

目次

论文

土工加筋结构的有限元边坡稳定分析.....杨蕴明, 邵龙潭(1)

水泥粉喷桩地基桩土应力分布研究.....杜建成, 张利民(8)

敦煌机场跑道盐胀病害治理试验及效果.....沈秋武, 华遵孟(12)

挤密碎石桩复合地基载荷试验成果对比.....黄鸿川(16)

深圳市福田区保税I号桥西引道软土地基处理.....陈宣言(21)

干振碎石桩复合地基在廊坊地区的应用研究.....刘朝仁, 邱贺然(25)

市政渠箱淤泥土地基的粉体搅拌法处理.....张振国, 倪政熙(30)

竖向荷载作用下单桩承载性能分析.....章胜南(34)

大型油罐软土地基变形允许值的建议.....贾庆山(43)

振冲碎石桩加固油罐地基.....曹晓中(49)

一题一议

钻孔灌注桩的泥水处理问题不容忽视.....盛崇文(55)

复合地基桩土应力比的影响因素及应用问题.....徐少曼(56)

话说土压力的水土合算问题.....魏汝龙(58)

土工加筋结构的有限元边坡稳定分析

杨蕴明 邵龙津

(大连理工大学土木系 大连 116023)

[摘要] 针对目前设计方法中忽略面板作用的问题,本文在采用极限平衡理论验证有限元边坡稳定分析方法的基础上,将此方法应用到土工加筋结构中。大量的计算表明,面板的型式、刚度对加筋结构的稳定性起很重要的作用,这些结果基本上同试验及现场观测资料相吻合,对土工加筋结构设计有一定的参考价值。

前言

土工加筋结构最早出现在本世纪六十年代,由于它的成本低、美观、施工技术简便、节省用地、适用于各种地基情况等优点,在世界各地得到了广泛的应用。根据加筋在土工系统中的作用及应用目的,土工加筋结构可分为三种类型,即加筋挡土墙、土钉结构及树根桩,由于加筋挡土墙和土钉应用得最为广泛,所以本文的土工加筋结构特指加筋挡土墙及土钉结构。土工加筋结构主要由三部分组成,即土体、加筋体、面板。对由填筑形成的加筋挡土墙而言,面板通常由土工织物包裹形成、金属面板、混凝土面板,它们的刚度依次增大。土钉结构一般是开挖形成的,施工时通常在坡面喷射一层混凝土,厚度为5—30cm,在一些重要的工程中还要采取在混凝土中加入型钢支护以及在开挖边坡附近灌注混凝土浆柱等措施^[1]。

目前土工加筋结构的设计方法大部分属于极限平衡方法,这种方法概念清晰并且积累了丰富的经验,但也存在缺陷,其中重要的是很难考虑面板及加筋体的性质对结构稳定性的影响。正是基于这种设计方法,工程中往往忽视护面板的刚度对结构稳定性的影响。对于面板的研究,绝大部分人都从耐久性、墙面的美观性以及施工的便利性方面来考虑。而近年来大量的试验及现场观测资料表明,面板的刚度严重影响着加筋挡土墙及土钉结构的稳定性^[2]。针对目前土工加筋结构稳定分析方法中存在的问题,本文采用有限元边坡稳定分析探讨面板刚度对加筋结构稳定性的影响。

有限元边坡稳定分析方法

有限元边坡稳定分析方法基于边坡的有限元应力分析结果,对于任意形状的曲面,以使之达到临界平衡状态的抗剪强度折减系数作为抗滑稳定安全系数,在用有限坐标节点将曲面离散的基础上,采用了数学规划法求解最危险滑裂面的技巧。这种方法由两部分组成,一是利用有限元法求出结构的应力分布,二是利用直接搜索法寻找最危险滑裂面及安全系数。与极限平衡法不同,这种方法认为加筋体和面板的存在改变了土体应力的分布,从而提高了

* 收稿日期 1996年8月

结构的稳定性。它可以处理复杂的边界条件以及材料的非均匀性和各向异性,有效地模拟材料的非线性应力应变关系,还可以考虑加筋体及面板的性质对结构稳定性的影响以及土体与加筋体、面板相互作用的关系,并比较真实地反映了加筋挡土墙及土钉结构的施工加载过程^[3]。

1. 土工加筋结构的应力计算

土工加筋结构的应力计算采用非线性有限元法,将加筋体模拟成杆单元,面板模拟成梁单元,杆和梁单元都视为弹性材料,土体采用邓肯-张非线性弹性模型,在土体单元和杆单元、土体单元和梁单元之间设置接触面单元,接触面采用古德曼模型,用中点增量法考虑施工加载过程^[4]。

对于加筋挡土墙采用分层增加单元的方法模拟施工堆筑过程,在每一层施工中将新填筑的土体自重转化为相应的节点荷载,其初始应力由单元中心与顶面的距离决定,按施工要求加入该层的杆、梁及接触面单元,接触面单元的初始应力及模量由与其相邻的土体单元的应力水平来决定。

土钉结构的应力场计算相对复杂一些,边坡在开挖时产生释放荷载,荷载、面板及锚杆是随施工过程逐步施加的,先计算土体的初始应力场,在某一层开挖时于被开挖土层中找到与开挖后土体表面相邻的单元,已知此单元的应力状态,可以求出沿开挖表面的法向应力和切向应力,再将其转化为节点力施加到沿开挖线单元的节点上,同时在总刚度阵中不考虑被开挖单元的刚度阵,并且加入按施工要求设置的土钉杆单元、面板梁单元和接触面单元,这样层层类推直到施工结束。

2. 数学规划法计算最危险滑裂面及安全系数

对于平面应变问题,假设土体所构成的平面区域为 S ,且已知区域 S 内土体的应力分布,设 L 为区域 S 内的任意一条曲线,用 $Y=Y(x)$ 表示,定义曲线 L 以上土体沿曲线的滑动安全系数^[3]

$$K = \frac{\int (\sigma_n \tan \phi + c) dL}{\int \tau dL} \quad L \in S$$

σ_n, τ ——曲线上土体的法向与切向应力

这样相应的滑动稳定分析问题可以表述为:在已知的应力场内寻找这样一条曲线,该曲线使 K 值达到最小。安全系数 K 反映的是土体沿滑裂面的平均强度储备。显然上面的问题是一个带有约束的广义非线性规划问题,如果将应力场拓广到整个平面,则问题即转化为无约束的非线性规划问题。设 (x_i, y_i) 是在曲线 $Y=Y(x)$ 上任意取定的一组坐标点 $(i=1, 2, \dots, M)$,如果给定适当的坐标插值函数,那么当所取的坐标点足够密时,曲线就可以完全由这一组坐标点近似表示。如果事先给定了这组点的 X 坐标值,那么曲线的变化就表现为相应的 Y 坐标的变化。这样问题转化

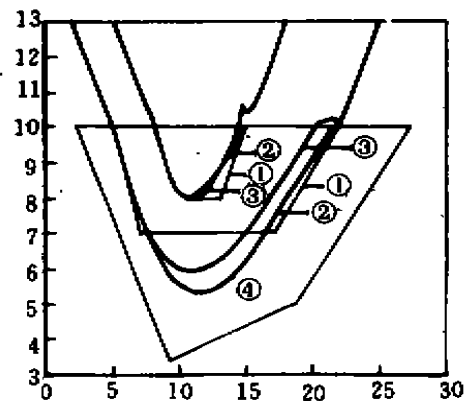


图 2-1

①—初始假定滑裂面 ②—理论滑裂面
③—计算滑裂面 ④—已知的地基应力场的区域

为:于已知的应力场中,在给定一组点的 X 坐标的条件下,变换 Y 坐标的位置,寻找相应的 Y 坐标,它所对应的曲线使安全系数 K 达到最小值。在确定了各点所属的部分单元并插值求出该点沿曲线方向的法向及切向应力,采用线性坐标插值函数及高斯积分方法,利用虎克-捷夫直接搜索法,即可求出最危险滑裂面及相应的安全系数。

为了论证数学规划法搜索最危险滑裂面及安全系数的正确性,用散体极限平衡理论求出地基在外荷载作用下达到极限平衡状态时的应力分布场和塑性应变速度场^[5],在已知应力场分布的条件下,假定初始滑裂面,利用本文的方法计算出最危险滑裂面及相应的安全系数,再与理论值比较。图 2-1 是计算值与理论值的比较。其中第一条滑裂线的安全系数为 1.025,第二条滑裂线的安全系数为 1.013。作者对土坡也做了类似的计算,得出的结论相同。

通过上面的算例可以看到,如果能精确的求出土体的应力场即使初始假定的滑裂面很不合理,也能够准确地计算出土体的最危险滑裂面和安全系数。

有限元边坡稳定分析方法在土工加筋结构中的应用

1. 加筋挡土墙的计算

在加筋挡土墙的计算中,取墙高 6m,加筋体 8 层沿墙高方向均匀分布,加筋体长度为 4.2m,为了尽可能使结果精确,将土体剖分为 1976 个四边形等参单元,在加筋区域适当加密,梁单元 64 个,接触面单元 405 个,杆单元 168 个,分 15 层堆筑而成,计算结果简图如图 3-1 所示^[6]。由于在实际工程中挡土墙顶部通常受外荷载作用,因此除了无荷载情况外,分别在挡土墙顶部施加了三种情况的条形均布荷载,荷载的大小为 98kN/m,宽 1.4m,与墙面的距离由近及远各不相同,其中 I 型荷载距墙最近,中心位置距墙面 0.7m,II 型荷载其次,中心位置距墙面 2.1m,III 型荷载最远,中心位置距墙面 3.5m。

为了分析面板刚度对稳定性的影响,按面板刚度的不同将挡土墙分为四种类型,为了使结果明显,用改变梁单元材料弹性模量的方法来表示面板刚度的变化,取梁的单宽面积 $A=0.165\text{m}^2$,面板的分类及相应的弹模如表 3-1 所示。

表 3-1

类别	I	I	II	IV
弹性模量(kN/m ²)	2.395×10^7	2.395×10^4	2.395×10^3	2.395×10^2

填料及面板基础(混凝土)计算参数如表 3-2 所示

表 3-2

参数	γ (kN/m ³)	K	n	R_f	K_w	K_s	m	c (kPa)	φ	$\Delta\varphi$	K_0
砂土	20.4	460	0.5	0.7	690	230	0.5	0	40	0	0.36
混凝土	23	2×10^7	0	0	2×10^5	1×10^5	0	2940	54	0	0.19

接触面计算参数如表 3-3 所示

表 3-3

参数	c (kPa)	φ	$\Delta\varphi$	K_s	K_r	K_{sw}	n	R_f
粗糙	0	33	0	1×10^7	1640	2460	1.0	0.9
光滑	0	0	0	1×10^7	0	0	0	0

注:土体与加筋体接触面粗糙,其余接触面光滑。

加筋体杆单元的弹性模量与面积之积 $EA=3.786 \times 10^4 \text{kN}$

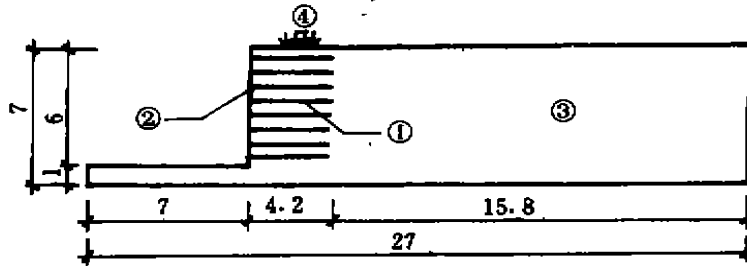


图 3-1

①—加筋体 ②—面板 ③—填土 ④—荷载

用有限元边坡稳定分析方法计算的安全系数如表 3-4 所示。

表 3-4

荷载类型 面板类型	无荷载	荷载 I	荷载 II	荷载 III
I	1.76	1.55	1.71	1.69
II	1.60	1.41	1.52	1.49
III	1.42			
IV	1.22			

注: III型、IV型面板的挡土墙在外荷载作用下土体破坏很严重,用有限元法计算出的应力场不准确,因此不宜用此方法计算。

其中作用在面板后土压力如表 3-5 所示。

表 3-5

荷载类型 面板类型	无荷载	荷载 I	荷载 II	荷载 III
I	106.5	230.7	160.5	128.1
II	109.3	230.9	153.4	124.1
III	74.1	143.7	98.1	83.6
IV	36.3	57.4	44.3	39.6

注:表中单位为 kPa

图 3-2 示出了各型面板的挡土墙在无荷载情况下的最危险滑裂面形状。

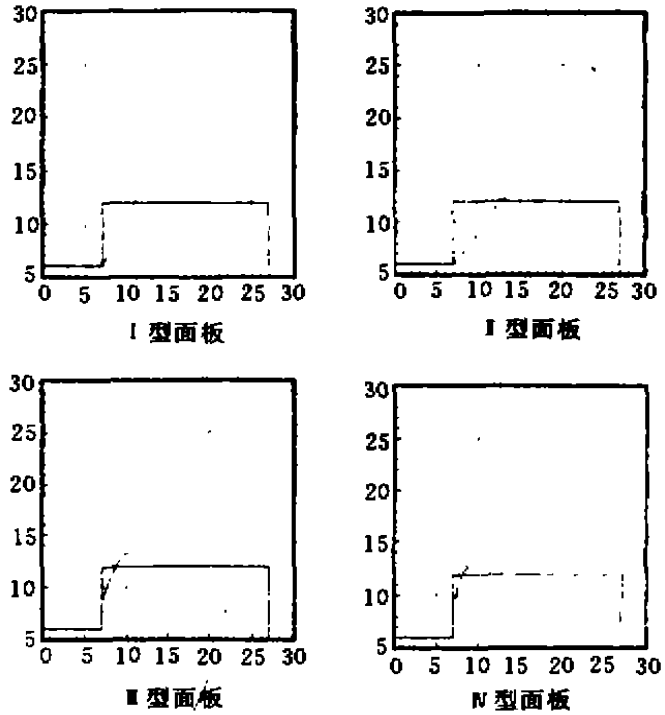


图 3-2

图3-3示出了 I 型面板及IV型面板的挡土墙在无荷载情况下的加筋体拉力分布图。

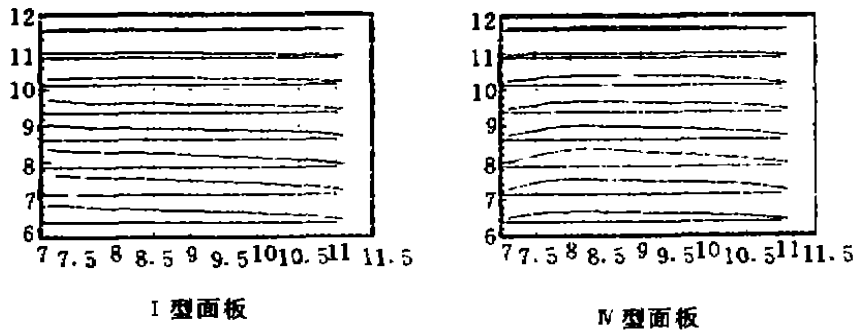


图 3-3

2. 土钉结构的计算

为了分析面板刚度对土钉结构的影响,分别计算两种情况,第一种是有土钉但没有面板支护,第二种是有土钉且边坡表面喷射 20cm 厚的混凝土,填料及混凝土的计算参数如表 3-6 所示。

