稳定和位移变形要求越来越严格,因此按变形控制来设计围护结构成为越来越多人的共识,但这样的设计理论需要对围护结构的变形有一个比较清晰和完善的认识。从文献^[1]中取得杭州市十余个数据资料比较齐全的工程实例(主要数据见表1),通过分析和反演计算,得到了一些有关基坑围护结构变形的认识,希望能对今后的围护结构设计有所裨益。

变形与开挖深度的关系

图1是一个工程实例围护结构的变形与开挖深度的关系散点图。从图中可以看出,围护结构的变形(δ/h)均在8%以内(δ —围护结构最大水平位移, h —基坑最大开挖深度),而且与开挖深度(h)之间没有很明显的相关关系。但值得注意的是,如图1中虚线表示,随着基坑开挖深度的增加,围护结构的变形发生波浪形的变化,三个波峰所对应的开挖深度(4.5m、6.5m、10.0m)是相对比较危险的,这三个开挖深度正反映了杭州市基坑开挖变形的实际状况,即4.5m开挖深度是可以采用悬臂开挖的最大深度,6.5m是采用桩顶圈梁作支撑时能开挖的最大深度,10.0m是采用桩顶圈梁作支撑和一道支撑时能开挖的最大深度。

* 收稿日期:2002年4月

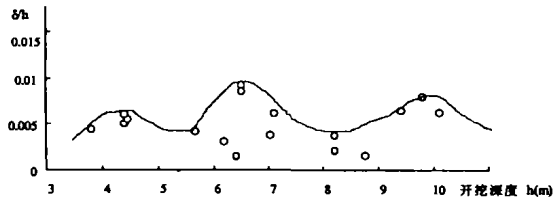


图1 围护结构变形与开挖深度的关系

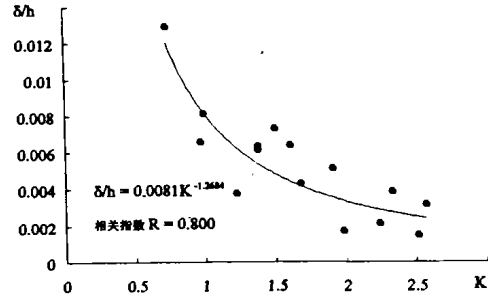


图2 围护结构变形与整体稳定安全系数的关系

杭州市十余工程实例的基本数据^[1]

表 1

编号	工程名称	h (m)	h ₀ (m)	γ kN/m ³	φ (°)	c (kPa)	挡土结构	支撑结构	y _{max} (mm)	m (kN/m ⁴)
1	杭州工商银行金融综合楼	6.2	7.8	18.9	31.97	5.39	灌注桩:桩径1.0m 桩间距1.2m	无内支撑	20	1710
2	杭州青春小区01号地块	4.4	9.9	18.5	21.55	8.99	灌注桩:桩径0.7m 桩间距0.85m	无内支撑	22.54	820
3	杭州东方大厦地下室基坑	8.75	9.20	19.1	20.9	27.8	灌注桩:桩径0.8m 桩间距0.9m	无内支撑	15	1600
4	市长途通讯枢纽大楼	10.80	17.20	16.5	4.9	9.0	灌注桩:桩径0.8m 桩间距1.0m	两道支撑	140	510
5	浙江省建设银行综合楼A楼	9.80	6.70	18	12.0	8.0	灌注桩:桩径0.9m 桩间距1.1m	一道支撑	80	400
6	杭州市香溢大厦地下室	8.20	5.80	19.5	28.1	25.74	灌注桩:桩径0.8m 桩间距1.0m	一道支撑	32	1150
7	国泰精品商厦	7.03	12.97	18.5	4.6	18.3	灌注桩:桩径0.8m 桩间距1.0m	一道支撑 坑底加固	27	620
8	浙江省生产资料市场工程	4.40	11.0	19.1	33.0	10.9	灌注桩:桩径1.0m 桩间距1.5m	一道支撑	27	700 320
9	杭州娃哈哈美食城大厦	9.40	8.60	17.8	9.5	12.7	灌注桩:桩径1.0m 桩间距1.3m	二道支撑	62	710
10	杭州德雅花园高层公寓	5.68	8.32	18.0	11.4	17.7	双排桩:桩径0.426m 桩间距1.0m	无内支撑	24.7	1000
11	杭州市电信局庆春路模块局	6.42	5.08	18.0	30.3	16.4	灌注桩:桩径0.6m 桩间距0.9m	一道钢管支撑	9.93	7800
12	杭州金隆花园高层公寓楼	8.20	11.80	19.5	26.3	20.0	灌注桩:桩径0.8m 桩间距1.0m		18	5500
13	杭州联建大厦(13号地块)	7.10	10.90	17.2	12.24	13.2	灌注桩:桩径0.8m 桩间距1.15m	二道支撑	45	600
14	杭州联建大厦(14号地块)	10.10	11.90	17.2	12.24	13.2	灌注桩:桩径0.8m 桩间距1.0m	二道支撑	65	460

注:h—开挖深度 h₀—入土深度 γ—平均重度 φ—平均内摩擦角 c—平均粘聚力

y_{max}—实测墙体最大位移 m—反演得到的m值

变形与整体稳定安全系数的关系

图 2 是围护结构变形与整体稳定安全系数的关系,其中整体稳定安全系数采用瑞典条分法进行计算。从图中可以看到,随着整体稳定安全系数的提高,围护结构的变形随之减小,两者之间呈现比较好的负幂函数关系,且相关指数达到 0.800。因此为了有效控制围护结构的变形,可以从提高围护结构的整体稳定安全系数的角度采取相应的技术措施。

变形与坑底抗隆起稳定安全系数的关系

坑底抗隆起验算是围护结构设计必不可少的一项内容,其验算方法类似于圆弧面整体稳定验算,但圆心取最下一道支撑与挡墙的交点,并且圆弧通过墙底端,最下一道支撑以下为圆弧滑动面,以上为竖直直线,如图 3 所示。圆弧面上的滑动力和抗滑力的求法与瑞典条分法一致(但考虑水平应力),竖直滑动面上的抗滑力为:

$$Fr = \int_0^{H_1} (\sigma_z K_a \cdot \text{tg}(\varphi) + c) dz \quad (1)$$

式中, H_1 —最下一道支撑深度; σ_z —土层竖向应力; K_a —主动土压力系数; φ, c —土层内摩擦角,内聚力。

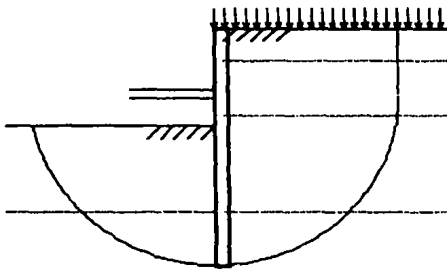


图 3 坑底抗隆起验算简图

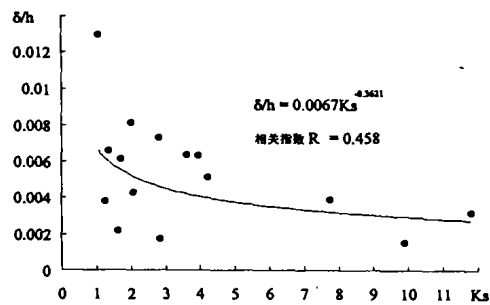


图 4 围护结构变形与坑底抗隆起稳定安全系数的关系

图 4 是工程实例的围护结构变形与坑底抗隆起稳定安全系数的散点分布图,虽然图中各个点分布比较散乱,但基本体现了随着坑底抗隆起稳定安全系数的提高,围护结构的变形随之减小的趋势,而相关关系并不明显;图中的拟合趋势线及其拟合函数和相关指数也说明了这一点。

变形与墙底抗隆起稳定安全系数的关系

根据 Terzaghi 解,墙底抗隆起安全系数计算公式为:

$$K_w = \frac{\sigma_2 \cdot N_q + c \cdot N_c}{\sigma_1} \quad (2)$$

$$\text{式中, } N_q = \frac{1}{2} \left[\frac{\text{tg}\varphi \cdot e^{3\pi/4 - \varphi/2}}{\cos(\pi/4 + \varphi/2)} \right]^2 \quad N_c = (N_q - 1) / \text{tg}\varphi$$

σ_1, σ_2 ——墙底平面上左右侧土的自重压力;
 c, φ ——墙底土层的抗剪强度指标。

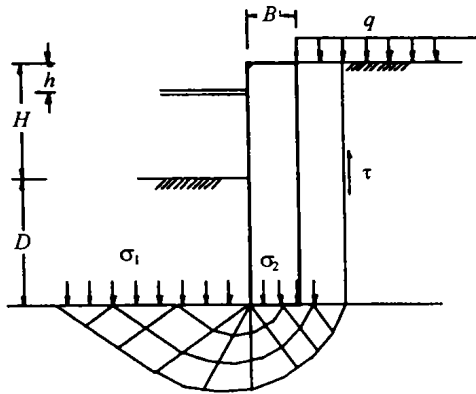


图5 墙底抗隆起安全系数计算简图

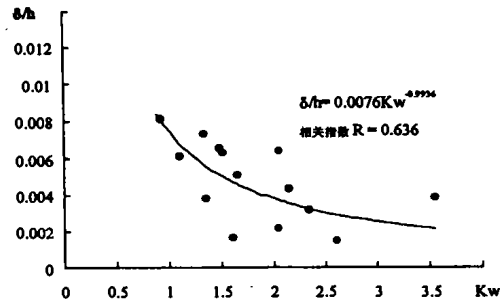


图6 围护结构变形与墙底抗隆起稳定安全系数的关系

图6是工程实例的围护结构变形与墙底抗隆起稳定安全系数的散点分布图,从图中可以看到,随着墙底抗隆起稳定安全系数的提高,围护结构的变形随之减小的趋势;相对坑底抗隆起稳定安全系数与变形的关系而言,墙底抗隆起稳定安全系数与围护结构的变形之间的相关关系更加明显,因为前者的相关指数只有0.458,而后者则是0.636。它给我们的启示是,为了更加有效地控制围护结构的变形,首先应从提高围护结构的墙底抗隆起稳定安全系数的角度来采取有关技术措施,而不是从提高围护结构的坑底抗隆起稳定安全系数的角度来采取措施。

土体 m 值与围护结构相对变形的关系

采用以 m 法为基础的杆系有限单元法计算围护结构的变形和内力已经被越来越多的工程技术人员所接受,而且也被列入国家行业标准《建筑基坑支护技术规程》中,其中土体参数 m 值的确定是最为关注的问题,虽然有关规程或规范中有相应的表格可以查询,但由于同一类土 m 值的范围太大,造成使用上的困难。本文根据工程实例采用有限单元法反演了土体的 m 值,图7是围护结构变形与土体 m 值的散点分布图和拟合趋势线,可以看到两者之间具有良好的负幂函数关系,相关指数达到了0.859;同时该散点分布图和拟合趋势线也说明了 m 值具有非常明显的非线性特征。

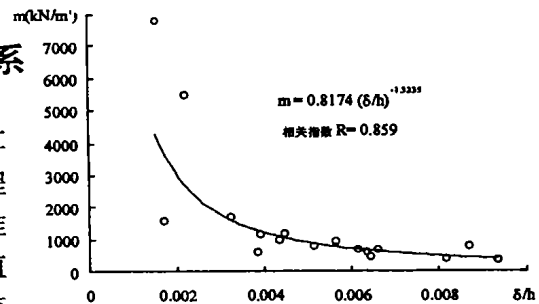


图7 围护结构变形与土体 m 值的关系

结论

1. 在杭州市进行基坑开挖,4.5m是可以采用悬臂开挖的最大深度,6.5m是采用桩顶圈

梁作支撑时能开挖的最大深度,10.0m是采用桩顶圈梁作支撑和一道支撑时能开挖的最大深度。

2. 围护结构变形与整体稳定安全系数之间具有比较好的负幂函数关系,为了有效控制围护结构的变形,可以从提高围护结构的整体稳定安全系数的角度采取相应的技术措施。

3. 相对坑底抗隆起稳定安全系数与变形的关系而言,墙底抗隆起稳定安全系数与围护结构的变形之间的相关关系更加明显;为了更加有效地控制围护结构的变形,首先应从提高围护结构的墙底抗隆起稳定安全系数的角度来采取有关技术措施。

4. 围护结构变形与土体 m 值之间具有良好的负幂函数关系; m 值还具有非常明显的非线性特征。

参考文献

- 1 益德清主编. 深基坑支护工程实例. 北京: 中国建筑工业出版社. 1996.12
- 2 熊巨华, 软土地区围护结构的变形控制设计理论和方法研究, 同济大学博士学位论文, 1999.9

Analysis of Displacement of Retaining Structures in a Certain City

Xiong Juhua

(Department of Geotechnical Engineering, Tongji University
Shanghai 200092)

Abstract The displacement data of more than 10 retaining structures in Hangzhou city were collected. The relations between displacement and depth, safety factors, m - value of soil were analyzed. Some helpful results were gained.

静载试验判定桩基缺陷形式探讨*

陈立松 张伟敏

(绍兴袍江工业区建设工程质量检测中心 绍兴 312071)

[提要] 本文主要介绍了通过对工程桩的单桩竖向静载荷试验,根据桩身极限荷载,破坏时的表现形式来分析判定桩基破坏机理和缺陷形式。

前言

对桩基质量的检测,主要方法有小应变、大应变,最可靠的应该是静载荷试验,单桩竖向抗压静载荷试验是采用接近于竖向抗压桩的实际工作条件而确定桩身极限承载力的试验方法,可作为设计依据或对工程桩的承载力进行抽样检验和评价^[1]。本地区应用最多的主要用于检测各种沉管灌注桩、预制桩等工程桩的承载力能否满足设计要求。当工程桩由于缺陷,在未达到设计要求前出现破坏时,根据破坏时的荷载、形式,结合工程地质勘察资料及其他检测方法,分析破坏原因,为工程进一步加固处理提供可靠的依据。

桩身缺陷形式及判定

一根桩当桩顶受到竖向荷载时,首先是桩身上部受到压缩,使桩、土产生相对位移,桩侧受到土向上的摩擦力,荷载通过所发挥出来的桩侧阻力传递到桩周土中,桩身荷载和压缩变形随深度递减,随着荷载增加,桩身压缩量和位移增大,桩身下部侧阻力随之逐步增加,最终桩侧阻力全部发挥,端阻力也发挥至极限值,这时的桩顶荷载即为单桩极限承载力^[2]。

桩身达到极限状态,有二种情况,一种是组成桩的混凝土强度达到极限状态,对于有缺陷的沉管灌注桩主要由于桩身存在严重的缩径、离析、空洞等缺陷,或预制桩在施工时存在应力破损界面;另一种是土对桩的支承力达到极限状态,往往是由于桩端持力层承载力低或太薄以及施工时形成吊脚桩、挤土桩,钻孔灌注桩桩端沉渣过厚等。

1. 桩身混凝土达到极限的竖向静载荷试验

(1)表现形式:在加载过程中,前几级荷载作用下正常沉降,累计沉降量也正常,当桩身达到某一荷载时,出现突然破坏,破坏前没有预先迹象,桩身沉降量急剧增加,继续加载,作用荷载反而下降,严重的可出现桩身瞬间下沉数十厘米,表明桩身在某处出现劈裂破坏。

(2)判定破坏部位:由于桩身破坏时,端承力尚未发挥,上截桩身只受到桩侧摩阻力的作

* 收稿日期:2002年4月

用,根据试压时桩身破坏前所加载到的最大荷载值 Q_{max} 及桩身破坏后所显示的荷载值 Q_{min} , 及比较详细的工程地质勘察资料,用公式 $Q = U \sum q_{sik} L_i$ [1] 可分别计算出桩身破坏部位可能出现的最大和最小深度范围 (U ——桩身周长, q_{sik} ——桩周第 i 层土的极限侧阻力标准值, L_i ——桩穿越第 i 层土的厚度)。

(3)实例:绍兴市银泰大酒店主楼的试 137# 沉管灌注桩,桩径为 $\Phi 426\text{mm}$,桩长 36.0m,设计极限承载力标准值 1000kN,钢筋笼长 9.0m,工程地质勘察资料如下表,经低应变测试发现该桩在 9.4m 左右存在严重的缩径反射(如图 1),静载试验时,加载至 320kN 时沉降稳定,但加载 400kN 时,桩身突然下沉约 300mm(如图 2),最大加载荷载值约为 330kN,继续加载,荷载值下降至 260kN 左右,根据 330kN 计算的最深缺陷部位为 12.5m,260kN 计算的最浅缺陷部位为 8.7m(如下地基土参数及计算简表),其缺陷显示范围与小应变测试基本相符。

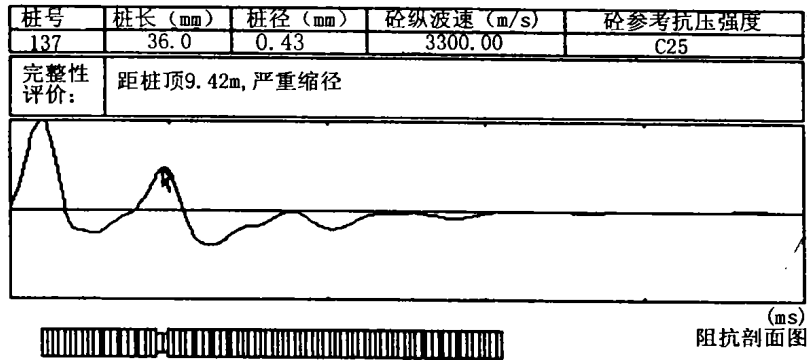


图 1

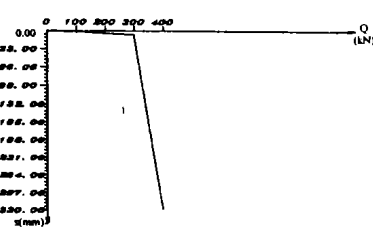


图 2 Q-S 曲线

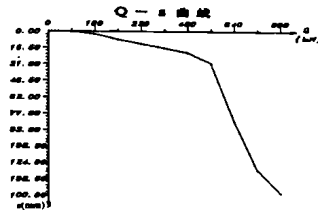


图 3 安置 2# 楼试 168# 桩

地基土参数及计算简表

土层序号	土层名称	土层厚度 (m)	桩周土极限摩阻力标准值 q_{sik} (kPa)	桩所在位置的土层实际厚度 L_i (m)	计算至 330kN 时土对桩的承载力 Q (kN)	计算至 260kN 时土对桩的承载力 Q (kN)
1-1	粉质粘土	0.8-2.2	20	2.0	53.5	53.5
2-1	粘质粉土	0.9-4.0	30	2.5	100.4	100.4
2-2	粘质粉土	0.8-4.0	22	2.5	73.6	73.6
3	淤泥质粘土	12.6-15.0	14	11.8	102.5/5.5m	32.5/1.7m
4	粉质粘土	2.3-4.6	40	4.3		
5	粉质粘土	0.5-5.5	26	3.9		

2. 土对桩的支承力达到极限状态的竖向静载荷试验

(1)表现形式:前几级荷载作用下,沉降稳定、连续,随着荷载的增加,沉降量有增大趋势,当荷载达到某一值时,桩身不断下沉,情况类似于预制桩施工的送桩过程。对于持力层薄穿透或无持力层的情况,继续加载时,桩身持续下沉,荷载基本保持不变;由于吊脚桩或挤土引起的浮桩,继续加载时表现为桩身持续下沉,但荷载值也逐渐递增,随着沉降量的增加,桩身反而趋于稳定,表明桩端逐渐进入持力层,端承力开始发挥作用,因挤土作用明显而使桩身上浮的桩,往往成批出现。

(2)实例:绍兴袍江工业区安置2#楼,Φ426mm沉管灌注桩,桩长30.0m,设计极限承载力标准值为800kN,在施工时便发现有明显的挤土作用,连续进行了3根桩的静载荷试验,桩身皆在640kN上下出现沉降量急增现象,当累计沉降量大于150mm时,桩身又逐渐趋于稳定,荷载也可达800kN(如图3),小应变测试桩身都较完整,唯桩底同相反射较为明显(如图4),后经跑桩处理后,发现后施工的桩沉降量显著小于先施工的桩,表明受挤土影响,先施工的桩产生了较大的上浮现象。

基桩完整性定量CPSA' 2001分析结果

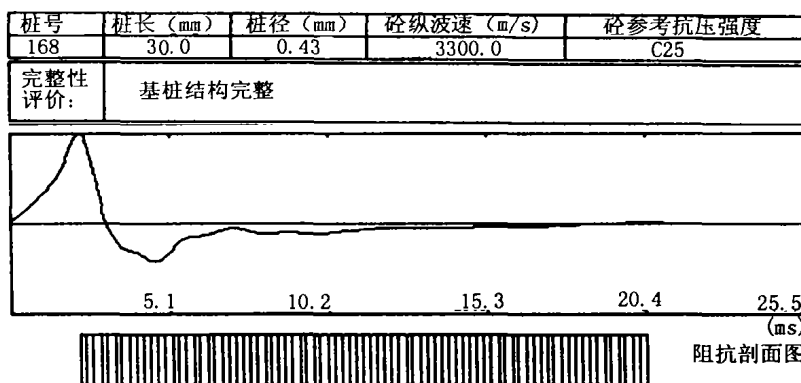


图4 安置2#楼试168#桩

3. 对于目前应用比较多的预应力管桩,由于桩身质量得到保证,工程质量事故比较少,但在施工过程中,特别是锤击沉桩工艺施工,或接桩焊接不好,轻锤高击,在接桩部位可出现很大的上行拉力波,将上下两截桩脱开,距离可达300mm-400mm,这种桩在进行竖向静载荷试验时,表现为在一定荷载作用下,桩身某级沉降量明显急增,下沉数厘米后,又一切归于正常,对于该类桩由于其抗侧压力消失,极易受土挤压而产生上下错位现象,应在脱开部位灌注钢筋混凝土连接。

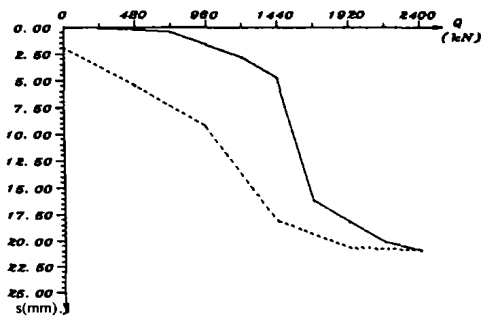


图5 Q-S曲线

如浙江震元股份有限公司提取工段的试195#桩,Φ550mm预应力管桩,桩长44.0m,设

计极限承载力标准值为 2400kN,在加载至 1680kN 级时,本级沉降量达到 11.47mm,但在以后各级荷载的作用下,该桩桩身沉降量又很稳定,每级沉降量仅为 2mm 左右(如图 5)。

结束语

单桩竖向静载荷试验对工程质量的检测由于成本高,检测数量少;在遇到有缺陷的桩或极限承载力未达到设计要求、沉降量过大的桩时,虽然按规范可以终止加载,但在条件下,尚应继续试验,查明原因,为建设单位进一步处理提供可靠有效的数据。

参考文献

- 1 《建筑桩基技术规范》(JCJ 94-94)
- 2 《基桩动测技术》(初稿),国家建筑工程质量监督检验中心,1996

Discussion on the Deficiency Modality of Pile Basement by Static Load Experimentation

Chen Lisong Zhang Weimin

(Shaoxing Baojiang industrial zone construction engineering quality supervision center
Shaoxing 312017)

Abstract This article mainly engages in the discussion on the destructive mechanism and deficiency modality through the experimentation of single engineering pile by static load and analysis the result according to the load limitation of pile and it's demonstration while destruction.