表 3-6

参数	γ (kN/m ³)	K	n	R_r	K_a	K_o	m	c (kPa)	φ	$\Delta\varphi$	K_o
砂土	20.4	460	0.5	0.7	690	230	0.5	0	40	0	0.6
混凝土	23	2×10^5	0	0	2×10^5	1×10^5	0	2940	54	0	0.19

加筋体土钉杆单元的弹性模量为 $2 \times 10^3 \text{kN/m}^2$, 单宽面积为 $5 \times 10^{-4} \text{m}^2$, 接触面的计算参数如表 3-3 所示。土层开挖施工共 7 层, 墙高 11.2m, 加筋体长 8m, 共 7 根, 沿墙高方向均匀铺设, 土坡倾角 75 度, 剖分的土体单元 1382 个, 杆单元 140 个, 梁单元 28 个, 接触面单元 308 个, 结构简图如图 3-4 所示。

计算的无面板情况下的抗滑安全系数为 1.36, 有面板情况下的安全系数为 1.92, 两种土钉结构的最危险滑裂面形状如图 3-5 所示, 加筋体的拉力分布如图 3-6 所示。

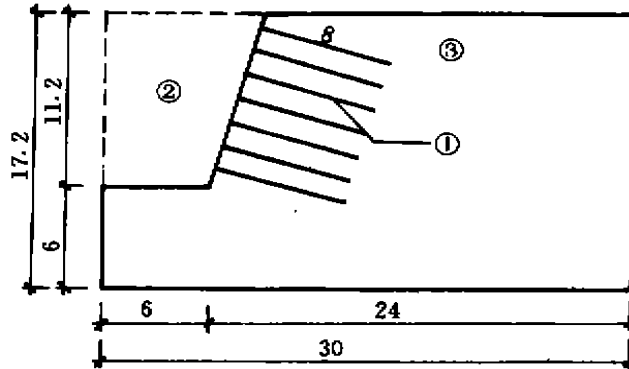


图 3-4

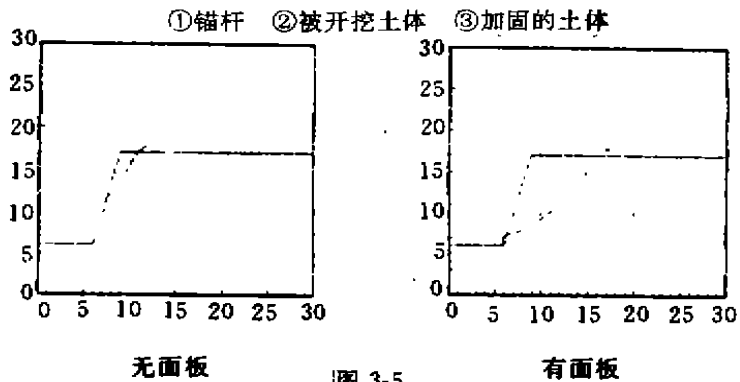


图 3-5

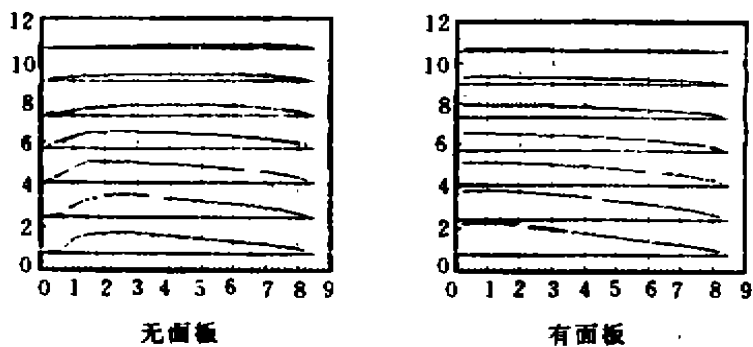


图 3-6

总结

1. 结论

从以上的计算结果中可以总结以下几点:

1) 不论是加筋挡土墙还是土钉结构,按照面板刚度增加的顺序,相应的加筋结构的土体安全系数依次增大,即稳定性提高。

2) 面板刚度减小或没有面板时,边坡出现拉应力,加筋结构的最危险滑裂面容易出现在面板的中部。

3) 随着面板刚度的增加,加筋体最大拉力的位置逐步靠近面板,并且面板上的压力也随着增大。

2. 原理分析

严格地说,加筋体的最大拉力应表示为: $T_{max} = \min(T_{TR}, T_A, T_R + T_{Wmax})$

其中 T_{max} 是加筋体的最大有效拉力, T_{TR} 是加筋体的抗拉破坏强度, T_A 是加筋体的最大有效锚固强度,是指在锚固区中锚固长度范围内作用在加筋体上的粘结力之和, T_R 是在潜在滑裂面与面板之间作用在加筋体上的粘结力之和, T_{Wmax} 是护面板后联结的加筋体最大有效抗拉力,它与相应的加筋体周围面板所受的土压力相等。

如果加筋体没有联结到护面板上或者根本就没有护面板,则 $T_{Wmax} = 0$,如果面板的刚度较小,相应的 T_{Wmax} 也会较小,这点可以从加筋体的拉力分布图 3-3、图 3-6 中看出。上面两种情况 T_{max} 很可能由 $T_R + T_{Wmax}$ 来决定,称这种加筋结构不具有局部刚度,此时最危险滑裂面出现在面板某一高度上,即发生潜层滑动,如图 3-2、图 3-5 所示,相反,如果 T_{max} 由 T_{TR} 或 T_A 来决定,则称这种加筋结构具有局部刚度,表现在滑裂面一般出现在面板的底部,相应的安全系数也会比没有局部刚度的加筋结构大。

参考文献

- 1 欧阳仲春编著,现代土工加筋技术,人民交通出版社,1986. 11
- 2 Role of Facing Rigidity in Soil Reinforcing, Institute of Industrial Science University of Tokyo, 1992
- 3 邵龙潭、韩国城,一种基于有限元应力分析的边坡稳定分析方法,国际高土石坝学术研讨会论文集,1993. 10
- 4 华东水利学院土力学教研室主编,土工原理与计算(上册),水利电力出版社,1979. 7
- 5 陈震编,散体极限平衡理论基础,水利电力出版社,1985. 12
- 6 Proceeding of the International Soil Conference organized by the British Geotechnical Society and held in Glasgow on 10—12 September 1990

水泥粉喷桩地基桩土应力分布研究*

杜建成 张利民

(四川联合大学水电学院 成都 610065)

[摘要] 本文通过离心模型试验,对广州地铁广钢站无承台水泥粉喷桩复合地基模型中的桩土应力进行分析。结果表明,桩距一定时,增大外加荷载,桩土应力比有所降低,但变化不大;当外加荷载不变时,随着桩距的增加,桩土应力比提高且幅度较大。

前言

广钢站是广州地铁的起点,位于深厚软土层上,沉降控制问题在路堤填筑和铁路运营期间都很突出。工程经验和试验都已证实该天然地基不宜直接作为站场地基,需要进行处理。针对该工程,采用塑料排水板仅当软土厚度小于10m时比较合适,而对于厚度10m的软土层,则处理后的地基在铁路运行期间沉降仍然超标。水泥粉喷桩工艺对软基扰动较小,施工速度较快,尤其是在工期较紧无充分的时间预压固结,或地基很深,排水固结法不能控制工后沉降时,是一种理想的地基处理方法。在设计水泥粉喷桩时,桩的承载力参数确定是十分重要的。为此,需要研究桩的荷载位移特性及桩土应力分布特性。我国目前粉喷桩工程多数是用于房屋地基,粉喷桩与软土在承台作用下共同工作,粉喷桩可以发挥较高的承载力,桩土应力比也较大。但在本工程中,粗砂填料直接填在处理后的地基上,不设承台,因而地基土与桩并不同步沉降,桩可以刺入土堤内,这样,桩土工作特性就与带承台的地基有显著不同。目前,用粉喷桩处理大面积路堤下的软土地基工程中的桩土应力分布规律还未见有详细研究。本文介绍由离心模型试验测定的成果。

桩材水泥土与桩间软土的应力应变特性

在进行离心模型试验之前,首先对桩材水泥土和桩间软土的应力应变特性在三轴仪中进行了测定,其典型的应力应变曲线见图1。尽管桩材与桩间土的实际应力路径与常规三轴应力路径有差异,但仍可进行定性的分析。水泥土表现出脆性破坏,应变很小即出现峰值强度;桩间土则呈应变硬化型,没有明显的峰值点,破坏型式也表现为塑性破坏,其强度远远低于桩材水泥土。因而,在外部荷载作用下,开始时基础沉降量很小但桩身应力

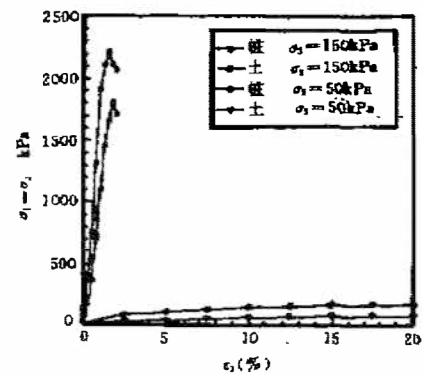


图1 桩材和软土的应力-应变关系

* 收稿日期:1996年4月

已接近其所受围压下的峰值强度,而地面附近的桩间土所受垂直应力很小,故桩土应力比较大。当桩身材料达到峰值强度后,桩身应力急剧下降,沉降迅速加大,桩间土承担的荷载增加,桩土应力比则下降。下面的离心模型试验给出了定量的结果。

离心模型试验

1. 试验设备

试验在四川联合大学(成都科技大学)25g-t 土工离心机上进行。该机由主机、施动控

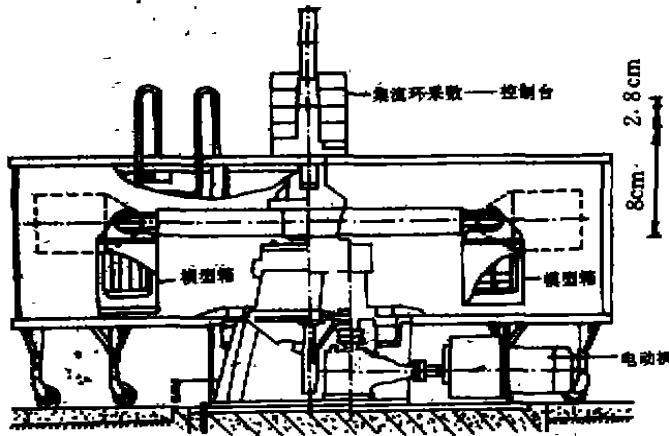


图2 CUST 土工离心机全貌

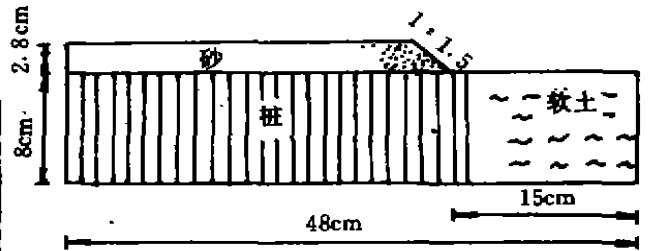


图3 试验方案构造图(模型)

制系统、数据采集与处理系统、摄影系统四大部分组成,见图2。利用该设备已成功的进行了多项工程的试验与方案评价研究工作。

2. 试验土料

为了使模型的应力状况和加载历史与原型严格相似,正确反映地基特点,专门制作取样箱赴现场取得原状土样,经蜡封处理后运至实验室。路堤也由与现场类似的粗砂填筑。桩材水泥土水泥选用425号普通硅酸盐水泥,不加外掺剂,淤泥土即是取自现场的软土,水泥与软土重量之比为14%。

3. 试验方案和步骤

图3为试验方案构造图。粉喷桩原型直径50cm,平面布置型式为等边三角形,间距分别取1.2m、1.7m和2.0m。压力盒在复合地基中的埋设位置见图4。它们都埋在地基表面,位于路基中部附近。试验步骤如下:

- (1)将原状软土装入模型箱,浸水恢复现场饱和度;
- (2)在规定加速度下固结,恢复现场应力状态;
- (3)进行粉喷桩施工并填筑路堤;

(4)在离心机上模拟施工加载及预压半年内复合地基的性状;

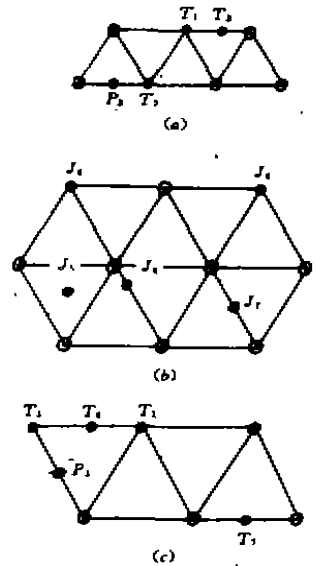


图4 压力盒埋设位置示意图
(a)S=1.2m (b)S=1.7m (c) S=2.0m

- (5)在离心机上模拟列车荷载作用后地基的长期运行性状;
- (6)继续模拟在超载作用下复合地基桩土的应力分担情况。

试验成果分析

根据所做试验的强度情况,荷载等级分 $q=0$ (初始)、63kPa(路堤荷载)、94kPa(列车荷载作用后)、186kPa(超载)、276kPa(超载)等五级。试验中监测了不同加速度阶段的桩土应力情况。文中给出的结果均为对应于设计运行加速度即现场应力情况。试验结果示于图5~8及表1中。