基于神经网络的粉喷单桩荷载 ——沉降关系建模*

曹茂森 邱秀梅

(河海大学 210098) (山东农业大学)

[提要] 探讨了神经网络在粉喷单桩荷载——沉降关系建模中的应用,针对较少的信息,提出了区间映射构造样本模式的方法,通过实例,与其它多个模型进行对比,验证了所建模型的有效性。

引言

桩基础是建筑物基础中广泛采用的形式之一,由于其属于隐蔽工程,桩体本身的一些力学性质具有模糊性^[1],不容易精确获得,只有对试验资料进行分析,来找出能够反映其内部特征的一些规律。粉喷桩严格地讲属于复合地基,是将水泥、土混合地一起搅拌施工,其不确定性因素更多。深入研究粉喷桩在静载试验条件下荷载——沉降变化规律,建立科学的模型,可以为发展新桩型、新工艺提供依据,并可以对工程质量的控制、桩的设计、指导施工及预测未来工程变化有重要的意义。

神经网络是近期迅速发展起来的一门非线性科学,有强大的信息智能理解能力。本文探讨了用 BP 神经网络建立粉喷单桩模型桩荷载——沉降关系的模型,基于区间映射构造样本模式对,来完成训练和预测,并与其它多种模型进行了性能比较,认为 BP 神经网络具有从较少信息中提取特征的较强能力,所建模型性能良好。

神经网络模型

1. 神经网络的作用

神经网络是采用物理可实现的器件或通过计算机来模拟人脑中神经网络的某些结构,并反过来应用于工程或其他领域,是一种高度复杂的非线性的动态分析系统^[2-3],它是由神经元和连接弧联结的网络所组成,通过对已有训练样本的学习,确定各神经元之间的连接强度和阈值,建立模型,对于输入的未训练样本,系统得到响应。BP 模型(back-propagation)即误差后向传播神经网络是神经网络模型中使用最广泛的一类,具有良好的自适应能力、非线性、自组织性、容错性及抗干扰能力,特别适合于处理各种模糊的、非线性的、含有噪声的数据问题,可用于预测、分类、模式识别、非线性回归、过程控制等各种数据处理的场合^[4]。

* 收稿日期:2002 年 3 月

2. BP神经网络模型的建立

理论上已经证明:存在一个三层 BP 网络能够以任意精度实现任意连续函数的映射。设输入矢量 $X \in R^n$, $X = (X_0, X_1, \dots, X_{n-1})^T$, 隐层有 n_1 个神经元 $X \in R^{n_1}$, $X' = (X'_0, X'_1, \dots, X'_{n_1-1})^T$, 输出层有 m 个神经元 $Y \in (y_0, y_1, \dots, y_{m-1})^T$, 若输入层与隐层之间的连接权为 ω_{ij} , 阈值为 θ_j , 隐层与输出层之间的权为 ω'_{jk} , 阈值为 θ'_k , 则各层神经元的输出满足: $y_k = f(\sum_{j=0}^{n_1-1} \omega'_{jk} \chi'_j - \theta'_k)$, 其中 $\chi'_j = f(\sum_{i=0}^{n-1} \omega_{ij} \chi_i - \theta_j)$; f 为传递函数, 对 BP 网络, 传递函数通常选为 Sigmoid 函数: $f(x) = \frac{1}{1 + e^{-x}}$ 。

B-P 算法属于 δ 学习律, 它是一种有教师的学习算法, 常采用梯度下降修正权重连接权和阈值, 使输出 Q_k 与样本理想输出 y_k 的误差函数 $E = \frac{1}{2} \sum_k (y_k - Q_k)^2$ 达到允许的误差范围。

3. 基于区间映射的神经网络模型

在静载试验中, 影响沉降的因素有多个, 如材料强度、施加荷载、边界条件等, 并且整个试验过程中, 各因素也会发生动态变化, 从而具有不确定性和模糊性。而从试验中能够采集到数据只有压力, 描述为一些非线性的离散点: (P_n, S_n) ; P_n : 第 n 级荷载值, S_n : 第 n 级荷载下的累计沉降值, $n = 1, 2, \dots$, 为加载级数。如何设计自变量和因变量, 使所建网络模型能够在较少的实测资料中, 更多地提取试验过程的本质, 是网络设计的关键。

若只将 (P_n, S_n) 作为模式对送神经网络进行学习, 也就是依据点映射来设计网络结构, 则网络所能提取的信息贫乏, 实质是对 $(P_i, S_i; i = 1, 2, \dots, m)$ 进行了模式分类, 对于后续 $n > m$ 过程的沉降预测效果难以保证, 后文讨论了这种情形。发挥 BP 神经网络的高度自适应、非线性、自组织的优势, 从试验过程自身挖掘更多的信息, 是解决问题的切入点。考虑粉喷单桩的变形过程有其内在的本质规律, $(P_n, S_n; n = 1, 2, \dots)$ 是试验过程的外在现象描述, 任一点 S_n 与其前、后变形是连续的, 且是 P_n 及其前面逐级加载的结果。集合 $(S_{n-k}, \dots, S_n, \dots, S_{n+k})$ 描述了时间 $[T_{n-k}, T_{n+k}]$ 局部过程的沉降变化; 集合 (P_{n-j}, \dots, P_n) 描述了时间 $[T_{n-j}, T_n]$ 局部过程的加载历程, 两个集合存在必然的因果关系。当参数 k, j 确定后, 随着 n 取值的变化, 就形成了 $\{(P_{n-j}, \dots, P_n), (S_{n-k}, \dots, S_n, \dots, S_{n+k})\}$ 的区间映射集合, 每个区间映射中, 都包含了 (P_n, S_n) 的点映射的特性, 并且更从本质上, 更深刻、全面地反映了点映射。因此可以将区间映射集合作为模式对, 进行网络的训练与预测。从预测结果中, 分离出 (P_n, S_n) 作为预测结果。预测公式为:

$(S_{n-k}, \dots, S_{n-2}, S_{n-1}, S_n, S_{n+1}, S_{n+2}, \dots, S_{n+k}) = NN(P_{n-j}, P_{n-(j-1)}, \dots, P_n); n = 1, 2, \dots;$
 k, j 为固定参数。分离出的 (P_n, S_n) 为所求结果。对于初始几个 S 的预测, $P < P_1$ 时按多项式插值外推求得。

BP 网络模型由三部分组成, 即输入层、隐层和输出层, 模型结果如图 1。

实例分析

本文采用泰莱高速公路的粉喷桩复合地基模型单桩静载试验的数据, 该试验主要目的

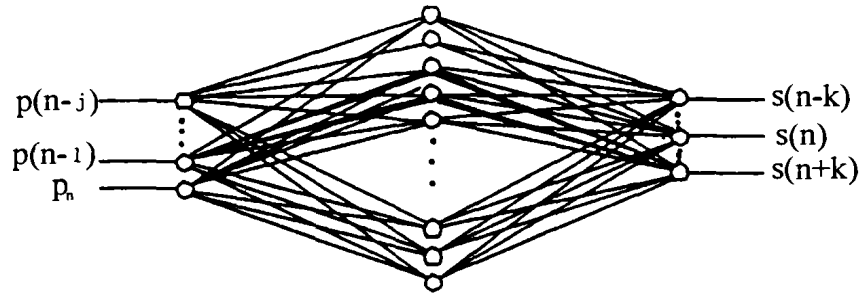


图1 粉喷单桩荷载——沉降BP网络模型

是为研究粉喷桩新材料、新成桩工艺课题提供实测数据,荷载分级较细。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)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
累计沉降(mm)	2.32	2.89	3.49	4.19	4.69	5.27	5.72	6.32	6.65	7.09	7.40	7.78	8.12	8.36	8.69	9.28	9.68
压力(kPa)	95	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150					
累计沉降(mm)	10.22	11.03	12.05	13.31	14.84	16.68	18.84	21.33	24.17	27.35	30.86	34.71					

取压力值在区间 $[10, 120]$,对应沉降值在 $[2.32, 16.68]$ 范围内的24组数据构造训练样本,用作建立模型,后续数据作为模型的外推预测,用以检验其有效程度。经试算取参数 $k=1, j=4$,即网络结构为 $NN(5, h, 3)$, $5, h, 3$ 分别为输入层、隐层、输出层单元数, h 待定。

1. 具体实现时考虑了如下几个问题

(1) 隐层神经元个数的确定

对BP神经网络来说,隐层单元数据的确定是成败的关键,隐层单元数太少,则网络所能提取的信息少,训练可能失败或网络不强壮,容错性差;但隐层单元数过多,则不仅会降低系统的性能,而且影响系统的效率,网络把一些非本质的东西也学得惟妙惟肖,则对新样本的认识能力减弱。文中通过用一样本对不同隐层单元数的网络进行训练,直到权值不再发生变化,网络稳定为止,依据测试误差最小,确定网络的隐层单元数: $h=11$ 。根据有关文献,试算时初始隐层单元数按 \sqrt{uv} ; u, v 为输入层、输出层单元数确定为4。

(2) 输入数据的预处理

一般地,可将各输入量归一化到 $[0, 1]$ 区间内,但经分析Sigmoid函数在 $[0, 0.1]$ 和 $[0.9, 1]$ 区间内变化极为缓慢,不利于特征提取,本文将输入量归一化到 $[0, 1, 0.9]$ 。

(3) 网络效率

为了加快训练速度和避免陷入局部极小值,采用附加动量法和自适应学习速率来改进网络性能以使训练高效。

2. 预测结果

用训练成功的网络对训练过及未训练样本进行预测,预测结果与实测值比较见表2、图2所示。可以看出神经网络不仅对训练过的样本有精度较高的预测,并且比较好地预测了未训练样本沉降的变化趋势。

区域映射 BP 网络预测值与实测值

表 2

压力(kPa)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
实测值(mm)	2.32	2.89	3.49	4.19	4.69	5.27	5.72	6.32	6.65	7.09	7.40	7.78	8.12	8.36	8.69	9.28	9.68
预测值(mm)	2.27	2.79	3.41	4.08	4.70	5.26	5.79	6.25	6.68	7.06	7.41	7.75	8.07	8.41	8.77	9.19	9.68
压力(kPa)	95	100	105	110	115	120	* 125	130	135	140	145	150					
实测值(mm)	10.22	11.03	12.05	13.31	14.84	16.68	* 18.88	21.33	24.17	27.35	30.86	34.71					
预测值(mm)	10.29	11.06	12.06	13.28	14.80	16.67	* 18.88	21.42	24.23	27.19	30.17	33.05					

注：*号之后为未训练样本的外推预测。

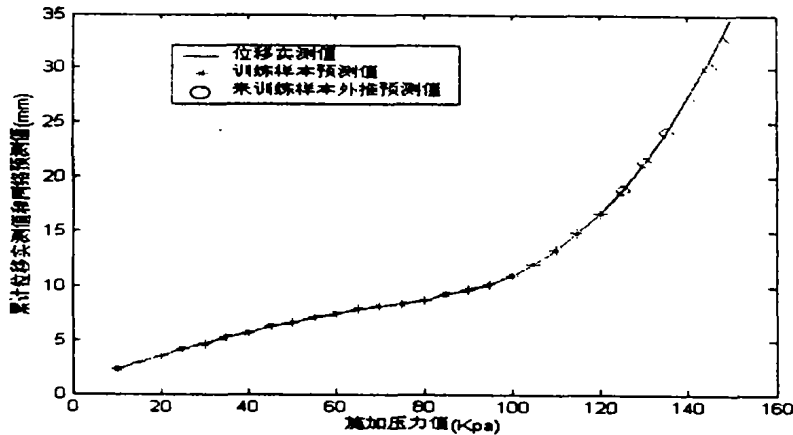


图 2 BP 神经网络模型预测值与实测值对比

模型的评价

1. 其它模型

基于实验中数据,可以用多种方法建立不同模型,但由于事物的本质通常具有隐蔽和模糊性,各种模型对事物本质规律的反映都会有不同程度的失真。可以通过各种模型预测值对实测值的逼近程度对比来评价模型的优劣。本文拟采用基于 $(p_n, s_n; n = 1, 2, \dots)$ 点映射的 BP 神经网络及传统建模中常用的幂函数、指数函数、对数函数对算例进行建模,并用相关系数与均方误差作为评价指标。

(1) 基于点映射 BP 神经网络

采用网络结构为 $NN(1, h, 1)$, 取 $n \in (1, 8)$, 对于每个 n , 系统目标误差取区间 $(0.05, 0.0001)$ 中随机产生的 5 个值。通过比较选取最优一组为 $n = 5, err-goal = 0.0067$ 。

(2) 幂函数 采用方程 $y = cx^b$ 令 $y' = \ln y, x' = \ln x, a = \ln c$, 有 $y' = a + bx'$, 经回归分析得模型: $y = 0.3942 \times x^{0.7287}$;

(3) 指数函数 采用方程 $y = c \times e^{\frac{b}{x}}, y' = \ln y, x' = \ln \frac{1}{x}, a = \ln c$, 有 $y' = a + bx'$, 经回归分析得模型: $y = 11.8781 \times e^{\frac{-20.6059}{x}}$;

(4)对数函数 采用方程 $y = a + b \ln x$, 令 $x' = \ln x$, 有 $y = a + bx'$, 经回归分析得模型: $y = -11.5077 + 4.9100 \log x$.

以上四个模型预测值与实测值对比见表。

四个模型预测值与实测值对比

表 3

压力	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
实测值	2.32	2.89	3.49	4.19	4.69	5.27	5.72	6.32	6.65	7.09	7.40	7.78	8.12	8.36	8.69
BP 网络	1.98	2.83	3.63	4.28	4.86	5.37	5.82	6.22	6.58	6.92	7.25	7.57	7.91	8.28	8.70
幂函数	2.11	2.84	3.50	4.12	4.70	5.26	5.80	6.32	6.82	7.31	7.79	8.26	8.71	9.16	9.60
指数函数	1.51	3.01	4.24	5.21	5.98	6.59	7.01	7.51	7.87	8.17	8.43	8.65	8.85	9.02	9.18
对数函数	-0.20	1.79	3.20	4.30	5.19	5.95	6.6	7.18	7.70	8.17	8.60	8.99	9.35	9.69	10.01
压力	85	90	95	100	105	110	115	120	* 125	130	135	140	145	150	
实测值	9.28	9.68	10.22	11.03	12.05	13.31	14.84	16.68	* 18.84	21.33	24.17	27.35	30.86	34.71	
BP 网络	9.19	9.76	10.45	11.28	12.28	13.48	14.91	16.59	* 18.55	20.80	23.32	26.31	28.12	31.28	
幂函数	10.04	10.47	10.87	11.30	11.71	12.11	12.51	12.91	* 13.30	13.68	14.06	14.44	14.81	15.19	
指数函数	9.32	9.45	9.56	9.66	9.76	9.85	9.93	10.04	* 10.07	10.14	10.20	10.25	10.30	10.35	
对数函数	10.31	10.59	10.85	11.10	11.34	11.57	11.79	12.00	* 12.20	12.39	12.57	12.75	12.92	13.09	

注: * 号之后为未训练样本的外推预测。

2. 模型评价

将基于区间映射 BP 网络、点映射 BP 网络、幂函数、指数函数、对数函数等五个模型对实测值的模拟进行对比描述,如图 3、图 4 所示。将各模型与实测值进行相关性分析,得相关系数、总样本均方误差、未训练样本均方误差见表 4。可以看出传统数学方法建模,模型往往由有限的几个参数确定,因此具有局限性,预测效果较差;而神经网络高度的动态非线性分析能力,使其在数据的处理上表现出突出的优势。同时,基于区间映射的 BP 神经网络比依据点映射的 BP 神经网络能提取的信息更多,能更好地抓住事物的本质特征,预测能力更强,系统有效率更高。

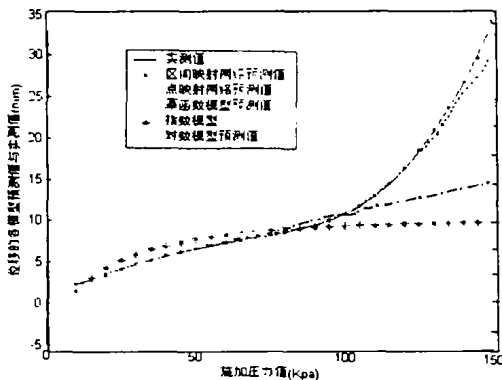


图 3 模型预测值与实测值对比

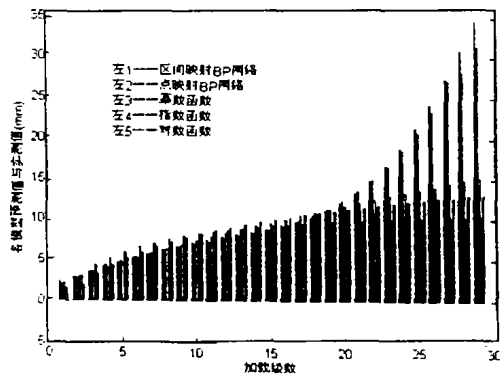


图 4 各级加载下预测值沉降直方图

模型预测值与实测值的相关分析

表4

模型	预测值与实测值相关系数	总样本均方误差	外推样本均方误差
区间映射 BP 网络	0.9995	3.3556	3.2824
点映射 BP 网络	0.9981	22.0627	21.4746
幂函数	0.8790	1024.7	999.4649
指数函数	0.6824	1808.0	1705.8
对数函数	0.7721	1318.1	1261.0

结语

探讨了神经网络在粉喷单桩静载试验荷载—沉降关系的建模中的应用,与传统的数学方法进行了比较,反映出其强大的信息智能处理能力,是一种行之有效的建模方法,所建 BP 网络模型用于科学研究及工程实践都具有较好应用价值。同时,基于区间映射构造网络模式对比依据点映射构造模式对能够使网络模型提取更多的信息,模型性能更佳,因此,怎样设计高效的神经网络才能更好地发挥其优势在工程应用中是值得研究的。

参考文献

- 1 刘金励. 桩基工程技术. 北京:中国建材工业出版社,1996:1-7
- 2 焦李成. 神经网络的应用与实现. 西安:西安电子科技大学出版社,1995:85-90
- 3 庄镇泉等. 神经网络与神经计算机. 北京:科学出版社,1992:37-41
- 4 丛爽. 面向 Matlab 工具箱的神经网络理论与应用. 合肥:中国科学技术大学出版社,2000:45-49

Modelling Load and Settlement Relationship of Single DJM Based on Neural Network

Cao Maosen Qiu Xiumei

Abstract The application of Artificial Neural Network(ANN) is studied in the creating model of load and settlement of dry jet mixing(DJM). To the less information, the method of applying space map to construct samples is advanced for network model, and the good validity is verified from the compare with the other models in the engineering example.

软土地基锤击预应力管桩承载 特性试验研究*

徐新跃

(浙江省温州市建设工程质量监督站 325000)

[摘要] 本文根据软土地基部分钻孔灌注桩竖向承载力的现场试验结果,分析了桩的竖向承载性状、桩侧阻力的变化规律及影响因素,为合理利用该桩型提供了一定依据。

概述

预应力管桩是采用先张法预应力工艺和离心成型法制成的一种空心体细长混凝土预制构件,它具有:①单桩承载力高。由于管桩桩身混凝土强度高,可打入密实的砂层及强风化岩层,桩尖进入强风化岩层或密实的砂层后,经过剧烈的挤压,桩尖附近的强风化岩层或密实的砂层可比原状提高。②设计选用范围广。由于管桩外径规格多,单桩承载力幅度范围大,因而它既适用于多层建筑,也适用于高层建筑;在同一建筑物中,或采用不同直径的管桩,容易解决布桩问题,也可充分发挥每根桩的承载能力,使桩基沉降均匀。③对桩端持力层起伏变化大的地质条件适应性强。④成桩长度不受施工机械的限制。⑤施工速度快、工效高、工期短。⑥桩身耐打,穿透力强。由于管桩桩身强度高,有一定的预压应力,桩身可承受成百上千次锤击而不破裂,而且可穿透5~6m厚的密实砂夹层。⑦良好的抗弯性能。由于预应力管桩混凝土强度高,加之选低松弛预应力混凝土专用钢筋,使桩身具有较高的有效预应力,因此,与其它混凝土桩相比,预应力管桩有相当大的抗弯能力,这就提高了桩基础在水平荷载作用下的抗弯能力。由于预应力的存在,有效地抵消了打桩时由于瞬时桩身压缩的反弹所产生的拉应力。⑧成桩质量可靠、现场文明及制作方便、施工速度快等特性而广泛应用于工程实践中。

工程实测数据

近年来,预应力管桩大量应用于多层及高层建筑中,取得了一定的经济效益与社会效益;现将部分桩身预埋有测试元件的工程试桩,经数据处理后将其资料列于表1。

* 收稿日期:2001年6月

软土地区部分工程试桩资料

表 1

编号	桩长 L/m	桩径 D/mm	长径比 L/D	极限承载力 Q_u /MN	极限摩阻力 Q_m /MN	桩顶沉降量 S_u /mm
S ₁	27.5	500	55	0.9	0.87	41.29
S ₂	27.3	500	54.6	1.1	0.807	32.63
S ₃	27.8	500	55.6	1.2	1.045	23.51
S ₄	27.9	500	55.8	1.2	1.08	24.39
S ₅	27.5	500	55.0	1.2	1.083	45.83
S ₆	26.8	500	53.6	1.0	0.877	21.93
S ₇	27.5	550	50	1.2	1.005	28.68
S ₈	27.0	550	49.1	1.0	0.876	25.38
S ₉	27.2	550	49.5	1.1	0.806	24.89
S ₁₀	28.5	550	51.8	1.4	1.187	29.82
S ₁₁	29.0	500	58	1.3	1.136	25.11
S ₁₂	27.5	500	55	1.2	1.020	23.19
S ₁₃	29.8	550	54.2	1.4	1.196	29.61
S ₁₄	27.0	550	49.1	1.3	1.133	30.97
S ₁₅	27.3	550	49.6	1.3	1.136	29.48
S ₁₆	26.5	550	48.2	1.2	1.019	23.66
S ₁₇	33.5	400	83.8	1.17	1.116	25.81
S ₁₈	32.6	550	59.3	1.3	1.045	32.57
S ₁₉	32.9	550	59.8	1.43	1.255	31.69
S ₂₀	32.0	550	58.2	1.3	1.171	24.96
S ₂₁	33.1	550	60.2	1.43	1.191	28.10
S ₂₂	32.8	550	59.6	1.43	1.297	36.91
S ₂₃	32.5	550	59.1	1.43	1.211	45.80
S ₂₄	33.4	550	60.7	1.43	1.276	39.60
S ₂₅	30.6	550	55.6	1.3	1.134	37.85
S ₂₆	27.5	500	55	0.9	0.768	25.32
S ₂₇	27.5	500	55	0.95	0.884	59.40
S ₂₈	28.0	500	56	1.0	0.899	47.50
S ₂₉	26.0	500	52	0.9	0.885	21.93
S ₃₀	27.0	500	54	1.35	1.180	58.97
S ₃₁	36.4	500	72.8	2.34	2.232	22.06
S ₃₂	38.0	500	76	1.80	1.70	21.54

注:限于篇幅,本表只列出部分试桩资料。

试验结果整理与分析

表1统计结果表明,表中所列试桩的直径 $D = 400 \sim 550\text{mm}$, 桩长 L 大部分在 $20 \sim 60\text{m}$ 之间,而长径比 L/D 也基本上在 $45 \sim 95$ 区间范围内,桩顶的最终沉降 S_u 处于 $15 \sim 60\text{mm}$ 之间,而大多数在 35mm 之内。由于试桩资料的分布范围比较大,具有一定的代表性。

1. 桩的竖向承载性状和单桩极限承载力

众所周知,当竖向荷载逐步施加于单桩桩顶时,桩身上部受到压缩而产生相对于土的向下位移,与此同时桩侧表面受到土的向上摩阻力。桩身荷载通过所发挥出来的桩侧摩阻力传递到桩周土层中去,致使桩身荷载和桩身压缩变形随深度递减。在桩土相对位移为零处,其摩阻力尚未开始发挥作用而等于零。随着荷载增加,桩身压缩量和位移量逐渐增大,桩身下部的摩阻力随之逐步调动起来,桩底土层也因受到压缩而产生桩端阻力。桩端土层的压缩加大了桩土的相对位移,从而促使桩身摩阻力的进一步发挥。当桩身摩阻力全部发挥出来达到极限后,若继续增加荷载,其荷载增量将全部由桩端阻力承担。由于桩端持力层的大量压缩和塑性挤出,位移增长速度显著加大,直至桩端阻力达到极限,位移迅速增大而破坏。此时桩所承受的荷载就是桩的极限承载力。

桩的竖向静力荷载试验的荷载~沉降($Q \sim S$)曲线是桩土体系荷载传递、侧阻和端阻发挥性状的综合反应。 $Q \sim S$ 曲线线型随桩侧土层的分布与性质、桩端持力层性质、桩径、桩长、长径比、成桩质量等诸多因素而变化。由于桩侧阻力一般先于桩端阻力发挥,因此 $Q \sim S$ 曲线的前段主要受侧阻力制约,而后段则主要受端阻力制约。图1、图2为预应力管桩的 $Q \sim S$ 、 $S \sim \log Q$ 曲线。从图中可见,软土地基预应力管桩的极限承载力是以摩擦力为主的

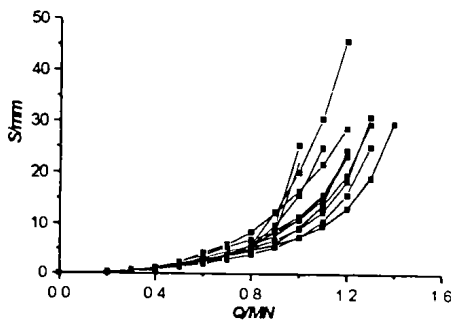


图1 预应力管桩的 $Q \sim S$ 曲线

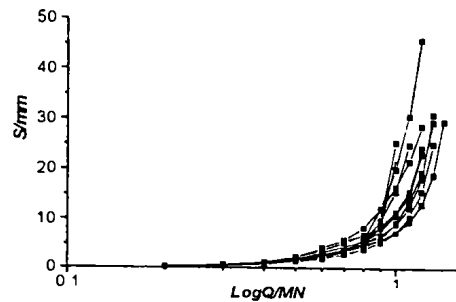


图2 预应力管桩的 $S \sim \log Q$ 曲线

端承摩擦型桩。在地质条件大体类同的情况下,桩顶施加的极限荷载 Q_u 主要与最终桩顶沉降 S_u 及桩的长径比 L/D 有关,图3、图4拟合了桩顶最终沉降 S_u 及长径比 L/D 与极限荷载 Q_u 的关系曲线。

由图3可见,随着 Q_u 的增大,单位极限荷载作用下的桩顶沉降呈增大趋势,即 S_u/Q_u 呈增大趋势,且大致为线性关系。从图4中可以看出:对于钻孔灌注桩来看,单桩极限承载力随桩的长径比增加而增大,但在增加速度上表现为非线性,即在长径比在80以内随桩长增加,单桩极限承载力增加较快,当桩的长径比超过80后,单桩极限承载力随桩长的增加速率减缓;由此说明,预应力管桩存在着某一临界桩长,当桩的长径比超过一定值时,桩下部的承

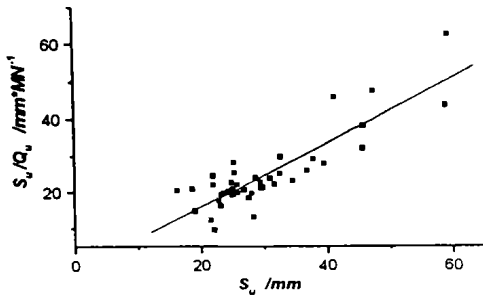


图3 $S_u/Q_u \sim S_u$ 关系曲线

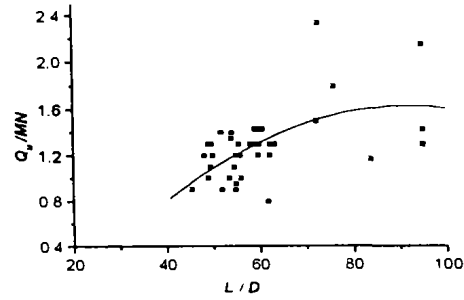


图4 $Q_u \sim L/D$ 关系曲线

承载力发挥已不够充分。桩的极限荷载 Q_u 与桩的长径比 L/D 间的关系可用二次曲线加以拟合。

2. 桩侧摩阻力分析

桩侧摩阻力是指极限荷载 Q_u 作用下对应的桩侧摩阻力,它包括桩侧摩阻力 Q_m 和单位桩侧摩阻力 q_m 。影响桩侧摩阻力的主要因素有:桩顶作用荷载的大小、长径比(桩长、桩径)等。桩顶极限荷载 Q_u 及长径比 L/D 与桩侧摩阻力 Q_m 相互之间的关系如图5、图6所示。由图可知,桩侧摩阻力随着桩顶极限荷载的增大而逐渐增大;数据点处于某一线性曲线的变化范围内,其相关关系可用线性曲线进行拟合。同时桩侧摩阻力随着长径比的增大存在递增的趋势,但在增长速度上表现为非线性,其关系可用二次曲线拟合。

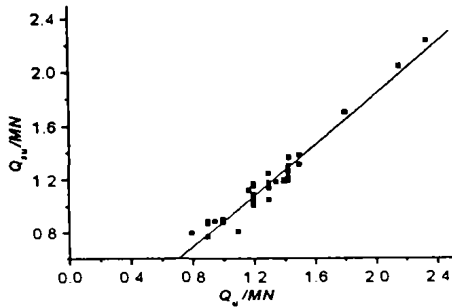


图5 $Q_m \sim Q_u$ 关系曲线

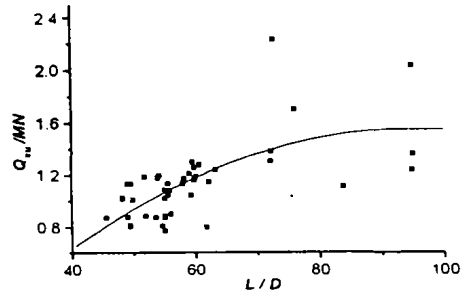


图6 $Q_m \sim L/D$ 关系曲线

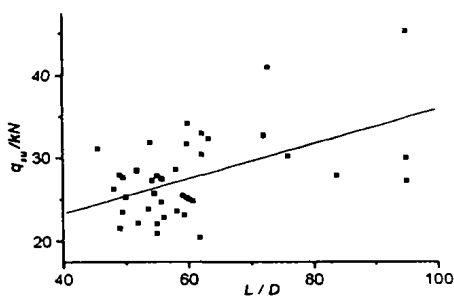


图7 $q_m \sim L/D$ 关系曲线

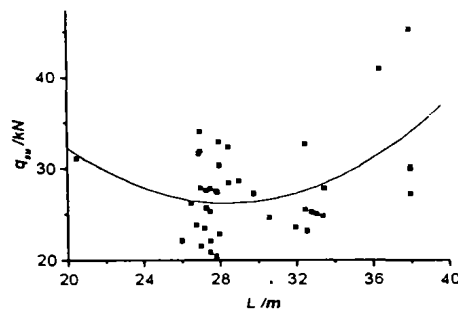


图8 $q_m \sim L$ 关系曲线

3. 单位桩侧摩阻力分析

单位桩侧摩阻力 q_m 以单位桩侧表面积的桩侧摩阻力平均值代替, 即:

$$q_m = \frac{Q_m}{\pi LD}$$

图 7、图 8 为平均单位桩侧摩阻力与长径比及桩长的关系曲线。由图可见, 平均单位桩侧摩阻力 q_m 随桩的长径比的增大而呈线性增大, 其相互关系可用线性曲线进行拟合; 同时平均单位桩侧摩阻力 q_m 随桩长的增大而呈非线性递减, 可用二次曲线加以拟合可得其相互关系。

4. 桩端阻力特性分析

桩端阻力 Q_b 是指对应极限荷载 Q_u 时的桩端阻力, 与桩侧摩阻力 Q_m 一样, 主要受桩顶作用的极限荷载及长径比 L/D 的影响。分别如图 9、图 10 所示。随着极限荷载的增大, 相应的桩端阻力呈递增趋势, 大体可用线性曲线加以拟合; 桩端阻力随桩的长径比增加而减小, 桩端阻力 Q_b 与长径比 L/D 间的相互关系可用二次曲线加以拟合。

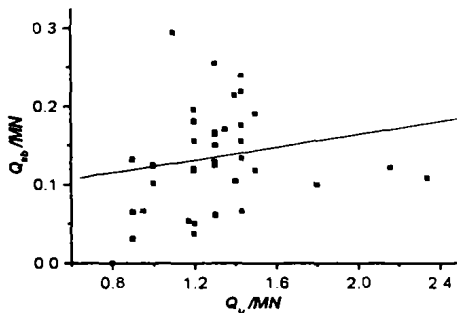


图 9 $Q_b \sim Q_u$ 关系曲线

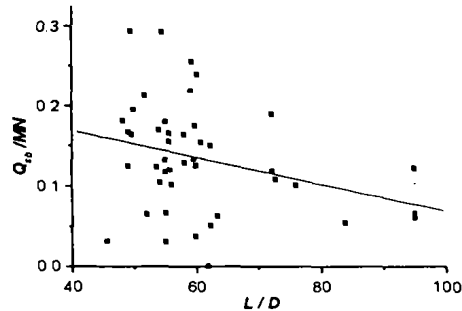


图 10 $Q_b \sim L/D$ 关系曲线

5. 管桩的挤土影响

在桩位布置密集的软土地基上施工管桩, 必须合理安排施工流水, 控制每日沉桩数量; 在桩基土方或基坑开挖时, 挖土宜分层均匀进行, 桩周土体高差应控制在一合适的范围以内; 同时土方开挖要有防止桩位移的技术措施。否则稍有不慎, 就会加大已打入桩的变位。

管桩打入土中使桩身附近土孔隙减少, 由于是瞬时作用, 被排挤的土体不可能完全填充土的孔隙, 因此首先造成土体上涌, 而桩周围土体上涌则带动桩向上运动。随着桩的继续施工, 原来土体对桩的部分水平挤压力逐渐转化为向上的负摩擦力。桩尖越接近持力层时周围桩的向上运动越明显。土体产生的负摩擦力易使桩尖与持力层“脱离”, 造成桩底空虚, 致使桩周围阻力减少。荷载作用在桩顶后要先将桩压“实”才能发挥桩端持力层的作用。若设计采用群桩布置时, 其挤土与桩底“悬桩”现象就严重; 因此在软土地基进行群桩施工时, 应采用合理的打桩施工顺序, 或采用取土沉桩的施工方法, 或控制沉桩速率和日沉桩数量; 减少挤土现象, 以保证桩的承载力和防止产生过大的桩身位移。

6. 预应力管桩的扰动效应

锤击预应力管桩的打入施工对软土地基的扰动主要表现在两个方面: 破坏了土的天然结构和桩周土受到急剧挤压, 致使孔隙水压力迅速上升, 有效应力减小。这将使桩周土和桩尖土强度显著下降。但随着时间的推移, 土的强度逐渐恢复, 甚至于超过原来土的强度。其原因有: ①软土具有触变性。受扰动后损失的强度可以逐渐恢复。在现场埋深条件下, 静止

几天后可以恢复原始强度的40%~50%。②随着桩周土中水分的逐渐排出,孔隙水压力逐渐消散,有效应力相应增大,桩周土强度得以恢复。

施工扰动、软土触变与固结—软粘土地层中的摩擦桩,其承载力的形成受施工扰动的影响,锤击预应力管桩成孔过程中,一方面破坏了地基土的天然结构,另一方面使土体受到剧烈的挤压,导致孔壁土体内孔隙水压力迅速上升,有效应力减少,这两种作用促使桩周及桩端土的强度大为降低,此时桩的承载力最低。但随着时间的推移,在粘性土层中,由于土具有触变性,结构恢复较慢,桩周土体中孔隙水压力逐渐消散,有效应力增加,与此同时,土体逐渐固结,相应提高了土的密度。这种变化机理表明,软粘土层中桩的承载力与桩周土和桩端土的扰动、压密和固结作用密切相关,承载力的变化随土体内孔隙水压力的增大和消散以及有效应力的减小和增大而定,成桩后,承载力随时间的增长而增大。

施工扰动的另一表现是施工区内外地表隆起,桩及桩周土的侧向位移,这是软土地基中挤土桩施工的必然现象,地表隆起与侧向位移将给桩基和已建工程带来严重危害,轻则造成设计实施偏差,影响了桩基的设计功能;重则导致桩、基础、相邻建(构)筑物和周围地面的隆起、沉降、侧向位移甚至坍塌。

7. 预应力管桩的“土塞”效应

预应力管桩由于在沉桩过程中,桩端土一部分将进入管内形成“土塞”,一部分将被挤向桩周,进入管内的土塞在沉桩过程受到管内壁摩阻力作用将产生一定压缩。因此土塞的高度及其闭塞效果与土性、管径、壁厚、桩入土深度及进入持力层的深度等诸多因素有关。而桩端土的闭塞程度又直接影响端阻发挥与破坏性状及桩的承载力。此现象称为“闭塞效应”。

管内土塞侧阻力的发挥性状不同于管外侧阻力,后者随桩顶受荷、沉降出现自上而下发挥,前者则只有当荷载传递到桩端并产生桩端沉降才开始由下而上逐渐发挥。由于荷载较小时管内土塞连同桩管同步下沉,只有当土塞底部受到足够大的反力,土塞才产生相对于管壁的向上位移而使侧阻力逐渐发挥出来。土塞的模量越低,土塞的高度越大,全部充分发挥土塞侧阻力所需的沉降也越大。

结束语

桩的 $Q \sim S$ 曲线,即桩的荷载~沉降关系曲线是桩受力特征的宏观表现,研究桩的 $Q \sim S$ 曲线特征是揭示桩受力机理的重要途径之一。通过软土地区预应力管桩部分试桩资料,对预应力管桩的承载特性进行了综合分析、探讨,得到如下结论:①对于预应力管桩,其荷载传递具有一般摩擦桩的特性,即桩侧阻力先于桩端阻力发挥出来,桩端分担的荷载较小,属于摩擦桩。②随桩长的增加,同一荷载水平下的桩顶沉降减小,单桩的极限荷载增大。桩长增大到一定程度,桩顶沉降的减小与单桩极限荷载的提高就不明显。因此,桩长的选择应考虑土层特点,通过比较加以确定。③分析结果表明:试桩资料具有一定的离散性,又有某些规律性,反映了试桩数据的真实性与试桩结果的可行性。

Experimental Study on Vertical Bearing Capacity of Prestressed Tube - Pile With Hammering in Soft Foundation

Xu Xinyue

(The Monitor of Quality of Construction Wenzhou 325000)

Abstract Based on part of the in-situ test data of prestressed tube - pile with hammering in soft foundation, the paper analyzed the vertical bearing capacity behavior and law of variation in skin friction and other influencing factors. The results provide certain basis for further reasonably applying this kind of piles.