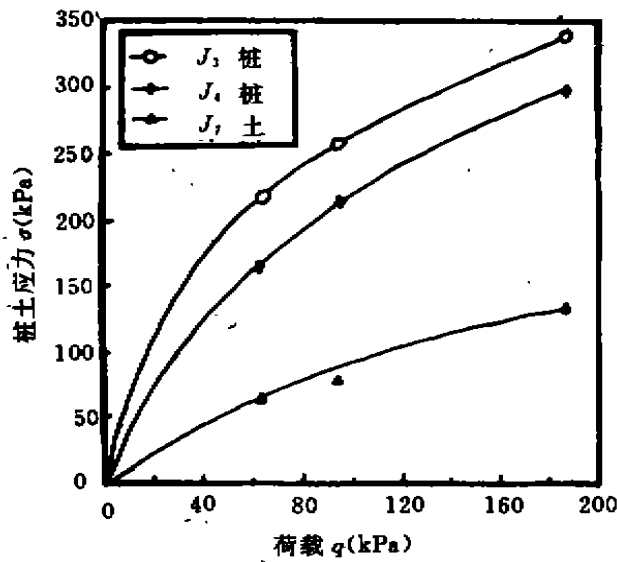


图5 $S=1.7m$ 方案三个测点的荷载应力曲线。

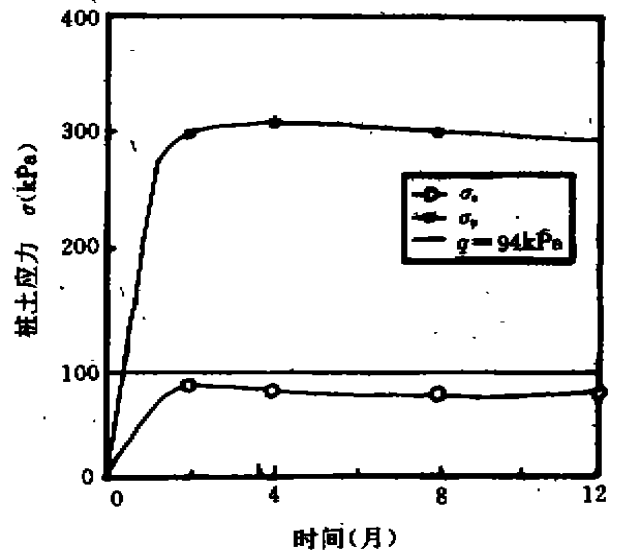


图6 $S=1.7m$ 方案典型的桩土应力随时间的变化规律

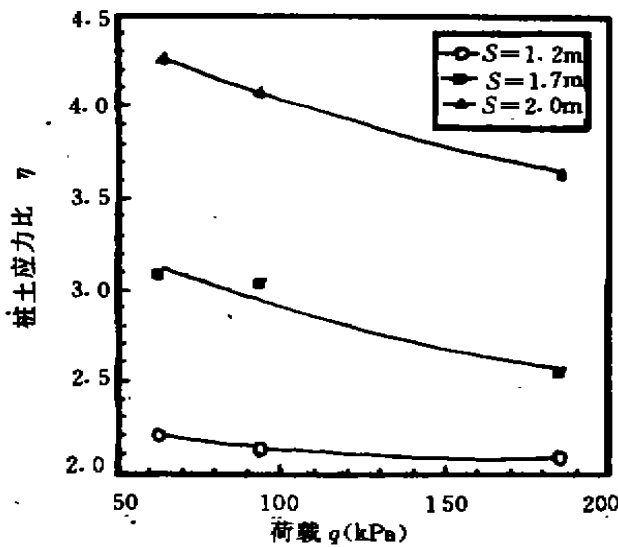


图7 桩土应力比与所受荷载关系

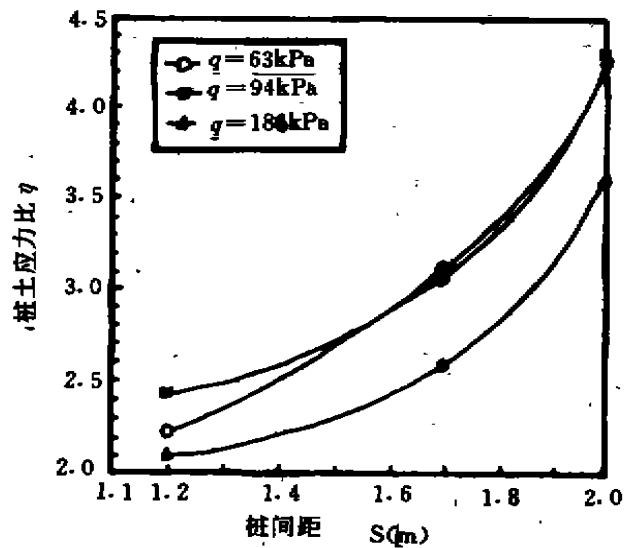


图8 桩土应力比与桩间距关系

桩土应力实测值

表1

方案	传感器号	埋设部位	实测应力与荷载之比				桩土应力比			
			$q=63$	$q=94$	$q=186$	$q=276$	$q=63$	$q=94$	$q=186$	$q=276$
$S=1.2\text{m}$	T_7	桩	1.95	1.83	1.44	1.18	2.22	2.14	2.10	2.00
	P_6	桩间土	0.88	0.86	0.69	0.59				
$S=1.7\text{m}$	J_3	桩	3.51	2.89	1.82	—	3.11	3.06	2.57	—
	J_7	桩间土	1.13	0.94	0.71	—				
$S=2.0\text{m}$	J_3	桩	4.02	3.78	2.69	—	4.26	4.09	3.64	—
	T_7	桩间土	0.94	0.92	0.74	—				

注:荷载 q 单位为kPa

从图上及表中的数据可总结出如下一些规律:①在设计运行加速度下,桩身应力和桩间土应力与外部荷载均成较明显的非线性关系。离路堤中心线越近,桩身应力则越大, $S=1.2\text{m}$ 和 2.0m 的两种方案,也表现出类似的规律;②对于三种方案,桩身应力和桩间土应力达到峰值时,其所用时间均小于预压期的6个月,其后即进入稳定状态,这时,桩身应力远大于外部荷载,桩间土应力则略小于外加荷载;③桩距一定时若增大外部荷载 q ,则桩承受的应力 σ_p 与 q 之比将降低,桩间土承受的附加应力 σ_s 与 q 之比也随之降低,桩土应力比变小,但幅度不大;④在一定的外加荷载作用下,随着桩距的增加,桩身应力 σ_p 与 q 之比不断增大,桩间土应力 σ_s 与 q 之比也不断增大,桩距从 1.2m 增大到 2.0m 时,桩土应力比从 2.14 增至 4.09 ,变化较大。

结语

1. 广钢站软土的应力应变特性属典型的加工硬化型,为正常固结粘土。桩材水泥土呈现脆性破坏。其强度远高于桩间软土,性质近似于软岩。

2. 桩身应力和桩间土应力均在预压期内达到峰值,其后即进入稳定状态。

3. 桩间距一定时,增加外部荷载,桩土应力比仅略有下降,但在一定的外部荷载下,桩间距加大,桩土应力比将显著增加。

参考文献

- 1 李广信,复合地基中的桩土应力比,地基处理,第6卷第3期(总20),1995年9月
- 2 四川联合大学、铁道部第二勘测设计院;广州地铁软土地基处理离心模型试验研究,1994年7月。

敦煌机场跑道盐胀病害治理试验及效果

沈秋武 华遵孟

(中国市政工程西北设计研究院 兰州 730000)

[摘要] 本文介绍了处于粗颗粒盐渍土上的机场跑道病害治理试验方案及实施效果。

概述

敦煌机场位于敦煌市东南15km处的砂砾质戈壁,地貌属三危山山前洪积扇,地形南高北低,西高东低,海拔约1200m。浅部3.0m洪积地层由4—6层角砾含中粗砂粉细砂交替沉积组成,层理紊乱交错,砾石层与粉细砂交替部位(砾石层的底部)有数厘米至十多厘米厚的以薄层状透镜体形式存在的盐结晶层,局部砾石层中也有窝状不规则盐的分布,砾石层粒径2—20mm的颗粒占55%,2~0.1mm的颗粒占35—45%;3.0m以下冲积地层由分选良好,颗粒均匀的粉细砂及砾石层组成,层理明显,层厚较大,未发现盐的结晶层,地下水埋深10~14m。

场区属中-强盐渍土,3.0m以上最高含盐量3.1%,平均含盐量0.75%,含盐类型以硫酸钠,硫酸钙为主,3.0m以下地层中易溶盐明显降低,一般小于0.3%,以氯化盐为主。

场区位于内陆干旱气候区,年平均温度约为10℃,极端最高气温出现在7月,为49℃;极端最低气温出现在12月,为-34℃;昼夜温差最大在9、10月,为18.4℃,最小在12、1月,为13℃,每年11月到次年2月平均气温小于零度;夏季地表温度高于气温约6.8℃,冬季地表温度低于气温约0.2℃;最大冻结深度144cm。

年平均降水量37mm,平均蒸发量2490mm,最大降水量及最大蒸发量均在6—8月,占全年60%,年降雪量小于8mm。

治理前跑道情况简介

机场建成于1982年,飞行区等级为3C级,东西向跑道基本建在原地形等高线上,长1800m,宽30m,道面结构层厚30cm,成份为场地表层含盐砂砾与8%的石灰混合碾压,上覆5cm厚黑色碎石及沥青砂面层,1987年向东延伸400m,道面结构为4cm橡胶沥青混凝土,7cm厚沥青灌入碎石层,30cm厚5%水泥稳定戈壁土(场道附近地表含盐砂砾石与5%的水泥的混合),其下为原戈壁土压实,并对1800m厚道面加铺5cm厚橡胶沥青面层。

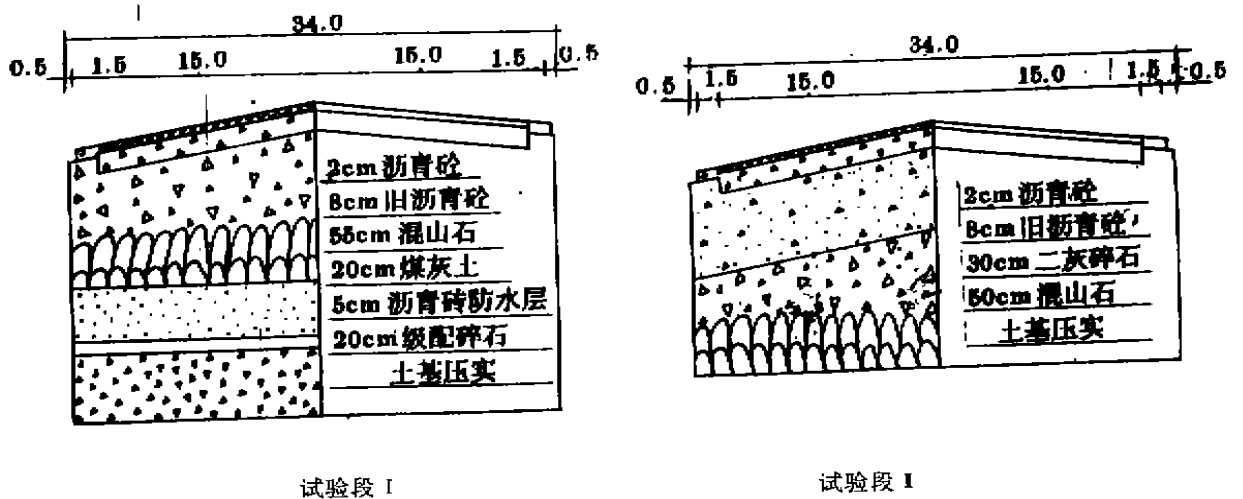
1982年至1984年秋道面变形破坏慢且轻,仅出现纵、横向裂缝,1987年加铺橡胶沥青混凝土面层后,道面病害急剧加快,1988年老跑道开始出现零星鼓胀点,1989年8月发展为2000m²的成片鼓胀带,当年冬天有明显发展,1990年底鼓胀点达200余处20000m²(其中鼓

* 收稿日期:1996年5月

胀量 5cm 以上的占 90%)1991 年 6 月增至 40000m², 占跑道总面积的 40%, 鼓胀变形的时间主要在 12 月至 3 月及 6—9 月, 其余时间相对稳定。鼓胀形态多为纵横向鼓埂, 局部为不规则丘状鼓包且多为先鼓后裂, 至 1991 年 6 月, 道肩纵向鼓埂最高可达 22cm, 刨验发现厚 30cm 灰土基层松胀, 含水量增大, 盐分积聚。易溶盐总量为 2.0—3.4%, Na₂SO₄ 含量为 1.6—2.9%。

变形道面的治理试验方案及实施

针对敦煌机场跑道破坏的特点, 设计单位在 1991 年跑道大面积抢修时, 除换用不含盐的符合工程质量要求的大颗粒结构层, 加大处理深度, 加强道面排水, 完善排水系统等措施外, 还对道面材料从强度、稳定性、耐久性、热胀性方面综合进行了处理, 并在重建东段 400m 跑道时, 修建了两种不同结构组合、不同处理深度的试验段。修补道面结构为: 2cm 橡胶沥青混凝土, 8cm 旧沥青混凝土, 50cm 混山石。总处理厚度 60cm, 两试验段结构见下图。



设计试验方案时, 基于以下考虑

- ①结构层厚度控制在冻结深度的 2/3 左右, 减小冻胀影响;
- ②设置变形缓冲层, 利用大颗粒碎石骨架间的空隙作为容纳盐分膨胀的空间;
- ③用二灰碎石(重量比为石灰:粉煤灰:碎石=1:3:9, 碎石中小于 10mm 的细砂筛除做为基层);

④方案二做沥青防水层, 隔断汽态水的上移, 其下 20cm 的级配碎石防止盐的上升, 减小盐胀。

⑤方案二将混山石铺在旧沥青混凝土层下, 提高沥青层与基层结合力, 防止道面纵缝发生。

对设计方案施工时, 人工按要求将基层建材填好, 然后用振动碾路机反复压实, 该工程于 1991 年 7 月完成施工, 同月即将恢复通航。

治理效果检验

治理工作完成后,先后于1992年1月、4月、6月、12月及1995年7月重点对两试验段的道面变形进行观测,并对道基水盐分布进行了检验。

1. 道面变形观测

对两试验段道面以 $3 \times 4\text{m}$ 格网设定63个观测点,每试验段由北向南布9条观测剖面线,每剖面7个观测点,对资料分析时,以1992年1月观测资料为基点,计算1~4月、4~6月、6~12月度每条剖面平均变形量,分析1992年1~12月年变形量,1992年6月~1995年7月相同季节变形量及1992年1月~1995年7月累计变形量,结果见表1:

表1

试验段	时间 (月)	剖面编号								
		1 北道肩	2	3	4	5 跑道中 心线	6	7	8	9 南道肩
		平均变形量 (mm)								
I	1~4	-3.75	-4.28	-5.00	-4.57	-4.71	-4.28	-4.28	-3.14	-2.28
	4~6	-1.28	-0.43	-0.41	-0.71	-1.28	-1.43	-1.14	-1.00	-1.00
	6~12	+4.57	+3.86	+3.43	+2.43	+4.57	+3.85	+4.71	+4.43	+3.71
	1~12	-0.28	-0.86	-1.43	-2.86	-1.43	-2.28	-0.71	+0.28	+0.43
	1992.6 1995.7	+0.14	-0.14	+0.43	-10.57	+1.29	-10.71	+2.43	+1.00	+0.57
	1992.1 1995.7	-4.43	-4.00	-3.00	-13.00	-3.29	-14.14	-2.28	-3.43	-3.14
II	1~4	+0.86	+0.14	-0.14	+0.14	+1.28	+1.00	+1.14	+1.00	+0.86
	4~6	+1.43	+1.86	+1.71	+2.43	+0.86	+1.00	+1.71	+1.86	+1.29
	6~12	+5.14	+3.43	+2.86	+2.14	+3.29	+3.00	+4.43	+3.57	+7.86
	1~12	+7.43	+5.43	+4.43	+4.14	+5.43	+5.00	+7.29	+6.43	+9.57
	1992.6 1995.7	+6.14	+0.29	-0.86	-2.29	+0.86	-1.86	+2.43	+2.71	+8.57
	1992.1 1995.7	+1.00	-3.14	-3.71	-4.86	-2.43	-4.86	-2.14	-1.14	-1.57

对观测资料进行分析,可有如下规律:

1) 1992年试验段I区1~6月升温季节产生沉降变形,6~12月降温过程中产生鼓胀变形,沉降变形总量大于鼓胀变形总量,沉降变形主要发生在1~4月。而试验段II区全年各季节均产生鼓胀变形,以6~12月降温过程中鼓胀变形最为明显,4~6月次之,跑道两道肩全年累计鼓胀量(7.4~9.6mm)大于跑道中心附近全年累计鼓胀量(4.1~5.0mm)。

2) 经过四年的运行,1995年7月高温季节道面高程与1992年12月低温季节相比普遍

略有降低,其中Ⅰ区飞机起降轮迹范围(中心线两侧)内4~4.6~6剖面沉降变形量为-13~-14mm左右,是各剖面中沉降较显著的,而Ⅱ区轮迹范围的沉降量仅为4.86mm。

3)1995年7月与1992年6月同季节观测资料相比,Ⅱ区两道肩1995年高程较四年前明显上升6~8mm,起降轮迹范围内下沉2mm左右,其余剖面略有上升;Ⅰ区除起降轮迹范围内明显下沉约10mm外,其余剖面升降不明显。

2. 道基检验结果

1)结构层中易溶盐含量(均取小于2mm的碎屑),除Ⅰ区0.10~0.40m处混山石一般小于0.5%外,其余结构层含盐量普遍较高,其中以Ⅰ区0.65~0.85m深处的煤灰土及Ⅱ区0.1~0.4m处的二灰碎石最高,易溶盐总量平均为0.82~1.25%,其中硫酸盐含量平均为0.72~1.00%。级配碎石(Ⅰ区)或混山石(Ⅱ区)垫层中含盐量大于0.5%的样品占50%。煤灰土(Ⅰ区)或二灰碎石(Ⅱ区)基层中含盐量大于0.5%的样品分别占100%和86%。

2)煤灰土含水量一般为17.0~24.3%,二灰碎石一般为13.5~13.7%,而混山石一般为3.5%以下,土基中含水量均小于6%。

3. 治理试验效果初步分析

1)根据试验段及大面积修补区运行四年后的观察与变形观测,治理后道面尚未产生破坏性鼓胀变形,与1991年抢修前相比,治理效果是明显的,变形发展速率与以往病害期相比是缓慢的,说明增加处理深度,设置碎石隔离层等措施是治理鼓胀变形的有效途径。

2)试验段土基中未发生水盐积聚现象,其含水量、含盐量与道面外侧无复盖条件相近。而道面结构层中煤灰土或二灰碎石中含水量与含盐量检验值较高的原因,由于缺乏施工原始检验资料,尚难定论。

3)试验段轮迹范围内产生沉降系由于机轮荷载反复作用下引起的压缩变形,试验段道肩产生鼓胀系由于土基与结构层可能产生的盐胀或冻胀及其受力条件与跑道中心不同所引起,其原因尚待继续观测研究。

挤密碎石桩复合地基载荷试验成果对比*

黄鸿川

(中石化勘察院 河北徐水 072551)

概况

位于天津市大港区一石油化工厂的油库罐区扩建工程,新建 50000m³ 一台和 20000m³ 六台油罐。设计要求提供 50000m³ 油罐复合地基承载力满足 250kPa 和相应的压缩模量,抗剪强度 c, φ 值等指标。为配合 30 万吨乙烯工程使用,工期要求急,又鉴于此处地层 18m 左右深度内多为淤泥质粉质粘土和淤泥质粘土,为高压缩性土层,在天津大港地区此软土地基上建造 50000m³ 大型油罐基础还是首次。此处海相沉积的软弱粘性土层的特点是含水量大,压缩性高,建造建(构)筑物会产生相当大的沉降和沉降差,而且沉降的延续时间又长,并且由于强度低,地基承载力和稳定性往往不能满足工程的要求,而需采取处理。设计部门和施工单位提出了几种地基处理方案进行对比,最后在满足安全、经济、时间短、施工文明的前提下拟定采用振动沉管挤密碎石桩处理方案。

振动沉管挤密碎石桩在国内不过是十年时间左右发展起来的一种处理软弱地基的方法。与振冲法相比,都是在软弱地基中形成密实的碎石桩,同地基土构成复合地基。从施工方面考虑,此法的施工设备与工艺操作较为简单、特别是不带水操作,省去排泄大量泥浆,从而场地较为清洁,施工时桩位易于准确控制,施工顺利,工效高、造价低等等。

地层简述

- 1 层:人工素填土,灰褐色,主要由粘性土组成。含有植物根和少量有机质,土质不均,软塑~硬塑,厚度 0.5~0.7m。
- 2 层:粉质粘土,褐黄色,土质软,含少量氧化铁斑点,较均匀,软塑~可塑,厚度 1.30~1.80m。
- 3 层:粉土,灰色,土质稍好,含少量云母片,均匀性稍差,饱和,松散~稍密,厚度 1.00~1.70m。
- 4 层:淤泥质粉质粘土,灰色,土质软,塑性指数较高,含少量云母片,软塑~可塑,厚度 1.50~1.90m。
- 5 层:淤泥质粉质粘土,灰色,土质软,塑限高,部分为粉质粘土,含少量云母和贝壳碎片,饱和,厚度 9.80~10.50m。
- 6 层:粉土,灰色,土质较好,塑性指数稍高,含少量云母和贝壳残片,较均匀,饱和,松散~稍密,厚度 2.10~2.60m。

* 收稿日期:1994年11月

7层:粉砂,灰色。

检测期间地下水埋深 0.10~0.20m。

处理方案的设计与实施

根据市勘察院对 50000m³和 20000m³ 油罐区场地内工程地质勘察揭示,在埋深 20m 以内地层变化不大,水平分布稳定。挤密碎石桩桩径 400~450mm,桩长 18m,但桩尖必须穿过淤泥质粉质粘土层,桩端应座落在粉质粘土或粉砂层上。采用辐射状渐增桩距形式即 50000m³ 罐以半径上的间距 700,720,740,760,780mm……排列,每圈以 6,12,18,24,30 根……桩数增加,20000m³ 罐以半径上的间距 800,820,840,860,880mm……排列,每圈以 6,12,18,24,30 根……桩数增加的罐基桩位布置(见图 1)。同时使其罐边到罐中心面积置换率逐渐均匀增大,地基承载力与压缩模量也相应随之增加。考虑到工程工期紧迫,采用试验桩与工程桩连续进行,施工顺序沿圆周由外向内。50000m³ 罐选取第 2 圈、17 圈、31 圈部分工程桩进行综合检测和静载荷试验,同时在 50000m³ 罐工程桩影响范围以外,布置部分检测孔作为试验桩前的资料,便于同处理后的对比(见图 1)。

本次施工利用 DE-20Y-40y 振动打桩机,沉管外径 0.397m,内投料方式,每提升 1.00m,反插一次,保证每 m 投料量 0.156m³。检测采用钻孔取样,静力触探,标准贯入试验,十字板剪切试验,桩体重型(2)动力触探等测试手段。载荷试验采用堆载法,即用一根 3000kN 的主梁,两端各置一平面挂蓝,挂蓝平面上堆放重块,千斤顶逐级加压的慢速维持荷载法,用置于千斤顶上的应力式压力传感器直接测定每级荷载,荷载分级等量施加,沉降用对称安放于载荷板上的四个百分表与基准梁测定,其沉降量在一小时内小于 0.1mm 时,即为相对稳定。载荷板为 5cm 厚的钢板,载荷板下面铺设 15cm 左右的碎石垫层和 15cm 左右厚的粗、中砂压实找平,板面保持水平。

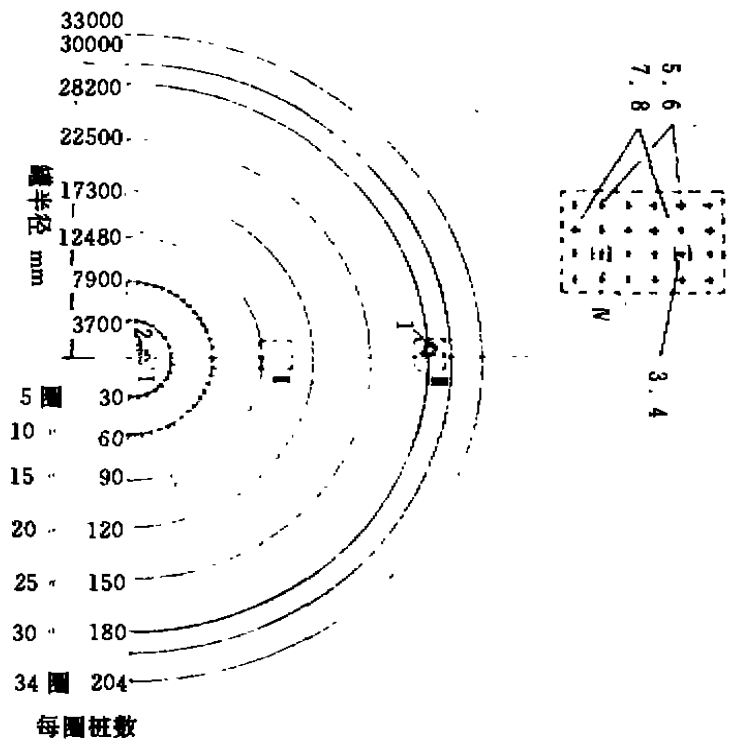


图 1 综合检测与静载试验位置图
I ~ IV 为综合检测位置
1~8 为静载试验点位置

效果与评价

从表1可见。处理后的各层地基土的物理力学性质与测试指标均有明显提高,土层性能得到改善,地基土的承载力和压缩模量亦得到不同程度的提高。从桩体重型(2)动探检测效果来看,碎石桩顶部1.00m左右深度范围内击数偏低,由于受表层土约束力小而加固效果较差。

其载荷试验结果从图2~图4和表2、3可见(选几个试验点结果):

表1

地层号	层底深度	地层名称	地基土承载力标准值 f_k (kPa)				地基土压缩模量 E_s (MPa)			
			I	II	III	IV	I	II	III	IV
2	2.00	粉质粘土	110	107	105	90/107	4.3	4.2	4.0	3.2/4.2
3	3.50	粉土	160	115	150	140/155	7.5	7.2	7.0	6.5/7.2
4	5.00	淤泥质粉质粘土	140	135	130	129/130	6.5	6.0	5.6	4.5/5.6
5	15.30	淤泥质粉质粘土	115	112	110	85/112	4.6	4.5	4.5	3.3/4.5
6	17.6	粉土	190	180	180	160/	9.0	8.5	8.5	7.5/

续表1

地层号	复合地基压缩模量 E_s (MPa)				复合地基承载力标准值 f_{pk} (kPa)				桩体重型(2)动探与 承载力标准值 f_p (kPa)			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
2	5.28	4.53	4.38	4.76	135.0	113.9	115.0	121.3	210	154	190	200
3	9.32	7.86	7.44	8.31	198.8	169.2	159.4	178.9	315	240	230	310
4	7.78	6.63	5.88	6.46	167.7	149.2	136.4	150.0	250	220	185	260
5	6.8	5.77	4.71	5.64	168.8	144.1	134.7	137.8	330	315	245	290
6	10.8	9.61	9.28		227.5	203.4	196.6	340	340	320	320	

* 地基土承载力与地基土压缩模量IV中数字为加固前/加固后

表2

试验点号	类别	荷载板尺寸		沉降 $S=0.02b$ (mm)	与S对应的 荷载 P(kPa)	变形模量 E_0 (MPa)	压缩模量 E_s (MPa)	备注
		长×宽 (a×b)(m)	面积 (m ²)					
2	复合地基 (4根18m长桩)	1.45×1.45	2.10	29.0	109.5	4.35	6.98	置换率 $m=0.24$
3	复合地基 (1根14m长桩)	0.96×0.96	0.92	19.2	120.4	4.68	7.51	

表 3

试验点号	类别	载荷板尺寸		荷载 P (kPa)	P 所对应的 沉降 S (mm)	变形模量 E_s (MPa)	压缩模量 E_c (MPa)
		直径(m)	面积(m ²)				
5	单桩桩体 (桩长 14m)	0.4	0.13	238.9	10	6.58	10.56
7	桩间土	0.7×0.7	0.49	112.2	14	4.36	7.00