软件讯息： 深基开挖监测分析软件 JKJC V3.0

现场监测是确保深基开挖工程安全的重要举措,而快速准确及时地提供现场监测结果是监测工作的首要任务。JKJC能快速准确地处理和分析深基开挖现场监测中由测斜仪、沉降计(水准仪)、经纬仪、水位计(管)、钢筋计及压力盒等土工或测量仪器所测数据,并自动绘制和整理成各种直观的曲线或表格,确保能在最短的时间内提供监测结果。经过1994年以来的多次升级,JKJC已在杭州解百商城16米深地下室(浙江省软土中最深基坑)等数十个深基开挖工程中成功应用,为这些工程的信息化施工、保证支护结构及周围环境的安全发挥了重要作用,成为监测工作简便实用、可以信赖的专业软件。

1999年,JKJC V2.0作为科研项目“深基坑支护设计计算研究”的成果之一而荣获浙江省科技进步二等奖。

深基开挖监测分析软件
SOFTWARE FOR ANALYSIS OF DEEP EXCAVATION MONITORING

JKJC Version 3.0 谢康和 李庆来 浙江大学岩土工程研究所
1998-2000 Institute of Geotechnical Engineering
of the University

1—深层侧移<测斜仪>	2—竖向位移<水准仪>
3—水平位移<经纬仪>	4—地下水位<水位管>
5—支护结构内力<钢筋计>	6—土压力<压力盒>

由浙江大学岩土工程研究所谢康和教授主持研制的 JKJC V3.0 是 JKJC 最新版本,也是目前唯一能同时分析处理 6 种监测项目现场实测数据且能分别在 DOS 和 WINDOWS 下运行的专业监测软件。

浙江大学岩土工程研究所(邮编:310027) 地址:杭州玉泉·浙江大学土木科技楼 5 楼
联系电话:0571-87952162,87952163

公路桥头跳车及其处理措施*

吴洁珍

(江西有色工程总公司 330001)

[提要] 本文简述了桥头跳车的原因,并从理论与施工上论述了处理桥头跳车的措施。

前言

目前,公路上普遍存在一个问题:路面在台背回填处出现不同程度的沉陷、断裂,使车辆通过时产生跳跃和冲击,从而对桥涵和路面造成附加荷载,并且使车辆颠簸加剧和大幅度减速,严重的可导致交通事故(特别是车辆机械事故)。因此处理好桥头跳车问题,对于改善公路运行环境,提高公路运行能力,具有重大的意义。

产生桥头跳车的原因

1. 地基土质不良,造成沉陷

桥涵通常位于沟壑地段,地下水位较高,且多属软土。由于软土一般都具有天然含水量高、孔隙比大、压缩性高和抗剪强度低等共同特点,在软土上填筑路基,便极易产生沉降(包括瞬时沉降、固结沉降、次固结沉降)。同时,桥头路基填筑高度往往比其它路段要大,产生基底应力也相对较大,更易引起土基沉陷,特别是工后沉陷较大。

2. 台背填料压缩,引起路基沉陷

台背填料因所含水份,存在孔隙,不论施工中采取任何措施也难将填料颗粒间的孔隙完全消除。在公路自重及车辆的垂直荷载与振动荷载作用下,孔隙率逐渐降低,密实度逐渐增大,填料逐渐压缩,便在一定期限内产生路基沉陷。因此压缩沉降主要取决于填料性质、施工条件及台前台背的防护,排水工程的设置等情况。

3. 刚柔突变引起的沉陷跳车

刚度不同的路面在车辆通过时所产生的振动效果不同,柔性材料对能量的吸收要比刚性材料大。由于桥台一般采用刚性很大的坚石砌筑或钢筋混凝土浇筑而成,具有较大的整体刚度,属刚性体;而与桥台相连的道路刚性相对较小,柔性相对较大,属弹塑性体。显然两者之间存在着较大的刚度差,车辆通过时势必引起道路与桥台之间产生较大的塑性变形差和较大的刚度突变,增强桥头跳车的振动效果。

* 收稿日期:2002年4月

解决桥头跳车的措施

这里仅从地基和路基两方面进行阐述。

1. 地基处理

对桥头软弱地基处理方法有许多,下面仅介绍几种行之有效的常用方法。

(1)深层搅拌法,该法属加固土桩类型,20世纪60年代由日本和瑞典分别开发的软土加固新技术,主要适应于软弱粘性土。深层搅拌法一般借助于压缩空气,采用专门的深层搅拌机械设备,从不断回转的中心轴端向四周被搅松的土中喷出浆体或粉体固化剂(如水泥等),经叶片搅拌,并吸收周围水份,在加固的深度软土中进行一系列物理化学反应,使软土硬结成具有整体性和一定强度的优质复合地基,从而提高桥头软土地基承载力,减少沉降量(特别是工后沉降),缩短固结期,提高边坡稳定性。其主要施工工艺流程:整平原地面→钻机定位→钻杆下沉钻进喷浆(喷粉)到底→提升搅拌→重复喷射搅拌→重复提升复搅→钻机移位。采用这种方法施工过程中路基填土速率不受限制,且无振动,污染小,对周围环境及建筑物无不良影响。如福泉高速公路上广泛采用,其最大优点是沉降小,缺点是造价较高。

(2)砂桩加固桥头软基,该法属料粒桩类型,20世纪30年代起源于欧洲,适用于松砂地基、杂填土或软土,对地基土起置换、竖向排水和挤密作用;主要施工工艺流程:整平原地面→桩管就位,闭合桩靴→沉管至设计深度→向管内灌砂→振动拔管→机具移位。为加速地基固结,减少后期沉降,一般根据实际情况,配合堆载预压或超压施工,使地基强度显著提高,同时改善地基的整体稳定性。如昌九高速公路多处采用。其造价和效果都比较经济和理想。

(3)塑料排水板堆载预压,该法属塑料排水预压类型,主要适用于透水性低的软弱粘性土,塑料排水板是由芯体和滤套组成的复合体,或是由单一材料制成的多孔的管道板带。自1983年在天津新港施工试验成功以来,在全国各地高速公路软基处理都得以广泛推广应用,其主要施工工艺流程:整平原地面→摊铺下层砂垫层→机具就位→塑料排水板穿靴→插入套管→拔出套管→割塑料排水板→机具移位→摊铺上层砂垫层。为加速排水固结,减少后期沉降,一般都配合堆载预压或超压施工,使地基土的有效应力增大,抗剪强度和承载力及稳定性都得以提高。如盐城西绕城高速公路许多路段采用过,其特点是施工简便快捷,造价较低,但效果比上述两种类型略差,仍存在少量工后沉降。

2. 路基处理

路基处理是解决桥头跳车主要措施之一,着重考虑减少路基沉降和提高路堤体刚度,一般可采取以下措施。

(1)采用超轻质材料作路堤,铺设轻质材料可以减轻路堤自重,有效降低地基应力,减少沉降并增大安全系数,常用的轻质材料如粉煤灰等。现在有一种被推广应用的新型超轻质材料—泡沫聚苯乙烯块,其密度很小,抗压强度高,且吸湿性小,耐水性能很好。若使用泡沫聚苯乙烯块,可大大减轻路堤体的重量,能成功地遏止桥涵连接路堤的过度沉陷,从而避免垂直错位。另外还具有施工简单、不污染环境、能缩短工期等优点;同时还可以减少桥台等构筑物的土压力及侧向压力,从而减少构筑物的移动变位,改善结构物的稳定性。其缺点是在汽油或柴油作用下有溶解倾向,所以有必要加以保护。一般在聚苯乙烯块上面浇一层

10cm厚的钢筋砼板,以减少路面总厚度和防止化学腐蚀,并在泡沫聚苯乙烯两侧设置包边土,减少汽油或柴油的影响。在铺筑拼装聚苯乙烯块之前,为确保地基的平整性,应铺上一层10cm厚的砂垫层,铺设聚苯乙烯块时,从路的中线向两边铺设,各层成垂直状态,接缝注意错开,块件之间采用马钉固定,防止移动。

(2)台背回填处理方式,桥头跳车主要是由路基填料压缩沉降和地基沉降引起的。由于一般填土的内摩擦角较小,加之压实不够,所填土路基其压缩沉降一般较大。因此,台背宜选用内摩擦角大、强度高、压实快、透水性好的填料,如岩渣、砾石、砂砾等。同时,选用内摩擦角较大的填料也有利于从台背缝隙中渗入的雨水沿盲沟或泄水管顺利排到路基外,从而减少雨水的危害,而且也有利于改善压实性能,使路基容易达到设计要求的密实度。填料的铺筑一般在基底处沿路堤纵向长度距桥台背不小于2m,且与路基相接处按不大于1:1设置斜坡或台阶。回填高度视路堤高度而定,一般2~4m。桥头回填处理的另一方式是在路基上部(约50cm范围内)设置水泥稳定料改善层次,使路堤的刚度有所提高。一般水泥稳定层结构长度沿路堤纵向距桥台背约10m长。且与路基相接处采用1:1设置斜坡。以上两种处理方式均能达到减少竖向变形和刚柔突变的成效。如两种方式同时考虑则效果更佳。

(3)台背回填处的压实,台背填筑前,宜在处理后的基底顶面上设置横向泄水管或盲沟。台背回填的压实质量是影响台背填料沉降的一个主要因素,可是台背回填处位于路基与桥台相衔接这个特殊位置,这是碾压的一个薄弱部位,压路机难以碾压到位,而且大吨位机械振动太大时,对桥台也有影响,因此台背回填处的压实机械宜选用小型压实机具,如蛙式打夯机;碾压方向宜采用横向碾压。且严格控制每层填筑厚度(10~15cm)和碾压遍数,并对每层填筑质量实施检测,力求压实度达到96%以上,对于机械夯实碾压不到之处,应采用人工补充夯实。

结论

桥头跳车是一直困扰公路(特别是高速公路)修建和使用的关键性问题,至今仍无十分满意的措施和规范。本文希望能起到抛砖引玉或借鉴作用。

The Vehicles Spring on Highway Bridge End and the Measure of Handling It

Wu Jiezheng

(Nan chang Shi Jing Gang Shan Da Dao 361* 330001)

Abstract The paper Simply discuss the cause of the vehicles Spring on bridge end and the measure of handling it from theory and construction

密排灌注桩支挡结构的优化设计*

潘卫平

(浙江省电力设计院 杭州 310007)

[摘要] 对于软土地基上 6m 高的永久性密排灌注桩挡墙,采用“拱形布置、双排桩结构”的优化方案,以减小桩顶位移。同时,考虑了邻近沉井下沉对桩前土体的扰动。实践证明,该方案合理、可行,对沉井下沉影响的考虑是必要的,所采取的对策合理、经济。

问题的提出

某电厂取水泵房位于甬江边,西北面紧挨电厂制氢站,西面靠近甬江航标灯(见图 1)。由于稳定的需要,泵房四周设永久性流水通道。本文讨论的挡墙系该水道的护岸构筑物。

常用护岸型式有堤坝、挡墙(包括浆砌石挡墙、搅拌桩挡墙、地下连续墙)等。为避免制氢站和航标灯的搬迁,减少开挖影响,综合考虑地质条件等因素,护岸采用密排灌注桩挡墙方案。由于挡墙外侧距航标灯仅 2m,与制氢罐的最近距离为 14.5m,因此,减小桩顶位移以保护周围建筑物是挡墙设计的关键。

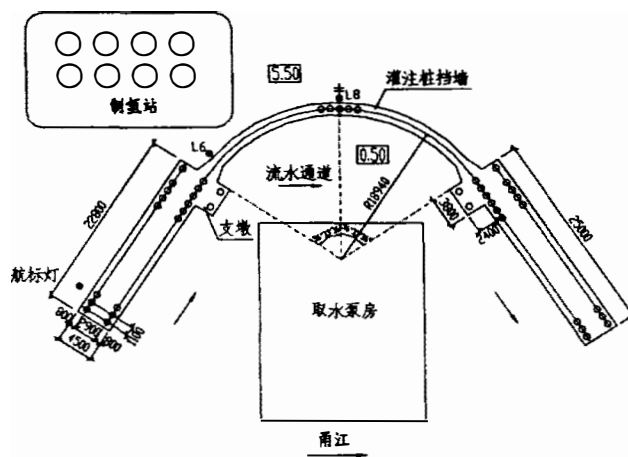


图 1 挡墙平面布置图

* 收稿日期:2002 年 6 月

支挡结构的优化设计

1. 工程地质条件

各土层性状简述如下:

0层素填土,分布范围 \square 5.5~2.0m(吴淞高程,下同);

1层粉质粘土,灰黄或黄褐色,湿,可塑~软塑,分布范围 \square 2.0~0.5m;

2-1层淤泥质粉质粘土,混少量有机质,灰色,饱和,流塑,分布范围 \square 0.5~-5.2m;

2-2层淤泥质粉质粘土,含少量有机质,灰色,饱和,流塑,分布范围 \square -5.2~-16.5m。

其主要物理力学指标见表1。

土层物理力学参数表

表1

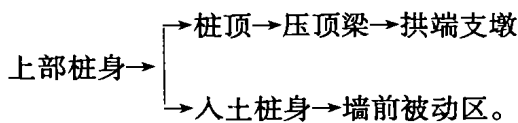
土层编号	土层名称	含水量	重度	孔隙比	饱和度	液性指数	塑性指数	压缩系数	直剪固快		承载力标准值
		%	kN/m ³	/	%	%	/	MPa ⁻¹	c	ϕ kPa	
1	粉质粘土	34.0	18.8	1.0	93	0.8	13.0	0.45	12.0	19	90
2-1	淤泥质粉质粘土	41.7	17.17	1.19	96	1.50	13.4	0.74	12.2	20	70
2-2	淤泥质粉质粘土	48.1	17.2	1.35	97	1.51	17.3	1.28	8.7	18	75

2. 结构方案优化

基坑围护工程中,减小桩顶位移的常用方法有设内支撑或土层锚杆,本工程由于场地狭窄、土质软弱均无法实施。我们从平面布置、结构型式等方面着手,进行优化设计以减小桩顶位移。

(1) 挡墙平面拱形布置,以改善结构受力性态

由于通道水流流态的要求,挡墙平面呈“八”字(喇叭)形。通常“八”字端挡墙直线布置,压顶梁起构造连接作用,水平力作用下桩的计算模型为悬臂结构。本工程中将“八”字端挡墙布置成拱形(见图1)。由于拱受压性能好、变形小,若桩顶与压顶梁连接可靠,则压顶梁相当于桩顶的固定铰支座(见图2)。由此,桩的传力途径由原来的“上部桩身 \rightarrow 入土桩身 \rightarrow 墙前被动区”转化为:



显然,拱形布置的桩顶位移要比直线布置的要小得多。

为加强拱效应,在拱端设立两个支墩(见图1),墩下布置7根长23m的灌注桩,以确保支墩不发生较大位移。通常,压顶梁宽度 $b = D + 0.2m$ (D :桩直径),高度 $h < D$ 。为加强压顶梁对桩顶的约束,将压顶梁截面增大为 $1.6 \times 1.0m$ ($b \times h$)。

(2) 两侧边采用双排桩结构

众所周知,悬臂式支护结构的桩顶位移比较大,一般适用于深度不大于6m的基坑^[1]。如前所述,本工程没有条件设内支撑或土层锚杆。受港口工程中板桩码头的启发,将灌注桩

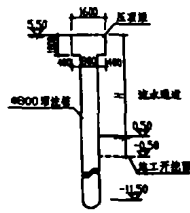


图2 圆弧段挡墙剖面图

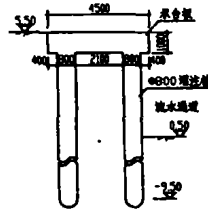


图3 双排桩挡墙剖面图

布置成前后两排,前后排桩之间(横向)用钢筋砼梁连接(见图3)。这种双排桩结构可简化为弹性固嵌的门形刚架,其桩顶位移自然要比悬臂结构小得多。同时前后排桩在纵向分别用压顶梁连接,因此护岸整体性好、刚度大。

(3) 沉井下沉对挡墙稳定的影响

泵房基础采用沉井法施工,其外侧与挡墙之间的距离为 8.0~14.5m。沉井下沉时,由于井内不断掏土,其四周将产生严重塌陷,形成漏斗区。通常,对于中等深度的沉井,塌陷影响范围与下沉深度之比为 1:1^[2]。因此,桩的被动区将受到扰动,从而影响挡墙的稳定。

对沉井下沉的影响,有两种处理方法:一是用水泥搅拌桩对墙前被动区土体进行加固;其二是将被动区土体的扰动折算为墙高 H 增加,通过计算适当增加桩长和桩身配筋。经比较(见表2),采用后一种方案。

沉井下沉影响处理方案比较

表2

序号	处理方案	费用(万元)
1	拱圈段墙前设4排6m深Φ700搅拌桩	15.15
2	拱圈段灌注桩桩长增加3.3m	5.47

(4) 主要设计参数

桩径 0.8m,中心距 1.1m。拱圈段桩长 17m,压顶梁断面 1.6×1.0(b×h,m)。非拱圈段桩长 15m,前后排桩之间中心距 2.9m,桩顶设 1m 厚承台板。为减少墙后水压力,桩与桩之间填砌无砂砼块,以利排水。

3. 结构分析

水平力作用下拱圈段桩的内力计算可按单支点的等值梁法^[1]或顶端铰接的竖向弹性地基梁法计算^[3]。开挖面以上土压力按朗肯主动土压力计算。

双排桩因桩顶与刚性承台板连接,故内力按刚性承台横向排架计算^[3](见图4)。[#]1桩和[#]2桩之间为有限土体,其土压力按双平行墙土压力计算^[3],大小相等,唯方向相反(如图4虚线所示)。实际应用时,常按图中实线计算土压力,其中 e_n、h_n 分别由式1、式2确定。

$$e_n = \gamma \times h_n \times Ka \tag{式1}$$

$$h_n = B \times ctg\theta \tag{式2}$$

式中

B:考虑后排桩遮帘作用的计算桩距, B = B₀ + d;

Ka:朗肯主动土压力系数;

$\theta = \pi/4 - \phi/2$, ϕ 土的内摩擦角;

$d = c/3$, 如图 5 示。

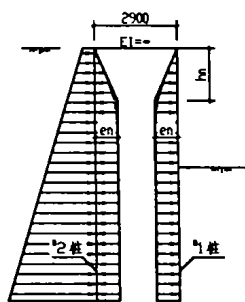


图 4 双排桩计算简图

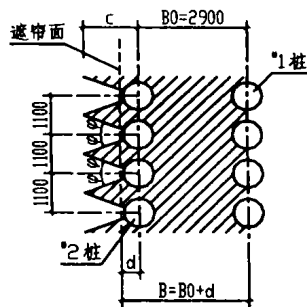


图 5 桩列遮帘面的确定

4. 位移监测分析

护岸施工时设置了测斜点(布置见图 1),以实时监测基坑开挖及沉井下沉时桩的水平位移。实测桩身位移曲线见图 6、图 7。

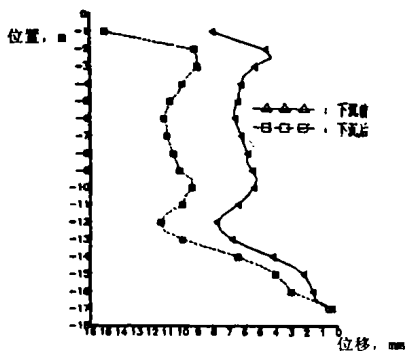


图 6 L6 点实测桩身位移曲线

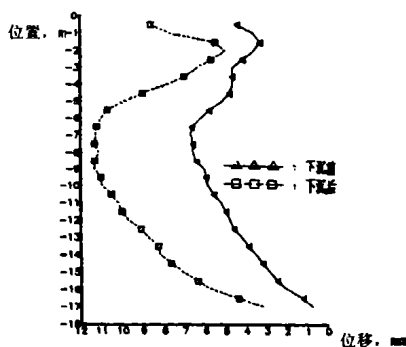


图 7 L8 点实测桩身位移曲线

分析 L6 点和 L8 点桩身位移,发现桩顶位移非常小,特别是位于拱顶的 L8 点,仅 4mm 左右;桩身位移曲线呈“凸”形,L8 点尤为明显,是顶端受约束桩的典型变形曲线。由此说明压顶梁对桩顶的约束明显。