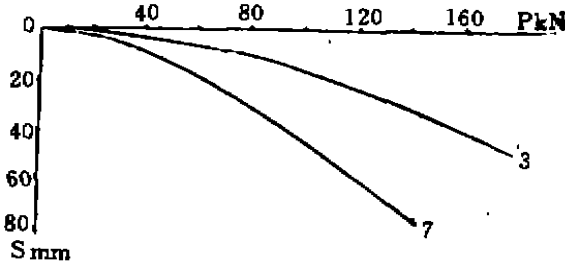


图 2 $S-P$ 曲线 3 为单桩复合地基, 7 为桩间土

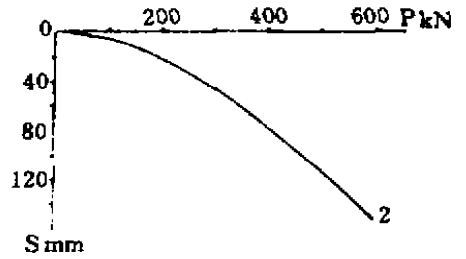


图 3 4 桩复合地基 $S-P$ 曲线

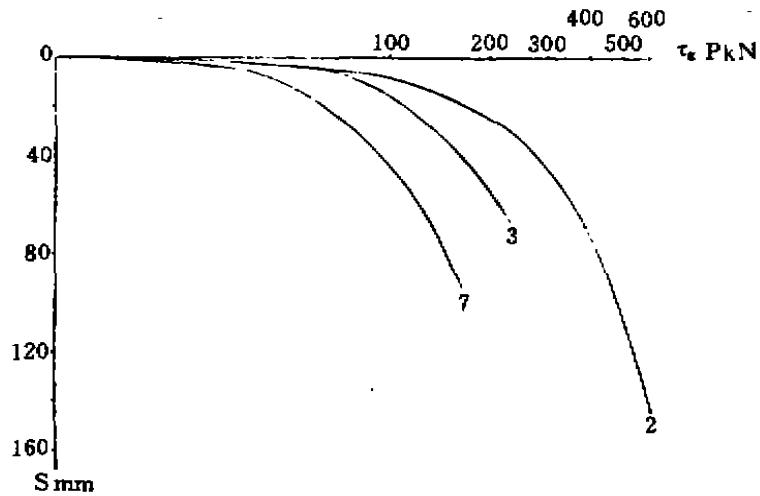


图 4 $S-\lg P$ 曲线 2、为四桩复合地基, 3 为单桩复合地基, 7 为桩间土

试验点 2、3 的 $P-S$ 曲线及 $S-\lg P$ 曲线比较平缓光滑, 没有明显拐点, 其特征完全符合规程所示的复合地基载荷曲线, 取 $P-S$ 曲线上的相对沉降量 $S/b=0.02$ 所对应的荷载为复合地基承载力的标准值。试验点 7 的 $P-S$ 曲线拐点不太明显, $S-\lg P$ 曲线极限荷载 (拐点) 稍为明显, 取安全系数为 2, 确定其承载力标准值, 同时取 $P-S$ 曲线相对沉降 $S/b=0.02$ 所对应的荷载, 其值与 $S-\lg P$ 曲线拐点数据比较一致。其载荷试验结果推荐为表 4。

表 4

类别	承载力标准值(kPa)	压缩模量(MPa)
复合地基	110~120	7~7.5
单桩桩体	200~230	8~10
桩间土	100~110	6~7

表 2、3 中变形模量, 压缩模量的计算式为:

$$\text{变形模量} \quad E_0 = (1 - \mu^2)P / (S \times d)$$

$$\text{压缩模量} \quad E_c = E_0 / [1 - 2\mu^2 / (1 - \mu)]$$

式中: $d = 2 \sqrt{\frac{F}{\pi}}$, $F = b^2$, $\mu = 0.35$, $S = 0.02b$, P 作用于压板上的荷载。

综合表 1、2、3, 可以得出: (1) 在静载荷试验影响深度范围内的复合地基承载力标准值基本一致, 模量值由于受计算公式的影响相差较大。(2) 试验点 2、3、7 由于表层为一软可塑状态 0.70m 厚的人工填土, 土质软, 加之桩体上部 1.00m 左右受表层土约束力小, 故荷载偏低。(3) 建议在作碎石桩载荷试验时, 其桩体顶部应进行处理或挖除, 这样更能反映其实际。(4) 虽经振动沉管挤密碎石桩处理形成复合地基, 提高了地基强度, 增大了模量, 但仍不能满足设计要求, 仍需通过罐体严格的进行充水预压固结地基土。此工程经地基处理后, 罐体经充分预压, 50000m³ 罐最终沉降量 7.08mm, 六台 20000m³ 罐最终沉降量在 5~6mm 之间, 基础不均匀沉降值均未超过设计要求。

第三届全国桩基工程技术学术讨论会在武汉召开

由中国土木工程学会土力学及基础工程学会桩基础学术委员会、中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础学组联合主办, 武汉市深基础工程协会、机械工业部第三勘察研究院协办的第三届全国桩基工程技术学术讨论会于 1996 年 9 月 13 日至 9 月 15 日在湖北省武汉市洪山宾馆召开。出席会议的有来自全国设计、施工、科研及大专院校的代表 300 余人。

会议论文集共入选论文 109 篇, 包括桩的设计理论与方法、施工技术、工程监理与事故处理、检测技术与资质考核、综合报告与专题论述等内容。论文集已由中国建材工业出版社出版, 欲购请与中国建筑科学研究院地基所(100013)资料室王希伶同志联系, 定价 88 元(含邮费)。

中国建科院地基所 张 雁

深圳市福田保税区 I 号桥西引道 软土地基处理

陈宜言

(深圳市市政工程设计院 深圳 518001)

[摘要] 本文通过深圳福田保税区 I 号桥西引道软土地基处理设计和施工, 对较厚淤泥层地基上的桥台、引道挡墙及其路基的地基处理方法进行了讨论并提出了设计和施工中的有关注意事项。

概述

深圳经济特区经过十多年的建设, 已由中心地带转向边缘地带。近几年在向海边地带进行各种工程建设中, 经常出现淤泥或淤泥质土等软土地基。在软土地基上铺路修桥已有不少可以借鉴的成熟经验, 随着工程实践深度的加深, 新的处理方法不断出现, 我们在制定工程设计方案时, 进行方案比较工作十分重要, 它直接关系到结构的安全可靠、经济、适用可行和工期的长短等多种因素。本文结合福田保税区 I 号桥西引道软土地基处理的设计和施工, 谈谈较厚淤泥层地基上桥台、引道挡墙及引道路基的地基处理方法和必须注意的问题, 可供今后的工程设计借鉴。

福田保税区 I 号桥, 是联系皇岗口岸与保税区的汽车专用高架桥, 建造 I 号桥对开放保税区, 改善投资环境将起到特殊作用。西引道长 74m, 总宽 19m, 为双向四车道, 设计荷载为汽车—超 20 级; 挂车—120。由于受规划条件限制, 在引道的两侧需要修建其它市政设施, 引道不能采用填土路基的边坡, 必须在道路宽度内设置路堤式挡墙。桥台为重力式钢筋混凝土钻孔灌注桩基础, 台后最大填土高度 6.6m。

西引道处地貌类型属海湾堆积平原, 根据地质钻孔资料揭露, 施工场地人工填土层(2~3m)以下是一层 7~11m 厚的海相沉积淤泥, 灰黑色含腐植质及贝壳, 呈流塑~软塑状, 平均含水量 60%, 容许承载力小于 40kPa。以下是厚约 4m 的冲洪积砾砂混卵石, 饱和、稍密~中密状态, 容许承载力 200kPa, 再以下是残积砾质亚粘土层, 呈硬塑状为主, 容许承载力 180kPa。

地基处理方案选择

在如此软弱的地基上修建桥台和引道挡墙, 而且桥台和挡墙高度达到 6.6m, 需要一定的软基处理的设计经验, 如果处理不好极易使桥台和挡墙产生滑移失稳。在经过反复计算和方案比较后, 原设计选择用打砂井堆载预压的较经济, 但施工周期较长的传统做法, 即 $\Phi 300$

* 收稿日期: 1994 年 5 月

砂井间距 2.0m 呈梅花形布置、砂井打至冲洪砾砂混卵石层,在上端设 60cm 厚的砂垫层,垫层上为路基填土。桥台基础在处理过的地基上布置 8 根 $\Phi 1000$ 的钢筋混凝土钻孔灌注桩,桩尖支承在深 20m 的微风化基岩上。引道两侧设置钢筋混凝土悬臂式挡墙,基础也是在处理过的地基上采用两排 $\Phi 480$ 的钢筋混凝土沉管灌注桩,桩尖伸入残积亚粘土层,根据前(外)后(内)排桩的受力大小分别确定桩长为 16.5 和 14.5m(详见附图 1)。要求路基回填土在设计标高范围内分层碾压,标准断面以上超载部分预压土厚度为设计标高减原地面标高加沉降量,再超载 20% 处理后地基平均固结度应不小于 90%,同时还要求所有的挡墙和桥台桩基施工必须在引道路基堆载预压处理后进行。

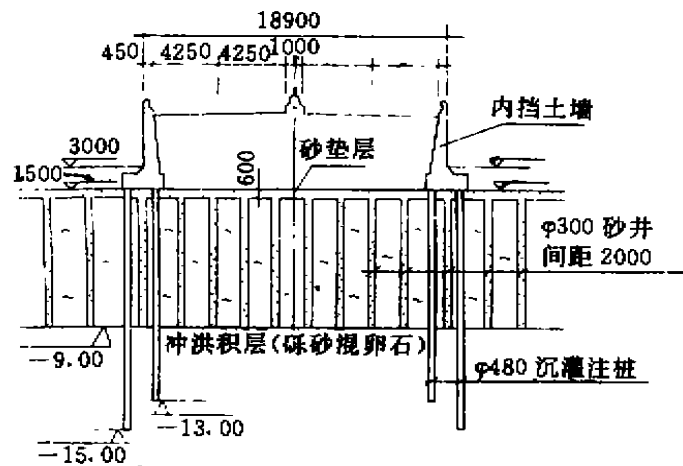


图 1 西引道横断面图(单位 mm)

由于福田保税区的开发速度受 I 号桥通车时间制约,市政府要求加快建设速度以改善投资环境,针对西引道的施工周期太长,超载预压土方量大,土方来源困难等因素,要求重新考虑施工周期短,既安全又较经济的软土地基处理方案。就西引道软基处理问题,设计主管单位十分重视,多次召集有关单位对软基处理方案进行讨论。结合深圳市当时施工队伍的设备技术等因素,曾提出三种软土地基处理方案,深层搅拌桩(方案 1)、碎石桩加强夯(方案 2)和塑料插板加强夯(方案 3)。方案比较见下表:

编号	名称	造价(万元)	工期(天)	施工过程中沉降完成率(%)
原方案	砂井堆载预压	33	210	80
方案 1	深层搅拌桩	87	35	70
方案 2	碎石桩加强夯	54	65	95
方案 3	塑料插板加强夯	29	50	92

注:表中造价与工期不包括挡墙和灌注桩部分。

通过计算分析和技术经济等多方面的比较后认为三种处理方法均能保证强度的需要且施工周期都较原设计缩短一半以上,以深层搅拌法最短,碎石桩加强夯和塑料插板加强夯的施工周期差不多。由于引道的淤泥层较厚,采用方案 1 造价最高,同时后续沉降较方案 2 和 3 大,因此被排除。方案 2 强度和变形均能满足设计要求,但还存在如下问题:在饱和淤泥土层中可能会出现不能成形以及扩径和缩颈、断桩等问题,这在深圳有过教训,桩长超过 7m

以后施工工效低,从造价上较方案3高,因此也被排除,最终选用塑料插板加强夯的处理方法。

经过三种方案比较后,各方面意见较统一,认为采用塑料插板加强夯的这种动力固结技术可靠,较经济合理。为使施工后的桥台和引道挡墙之间不出现过大的相对沉降,保证设于台顶和挡墙顶的防撞护栏中的通讯、照明管道不错位,在挡墙基础底下仍保留原设计的沉管灌注桩基础。

西引道采用塑料排水板加强夯的具体处理方法是:在整个引道处理范围内含桥台和挡墙基采用 $4 \times 100\text{mm}$ 的塑料排水板,间距 1.0m ,按梅花形排列,打至冲洪积砾砂混卵石层中,上端伸入排水砂垫层,在塑料排水插板完成后进行夯前检查,强夯工艺参数设计,采用二遍点夯(工程夯)一遍满夯,每遍点夯和满夯之间均进行夯坑填平和夯中检测调整设计参数、最后进行夯后检测和竣工监测。

夯击能量为点夯时 $2000\text{kN}\cdot\text{m}$,满夯时 $500\text{kN}\cdot\text{m}$,夯点间距 $5 \times 5\text{m}$ 梅花形布置。总沉降为 58cm 。残余沉降量 5cm 。在强夯全部完成后进行挡墙的沉管灌注桩和桥台的钻孔桩施工,实际上如果待桥台桩基在强夯完成后施工,对工期影响较大。本工程最后通过增大桩径(将 $8\Phi 1000$ 改为 $8\Phi 1200$)方法让桥台先施工,在桥台与挡墙之间采用 $\Phi 480$ 素混凝土桩(沉管灌注)加固,以确保桥台的纵向稳定性。最后再进行引道路基的分层回填夯实工作。

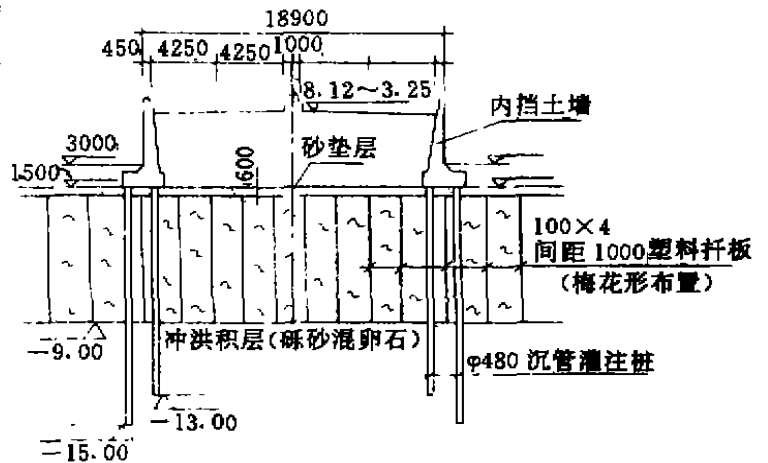


图2 西引道横断面修改图(单位mm)

问题讨论

从引道竣工后两年时间观察,

经地基处理后,原有的厚淤泥层由于受强夯时的冲击力和振动影响,使土层压密,强加变形和动力固结作用,沉降在施工过程基本完成,后续沉降很小。整个引道共打了172根沉管灌注桩,均无出现饱和淤泥软弱地层中打灌注桩时经常出现的缩颈、断桩、夹泥等问题。

通过对西引道的修改设计和施工,充分认识到地基处理的范围不能只限于引道桥台后和挡墙内的路基部分,必须将范围扩展到桥台和挡墙以外。由于台后路基填土的作用,使桩身承受附加水平压力,这种压力主要是土层侧向变形而引起,它对桩的水平位移和弯曲变形有重大的影响,在设计中必须引起重视。经过处理后地基,再施工桩基础,尤其是钻孔桩和沉管灌注桩,可以确保桩基的施工质量,减少缩颈、断桩、夹泥塌孔等现象。同时大大改善桩的受力状态,桩侧的土抗力明显增大,对消除桩的负摩擦和减少桩的自由长度以及桩顶的水平位移,效果显著。