沉井从 96 年 4 月 19 日开始下沉,4 月 27 日沉至设计标高,5 月上旬封底完毕。比较两测点在沉井下沉前后的桩身位移曲线,可以发现:

桩身各点位移普遍明显增大,最大位移增加达 68.66%(见表 3);

桩身最大位移的位置明显下移。

这些都充分说明,由于沉井下沉的影响,桩前被动区扰动严重。这和事先估计的一致。

测点最大位移变化表

表 3

点号	时间	下沉前 (4月15日)	下沉后 (5月11日)	变化率(%)
L6		6.30mm	10.60mm	68.25
L8		6.70mm	11.30mm	68.66

工程运行至今,桩后地面没有发现裂缝。航标灯、制氢站安全运行,达到保护目的。

结论

实践证明,本工程采用“拱形布置、适当加大压顶梁截面、采用双排桩结构”的优化方案对减小桩顶位移有明显效果,达到了保护周围建筑物的目的;考虑邻近沉井施工对挡墙安全的影响是必要的,所采用的对策合理、经济。

注:图8是沉井下沉到位后挡墙实景。



图8 挡墙实景

参考文献

- 1 黄强,深基坑支护结构实用内力计算手册,中国建筑工业出版社,1995;
- 2 孙大同、郑大同,软土地基与地下工程,中国建筑工业出版社,1984;
- 3 陈万佳,港口水工建筑物,人民交通出版社,1989。

第七届全国地基处理学术讨论会在兰州召开

由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主办、兰州有色金属建筑研究院协办的“第七届全国地基处理学术讨论会”于2002年8月19日~8月25日在甘肃省兰州市西兰国际大酒店召开。

本届会议是继第一届(上海宝钢,1986)、第二届(山东烟台,1989)、第三届(河北秦皇岛,1992)、第四届(广东肇庆,1995)、第五届(福建武夷山,1997)、第六届(浙江温州,2000)全国地基处理学术讨论会之后的又一次盛会。来自全国建筑、市政、铁路、交通、港口、水利、水电、地矿等部门和高等院校、科研院所以及有关厂家的170余位代表会聚一堂,共同交流地基处理方面的新成果、新经验,介绍新产品和新工艺的开发和应用。近20位专家学者应邀作了报告,分别就当前地基处理领域中诸多难点、热点问题以及若干重大工程技术等问题进行了深入的交流和探讨。老中青济济一堂,学术气氛十分活跃。

会议共收到论文158篇,经审查后有录用118篇论文收入由中国水利水电出版社出版(龚晓南、俞建霖主编)的论文集。论文集内容包括:排水固结,振密、挤密(强夯、强夯置换、碎石桩),灌入固化物(深层搅拌法、高压喷射注浆法、灌浆法),加筋(土工合成材料),低强度桩复合地基和刚性桩复合地基,托换与纠倾,桩基,基坑围护,一般理论及其它共9个专题。论文集的内容反映了当前我国地基处理领域的主要成就和发展水平,可供同行们参考。

全书正文654页,共100.2万字,硬面精装,每册定价88元(免邮费)。需要者可与《地基处理》编辑部黄鼎群联系。地址:浙江大学玉泉校区土木系,邮编:310027,电话:(0571)87952077)

(俞建霖供稿)

岩溶地基土洞的处理*

任振甲

(邢台市建筑设计研究院 054000)

在可溶岩地区,由于水的长期溶蚀作用,在岩层中形成溶洞,这种现象称之为岩溶,土洞是岩溶现象在土层中的反映,它是岩溶地区上层土层被地面水冲蚀或地下水潜蚀所形成的洞。在土洞发育的岩溶地区进行建设时,应注意查清土洞的埋深、位置、大小,以及判断土洞是活洞还是死洞。有条件时,建筑物尽量建造在地势较高,地下水位高于基岩面,且能避开岩溶强烈发育地段。若地下水位高于基岩面,应注意由于人工降低地下水位,形成土洞或地表塌陷对建筑物的影响。土洞一般埋藏浅,亦有埋藏较深者,但发育快,其顶部强度低,特别是浅层土洞及地表塌陷,对建筑物的承载和稳定有直接危害,必须认真处理。

1. 岩溶地基土洞的一些处理方法

1.1 挖填法。一般适用于浅层土洞。清除洞内软土后,铺填块石,上做碎石层,其上部用灰土或粘土夯实。一般对地下水形成的土洞,多以疏导为宜,避免堵截,又形成新的土洞,或使原土洞扩大。对于埋藏较深,对建筑物又有直接影响的土洞,采用直接开挖土方有困难时,可以在洞顶上部,从基坑底向下挖井,打混凝土井圈支护,下去人探清土洞情况,如为走水的活洞,亦铺填块石,做碎石层,其上用灰土或粘土夯实。

1.2 灌填法。适用于埋藏深、洞径大的土洞。在洞体范围的顶部地基基坑面上钻孔,可两个,也可多个,一般直径 $\phi 100 \sim 150\text{mm}$,用水冲法将砂或砾石灌入洞内,使其能承重而又不堵截水泥。如查清为不走水的死洞,可灌注细石混凝土,将土洞封死。此法不足之处在于不易将洞内淤泥除净,灌填砂、石、混凝土未与土洞底基岩完全接触,贴牢,影响承载能力及土体稳定性。采用此法,宜设法用水冲法或压力灌注,将洞内淤泥除净,确保灌填质量。

1.3 梁板跨越法。对埋置较深和直径较小的土洞,且洞房土体的承载力和稳定性较好时,可在洞顶上部用梁板跨越,对洞体本身不再处理。这种做法要开挖一定量的土方,且因土方放坡,影响整个基础工程进行。只要与整个地基处理结合好,穿插进行,因不涉及洞体本身,处理也较简单。

1.4 桩基法。对重要建筑物,当土洞较深时,可用桩穿过土层直抵基岩。也可在土洞中灌注混凝土桩,直至建筑物基础底部,以承受上部结构荷载。

1.5 处理地表水及地下水法。由地表水渗入地下而形成土洞,或地表塌陷,做好地表水疏流、防渗等工作是根治土洞的基本措施。对形成土洞的地下水,一般应控制人工降低地下水位。如为活洞,应采取疏导措施,如为死洞,则可采取堵死措施。

* 收稿日期:2002年5月

2. 几点分析

2.1 土洞一般埋藏浅,发育快,顶部强度低,发展到一定程度就会塌陷,对建筑物威胁较大,特别是对高层建筑,由于基础埋置深,上部荷载大,造成的危害更大。有时建筑物施工时,由于地质勘察布孔有限而未发现土洞,但在建筑物使用后,由于改变了地下水的条件,如人工降低地下水位,就会产生新的土洞和地表塌陷。土洞对建筑物的影响有时比溶洞还要大,因此在岩溶地段进行建设时,应认真查清土洞的分布、形状、深度,以及它们的发育程度,为建筑场地的选择和对地基的处理,提供可靠的依据。

2.2 加强地质勘察,彻底掌握岩土地基情况。在复杂地质条件下,建造高层建筑,重要建筑物,其地质勘察工作更应加强。工程地质勘察较一般布孔为密,待开挖基坑后,再进行加密钻孔初探,遇地质构造复杂的局部部位要重点探测,直至完全掌握情况为止。也可先在建筑场地进行物探,即用物理方法(如地震波)在地面上探出地层构造情况,工程地质勘察据此布孔,再进行详察。用物探开路,再用工程地质勘察详察,二者结合,较易摸清岩土地基的地质构造规律,包括土洞、溶洞即可查清。

2.3 地基的处理要适应上部结构的选型,同时结构也要适应地基的变形,地基、基础、上部结构是协同工作的。因此,在处理土洞的同时,不能孤立地处理,不顾其它,必须要加强基础及上部结构的刚度,这样效果更好些。

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采用表格式数据输入,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:0571-87952099(O) 0571-87961173(H)

联系人:韩同春

玉环及周边地区软粘土物理力学性质*

姜建芳 赵海洋 詹一琴 徐红兵 林祥志

(浙江省水利水电科学研究院 310004) (玉环县水利局 317600)

[提要] 本文收集汇总了玉环县已建和在建的标准海塘、水库以及玉环周边地区软粘土地基的十字板强度和物理力学试验资料,并进行整理分析,可供从事水利、建筑、交通等土建工作的同仁认识和了解玉环及周边地区软粘土特性,供类似工程规划设计和初步设计作参考。

前言

玉环县是我省一个沿海县,陆域由半岛及岛屿组成,海岸线长。标准海塘和供水工程建设是该县社会发展的重要保障。随着改革开放的深入和经济的发展,该县近期修建了不少海堤和水利设施,对地基土进行了勘测试验,取得不少试验资料。笔者认为,将这些分散的资料进行整理汇总和分析,对了解该地区软土的性状很有帮助,供类似工程规划设计参考。本着这样的初衷,笔者收集了玉环县 3 个工程和邻近的市县(温州和温岭等)6 个工程土工试验资料,以及玉环 11 条海堤的十字板试验资料,对这些资料进行初步分析编写本文,文内不当之处请予指正。

物理力学指标汇总

1. 室内土工试验资料

从收集的资料^[1]可见(表 1),该地区的软土属三种土类:(1)淤泥质粉质粘土;(2)淤泥;(3)淤泥质粘土。淤泥质亚粘土按现今规范则称为淤泥质粉质粘土,大多属近代海相沉积,位于海涂表层,层厚约 1.0~1.5m,有时称作“浮泥”,钻探时因土质极为稀软不易取样,有时与淤泥层相间,位于土层的中下部。淤泥和淤泥质粘土则分布广泛,在我省沿海到处可见。这三类土均属于高含水量、低密度、高压缩性、低强度的软弱土或超软弱土。

10 个工程各种土类的试验资料见表 1。从表中得出各项物理力学性质指标的范围值见表 2。表 2 可供本地区一般工程在初步设计阶段、一些小型工程(如 5 级海塘)在无条件勘测试验时进行参考。

* 收稿日期:2001 年 9 月

表1 玉环及周边地区软土物理性质指标汇总

序号	工程名称	土类	土层埋深 或范围 (m)	含水量 ω (%)	重度 γ (kN/m ³)	孔隙比 e	塑性指数 Ip	粘粒含量 Mc(%)	压缩系数 a_v (MPa ⁻¹)	固结系数 C_v (10 ⁻⁴ 厘米 ² /秒)	固结不排水	
											凝聚力 C_u (kPa)	摩擦角 Φ_u (度)
1	瓯江口海涂	淤泥	0~20	52~70	15.9~17.4	1.4~1.9	17~28	50~66	0.6~1.8	8~18	9~13	7~12
2	温岭东海塘 试验堤	淤泥质粘土	0~5	44~58	16.4~18.0	1.27~1.31	16~22	35~40	0.8~1.6	3.9~4.4	2	18
		淤泥	5~15	51~61	16.2~17.4	1.42~1.76	18~29	40~60	1.2~2.1	3.5~5.1	6	17
3	温岭东片海涂	淤泥质粘土		49~53	16.7~17.1	1.39~1.49	18~22		0.8~1.0		4~7	15~18
4	温岭金清闸外 移工程	淤泥	0~4.5	56~67	16.5~16.8	1.50~1.60		41~51	4	8.1	6	15
		淤泥质粘土		42~59	16.8~18.5	1.10~1.50		31~51	1.2	4.9	8	16
5	台州电厂灰坝 工程	淤泥质粉质粘土	0~6	33~51	17.4~18.2	0.90~1.34	8~14	20~35	0.5~1.5		1~8	13~23
		淤泥质粘土	0~20	50~64	16.3~16.9	1.44~1.77	14~24	30~50	0.7~2.0		1~5	1~5
6	玉环里墩水库	粉质粘土	1~2	33.1	19.0	0.91	13.1		0.81			11.1
		淤泥 淤泥 粉质粘土	15~27 2~6 1~1.5	76.1 62 50.7	15.7 16.3 17.5	2.16 1.81 1.43	26.48 23.49 21.8		2.31 1.22 0.96	6.32 7.38	10.31~16.06 16.05~22.37 8.0~14.20	9.8 10.0 12.0
7	玉环漩门 二期堵坝	淤泥	6~14.5	60.5~68.5	16.1~16.6	1.67~1.86	23.6		1.57~2.16	1.24~8.30	7.6~11.5	9.4~12.0
		淤泥 淤泥 粉质粘土 淤泥质粉质粘土 淤泥质粘土	12.6~15.8 0~18.1 4.4~18.1	55.0~64.9 46.4~52.7 45.7~53.8	16.1~16.7 17.1~17.6 17.0~17.6	1.55~1.81 1.28~1.44 1.27~1.48	25.9 15.9 21.3		1.31~1.93 0.90~1.16 1.05~1.21	6.99~10.3 9.43~19.77 8.20~18.97	10.6~15.2 7.9~10.0 8.0~13.6	9.4~11.4 11.2~15.0 11.0~12.2
8	玉环县 太平塘	淤泥质粉质粘土	1.0~4.5	39.4~49.7	17.5~18.2	1.10~1.35	20.0~25.3		0.72~0.79		20.0	14.0
		淤泥 淤泥 粉质粘土 淤泥 淤泥	1.0~3.3 0~1.0 2.0~3.5	50.0~54.3 56.2~72.1 72.7~76.1	17.1~17.4 15.9~17.1 15.7~15.8	1.38~1.45 1.51~1.99 2.02~2.08	18.0~23.4 20.1~28.0 22.8~27.1		0.99~1.27 1.29~2.81 2.77~3.16		3.0~9.0 4.0~20.0	11.5~18.0 9.0~13.5
9	玉环漩门三期 围垦工程	淤泥夹粉土	0~4.0	34.4~64.1	16.5~18.3	0.99~1.72						
		淤泥 淤泥 淤泥 淤泥质粉质粘土 淤泥质粉质粘土	3.9~4.5 5.9~24.7 3.3~7.0 5.9~11.2	51.0~73.2 46.8~75.5 39.8~53.8 31.8~54.5	16.1~17.5 15.7~17.5 16.5~18.5 16.7~18.5	1.39~1.90 1.30~2.07 1.17~1.46 0.94~1.47						
10	玉环县玉坎河 治理二期工程	粉质粘土	0.4~4.65	22.8~40.0	18.4~20.1	1.07~1.06	10.1~20.1		0.21~0.72		16.3~47.1	14~23.9
		淤泥质粘土 淤泥 淤泥	0.55~3.60 20	31.7~51.1 44.2~70.5 39.2~50.9	16.8~19.1 15.9~17.6 17.0~18.3	1.09~1.46 1.27~1.96 1.09~1.44	12.6~22.2 19.9~30.3 20.3~23.7		0.42~1.31 0.71~2.51 0.47~1.32		7.2~16.3 13.9~15.3 18.9~30.4	12.6~16.7 10.8~11.3 13.3~14.5

软土各项指标的范围值

表 2

土类	含水量	重度	孔隙比	塑性指数	压缩系数	固结系数	固结不排水	
	ω (%)	γ (kN/m ³)	e	I_p	a_v (MPa ⁻¹)	C_v (10 ⁻⁴ 厘米 ² /秒)	凝聚力 C_{cu} (kPa)	摩擦角 Φ_{cu} (度)
淤泥	45~76.1	15.7~17.6	1.4~2.16	17~29	0.6~2.81	1.24~24.0	3~22.37	7~17
淤泥质粘土	42~64	16.3~19.1	1.10~1.77	16~24	0.5~2.0	3.9~19.77	2~17.0	11~18
淤泥质粉质粘土	31.8~54.4	17.1~18.5	0.9~1.47	8~15.9	0.15~1.5	9.43~16.0	1.0~10.0	11.2~33.0

2. 十字板试验

(1) 十字板试验成果

我省沿海地区的软土在天然状态下一般均属正常固结,只要土层比较均匀,其十字板强度随深度俱增,呈现良好的线性关系。本次 11 项工程实测十字板强度 C_u 值也获得证实。据此,对这些实测 C_u 值与深度 z 进行回归分析,得出其回归方程和相关系数,见表 3。

玉环县 11 项工程的十字板强度 C_u 与高程 h 、深度 z 的相关分析成果表

表 3

序号	海塘名称	地质	试验深度(m)	回归方程		点数 n	相关系数 r	置信度 $r_{\alpha=0.99}$
				$C_u \sim h$	$C_u \sim z$			
1	草皮塘	粘土质粘土	14.9	$C_u = 3.999 - 0.292h$	$C_u = 2.800 + 0.292z$	43	0.73	0.389
2	人民塘	淤泥质粘土	13.5	$C_u = 10.861 - 0.448h$	$C_u = 9.062 + 0.448z$	43	0.80	0.389
3	太平塘	淤泥质粘土	12.5	$C_u = 8.825 - 0.679h$	$C_u = 6.110 + 0.679z$	49	0.91	0.365
4	东升塘	淤泥质粘土	12.5	$C_u = 10.485 - 1.025h$	$C_u = 6.405 + 1.025z$	43	0.78	0.389
5	海山西塘	淤泥质粘土	14.0	$C_u = 9.561 - 1.013h$	$C_u = 6.218 + 1.013z$	46	0.87	0.376
6	立新塘	淤泥质粘土	12.5	$C_u = 9.496 - 1.247h$	$C_u = 3.885 + 1.247z$	44	0.90	0.385
7	芦浦西塘	淤泥质粘土	13.6	$C_u = 5.211 - 0.393h$	$C_u = 3.521 + 0.393z$	45	0.79	0.380
8	普竹塘	淤泥质粘土	11.5	$C_u = 6.688 - 0.407h$	$C_u = 5.204 + 0.407z$	42	0.77	0.393
9	下青塘	淤泥质粘土	13.0	$C_u = 8.116 - 0.852h$	$C_u = 4.284 + 0.852z$	51	0.73	0.350
10	里墩水库	(详见表 1)	22.7	$C_u = 11.676 - 1.247h$	$C_u = 7.561 + 1.247z$	91	0.86	0.269
11	漩门二期	(详见表 1)	20.0	$C_u = 3.358 - 0.665h$	$C_u = 4.023 + 0.665z$	149	0.84	0.220

将表 3 所列的 11 项工程十字板强度的回归方程进行综合,得出平均值回归曲线、大值平均值回归曲线和小值平均值回归曲线,见图 1。

(2) C_u 值的修正

一般认为十字板试验测得的不排水抗剪强度是峰值强度,其值偏高。长期强度只有峰值强度的 60%~70%。因此,十字板试验测得的强度需进行修正后才能用于设计计算。Dacal^[2]等建议用塑性指数 I_p 确定修正系数 μ (见图 2),图中曲线 2 适用于液性指数大于 1.1 的土,曲线 1 适用于其它软粘土。

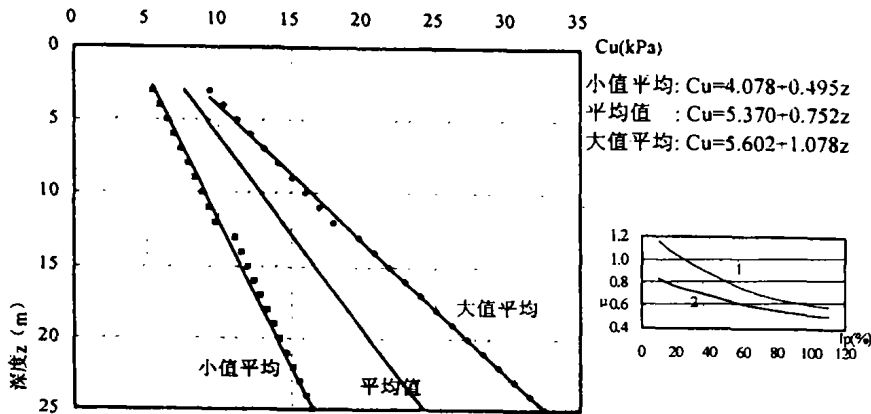


图1 综合后的回归曲线

图2 修正系数 μ 随 I_p 的变化曲线

应用于计算的 C_u 应乘以一修正系数 μ , 如下所示:

$$C_{u\text{设计计算}} = \mu \times C_{u\text{试验测得}}$$

式中: μ ——与塑性指数 I_p 有关的修正系数

(3)不同试验方法求出强度指标的比较

土体的实有强度与许多影响因素有关,因此在设计中尚须参照地区经验采用强度经验系数。我们收集到温州瓯江口某海堤的地质资料,该海塘有一堤段系深厚淤泥层,土质比较均匀,多孔十字板试验强度 C_u 值与深度 z 呈现良好的线性关系,又进行了直剪快剪、直剪固快和三轴快剪试验,该淤泥的有关土物理性质指标见表4。

淤泥土物理性质指标

表4

土层名	$\omega(\%)$	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	e	I_p	直剪快剪		直剪固快		三轴快剪	
					c	Φ	c	Φ	c	Φ
淤泥	64.4	16.3	1.78	26.5	11.5	3.9	12.8	10.6	18.5	3.25
十字板回归方程: $C_u = 10.318 + 0.743z$										