在塑料排水板加强夯处理过的软土地基上修建较高挡墙,配以沉管灌注桩基础是合适

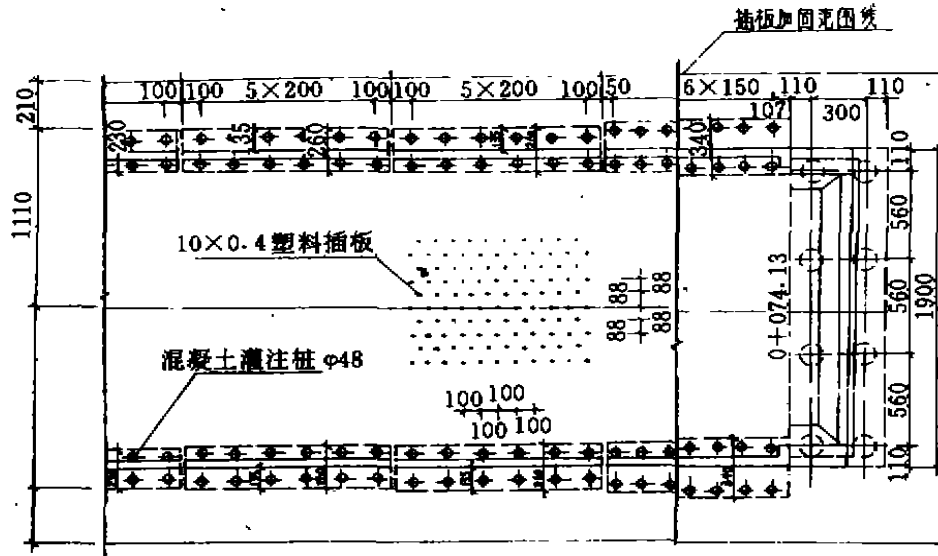


图3 西引道挡土墙平面布置图(单位 mm)

的。由于一般引道对地基的承载力要求不太高,在 $120\sim 150\text{kPa}$,而当挡墙高度超过 6.0m 时对地基承载力要求都在 180kPa 以上,若计入挡墙顶部的防撞防拦水平力 30kN/m (深圳市桥梁设计推荐参考值)基底附加应力将增加 $70\sim 90\text{kPa}$ 。当然汽车的撞击力是瞬间的,建议按 50% 计入,则基底应力达到 220kPa 左右。显然,为了满足挡墙基础承载力需要而将整个地基处理的允许承载力提高到 220kPa 是不合适的。将挡墙基础配以桩基础,对挡墙的抗滑和抗倾复稳定性很有利,不必因满足挡墙抗滑和抗倾要求,而增加基础宽度和墙身重量。同时挡墙的竖向位移在施工结束后也基本完成,后续变形都在 10mm 以内,大大减少了挡墙与桥台之间的差异沉降。

结论

通过对福田保税区 I 号桥西引道的地基处理的工程实践,证明了在较厚淤泥层软土地基上采用塑料排水板加强夯(动力固结)法处理是安全合理的,而且相对造价低工期短。对引道挡墙下的基础处理,应用动力固结法与沉管灌注桩相结合的方法可以取得良好的效果。引道已竣工两年,情况良好,故加以推荐。

干振碎石桩复合地基 在廊坊地区的应用研究

刘朝仁

邱贺然

(廊坊市建委,廊坊102800)

(廊坊市勘察院)

随着国民经济的发展,河北省廊坊地区基本建设规模愈来愈大。廊坊地处地震烈度八度区。地层结构为第四系全新统,属河湖相沉积层,地层深度20m以内,以饱和的粉土、粉质粘土、砂土为主组成,局部地区地层中夹有淤泥质土,承载力低,在地震力作用下部分属液化土。

该地区应用干振碎石桩加固地基已有八年历史,积累了一定的经验,同时也存在一些问题。如碎石桩复合地基的工作原理、设计方法、施工工艺还都不够成熟,复合地基承载力的实测值与计算值差距较大。为了发展这种地基处理新技术,提高地基处理水平,使地基的处理更加科学、经济合理,总结和研究这项新技术,对廊坊的工程建设具有较高的实用价值。

廊坊的地质概况

廊坊地区属永定河流域冲击平原,地形平坦,平均坡度0.5%,地面标高12.40~15.00m,地势由西北向东南微倾斜。在勘测深度20m以上地层属第四系全新统(Q₄)沉积。自上而下分四个单元层:

- (1)以粉土为主,部分地段为粉细砂,厚度5~6m
- (2)以粉质粘土为主,含有机质及少量贝壳,厚度2~5m;
- (3)以中细砂为主,部分地段为粉砂,厚度3~4m;
- (4)以粉质粘土为主,部分地段相变为粘土或粉土,一般厚3~4m,局部厚达7~8m。

在20m以下,50m以上为粉土与粉质粘土互层,局部有中细砂及粘土层。

该地区的工程地质条件属中软类型,从抗震角度来看,市区西、南部的土质更软些,对自振周期较长的高大建筑物尤为不利。

廊坊地面以下15m深度内土层结构可划分为三种类型:

- (1)以粉土、粉质粘土为主,中下部埋藏有细中砂或中砂层;
- (2)以粉土、粉质粘土为主,中下部埋藏有粉砂或粉细砂层;
- (3)埋藏有淤泥及淤泥质透镜体。

从工程地质及地基抗震的观点看,三种场地条件由(1)~(3)依次由好逐渐变差。

该地区场地上类型大部分属中软场地土(地面下15m深度内土层平均剪切波速 V_s 为165m/s~199mm/s),场地覆盖度 $d_{ov}>80m$,局部地段分布有软弱场地土。建筑场地类别一

* 收稿日期:1995年5月

般属Ⅱ类场地。地基持力层承载力低,一般为80~120kPa,地下水位在地表下1.3~3.0m。

饱和砂土、粉土地震液化地质评价,随着裂度增加,场地的抗液化强度普遍降低。在七度地震时,地基抗液化强度较强,液化可能性小,八度时,约有一半以上地区地基抗液化强度降低到可能产生液化的程度;九度时,地基抗液化强度很低,难以抵抗地震力的作用。

廊坊地区干振碎石桩复合地基检测结果与国内统计资料的对比

选用廊坊地区四项干振碎石桩复合地基工程与国内相同条件下的四项工程相比。廊坊地区这四项工程是由北京、天津、廊坊施工队伍施工,分别由中国建研院地基所、河北省廊坊工程地质勘测技术研究所检测,检测方法采用静载试验确定复合地基承载力,通过标贯判别饱和粉土和砂土在地震力作用下是否液化。检测的四项廊坊工程都消除了地基土液化,复合地基承载力符合设计要求。复合地基承载力等各项参数列于表2,国内干振碎石桩复合地基各种参数统计见表1。

国内干振碎石桩复合地基各种参数统计表

表1

参 数	工程名称	华能南通 电厂	西一新村 住宅	朝天宫商 业大楼	上海金山石化 第二热电厂
制桩参数	桩距 L (m)	1.20	1.20	1.20	1.20
	桩径 d (m)	0.65	0.56	0.52	0.50
	布桩形式	正方形	正方形	正方形	正方形
原地基参数	承载力 f_{s0} (kPa)	88	98	98	70
	压缩模量 E_s (kPa)	5500	4000	6000	3300
复合地基参数	桩土置换率 m	0.231	0.17	0.148	0.137
	桩土应力比 n	2.56	2.26	2.04	1.89
	桩间土承载力 f_{s1} (kPa)	110.88	121.52	127.4	89.6
	桩体承载力 f_{sp} (kPa)	283.9	274.6	259.9	169.34
	桩间土提高系数 β	1.26	1.24	1.30	1.28
复合地基承载力 f_{sp} (kPa)	试验值	156.0	152.0	136.0	120.0
	计算值	150.8	147.8	147.0	100.4
	误差%	-3.3	-2.8	+8.1	-16.3

干振碎石桩复合地基的设计原理与施工工艺

(一)设计

1. 干振碎石桩复合地基的受力原理

干振碎石桩是一种散体桩,桩在砂性土中主要是通过振密和挤密桩间土;桩在粘性土中主要是通过置换、挤密、排水固结作用使桩间土密实,与桩间土形成复合地基,共同承担上部建(构)筑物的荷载,复合地基在荷载作用下,应力向桩体集中,使桩间土承受的应力减小,复合地基承载力提高,变形减小,消除基土液化。

廊坊地区干振碎石桩复合地基各种参数统计表

表 2

参 数	工程名称	管道局技 校教学楼	管道局 住宅楼	廊坊工商银 行营业大楼	管道局三生 活区住宅楼
制桩参数	桩距 L (m)	1.2	1.20	1.0	1.10
	桩径 d (m)	0.45	0.50	0.50	0.45
	布桩形式	正三角形	正三角形	正三角形	正三角形
原地基参数	承载力 f'_{s} (kPa)	130	60	90	80
	压缩模量 E_s (kPa)	10600	9400	5860	5000
复合地基参数	桩土置换率 m	0.128	0.157	0.22	0.152
	桩土应力比 n	2.31	3.07	1.70	2.0
	桩间土承载力 f_s (kPa)	155	106	165	156
	桩体承载力 f_{sp} (kPa)	358	325	280	297
	桩间土提高系数 β	1.192	1.77	1.83	1.95
复合地基承载力 f_{sp} (kPa)	试验值	200	150	180	264.9
	计算值	181	140.45	190.41	180
	误差%	-9.5	-6.4	+5	-32

2. 设计计算

通过国内四项,廊坊地区四项干振碎石桩复合地基工程实测结果分析,桩径、处理深度、桩距、布桩的形式、复合地基承载力、单桩承载力、桩间土承载力提高系数的确定是设计中的主要内容。

(1) 桩径的确定

桩径的大小与土的性质、桩体材料、施工方法、施工质量、施工机具等有关。廊坊地区采用的桩机为沉管振动打桩机,采用的桩管直径为 $\Phi 325\text{mm}$ 、 $\Phi 377\text{mm}$ 两种,成桩直径可达 $400\sim 600\text{mm}$ 。实践证明桩径达 500mm 时施工已很困难。认为成桩直径以 400 和 450mm 为好。

(2) 处理深度

处理深度可由具体建筑物的要求及地质条件而定,应满足地基土的强度和变形条件,消除地基土液化,同时需验算软弱下卧层土的强度。实践证明处理深度 $6\sim 8\text{m}$ 为好。

(3) 桩距

通过实践总结,桩距为桩径的 $2\sim 3$ 倍为好。常用桩距有 1.00m 、 1.10m 、 1.20m 等几种,当地下有暗沟、坟墓、空洞及上部结构荷载集中的地方,可适当加密。

(4) 布桩

桩位布置有两种:①等边三角形布置,建筑物平面外轮廓线范围内基土,满堂加固、为保证加固区各桩体处于工作状态,减小由于软土侧向变形而引起沉降,在加固区周围不大于 1.5 倍成桩直径处,轮廓线外需打 $2\sim 3$ 排护桩。②正方形或矩形布置,主要用于单独基础、条形基础等小面积加固。

(5) 复合地基承载力计算

在粉土、粉质粘土中,干振碎石复合地基承载力计算公式为:

$$f_{spk} = [1 + m(n-1)]f_{sk}$$

式中: f_{spk} ——复合地基承载力标准值(kPa)

f_{sk} ——桩间土承载力标准值(kPa)

$$m = A/A_p \quad n = f_{pk}/f_{sk}$$

式中: A_p ——一根桩所承担的加固面积(m^2)

A ——一根桩的面积(m^2)

f_{pk} ——单桩承载力标准值(kPa)

用该公式计算复合地基承载力基本与实测值接近,其误差与国内四项工程的统计资料相符。

复合地基压缩模量可按式计算:

$$E_{sp} = [1 + m(n-1)]E_s$$

式中: E_{sp} ——复合地基压缩模量(MPa)

E_s ——桩间土的压缩模量(MPa)

(6)如何确定几项设计参数的研究

①桩土置换率 m 值

m 是桩的截面积 A 与其加固面积 A_p 之比, m 是表征桩间距的一个指标, m 越大, 桩的间距越小, 复合地基承载力越高, 桩距太小将给施工造成很大困难。结合廊坊具体情况, 通过大量工程实践, 在粉土、粉质粘土中, m 值一般取 0.15~0.18 之间最好。

$$m = D^2/De^2$$

式中: D ——桩直径(m)

De ——桩的影响等效圆直径(m)

当正三角形布桩时, $De = 1.05l$

当正方形布桩时, $De = 1.28l$

当矩形布桩时, $De = 1.13\sqrt{d_1d_2}$

以上 l, d_1, d_2 分别为桩的间距, 纵向和横向间距。

已知桩距和桩径, 即可求得 m 值。

②桩土应力比 n 值

n 值是复合地基计算中极其重要的参数。但目前还没有很好的方法来确定。根据数项工程检测结果以及查阅国内有关资料, 发现 n 值与桩体材料、地基土性、桩位布置和间距、施工质量等因素有关, n 值不是一个常量, 它是随着荷载增大而增大, 当使用荷载接近复合地基极限承载力时, n 值才逐渐趋于稳定。

国内, 廊坊地区八项干振碎石桩复合地基 n 值实测值列于表 1 和表 2。

由表中可以看出: n 值的变幅 1.7~3.07 平均为 2.39。此值与南京水利科学院方永凯同志测得的数值基本相符。方永凯认为在砂性土中 n 值约等于 2~3。在粘性土中 n 值约等于 3.5。

确定 n 值要根据桩体材料性能、复合地基设计承载力大小, 土质性质等具体情况而定, 有条件的最好通过试桩来定。

③单桩承载力值

干振碎石桩体由散粒构成,它是依托周围土的侧限力而成桩,笔者认为单桩承载力与桩体材料性能、使用应力的的大小、地基土性、施工方法、施工质量有关。由表1,表2中可以看出,碎石桩承载力变幅范围为170~358kPa,廊坊地区四项工程为280~358kPa,大多数承载力值都在280~320kPa之间。表1、表2值可供设计者参考。

④桩间土承载力提高系数之确定

碎石桩处理软土时,在成孔或成桩中,它所排开的原桩孔的土全部挤向四周,使桩间土密实,承载力提高。陈肇虞先生通过15个工地39组对原基土(粘土、粉质粘土、粉土)加固前后的静力触探资料对比,有5组提高比率出现零值,其它均有提高,其提高系数 β 总结计算公式如下:

$$\beta = 1 + \frac{60.58 - 0.406f_{sk}}{100}$$

式中: f_{sk} ——原基土承载力(kPa),由表1可以看出,国内四项工程桩间土承载力提高系数的变化幅度为1.24~1.30,与陈先生提出的公式值非常相近。廊坊这四项工程桩间土承载力提高系数 β 的变化幅度为1.19~1.95。经过汇总,廊坊的四项工程 β 值之所以偏高,原因是廊坊的粉土性质接近于砂土,碎石桩在该土中的挤密、振密效果好。工程实践证明,工程完工后,地面普遍下沉,沉降量最大可达500cm,这是复合地基承载力计算公式中未考虑的因素。是否还有其他原因,我们将进一步再研究。