现将上述三种室内试验的压力 p ~ 强度 S 的关系曲线(强度包线)换算成深度 z ~ 强度 S 关系曲线与十字板强度 C_u ~ 深度 z 关系进行比较,并点绘在同一图内,见图3。显然这种换算方法是半理论半经验性。

从图3中可见,直剪快剪的强度最小,十字板强度随深度俱增,这是符合正常固结软土的特性的。

强度指标选用问题讨论

1. 现场十字板试验,试验点处于天然应力状态,符合实际情况,相对而言,扰动影响较小。对于正常固结软土,求得的强度 C_u 值与深度的线性关系,反映这类土的特性,与实际天然强度也比较接近,是值得推广的试验方法。

2. 三轴快剪试验,剪切过程中可控制含水量不发生变化(不排水),这一点是符合天然

强度的概念的,但在试验操作过程中也对试样产生一定的扰动,使强度有所降低,且操作也较为复杂。

3. 直剪快剪试验,施加垂直压力后立即以较快的速率进行剪切,但仍不能保证不发生排水,操作过程中的试样会产生扰动;若是高含水量的试样,施加垂直压力稍大时试样就会从剪切盒中挤出,无法完成试验工作。一般而言,该法求出的强度最小,且包含着不确定的因素。

4. 直剪固结快剪试验,施加垂直压力让试样固结,然后以快剪速率进行剪切。在剪切过程中也不能保证试样完全不排水,但在剪切前施加垂直固结压力可消除扰动的影响,且其应力状态类似天然土层的应力状态,得出的试验成果出现强度随固结压力的增大而增大的增率,这点与十字板成果相似,早年国内有文献提出这样的问题,值得研究。

综上所述,由于土的性质极为复杂,影响因素很多,导致不同试验方法求出的天然强度很难相吻合。在实际工程中,应参照有关规范,对重要工程采用十字板试验和三轴快剪求出的天然强度,并对二者进行比较分析后采用计算指标。直剪快剪试验因设备简单,试验简便,目前仍在广泛使用,一般工程可参照地区经验使用,但不宜用于高含水量的超软粘土。

结语

1. 在玉环及周边地区,广泛分布着深厚的软粘土,按土的性质指标分类,分别分为三种土名,即淤泥、淤泥质粘土和淤泥质粉质粘土,均属高压缩性、低强度、低透水性软弱土层,工程建设的难度很大,也使投资增大。

2. 本文将十字板试验成果与室内三种剪切试验的成果进行比较,得出的结果可供参考。

3. 十字板试验指标与土的成因、土类、土的应力历史、密度等因素有关,因而有着明显的地区性。

4. 本文可供本地区水利工程的初步设计或规划设计参考应用。

参考资料

- 1 浙江省水利厅,《浙江省海塘工程技术规定》,1996年8月
- 2 国标《岩土工程勘察规范》,1990

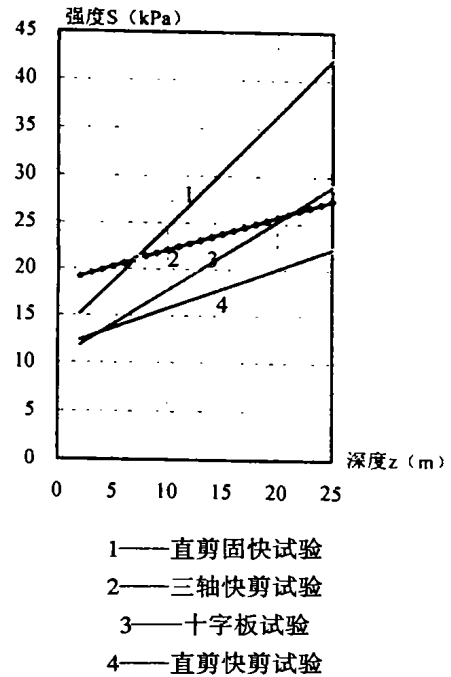


图3 十字板试验强度与室内试验强度的比较

静压沉管灌注挤扩桩在工程中的试验和应用*

蒋兴宝

(江阴市建筑设计研究院建筑新技术工程总公司 江阴 214431)

[提要] 介绍静压沉管灌注挤扩桩的施工工艺及主要技术特点。通过工程试验、经济效益分析比较,简述了该技术的独创之处。

概述

1988年国内推广使用锤击夯扩灌注桩,此桩在原沉管灌注桩的基础上,利用锤击沉管中的内管,在桩端形成扩大头。此工法在原沉管灌注桩中增加约40%的混凝土量,可比原沉管灌注桩增加130~150%的单桩承载力。因此,夯扩桩的使用,给软土地基的处理增添了一种重要手段。相关工法于1995年列入国家行业标准《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)。近年来,随着国民经济的逐年发展,各城镇建筑面积不断拓展,老城改造及商住楼的开工和建造,均在快速增长和发展之中。在城市中施工,由于夯扩桩施工的噪声和振动难以符合城市环保要求。社会经济效益好的夯扩桩,因其固有的施工方法而受到一定的环保限制。为此,我们经过近两年的研究、试验,开发了将锤击沉管夯扩改为静压沉管挤扩的新工艺。

静压沉管灌注挤扩桩的工艺原理

静压沉管灌注挤扩桩的工艺流程与锤击沉管灌注夯扩桩不尽相同,其工艺原理为:按桩的设计承载力要求和土层地质条件,选择有利的土层。然后按中华人民共和国行业标准《建筑桩基技术规范》第6.4.11~6.4.15条技术要求进行施工,具体施工工艺及施工流程如下:

- (1)在桩处放预制桩尖;
- (2)将内外管重叠对准桩位;
- (3)通过千斤顶将双管压入地基中至设计深度;
- (4)拔出内管;
- (5)向外管内灌入高度为H的混凝土;
- (6)内管放入外管内压在混凝土面上,并将外管拔起一定高度h;
- (7)通过千斤顶与内管压外管混凝土;
- (8)继续压打管下混凝土直至外管底端深度略小于设计桩底深度(其差值为C),此过程

* 收稿日期:2002年7月

为一次挤扩;如未达到设计压桩力,重复4-8步骤;

(9)拔出内管;

(10)在外管内灌入桩身所需的混凝土,并在上部放入钢筋笼;

(11)将内管压在外管内混凝土面上,边压边缓缓起拔外管;

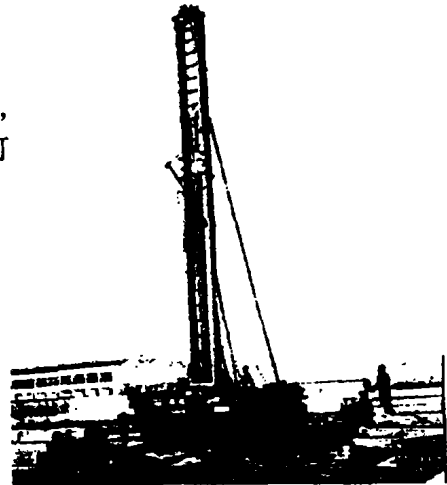
(12)将双管同步拔出地表,则成桩过程完毕。

施工机械设备的主要技术参数

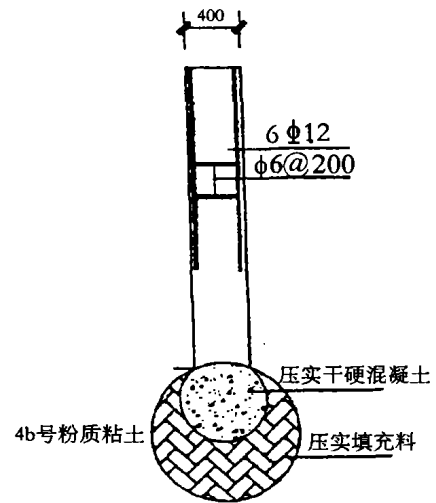
该机械设备是采用液压步履式移机装置,就位便捷,能一机多用,既可作静压沉管灌注挤扩桩、CFG桩,又可作小径静压方桩施工。

主要技术参数:

压桩力	$\geq 600\text{KN}$
压沉管行程	1000mm/次
压沉管桩深度	$\leq 10\text{m}$
压沉管直径	$\varnothing 377 \sim \varnothing 500$
拔管力(提升力)	$\geq 400\text{KN}$
拔管速度(提升速度)	3.2m/分
横向步履行程	500mm
纵向步履行程	1500mm
电机总功率	45KW
外形尺寸(长×宽×高)	8m×5.2m×16.5m
整机自重	15T+50T
压沉管方式	顶压式
成桩直径及长度	$\varnothing 400\text{mm} \times 10000\text{mm}$ $\varnothing 500\text{mm} \times 10000\text{mm}$
挤扩头直径	0.7m×1.2m



静压沉管灌注挤扩桩机在施工中



桩设计图

静压沉管灌注挤扩桩的主要特点

采用静压沉管灌注挤扩桩,能完全杜绝由锤击夯扩而产生的噪音、振动给环境带来的不良影响。尤其重要的是它改变了由传统的贯入度控制为压力表控制,从而使施工质量变得与静压预制小方桩一样易于控制。因为静压挤扩成型桩的桩体完整性较好,消除了静压预制小方桩所带来的接头多,垂直度不易控制等弊病。另外还有一个特点就是扩大头部分可使用建筑垃圾和素混凝土两种材料,大大降低了造价。经成桩后进行单桩极限承载力检测,其成桩质量和极限承载力均优于同类锤击沉管灌注桩。

竖向抗压静载试验

(1) 工程概况

拟建江阴市夏港三元村商住楼,为四层框架结构,长、宽 39.02m × 12.72m,总荷重约 54400KN,工程桩施工前进行试桩。

(2) 场地工程地质条件。

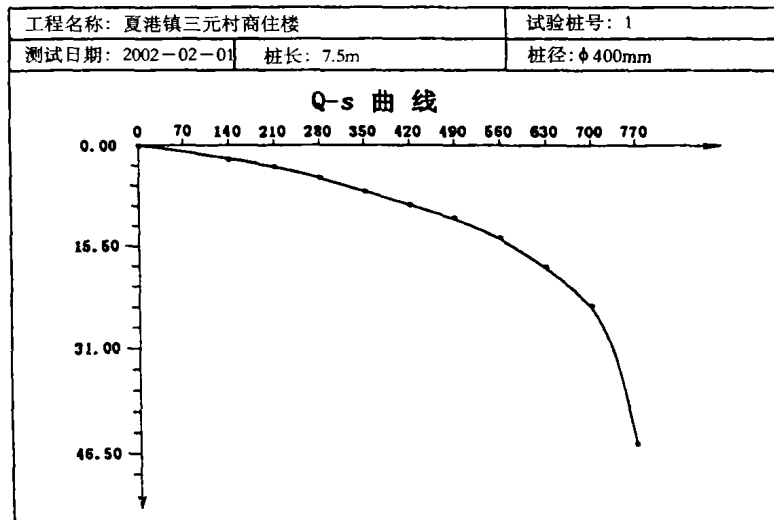
工程地质层		颜色	状态	桩周土 摩擦力 q_s	桩端土 承载力 q_p	地基承载力 特征值 f_{tk}
层次	名称			(kPa)	(kPa)	(kPa)
1	耕植土	杂色	松散			
2	粉质粘土	黄灰色	可塑	32		100
3	淤泥质粉质粘土	浅灰色	流塑 - 软塑	21		75
4	粉质粘土	青灰色	可塑	20	1500	160
5	粉质粘土	灰黄色	硬塑	80	2400	240

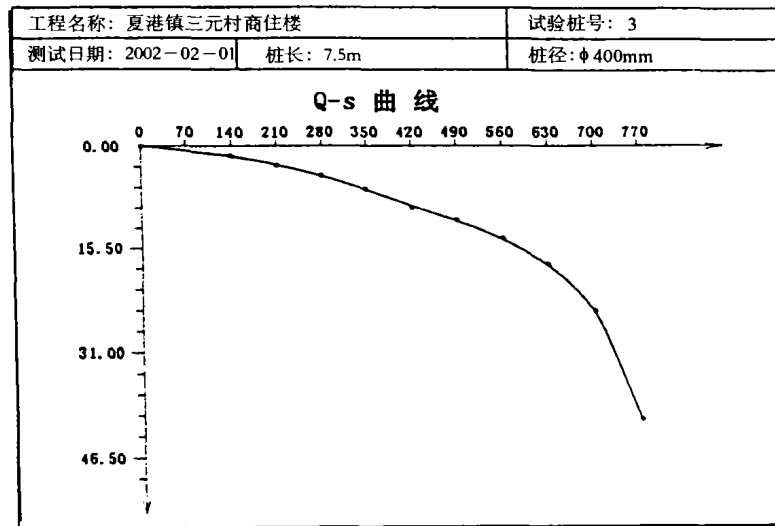
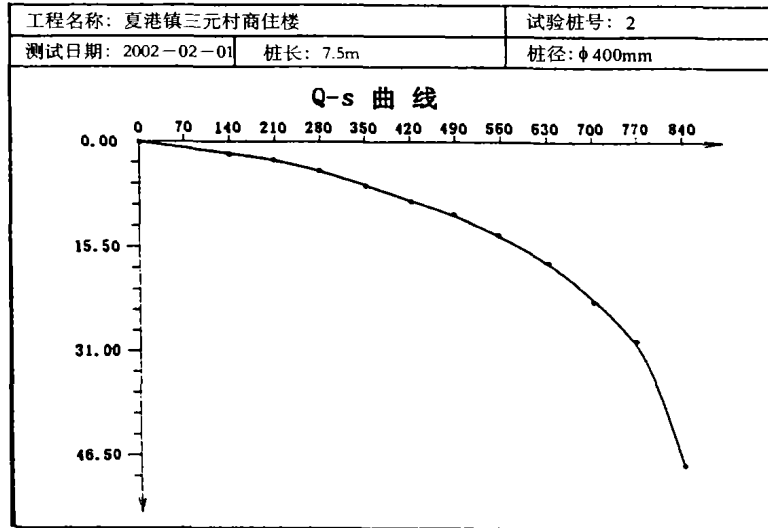
(3) 试桩简况

① 先进行 3 根试桩,桩长 7.5m(挤扩头设置于第 4 层上),钢筋笼长度 3.5m,桩身直径 400mm。扩大头充填料加料量及桩身混凝土加料量分别为 1 # 桩 0.5m³、0.95m³, 2 # 桩 0.45m³、0.95m³, 3 # 桩 0.4m³、0.9m³。压桩力 1 # 桩 360KN, 2 # 桩 360KN, 3 # 桩 385KN。

② 试验采用了单桩竖向静荷载慢速维持荷载法。

③ 静载荷试验结果。





静载荷试验检测成果汇总表

表 2

试桩试号	单桩竖向抗压极限承载力(kN)	根据三组测试结果,单桩竖向抗压极限承载力 \geq 700KN。满足设计指标要求。
1	700	
2	770	
3	700	

经济效益分析

根据上述工程实例,将地基处理中的桩基处理三种方案作如下经济对比:

表 3

处理方式	工 法	深度 (m)	桩数 (根)	处理量 (m ³)	预算单价 (元/m ³)	总价 (万元)
桩基处理	静压预制小方桩	9.2	252	92.7	1600	14.8
	锤击沉管灌注夯扩桩	8.5	240	256.2	650	16.6
	静压沉管灌注挤扩桩	7.5	136	128.1	650	10.4

上述三种工法中,挤扩桩比其它两种工法分别减少造价 29.8% 和 37.4%,静压沉管灌注挤扩桩造价最经济,其所具有的各项优势均大于其它类别的桩型。

结语

(1)此工法有国家规范可循,静压沉管挤扩时,可按单桩极限承载力设计要求值在施工中用压力表控制挤扩压力。

(2)该工法消除了夯扩桩施工产生的噪声及振动的不利影响,同时还解决了静压预制小方桩所存在的接头多、桩段间垂直度难以控制的问题。

(3)由于此工法在施工中既无噪音,又无振动,消除了给环境造成的污染及不利后果,所以在建筑密集地区使用更不失为一种文明的施工方法。

(4)该工法在软土厚度 ≤ 10 米,且具可塑~硬塑粘性土桩端持力层的工程地质条件下使用,尤为经济。

(5)因成桩无接头,可在七度以上抗震设防地区使用。

新 书 介 绍

《既有建筑地基基础加固工程实例应用手册》由张永钧、叶书麟主编,及其它 13 位国内著名专家、教授和工程技术人员合作编写,中国建筑工业出版社 2001 年 1 月出版。该手册亦是新制定的国家行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123 - 2000 的配套工具书。全书共分:概论、既有建筑地基基础的鉴定和地基计算、既有建筑地基基础事故的补救、既有建筑地基基础加固方法、既有建筑增层、既有建筑迫降纠倾、既有建筑顶升纠倾、既有建筑移位等内容,更为主要的是还编入了在各种地质条件下,各种有代表性的大量典型工程实例。该手册可供从事于勘察、设计、施工技术人员使用和参考。

普氏贯入仪在水利工程筑坝中的应用*

朱海江

(广东省水电三局 广东东莞 523710)

[提要] 本文重点介绍在修筑东莞市樟木头镇上南水库土坝中,采用普氏贯入仪对填土碾压密实度实施大面积、全方位监控,取得预期的效果。

工程概况

新建上南水库工程是以供水为主,兼做防洪、灌溉的水库,工程主要建筑物由土坝、溢洪道、引水隧洞组成。土坝高49m,土方66万 m^3 。采用50年一遇洪水设计,土坝于2001年1月1日开始施工,要求2001年4月20日土坝填筑达到防洪标准,2001年8月1日水库下闸蓄水。

由于每年4月份开始已进入洪水期,4月之后已到雨季,土坝填土是十分困难的,因此土坝填筑工作必须在3月底前完成,才能达到防洪和水库蓄水的目标。在此情况下,日填筑土方量就很大,层数较多,土坝碾压后的密实度检测速度成为影响土坝填筑关键性的问题。

土壤密实度检测仪器优点、缺点对比

方法	优点	缺点
环刀法	标准化检测,数据准确,可做竣工依据	检测时间长
灌沙法	标准化检测,数据准确,可做竣工依据	检测时间长
微波炉法与酒精干烧法	检测速度一般	检测数据有一定误差
普氏贯入仪法	检测速度快	前期准备工作多,检测数据有一定误差

根据各检测仪器的特点,我们采用环刀法与普氏贯入仪法相结合的方法,用环刀法检测的填土碾压密实度值做工程验收依据,用普氏贯入仪检测的数据作现场控制土坝碾压密实度是否符合要求的依据。

* 收稿日期:2002年4月

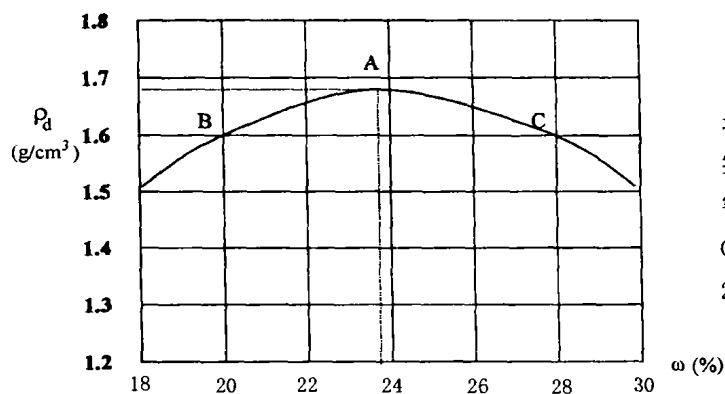
普氏贯入仪贯入阻力与环刀法所测密实度关系(贯入仪采用 1000N 探杆)

1. 原理:贯入仪探杆贯入土层一定深度时,贯入阻力值随土层干密度的增大而随之增大。当最大干密度相同,相对密实度也相同,而土的含水量不同时,探杆在含水量小的土层贯入阻力较大。

2. 设计技术要求:土坝碾压后,土料干密度控制在 $1.6\text{g}/\text{cm}^3$ 以上,且相对密实度要达到 95% 以上。

3. 普氏贯入仪试验

(1)取土场土料做击实试验,求出土干密度与含水量关系曲线。如下图



(土料最大干密度 $1.692\text{g}/\text{cm}^3$, 最优含水量 23.55%。B点相对密实度达到 95% 时所对应的土料干密度 $1.61\text{g}/\text{cm}^3$, 含水量 20.25%。C点与 B 点干密度相同, 含水量 27.70%)

(2)在土料场取含水量不同的土样分别按 30cm 分两层填筑,每层各碾压 3-5 遍,去掉表层土 5-10cm 去掉底层土 5cm 有效检测层为中间 20cm。

(3)在有效点附近从 10-20cm 深位置取 3-5 组环刀试验,用普氏贯入仪现场对有效层 10-20cm 进行贯入试验,读取贯入阻力值,在环刀取土试验点附近取 7 到 8 点做贯入试验,贯入深度 20cm 剔出忽高点和忽低点,其它几个点的平均值做与环刀干密度值相对应的贯入阻力值。

(4)利用普氏贯入仪贯入土时所遇阻力与土的密度关系,采用插入法求出土料压实相对密实度达到 95% 时,贯入仪贯入土层的阻力值,作为标准贯入阻力值。

表 1

土料最大干重度	$1.692\text{g}/\text{cm}^3$	土料最优含水量	23.53%
相对密实度达到 95% 时的干密度	$1.61\text{g}/\text{cm}^3$	相对密实度达到 95% 时含水量	20.25%
相对密实度达到 95% 时,贯入仪贯入土层不同深度时的标准阻力值			
P = 10cm	P = 15cm		P = 20cm
380N	460N		550N

普氏贯入仪现场检测

1. 当标准率定出来以后,即可进行现场土料碾压密实度检测,检测时贯入仪采用 1000N

探杆,探杆要与碾压面垂直,检测人员施加压力要均匀,清除碾压土面层的5cm土,贯入过程中,分别读取探杆贯入土层10cm、15cm、20cm时的贯入阻力,与标准贯入阻力值相比较,当实际值大于标准值时,碾压达到合格要求,低于标准值时,则不合格,须继续碾压。

2. 同时用环刀现场取样,测的土料密实度数据作为验收数据资料。

本工程自2001年1月1日开始土坝填筑,3月11日土坝填筑完成,共完成土方填筑量66万 m^3 ,填筑最高强度2万 m^3 /日,最大日上升高度2.1m(7层),土坝填筑提前132天完成,奖励132万元,为水库提前蓄水创造了条件。

结语

1. 用普氏贯入仪与环刀法相结合检测填土碾压密实度,不但可获得准确的数据,同时施工现场土坝填筑工作可以连续进行,提高了施工效率,加快了土坝填筑速度。

2. 贯入阻力受影响的因素较多,如土的孔隙、土的含水量、土料粘粒含量、操作误差等,需现场施工人员不断总结经验,了解土料含水量的简易识别方法,才能获得较为准确数据。

3. 使用普氏贯入仪在施工现场检测可发现异常点,如遇到硬块或附近有空隙时,贯入阻力值明显偏低,贯入仪的这种发现,可及时提醒操作人员查清并排除隐患。

4. 使用普氏贯入仪弥补了环刀局部取样的局限性,随时随地取点和补点,不受时间限制,是一种值得推广的施工方法。

新书讯息:

《岩土工程有限元分析理论与应用》

该书全面系统、详细地介绍了岩土工程静力、动力和随机有限元分析理论、方法和应用。全书共分九章,包括:绪论、岩土工程问题的边界条件、有限单元法基本理论、饱和土的静力有限元分析理论、饱和土的动力有限元分析理论、土的随机有限元理论、非饱和土的基本理论与有限元分析方法、岩土工程静力有限元分析程序 PDSS、有限元理论在岩土工程中的应用。可作为土建、水利、交通、铁道和水利工程等部门从事勘察、设计、施工和科研的技术人员的参考书,也可作为高等院校有关专业本科和研究生的参考教材。

该书由浙江大学岩土工程研究所谢康和教授和同济大学地下建筑与工程系周健教授编著,已于2002年5月在科学出版社正式出版。

论 CVRCC:混沌振动 RCC*

龙运佳

(中国农业大学 北京 100083)

[提要] 碾压混凝土(RCC)技术是混凝土建造技术的重要进展,而混沌振动碾压是振动碾压的近代技术,本文基于上海产与徐州产混沌振动碾压机的宽带振动,分析混沌振动的碾压机理,提出混沌振动 RCC 新技术 CVRCC。

碾压混凝土(Roller Compacted Concrete 简称 RCC)是中,日,加,澳,及欧美各国正在推广的,大量节省水泥(约 33%),降低建造成本(15% - 30%),缩短建设周期(20% - 33%)简化施工模式的新技术。

在 RCC 筑坝技术[1]方面,我国能源部和水利部成立了 RCC 筑坝推广领导小组。1986 年,在福建省建成第一座高 56.8m 的坑口 RCC 重力坝,目前,中国已建 RCC 坝 22 座,在建 15 座,其中在建的我国沙牌 RCC 拱坝(坝高 132m)是世界上最高的。正在设计的 RCC 坝 12 座,其中拟建的龙滩 RCC 重力坝(坝高 217m)是世界上最高的。1980 年,自日本建成世界上第一座 RCC 重力坝以来,短短 20 年,RCC 筑坝技术在 23 个国家和地区得到飞速发展,已建和在建 RCC 水坝共 200 多座,其中高于 100m 的有 24 座(我国 5 座,日本 14 座)。

RCC 筑路技术[2]用得最多的国家是加拿大,美国用 RCC 直接作路面的第一条公路是波特兰国际机场路面工程,在瑞典,RCC 用于一般公路,货场,车站,澳大利亚用于高速公路路基,我国江苏,安徽等省的公路交通部门也先后发展过 RCC 路面技术。

法国公路局认为:RCC 的密度降低 5%和含水量变化 1%很容易导致其强度降低 20% - 30%。所以,RCC 技术的重要环节是振动碾压。

振动碾压技术的现代成果是混沌振动碾压,关于混沌振动,作者在相关国家自然科学基金(59275173)项目支持下,由清华大学出版社出版的著作“混沌振动研究:方法与实践”[3],关于混沌振动碾压,作者主持了教育部博士点基金(980112)项目“混沌振动压实力学”,并先后与上海工程机械厂,徐州工程机械集团进行产学研合作,开发了上海产及徐州产混沌振动碾压机的[4],研究报告由中国工程院院刊“中国工程科学”发表,经土槽实验证明:混沌振动碾压比传统振动碾压,提高功效 12.2%[5],碾压密实的均匀度也有所提高。本文从混沌振动的宽频带与宽幅域出发,论述混沌振动的碾压机理,提出混沌振动碾压 RCC 新技术(Chaotic Vibratory Roller Compacted Concrete 简称 CVRCC)。

* 收稿日期:2002 年 8 月

混沌振动碾压机理

1. 振动碾压作用

振动碾压是通过振动作用,使混合料中的颗粒重排,从三相(气,液,固)混合料中排出气相,液相,尽量成为单一固相的过程。其振动作用有共振,减摩,冲击三种:

(1)共振作用

当振动频率与混合料的固有频率相同而共振时,加速混合料中颗粒重排,碾压密实最为有效。

(2)减摩作用

小幅振动导致混合料内滑动摩擦力由大的静滑动摩擦力减小为小得多的动滑动摩擦力,而利于混合物中小颗粒重排,有利于密实碾压。

(3)冲击作用

大幅振动引起振动轮对混合料的周期性冲击,可克服混合料中大骨料间的咬合摩擦,而利于混合料中大颗粒重排,有利于密实。

2. 混沌振动碾压机理

由于混合料结构成份复杂,其多种成份的固有频率构成一个频域,传统的单一频率激振,在任何时刻,即使用人工智能自动控制(包括自动变幅),单一频率激振也无法使全频域共振,只有用上海产及徐州产混沌振动碾压压机所具有的宽频带混沌激振,才能接近全频域最优共振,而且,混沌激震的宽幅域,以冲击作用及减摩作用将大小不同颗粒间的滑动摩擦与咬合摩擦进一步减小,呈现动态而充填混合料的孔隙,从而使混沌振动碾压压机比传统的单频振动碾压压机的总体碾压效应更接近于最密实碾压。

混沌振动碾压的效果

1. 总体效果

由于混沌激振碾压比单频激振碾压更接近于最密实碾压,所以,对一定密实度而言,混沌振动碾压比单频振动碾压效率高,10吨碾压压机的土槽对比实验证实:混沌振动碾压压机比传统碾压压机提高碾压工效12.2%。

2. 碾压均匀性

混沌激震具有可分为高,中,低三部份的宽频域,其高频部份因集肤效应,振动能量集中于混合料的浅层,低频部份因传递损耗低,振动能量可传到混合料的底层,中频(即主频)部份的主要振动能量则作用在混合料的中层(中层密实度最大)。而且,混沌振动碾压的振动能量分布比单频振动碾压的能量分布均匀,从而使混合料的碾压密实度较为均匀。

论 CVRCC

因RCC中含有较大的骨料,振动压实过程中,骨料之间移动除克服滑动摩擦外,还要克服咬合摩擦,混沌振动宽幅域中的小振幅可减少滑动摩擦,而其大振幅引起振动轮对RCC

的冲击可有效克服咬合摩擦,所以 CVRCC 比一般 RCC 有更明显的压实效果。

因 RCC 中有较大质量的大颗粒,振动时得到较大的惯性力,率先下移,故过长时间的振动,混合料则可出现不容许出现的上小下大的分层现象,所以振动应在分层还未发生前结束。CVRCC 有较高的压实效果,可以保证在分层出现以前混合料达到最大密实。

CVRCC 在沿深度方向,有较好的碾压均匀性,一般 RCC 由于单频振动碾压使浅层及底层的密实度比中层小,使 RCC 水坝的层面成为主要的渗水通道。若用 CVRCC 建水坝,对减少层面渗水有利。

混沌振动碾压 RCC 用 10 吨级左右碾压机为宜,太重则增大混合料内摩擦,碾压机下陷,不利于碾压,太轻则混合料过于松散,不利于振动传递,也不利于碾压。徐州工程机械集团生产的 YZH10 混沌振动压路机(见徐工集团销售公司网址 <http://www.xcmg.com/product/yzh.html>)适于 CVRCC 用。CVRCC 比 RCC 有较高的工效,均匀性与质量,对水坝施工赶枯水季节,减少其缝隙渗漏有利,对道路,地基等军用民用各种土建工程,均有广阔应用前景。

参考文献

- 1 能源部,水利部碾压混凝土坝推广领导小组,碾压混凝土筑坝——设计与施工[M],北京:电子工业出版社,1990。
- 2 扬金泉,碾压混凝土路面施工技术[M],北京:人民交通出版社,1998。
- 3 龙运佳,混沌振动研究:方法与实践[M].北京:清华大学出版社,1997。
- 4 龙运佳等,重型混沌振动压路机[J],天津:工程机械,2000(8):6-7。
- 5 龙运佳等,基于混沌振动力学的压路机工程[J].北京:中国工程科学,2000(9):76-79。

《储罐基础工程手册》一书出版

由贾庆山编著的《储罐基础工程手册》一书已由中国石化出版社出版(2002年6月第一版)。

本书是储罐基础工程和地基处理方面的一本实用性很强的专著手册。这样的专著工具书在国内尚属首次出版发行。该书是编著者近 30 多年来运用综合的科学分析方法,结合大量的工程实践,开展现场观测、试验研究,参加和指导许多大型储罐基础工程和地基处理设计与施工的总结,从大量的工程实践与事故处理等一些科研成果和实践经验中,编著者提出了储罐基础设计与计算方法、储罐地基变形允许值控制标准、现场监测技术与控制指标、以及在粉细砂夹层的软粘土上充水预压加固储罐地基等地基处理方法。本书的主要内容提要:

本书在大量工程实践的基础上,系统全面总结了我国储罐基础工程和地基处理的经验、方法、有关理论原理、设计计算、施工工艺和现场监测技术,反映了我国储罐基础工程与地基处理技术的当前水平。同时兼蓄国外先进经验。书中附有大量工程实例。书中还重点介绍了作者最近提出的储罐地基处理新技术及科研成果。

全书共分 10 章,内容包括:储罐种类及结构特征、储罐基础类型及适用范围、储罐环墙

基础设计与计算、储罐地基充水预压法等十余种地基处理方法、储罐地基稳定分析、地基沉降计算、储罐基础纠偏加固、储罐基础工程现场监测技术、储罐基础抗震设计和电子计算机在储罐基础工程中应用等。

本书可供从事储罐地基和基础工程设计与施工技术人员使用,亦可供从事上述专业的工程勘察、设计、施工、工程监理和大专院校师生参考。

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,至今已有十二年。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好良师益友。

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交流园地,反映工程实际,探讨发展方向,介绍国外情况。另外,介绍从事地基处理的科研、设计、勘察,施工,以及机械、测试仪器、材料等厂家以便沟通情况,促进协作。

《地基处理》由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。

2002年度的订阅工作:

订阅一年(2002) 4期 20元(包括邮费)

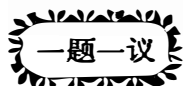
订阅三年(2002~2004) 12期 60元(包括邮费)

如蒙订阅,可向《地基处理》发行部索取订单。

电汇至:杭州西湖信用社,帐号7061101010601201000014740,收款单位:浙江浙峰工程咨询有限公司,注明订购《地基处理》。

邮局汇款至: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鼎群,以便及时邮寄。

联系电话:0571-87952077



主持人: 龚晓南

土钉在黄土边坡支护中应用的讨论

刘明振

高 华

(西安建筑科技大学 西安 710055) (深圳方大集团 深圳 518055)

土钉由于其造价低、施工方法简便,尤其适合我国劳动力价格低廉和便于人海战术的国情,在基坑支护中得到了愈来愈广泛的应用。在黄土地区,由于黄土浸水前结构强度较高,有些土钉支护的基坑深度已超过十米,似乎这种支护方式已是无所不能,大有取代其它各种支护方法之势。由于盲目的采用,已经出现了不少工程问题,分析这些问题出现的原因,主要是对这种支护方法的工作机理和施工过程认识不足,为此笔者想就这一问题谈一点看法,欢迎不同意见进行商榷。

为说明问题,现举工程实例两个:

实例1:某基坑开挖深度8.0m,距基坑最近的建筑物为一幢三层砖混结构,其山墙基础的大放脚边缘与基坑开挖边线齐平,某公司承担该基坑的支护设计与施工任务,采用土钉墙支护,开挖过程中建筑物便严重开裂,不得不将其拆除。

实例2:某水池位于湿陷性黄土地基上,在距其基础边缘1.5m处为一开挖深度为10.0m的基坑。为保证水池的安全,设计者将土钉长度设计为25.0m,但最终未能阻止该水池的开裂,更为严重的是漏水浸泡了边坡土体,招致部分边坡垮塌。

众所周知,土钉支护的施工过程是先进行开挖,达到一定深度后在坑壁上成孔、置入钢筋、注浆、配置面层钢筋网并喷射混凝土,待其具有一定强度后,再进行下一阶段开挖,如此反复,直至达到设计开挖深度。下面分析一下导致边坡变形的一些因素:开挖是土体侧向卸荷和土中剪应力增大的过程,所以基坑的开挖必然导致土坡的竖向和水平方向的变形;在基坑壁上成孔,引起坑壁土中应力释放,又一次招致变形的产生,孔洞的收缩又加大了这种变形;初始置入土钉孔中的钢筋是松弛的,只有在其周围的砂、浆凝固并且土坡产生变形后,土钉中的钢筋才能承受荷载,只有在这种变形足够大时,钢筋才能达到设计的承载能力,这种钢筋被拉紧的过程,伴随着边坡又一次变形的发展;砂、浆的注入会引起土中含水量的增加,对于非饱和土,尤其对湿陷性黄土来说,含水量的增大使土的强度下降、压缩性增加,甚至招致湿陷变形的发生,这种软化作用加剧了边坡的变形。再从设计计算的角度来说,如果在计算中将土钉设置区视为一加筋土重力式挡土墙,根据土力学的原理,挡土墙要发挥其支挡作用,需要产生一定量的位移,无论它是水平方向的移动,还是绕某一点的转动。同时还应该看到,由土钉和其周围被加固的土体所构成的重力式挡墙是完全不同于普通的诸如浆砌片

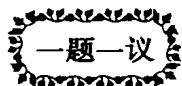
• 收稿日期:2002年4月

石、素混凝土等一类刚性材料组成的挡墙的,这种挡墙发挥挡土作用时,其自身的变形就足够可观。如果在设计计算中将土钉视为加强滑移土体与稳定土体之间的联系,则土钉的这种联系作用的发挥除了需要滑动体与稳定体之间发生一定的相对位移量之外,土钉与其周围土体间的一定数量的相对位移也是不可缺少的。所有这些导致土坡变形的因素是土钉这种支护方法先天固有的,试图增加土钉的长度来解决这—问题是徒劳的,相反,过长的土钉必然延长成孔、置入钢筋和注浆的时间,增大边坡的变形。试想,在目前的施工设备和技术条件下,怎样能保证 25.0m 长的钢筋在孔中是顺直的? 如果钢筋发生了挠曲,拉直它又需要多大的变形? 这里还没有考虑其它施工质量方面的影响,例如砂、浆不饱满、水灰比过大产生离析现象以及砂、浆在凝固过程中所产生的收缩导致土钉与周围土体间摩阻力下降等。

综上所述,土钉支护作用的发挥是建立在足够的边坡位移基础上的,没有足够大的变形就没有土钉的支护作用,这种足够的变形往往是比较大的。过长的土钉并不能使这种方法所固有的变形消失,相反,由于施工的时间延长以及施工难度的增加,导致变形的增大。因此,在对边坡变形有严格要求,或者坡上有对变形敏感的建(构)筑物时,不宜采取这种支护形式。任何土工技术都不是万能的,采用某一方法之前必需弄清它的工作机理以及适用条件。

《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。



主持人: 龚晓南

水下地基土层的液化势判别*

徐少曼

陈书申

(福州大学土建学院 福州 350002) (福建建筑高等专科学校 福州 350007)

随着我国现代化建设规模的扩大,在江河湖海底地基上建造工程建筑物的情况将越来越多,水下土层的液化势判别也会经常遇到。如何正确地判别液化势对工程设计及造价将有重大的影响。对于土层液化可能性的判别方法,我国国标《建筑抗震设计规范》(GBJ 50011-2001)^[1]规定,在初步判别后,存在液化可能性,则按下式作进一步判别:

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

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (1)$$

式中: d_s ——标贯点深度,(m);其余符号见该规范。对于处于水下的土层,地下水位深度 d_w 如何取值,该规范没有规定。

笔者最近遇到这样一个工程,有一条道路拟通过海边,其中一段路基的大部分在水下,水深(5-7)m,地基为中砂层,图1为其中2个钻孔的柱状图及标贯深度。勘察报告的液化判别结果如表1所示。由表可见,由于地基表面以上有一定的水深,报告将地下水位埋深取为负值。使公式中的 $(d_s - d_w)$ 变为 $(d_s + |d_w|)$,从而使计算的 N_{cr} 值偏大,最后使判别的液化等级偏高。考虑到这种做法也许不是个别现象,今后同类情况还可能出现,有必要加以澄清。笔者认为这种取值计算方法是错误的,理由如下:

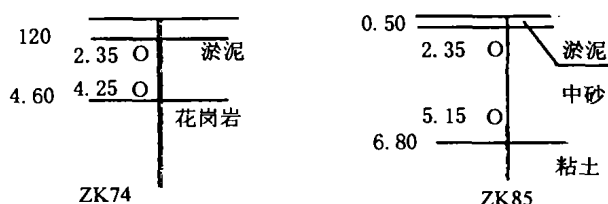


图1 钻孔柱状图

* 收稿日期:2002年4月

表1

孔号	土层名称	标贯深度 m	水位埋深 m	实测标贯 击数 $N_{63.5}$	临界标贯 击数 N_{cr}	液化判别	液化指数	液化等级
ZK74	中砂	2.35	-7.04	5	11.0	液化	17.0	严重
ZK74	中砂	4.25	-7.04	7	12.2	液化		
ZK85	中砂	2.35	-5.44	8	10.1	液化	11.2	中等
ZK85	中砂	5.15	-5.44	10	11.8	液化		
算例	中砂	2.00	-50	32	36.6	液化		

1. 从液化的机理来说,土层之所以会产生液化,是因为在振动作用下,松砂或疏松的土(其标贯击数较低)有振密的趋势,引起孔隙水压力的升高,当该孔压上升到足以抵消上覆土层的自重压力时,土颗粒即失去重量,处于随遇平衡的状态,也就失去承载力,此时液化就发生了。地表以上的水,它一般与地下水是连通的,产生的是静水压力,它对土颗粒只产生浮力,而土颗粒所受的浮力大小与所处的水深是无关的。同时,它并不影响振动时土层产生的孔隙水压力的大小,因为孔压是属于超静水压力,二者是不同性质的。

2. 式(1)中 d_s 主要考虑标贯点的上覆土层自重的影响,而 d_w 则主要考虑非液化土层的厚度的影响。研究表明^[2],当上覆非液化土层很厚时即可不考虑液化影响,因为非液化土层会抑制喷砂冒水。由于地下水位以上的土层处于非饱和状态,其在振动作用下难以产生足够的孔隙水压力,当然该部分土层不会发生液化。故当地下水位很深(即非液化土层很厚)时亦可抑制喷冒作用。在陆地上的地基,地下水都有一定的埋深。地下水位越深,标贯点以上的非液化土层越厚,标贯点就越难液化。对于水下土层的情况,可液化土层只能从地面算起,不可能反向延伸到水面,因而 d_w 值不能取为负值。

3. 举个极端的例子,如果按照表1中的取值计算方法,处于深水下的土层,由于 $(d_s + |d_w|)$ 的值很大,使得计算的 N_{cr} 值很大,于是对于很密实的土(其标贯击数较大)也将可能液化。例如表1中最后一行所示的算例,设在50m水深下的中砂层,标贯击数达32击,已是处于密实状态,但按 $d_w = -50\text{m}$ 计算, $N_{cr} = 36.6$ 击,仍然可能液化。然而这显然违背常识,因为密砂或密实土在振动作用下,土体体积是趋向于膨胀,其产生的孔隙水压力是负的,即孔压将比振动前更小,不可能达到可抵消土体自重压力的程度,因而土层不可能发生液化。可见这种取值计算方法是不对的。

那么应该如何取值计算才合理呢?笔者认为,对于水下地基土层的液化判别, d_w 值应取为0,即标贯点以上的非液化土层厚度为零。下面对表1中的2个钻孔标贯值按此法重新判别,结果如表2所示:

表 2

孔号	土层名称	标贯深度 m	水位埋深 m	实测标贯 击数 $N_{63.5}$	临界标贯 击数 N_{cr}	液化判别	液化指数	液化等级
ZK74	中砂	2.35	0	5	6.8	液化	9.7	中等
ZK74	中砂	4.25	0	7	8.0	液化		
ZK85	中砂	2.35	0	8	6.8	不液化		
ZK85	中砂	5.15	0	10	8.5	不液化		
算例	中砂	2.00	0	32	6.6	不液化		

比较表 2 及表 1 可见,采用笔者的取值计算方法不但更为合理,计算结果差别也很大,zk74 的液化等级由“严重”降为“中等”,zk85 由“中等”降为“不液化”。算例中 $N_{63.5} = 32$ 击,处于密实状态,而 $N_u = 6.6$,自然不可能发生液化。由此可使工程的抗液化措施大为简化,从而大大降低了工程造价。

由于今后在江河湖海岸边水下地基上建造建筑物的情况将不断出现,水下砂基的液化判别将常遇到,建议有关部门在修订抗震规范时对此作出明确规定。

参考文献

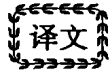
- 1 中华人民共和国国家标准,建筑抗震设计规范(GB50011-2001),中国建筑工业出版社,2001.10.
- 2 刘惠珊、张在明,地震区的场地与地基基础,中国建筑工业出版社,1994,172.