干振碎石桩复合地基的设计理论目前还不成熟,施工经验不足,建议对重要工程和复杂土质情况,必须在现场进行制桩试验,根据试桩取得的参数进行设计。

为了更好地协调桩土共同工作,排水畅通,加速地基土固结,在复合地基上应铺设300~500厚砂石混合料垫层,并进行碾压夯实。

(二)施工工艺

廊坊地区施工干振碎石挤密桩多采用沉管振动打桩机,桩管下端装有活瓣钢制桩靴,配有移动式打桩机架及料斗,成桩工艺简述如下:

- (1)桩靴闭合,桩管垂直就位;
- (2)将桩管沉入土层的设计深度;
- (3)通过料斗向桩管内灌碎石;
- (4)边振动,边拨起桩管,每拨起1m高度,停拨留振5~7秒或反插复打数次,如此反复进行,直至桩管拔出地面。

成孔桩管直径 $D_c=325\text{mm}$,成桩直径为400~460mm,成孔桩管直径 $D_c=377\text{mm}$,成桩直径可达450~550mm。

成孔钢管贯入速度 $V \leq 0.1\text{m/s}$

成桩时提管速度 $V \leq 0.02\text{m/s}$

每次提管高度 $\Delta H \leq 1\text{m/次}$

选用碎石作为桩体材料,粒径为20~40mm,碎石含水量为8%,含泥量 $\leq 5\%$ 。

结语

本文是根据工程实践提出一些探讨性意见,由于收集的资料有限,意见可能不够准确,不当之处,请指正。

市政渠箱淤泥土地基的粉体搅拌法处理*

张振国

倪政熙

(广州市建筑总公司 广州 510030) (武汉地质基础公司)

[摘要] 本文通过对某渠箱工程粉体搅拌法处理的介绍,说明了市政工程淤泥土地基采用这一处理方法的可行性;并通过对工程处理效果检测的成果分析,得出了石灰粉体搅拌法对粘性土加固效果优于砂性土的结论;最后还通过有关复合地基的对比试验,分析论证了人工填土层对提高复合地基承载力和减小沉降方面的有利作用。

概述

珠江三角洲软土地区的土层典型分布自地表向下依次为:

1. 人工填土层,一般厚 2.0~3.0m 左右。
2. 淤泥,厚度最大达 30m,一般厚 5~10m 左右。
3. 淤泥质粘土或砂砾层。
4. 粘土或砂砾层。

由于建筑物需要有一定的基础埋深,一般需要将基础置于填土层下,但该淤泥层一般不能满足建筑物的要求,所以必须进行地基处理。从而,桩基曾被广泛地用于广东珠江三角洲地区,其中沉管灌注桩以较经济而被广泛使用,由于地层和施工原因发生桩身质量事故较多,而有用价昂的预应力管桩所取代。促使工程师们探索其他处理方法并取得了一些成果。

本文将介绍某市政渠箱粉体搅拌法处理的设计、施工及质量检测,目的是为了进一步总结工程经验,对一些疑难问题进行研究。并对人工填土层对软土复合地基承载力的影响加以试验研究分析。

渠箱淤泥土地基处理

某市政渠箱位于东江汇入珠江的交汇处,走向呈北西—南东向,全段总长 154m,需地基处理宽度 3.5m,面积 538m²。渠箱采用现浇钢筋混凝土刚性框架结构,内孔尺寸为 3.0m,高 2.0m,顶底板厚 27cm,侧板厚 24cm,每 10m 设一道伸缩缝,箱顶填土厚约 1.8m,设计要求地基承载力达 60kPa。

原场地地面标高约为 107.0m,场地地质分层情况为:

1. 素填土层,由花岗岩风化残积砾质粘土及碎石组成,呈软塑状,厚度 0.7~2.7m;
2. 淤泥层,呈流塑状态,厚度 2.9~4.1m,饱和, $\omega=35.0\sim60.3\%$, $e=1.503$, $I_L=1.34\sim2.62$, $I_p=13.5\sim20.5$, $a_{1-2}=1.12\text{MPa}^{-1}$, $E_s=1.89\text{MPa}$;
3. 淤泥质粉细砂层,厚 2.15~3.95m, $\omega=32.7\%$, $e=0.861$, $a_{1-2}=0.33\text{MPa}^{-1}$,

* 收稿日期:1995年9月

$E_s=5.49\text{MPa}$;

4. 粘土,厚1.63~2.96m,层位较稳定, $\omega=30.4\%$, $I_L=0.49$, $I_p=25.3$,
 $a_{1-2}=0.31\text{MPa}^{-1}$, $E_s=5.93\text{MPa}$;

设计渠箱底板标高为104.4m,位于淤泥层上,其天然承载力显然不能满足工程要求,因此,设计采用石灰粉体搅拌法进行处理。沿渠箱长度方向布置三排桩,桩位按梅花型布设,排距1.5m,桩距2.0m,置换率9%,桩长9.0m,石灰掺入比15%,总桩数239根,2032延米,处理费用共10万元。

施工采用一次喷粉三次搅拌工艺,请参阅文献[1][2]。

粉体搅拌法处理地基的工程质量及效果检测方法可按被检测的内容分为桩体质量检测,复合地基承载力检测及桩间土改善程度检测三个方面:桩体质量检测的方法有开挖检查、抽芯取样试验、静力触探试验、标准贯入试验、动测及单桩静载试验。复合地基承载力检测方法目前主要是通过现场复合地基载荷试验来检测,但也可通过单桩及桩间土的载荷试验来间接进行推算确定。桩间土改善的检测方法有钻孔取样试验、静力触探试验、标准贯入试验、十字板剪切试验及现场桩间土载荷试验等。

由于静力触探试验及标准贯入试验在确定地基强度和承载力时具有较大的经验性,所以用这两种试验作为检测手段的结果一般只能作为参考。

在渠箱地基处理方案选择时,曾进行了试验论证工作。为此开挖了一长13m,宽4m,深2.5m的试验用坑,在试验坑中打了6根试验桩,先后进行了单桩载荷试验、复合地基载荷试验、桩体抽芯试验、桩间土取样试验及原状土取样试验。试验桩龄期约1个月。

复合地基试验得到复合地基承载力为92.6kPa,相应沉降为40.8mm,满足了设计要求。桩体、桩间土及原状土取样室内试验所得结果见表1。

土工试验参数对比表

表1

土类名称	淤 泥										淤泥质粉细砂					
	ω (%)	ω_L (%)	ω_p (%)	I_p	I_L	a_{1-2} MPa^{-1}	E_s MPa	c kPa	φ 度	c_u kPa	ω (%)	ω_L (%)	ω_p (%)	I_p	I_L	a_{1-2} MPa^{-1}
桩体	/	63.4	46.2	17.2	0.21	0.49	7.40	41.2	43.0	72.6	30.6	34.6	20.8	10.8	0.71	/
桩间土	/	56.5	28.3	28.2	1.04	1.09	/	13.0	8.0	18.0	/	/	/	/	/	/
原状土	53.3	43.8	27.7	16.1	1.91	1.12	1.92	/	/	18.0	31.0	41.0	27.0	14.0	0.29	0.33

续表1

土类名称	淤泥质粉细砂				粘 土								
	E_s MPa	c kPa	φ 度	c_u kPa	ω (%)	ω_L (%)	ω_p (%)	I_p	I_L	a_{1-2} MPa^{-1}	E_s MPa	c kPa	
桩体	/	27.0	32.0	35.3	16.8	28.7	15.7	13.0	0.10	0.55	2.63	88.2	
桩间土	/	/	/	/	/	40.0	19.5	20.5	/	0.48	3.66	23.0	
原状土	5.59	8.8	35.0	16.2	30.4	45.0	19.7	25.3	0.49	0.31	5.93	/	

说明:1. 表中 c_u 指不排水抗剪强度。

2. 桩间土为距桩中心85cm处取样的试验结果。

由表1可见,淤泥原状土的液性指数1.91,但经处理后的淤泥石灰土桩体液性指数为

0.21, 淤泥由流塑状态转变为硬塑状态, 原状淤泥土压缩模量 1.92MPa, 淤泥石灰土桩达 7.40MPa, 增长了近 3 倍。淤泥土的液限经石灰桩处理后由 43.8% 提高到 63.8%。可见, 石灰粉体搅拌法对淤泥的处理效果较好。

淤泥质粉细砂原状土含水量 31%, 粉细砂石灰土也近似为 31%, 说明含水量基本无变化, 从液性指数看土体的软硬状态也未发生明显变化, 均属可塑性状态, 而且土体的液限由 41.0% 降至 34.6%, 也可看作无多大改变。可见, 石灰粉体搅拌桩对粉细砂的加固作用不大。

粘土的原状含水量 30.4%, 石灰土桩体的含水量降为 16.8%, 原状土的液性指数 0.49, 石灰土桩体为 0.1, 土体由可塑变为硬塑, 原状土塑性指数 25.3, 石灰土桩体为 13.0, 可见, 石灰粉体搅拌对粘土的加固效果也较显著。

综上所述可见, 石灰粉体搅拌法加固砂性土的效果要明显差于粘性土。这一观点也被以前工程实践检测所证明[1][2]。

人工填土层对地基处理效果的影响

如前所述, 在软土地区, 往往在地层表面存在一厚度为 2~3m 的填土层, 有时这是人们有意填筑的。从工程意义看人工填土层本身就具有垫层的有利作用。

但是, 当我们对填土层下的软土进行了粉体搅拌法处理后, 软土的力学性质得到了改善, 这时人工填土层对复合地基承载力的影响将如何呢? 不难想象, 对人工填土层本身粉体搅拌法处理后其密实度也会增加, 强度也有提高, 因此理论上讲, 人工填土层的存在将同样对软土复合地基起着有利作用。

为了证实这一观点, 我们在该渠箱工程中进行了开挖去填土层后的工程桩软土复合地基载荷试验。与以前曾在该地区进行的某铜管材厂综合仓库 1 区地坪未挖去填土层的复合地基试验进行对比, 铜管材厂与渠箱工程地质条件基本相同, 但铜管材厂设计中保留了原 3.0m 的人工填土层, 而渠箱开挖了人工填土层。

两个工程的地基处理方案相同, 所不同的仅是铜管材厂工程中采用粉体材料为普通硅酸盐水泥, 其掺入比为 12%, 而渠箱工程中采用的石灰粉, 其掺入比 15%。

试验均采用 3.6m×3.6m 的钢筋混凝土预制压板作为载荷板, 板下布置五根桩(如图 1), 图 1 为试验得到的复合地基载荷试验对比曲线。

由图可见, 含填土层的复合地基承载力 (90kPa) 明显高于不含填土层的复合地基承载力 (75kPa), 而且前者的变形模量为 20.9MPa, 远高于后者的 9.89MPa。尽管引起这一差异的原因不只是一个, 也未考虑石灰和水泥不同固化剂的影响, 但填土层的有利作用是其中最主要的原因。

图 1 的载荷试验也表明, 渠箱工程的承载力满足了设计要求, 说明这一处理方法是成功的。

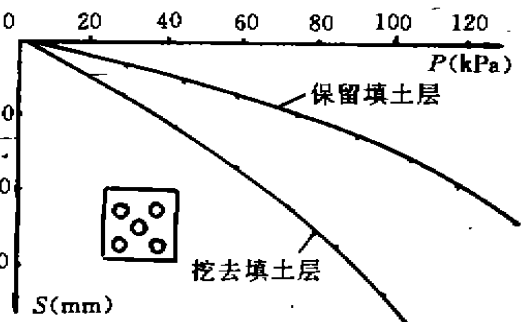


图 1 复合地基载荷试验曲线对比

总结

1. 通过对某市政渠箱工程淤泥土地基处理实

实践证明,采用粉体搅拌法处理市政工程淤泥土地基是完全可行的。本工程原计划采用预应力管桩方案,其费用需 50.88 万元,而采用本法处理实际只投资了 10 万元。比原计划节省了 80%,而且还避免了采用管桩在基坑开挖后的基坑底隆起破坏等不良事故。

2. 本工程的检测结果进一步说明石灰粉体搅拌法对砂性土处理效果要明显低于对粘性土的处理效果。

3. 通过对含填土层与挖除上复填土层的粉体搅拌法地基处理复合地基载荷试验的对比表明,经处理后的填土层对提高软土复合地基承载力及减小地基沉降起着有利的作用,所以在基础设计中应尽量保留经处理的填土层。

参考文献

- 1 张振国、倪政熙、许宗劭,深厚软土层的粉体搅拌法处理,地基处理, No. 2, 1995.
- 2 张振国、倪政熙、许宗劭,珠江三角洲软土粉体搅拌法处理应用与研究,广州建筑, No. 3, 1992.