建筑深基坑支护逆作法设计与施工

徐至钧、赵锡宏编著 机械工业出版社出版 定价 42 元

随着高层建筑的发展,深基坑支护技术得到许多行业和部门的关注和积极参与,是一个非常活跃的技术领域,而“逆作法”施工又是一项新兴的基坑支护技术,并已取得了丰硕成果。高层建筑深基坑支护,过去需设计施工庞大的支护结构,工程费用高、工期长,而“逆作法”施工技术,可以解决施工环境比较困难,场地周围建筑物密集,对基坑变形有严格要求。推广“逆作法”可以大大节约工程造价,缩短施工工期,是一种很有发展前途和推广价值的深基坑支护技术。

本书介绍全逆作法、半逆作法、局部或部分逆作法及逆作法施工程序、设计构造要点并汇集了 27 个逆作法施工的工程实例等,全面介绍逆作法的技术进展。可供设计与施工部门、工程技术人员参考。



侧向应力真的会影响沉降吗？*

By Richard L. Handy 著, 周建译

[提要] 一些施工技术的革新,如挤密灌浆、旋喷桩的回旋成孔、夯扩桩中斜截面夯锤的使用,都强调现场土体侧向应力的增长。这里提出的问题是,侧向应力的影响除了加密土体,或提高桩土界面的摩擦力外,是否会减小地基土体的沉降。正常固结土侧向受力达到被动极限状态后,再施加竖向荷载得到一系列摩尔圆,它的应力路径表明土体有一个从固结状态到线弹性状态的转变。这一转变需要,同时也依赖于颗粒间摩擦力方向的改变,这些改变将产生很小的应变,而不需要土体很明显地受压,产生的超静孔隙水压力将通过加固土体的夯扩桩消散。就象公路路基所起的作用一样,加固处理后的土层将使应力扩散到下卧土层。

简介

锥形排土桩、贯入桩、挤密灌浆、旋喷桩的回旋成孔、碎石桩及短的夯扩桩,都将增加土的侧向压力,土体侧向压力的增加将提高桩土界面的摩擦力、加密相邻土体,但侧向应力本身的影响如何?侧向应力是否会影响基础沉降,如果会,如何影响?当采用夯扩短桩加固土体时,基础的沉降比采用传统的固结理论得到的预测值小很多时,这些问题就提出来了。

研究概况

1. K_a 剪切包线

朗肯理论表明,水平面下导致土体剪切破坏的竖向与侧向有效应力之比为:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} \quad (1)$$

这里 K_a 为主动土压力系数, ϕ' 为用有效应力表示的内摩擦角。这个关系式确定了剪切破坏包线,即与水平线成 $\pm\phi'$ 倾角的直线(图1)。

2. K_0 固结包线

土体初始固结描述的固结包线类似于剪切破坏包线,但比剪切破坏线低,因此可得到一个常应力比。对于正常固结土,这个常应力比定义为土体在现有上覆土重下达到固结平衡,即:

* 收稿日期:2002年6月

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \tag{2}$$

σ'_h 和 σ'_v 分别为水平及竖向有效应力。通常用 Jaky 公式估算 K_0 ：

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \tag{3}$$

公式(3)可用来确定固结包线,即与水平线成 $\pm\beta'$ 。

固结线倾角的确定,可采用类似于许多土力学教材中提到的确定剪切破坏线的方法：

$$\sin\beta' = \frac{\frac{1}{2}(\sigma'_v - \sigma'_h)}{\frac{1}{2}(\sigma'_v + \sigma'_h)} \tag{4a}$$

$$\sin\beta' = \frac{(\sigma'_v - \sigma'_h)}{(\sigma'_v + \sigma'_h)} \tag{4b}$$

联合式(2)和(4)可以得到：

$$\beta' = \sin^{-1} \left\{ \frac{\sin\phi'}{2 - \sin\phi'} \right\} \tag{5}$$

既然相应的 K 均为常数,则无论无粘性土还是粘性土,都可事先确定出剪切包线和固结线(Lambe 和 Whitman, 1969),这样,下面的分析对细粒土和粗粒土均适用,对公式(5),可得到如下一些代表性解答。

公式(5)部分解答

表 1

$\phi'(^{\circ})$	0	5	10	15	20	30	40
$\beta'(^{\circ})$	0	2.61	5.46	8.55	11.9	15.5	28.27

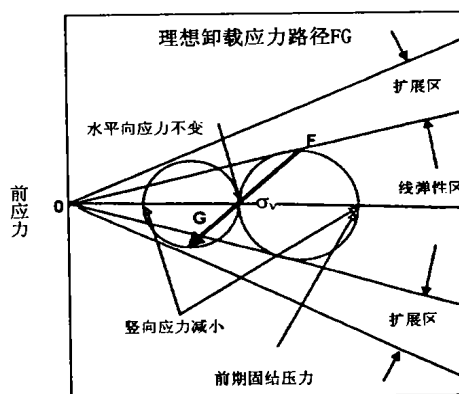
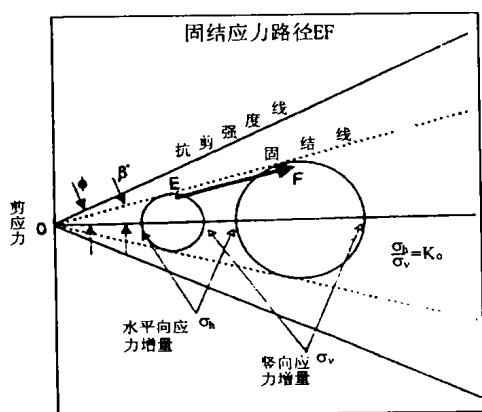


图 1 正常固结时的摩尔圆及应力路 EF 图 2 超固结土竖向应力减小时对应的摩尔圆及应力路径 FG

3. 固结时的应力路径

竖向应力增加导致土体固结,同时水平向应力也成比例地增加,由应力路径 EF 可知,摩尔圆始终与固结包线相切。

4. 卸载、再加载时的应力路径

竖向应力减小,水平应力几乎不变(Mayne 和 Kullhawy, 1982),如图 2 中应力路径 FG 所

示。再加载时,应力路径几乎是沿 GF 返回,因为卸载及再加载到前期固结压力过程中,土体是线弹性的,包含在固结线内的应力区也是线弹性应力区。卸载将使应力路径穿过固结包线进入剪切线与固结线之间的区域,这个区域可称为扩展的线弹性区,或简称为扩展区。

固结与土体线弹性应力状态

土体很少能达到理想的弹性状态,因为局部应力转移集中在土体骨架上,不管怎么说,与土体的线弹性状态相比,固结将使土体产生很明显的物理变化,固结时,实际上所有土体颗粒都不可避免地由于滑移和滚动重新排列,而在线弹性回弹或再压缩中,不是如此。这样固结时,代替弹性状态中应变与应力成比例的是,随着土体被压密,模量增加,应变几乎与应力的对数成比例。并且只要土体的结构保持不变,土体模量的增加就是长期的。

线弹性状态与基础设计

在传统的基础设计中,土体线弹性响应常应用于减小基础沉降,设计时,在每个深度上,使分布的基础压力等于或小于土体前期固结压力,这种方法对灵敏的粘土特别合适,因为土体必须防止初始局部剪切导致的强度降低。

天然土体的高侧应力

如前面提到(图 2 所示),超固结时,土体水平向应力与达到前期固结应力时的水平向应力很接近。现场测试结果表明,土体的 K_0 随深度增加,说明大多数土体至少是弱超固结的 (Handy et al, 1990),这是冲刷引起的卸载、地下水位上升产生的浮力、冰川的前期压力,及膨胀土收缩作用的结果。即使膨胀土也是超固结的,干燥时,产生很高的负超静孔隙水压力,但随着竖向裂缝被充填及重新膨胀,它们将产生较大的侧向压力,达到被动极限平衡状态。

超固结比沿深度不是常量

超固结比 OCR 代表了前期固结压力与现有上覆压力的比值,在超固结土层中,OCR 随深度变化,到地表时,变得无限大。因此 OCR 适合于描述特定土样的超固结程度,而不能描述一层土的超固结程度,除非土体的深度或上覆土重已确定。

高侧压力的力学推导

1. 竖向压缩

有效超固结土的机械受压,加荷将在线弹性区域内进行。

2. 挤密灌浆的水平应力

挤密灌浆过程中产生的侧应力等于灌浆点处的灌浆压力,通常此值小于上覆土压力,以防止土体被顶起,或破坏。这种情况下,灌浆压力最大可达到 $K_0 = 1$ 。

3. 排土桩附近的水平应力

排土桩周将产生较高的侧压力 (Handy et al. 1990),径向应力的增加及切向应力的减小同时发生,将使土体发生剪切,并达到被动状态。

4. 夯扩桩周的水平应力

量测夯扩桩周及桩周土体的侧应力显示土体已处于被动状态,总施加的能量与反复提升及降落重锤进行深层动力压密的能量相当,但能量不是施加在地表,而是均匀地沿桩长分布(Handy et al. 1999),桩的抗拔试验显示,土体有一个线弹性响应,这也暗示着开始时,土体的状态可能有一个根本的改变。

基础沉降与侧向应力

1. 减小沉降的应力路径

图3显示了对正常固结土施加侧压力的应力路径AB,侧压力最高可达到被动极限状态,后来基础荷载施加沿应力路径BC进行,这位于线弹性区域内。在C点摩尔圆与固结线相切,扩展的线弹性响应及初始固结结束。施加于正常固结土的基础荷载受到高侧应力的限制,因此将使土体产生线弹性响应,而不是立即开始固结。

理论上,固结可以开始时的最大竖向应力可通过定义 $K_p = H_2/V_1$ 和 $K_0 = H_2/V_2$ 得到(见图3),H和V分别代表水平和竖向应力,下标代表加载前和加载后。从两式解出的 H_2 应相等,于是:

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{K_p}{K_0} \quad (6)$$

这里 V_2 是固结时所需的竖向有效应力; V_1 是现场竖向有效应力或土体上覆压力。 K_p : 被动土压力系数,它是 K_a [(1)式]的倒数。 V_2/V_1 的比值可定义为加固因子 K_r , K_r 代表正常固结土可得到的最大加固效果。

$$K_r = \frac{1 + \sin\phi'}{(1 - \sin\phi')^2} \quad (7)$$

一个初始高侧向压力将使固结从一个很高的起点沿着高应力水平线进行,但仍沿着固结线。例如 Saye(1984)指出,干燥的膨胀土表层将会由于土粒的抬升而减小沉降。对正常固结粘土,式(7)的代表性解答如下:

公式(7)部分解答

表2

$\phi'(^{\circ})$	0	5	10	15	20	25	30
K_r	0	1.3	1.7	2.3	3.1	4.3	6.0

这样,对于图3中的正常固结土,摩擦角为 25° ,受被动土压力作用,任何深度上的上覆土重必须超过4.3倍现有上覆土压力,固结才开始。没有外加的侧压力,当外部荷载一施加,固结沉降就发生了。

如果将土体的固有应力 $a' = c' \operatorname{ctg}\phi'$ 加到施加的正应力上,一个含有土体凝聚力的类似表达式也可得到,这里 c' 代表有效应力表示的凝聚力,尽管土体受力重塑达到被动极限状态时,暂时还没有凝聚力,但凝聚力会随着时间的增长而增长,这也可以认为给土体一个安全储备。

2. 挤密灌浆

挤密灌浆时,为使土体产生位移,而不是渗入土中,使用一种硬的没有渗透性的浆液。

前面提到为防止土体上抬, K 的最大值为 1.0, 此时图 3 中的应力路径 AB 将停止在水平轴上, 图 3 中的中心圆将退化为一个点, 最大加固比变为:

$$K_g = (1 - \sin\varphi')^{-1} \quad (8)$$

这样当 $\varphi' = 25^\circ$, 最大加固因子为 1.7, 与前面相比, 加固因子为 4.3 时侧向应力才能达到被动极限状态。

3. 对 $e \sim \log p$ 的影响

由于高侧应力将使土体固结需要很高的竖向应力, 在 $e \sim \log p$ 图上, 类似于弱胶结作用, 前期固结压力将向右移。土体这种特性, 如前所述, 被忽视了。因为在传统的实验室, 固结或三轴试验中, 施加竖向荷载前不能施加高的围压。

4. 模拟基础

用一个加固后, 荷载作用下表现为线弹性的表层, 模拟线弹性的公路路基将分布的荷载传给下卧软土。

5. 如果侧压力解除

如果将来某个时间, 侧压力解除, 比如加固层附近进行开挖, 情况该如何? 同样的问题也适用于摩擦桩, 即如果侧向压力解除了, 摩擦力会减小吗? 最明显的回答是, 侧压力不能解除, 特别是在基础施工的初始阶段。即便是砂质粘土, 土体强度也将随时间增长, 因此危险会将随之降低。

6. 不排水条件

在理想的不排水条件下, 摩擦角为零时, 土体开始破坏, 摩尔圆可以给出:

$$K_r = 1 + \frac{4c}{V_1} \quad (9)$$

其中 c 为总应力表示的凝聚力, V_1 为初始竖向应力, 此时土体的极限状态不是固结状态, 而是剪切破坏状态, 这样, 饱和软土上基础的沉降将由于侧向压力而减小。

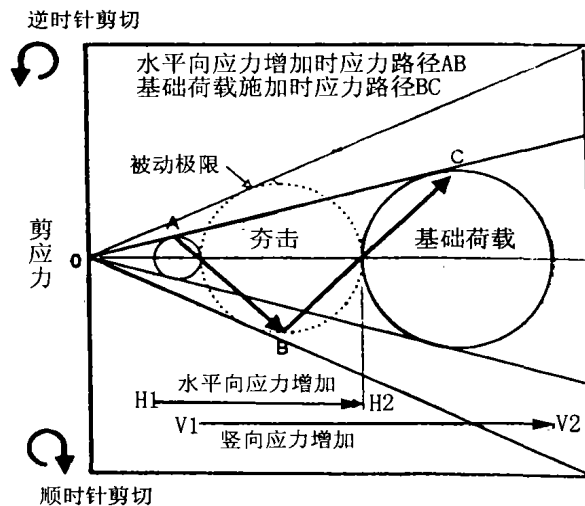


图 3 正常固结土水平应力增加(应力路径 AB), 固结临界应力从 V_1 增加到 V_2 (应力路径 BC)

反向摩擦力的主要作用

传统描述的剪切方向如图3所示,水平轴以上的数据点代表逆时针方向的剪应力。图4为一个简单模型示意图,最上面的一张图标出了正常固结土的剪切方向和接触摩擦力方向,这里正常固结土体颗粒由于经受较高的竖向应力,颗粒间产生摩擦力,并分解为水平应力,它比竖向应力小很多。

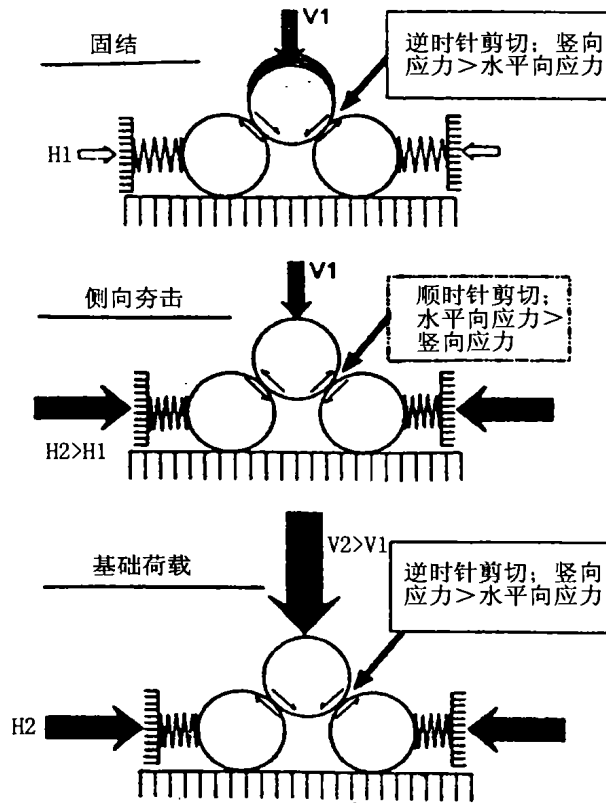


图4 摩擦力方向改变(用以解释固结开始所允许的竖向应力 V_2)

随着水平应力的施加,应力路径穿过 X 轴,剪切方向发生改变,如中间一张图所示,接触摩擦力产生反向水平应力,底部一张图说明当基础荷载施加时,应力路径重新穿过 X 轴,剪切方向又改变了。对于正常固结土,当竖向应力足够克服摩擦阻力时固结才发生。

很明显,摩擦力反向将导致很小的应变,及其后超静孔隙水压力的产生。可打个比方,将一块砖放在一块板上,这块板做了这样或那样的标记,当砖与板之间的摩擦力改变方向时,砖并没有移动。这意味着改变摩擦阻力,并不需要压缩。没有压缩超静孔隙水压力就可忽略不计,即便产生的超静孔隙水也可通过夯扩短桩或柱中的孔隙消散。

结论

本文基于土力学的讨论将给出某种程度上比较意外的结论:实际上需要很高的基础上部荷载,将较高的侧向应力使土体固结沉降,而对加密土体及孔压的增长没什么影响。文中用一个加固后呈线弹性的土层类比与公路中路基。需要强调的是,只有当土体中的水平应力达到被动极限状态时,加固因子才会增长,此时加固单元是线性或成群紧密排列的。

译自《Journal of Geotechnical and
Geoenvironmental Engineering》

Vol. 127, No. 7, July 2001, P623 - 626.

浙江大学岩土工程研究所土工实验室简介

浙江大学岩土工程研究所土工实验室长期从事土工试验的科研、教学和生产实践活动。该实验室具有高水平、素质良好的科研、实验队伍,并拥有国际先进水平的实验设备,对外该室隶属于土木工程测试中心,该中心具有建设工程一级和市政工程二级资质。

土工实验室拥有先进的多功能三轴仪、共振柱仪、大型三轴仪及全自动固结、直剪、三轴、物理性试验系统,还拥有土工合成材料的多种测试仪器,可进行如下试验项目:

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

该实验室位于浙江大学第五教学楼内,实验室主任:王立忠教授。联系地址:310027,浙江大学土木系岩土工程研究所;联系电话:0571 - 87951714,0571 - 87952265;联系人:黄博。