竖向荷载作用下单桩承载性能分析*

章胜南

(浙江省电力设计院 杭州 310007)

[摘要]本文采用土的弹塑性模型,对承受竖向荷载的单桩承载性能作了分析,详细讨论了桩的刚度、长度、土体侧摩阻力及桩尖土刚度等因素对桩的承载能力、荷载传递影响,得出了一些有意义的结论,可供桩基分析及设计参考。本文还与一工程实例作了比较,表明实测结果与理论分析结果非常符合。

前言

桩基础,在我国工程建设中有着广泛的应用。我国每年的用桩量约80万根,桩基造价很高,通常占工程总造价的1/4以上^[1]。近几年来一些新的桩型得到应用,如端部扩头的灌注桩^[2],大直径的灌注桩越来越广泛的应用^[3]。因此,如何合理地确定承载力,充分发挥桩基的技术经济效益,是具有重要意义的。欲合理地确定承载力,首先须了解桩的承载工作特性。本文对桩的竖向承载特性作了分析,得出一些有意义的结论,可供桩基分析及设计参考。理论分析结果与实测结果对比,两者非常符合。

土的弹塑性模型

众所周知,桩的竖向承载力由两部分组成:桩侧摩阻力及桩端阻力。在竖向荷载作用下,桩侧摩阻力及桩端阻力都是逐步发挥的。桩侧摩阻力充分发挥所需的桩土相对位移随土的类型变化而变化,但都很小。一般当桩土相对位移 $\leq 10\text{mm}$ 时,摩阻力即可达到极限值。而桩端阻力发挥所需的位移取决于桩端土的性质,一般为桩径的0.1~0.25倍时,桩端阻力才达到极限值,其中低值适用于坚硬土及岩石层,高者适用于较软的土。桩侧摩阻力及桩端阻力的逐步发挥是由于这两部分阻力随桩土相对位移逐渐增大而产生的。本文假定桩侧摩阻力及端阻力服从弹塑性变化规律,采用弹塑性模型,见图1、图2。弹塑性模型用数学式可表达如下:

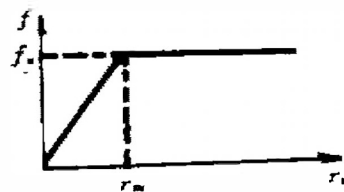


图1 $f \sim r_s$ 关系

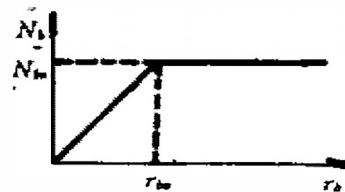


图2 $N_b \sim r_b$ 关系

* 收稿日期:1995年10月

$$f = f_u / r_{su} \cdot r_s = k \cdot r_s \quad r \leq r_{su} \quad (1)$$

$$f = f_u \quad r > r_{su} \quad (2)$$

$$N_b = N_{bu} / r_{bu} \cdot r_b = K \cdot r_b \quad r \leq r_{bu} \quad (3)$$

$$N_b = N_{bu} \quad r > r_{bu} \quad (4)$$

式中 f ——土的侧摩阻力(kPa);
 f_u ——土侧摩阻力极限值(kPa);
 r_s ——桩与桩侧土的相对位移(m);
 r_{su} ——对应于 f_u 的 r_s 值(m);
 N_b ——桩端土对桩端的反力(kN);
 r_b ——桩端竖向位移(m);
 N_{bu} ——桩端阻力极限值(kN);
 r_{bu} ——对应于 N_{bu} 的 r_b 值(m)。

本文中采用弹塑性模型的桩土应力应变关系的简化模型。参数 r_{su} 可采用文献[4]研究混凝土与土的剪切应力应变关系的方法确定;参数 r_{bu} 可用深层载荷板试验、原位试验及经验方法确定。

线弹性状态下桩工作特性

根据上述假定,本节研究在桩侧土及桩端土都处于线弹性(即 $r \leq r_{su}, r_b \leq r_{bu}$) 状态桩的竖向承载性能,并推导以下公式:荷载传递规律(即 $N \sim x$ 关系); $r \sim x$ 关系; $N_b \sim Q$ 关系; $Q \sim r_s$ (桩顶荷载~桩顶沉降关系)等。桩的受力分析图(图3)及推导公式(5)至公式(21)的内容及过程请参见《搅拌桩复合地基桩土应力比的探讨》(《地基处理》第6卷第2期)中图2及公式(5)至公式(15)的全部内容,本文予以省略。对公式推导过程中所用几个参数的说明:

Q : 桩顶荷载(kN);

N : 桩身内力(kN);

r : 桩土的相对位移(m);

r_s : 桩顶竖向位移(m);

l : 桩身横截面周长(m);

L : 桩长(m);

E : 桩体弹性模量(kPa);

A : 桩身横截面面积(m^2)。

$$x=L \text{ 时, } N=N_b=K \cdot r_b \quad (22)$$

将式(20)、(21)、(22)代入(17)式并整理,可得 $Q \sim r_s$ 关系式:

$$Q = \frac{K(e^{2a}+1) + \sqrt{kIAE}(e^{2a}-1)}{\frac{K}{\sqrt{kIAE}}(e^{2a}-1) + (e^{2a}+1)} r_s \quad (23)$$

将式(20)、(21)代入式(11),得 $r \sim x$ 关系式:

$$r = \frac{r_s a + QL/AE}{2a} e^{-\frac{ax}{L}} + \frac{r_s a - QL/AE}{2a} e^{\frac{ax}{L}} \quad (24)$$

当 $x=L$ 时, $r=r_b$, 故

$$N_b = K \cdot r_b = \frac{K}{2a} \left[(r_s a + \frac{QL}{AE}) e^{-a} + (r_s a - \frac{QL}{AE}) e^a \right] \quad (25)$$

$N \sim x$ 关系如下:

$$N = \frac{e^{-ax} + e^{ax}}{2} Q - \frac{e^{+ax} - e^{-ax}}{2} r_s \cdot \sqrt{klEA} \quad (26)$$

弹塑性状态下桩工作特性

当桩顶荷载 Q 大于线弹性状态下极限荷载 Q_m 时 (Q_m 见下式), 即有一部分土处于塑性状态。

$$Q_m = \frac{K(e^{-2a} + 1) + \sqrt{klAE}(e^{2a} - 1)}{K/\sqrt{klAE}(e^{2a} - 1) + (e^{2a} + 1)} r_m \quad (27)$$

此时桩顶荷载 Q 由两部分土承担: 处于塑性状态的土层承担 Q_1 , 仍处于弹性状态的土层承担 Q_2 。

设仍处于线弹性状态土层的桩长为 L' , 则处于塑性状态土层中的桩长为 $L - L'$ 。

当 $Q > Q_m$ 时, 有如下式:

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (28)$$

$$Q_1 = kr_m(L - L')l \quad (29)$$

$$Q_2 = \frac{K(e^{2a'} + 1) + \sqrt{klAE}(e^{2a'} - 1)}{K/\sqrt{klAE}(e^{2a'} - 1) + (e^{2a'} + 1)} r_m \quad (30)$$

$$r_s = \frac{Q_1 + Q_2}{2EA}(L - L') + r_m \quad (31)$$

$$r_b = \frac{r_m a' + Q_2 L' / AE}{2a'} e^{-a'} + \frac{r_s a' - QL / AE}{2a'} e^{a'} \quad (32)$$

其中 $a' = \sqrt{\frac{kl}{AE}} \cdot L'$

对一定的 L' , 可计算出 Q, r_s, r_b, N_b 等值, 给出 $Q \sim r_s, Q \sim N_b$ 等曲线。为对荷载传递有更直观的了解, 设

$$R_Q = N_b / Q \quad (33)$$

$Q \sim N_b$ 曲线可用 $Q \sim R_Q$ 曲线代替。 R_Q 代表桩顶荷载 Q 传递到桩端的比例, 反映了桩的荷载传递性能。

几个问题的讨论

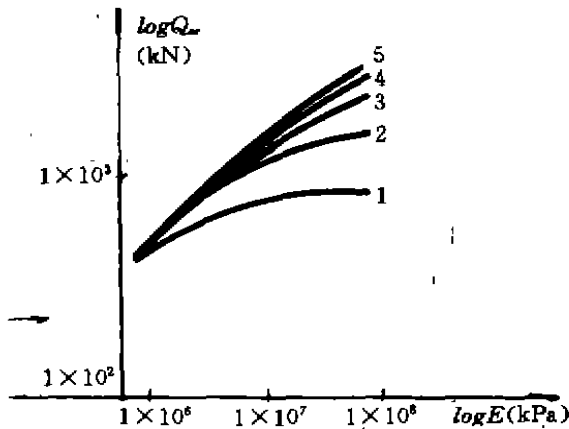
从上两节中可看出, 桩的特性如抗压刚度 EA 、长度 L 、截面周长 l , 土的特性如 k, r_m, K, r_m 等都对桩的承载性能产生影响。本节讨论这些桩土特性对桩的承载性能及荷载传递的影响。

(一) 在线弹性状态下

根据第二节的讨论, 假定 $r_m = 1\text{cm}$ 。当桩顶位移 $r_s = 1\text{cm}$ 时, 桩侧及桩端土仍处于线弹性状态。如 Q 进一步增大, 则桩侧土有一部分进入塑性状态, 此时桩顶荷载 Q_m 及荷载传递 (用 $R_Q = N_b / Q$ 表示) 与 E, L, k, K 等的关系讨论如下。

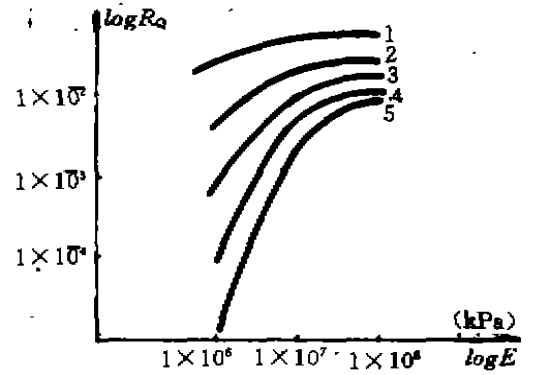
假定桩截面为方形, 边长 50cm 。

1. Q_m, R_Q 与 E 的关系



注: $k=0.45 \times 10^4 \text{ kPa/m}$ $K=5000 \text{ kN/m}$
 曲线 1 2 3 4 5
 $L(\text{m})$ 10 20 30 40 50

图4 $E \sim Q_u$ 关系



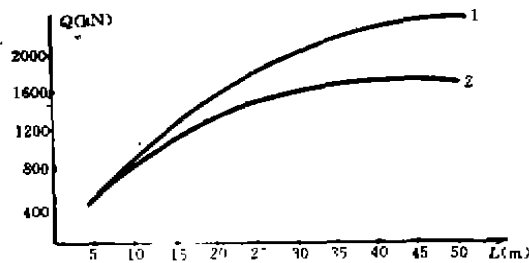
注: $k=0.45 \times 10^4 \text{ kPa/m}$ $K=5000 \text{ kN/m}$
 曲线 1 2 3 4 5
 $L(\text{m})$ 10 20 30 40 50

图5 $E \sim R_Q$ 关系

从图4图5可看出, Q_u 、 R_Q 随 E 的增大而增大, 但增加速率随 E 的增大而减小; 对于一定的桩长 L , Q_u 与 R_Q 有一极限值。

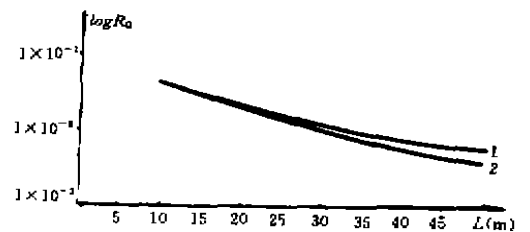
2. Q_u 、 $R_Q \sim L$ 关系

从图6图7可看出, Q_u 随 L 的增加呈非线性增加, 增长速率随 L 的增大而减小。对一定的 E 值, Q_u 有一极限值。



注: $k=0.45 \times 10^4 \text{ kPa/m}$ $K=5000 \text{ kN/m}$
 曲线 1 2
 $E(\text{MPa})$ 3×10^4 1.5×10^4

图6 $L \sim Q_u$ 关系



注: $k=0.45 \times 10^4 \text{ kPa/m}$ $K=5000 \text{ kN/m}$
 曲线 1 2
 $E(\text{MPa})$ 3×10^4 1.5×10^4

图7 $L \sim R_Q$ 关系

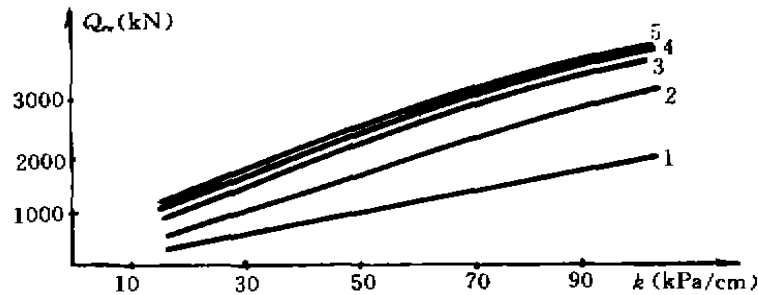
R_Q 随 L 的增加呈非线性地减小。对一定的 E 值, R_Q 随 L 的增长亦有一极限值。

3. $Q_u \sim k$ 关系

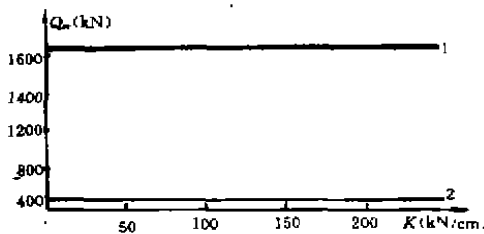
从图8可看出, Q_u 随 k 的增加而增加, 当桩长 L 较小时, 基本上呈线性增长; L 较大时, Q_u 的增长速率随 k 的增加而减小。

4. Q_u 、 $R_Q \sim K$ 关系

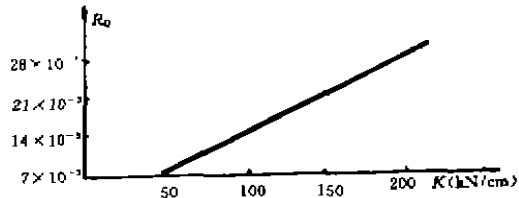
从图9图10可看出,当桩长40m时, R_Q 随 K 的增长基本呈线性增长。因 R_Q 数值很小,故 N_s 在 Q_{cs} 中所占比例很小,使得 Q_{cs} 值随 K 的增长基本呈平缓的直线变化。



注: $K=5000\text{kN/m}$ $E=3 \times 10^4\text{MPa}$
 曲线 1 2 3 4 5
 $L(\text{m})$ 10 20 30 40 50
 图8 $Q_{cs} \sim k$ 关系



注: $k=0.45 \times 10^4\text{kPa/m}$
 $L=40\text{m}$
 曲线 1 2
 $E(\text{MPa})$ 3×10^4 1×10^3
 图9 $K \sim Q_{cs}$ 关系



注: $k=0.45 \times 10^4\text{kPa/m}$
 $L=40\text{m}$
 $E=1.5 \times 10^4\text{MPa}$
 图10 $K \sim R_Q$ 关系

(二)在塑性状态下

当桩侧有一部分土处于塑性状态时, R_Q 随 Q 的增大急剧增大,见图11图12的虚线部分。这说明在线弹性状态下,桩底反力发挥很少;而在弹塑性状态下,桩底反力急剧增长,发挥极快。

随 Q 的增大,桩侧土侧摩阻力逐步全部发挥出来。而桩端土因需较大的桩土相对位移才能全部发挥,即过渡到塑性状态,故此时桩端土仍处于弹性状态。

设 Q_{cs} 为桩侧土摩阻力全部发挥时的桩顶承载力,此时桩端土仍处于弹性状态。

从图13可看出,当 E 为 $3 \times 10^4\text{MPa}$ 时,在工程应用的桩长范围内, Q_{cs} 与 L 两者基本呈线性关系增加。桩顶位移 r_s 值随 L 的增加而增加,且其增长速率亦随 L 的增大而增大。

对于刚度不大的桩(设 $E=400\text{MPa}$),从图14可看出, Q_{cs} 随 L 的增加而增加;但是当 L 超过 15m 时, Q 达到 Q_{cs} 时, r_s 已超过 4cm。根据桩的极限荷载判定方法,极限荷载应取 $r_s=4\text{cm}$ 时的 Q 值。这说明对 E 较小的桩,当 L 超过一定值,增加桩长对提高承载力无实际意

义。

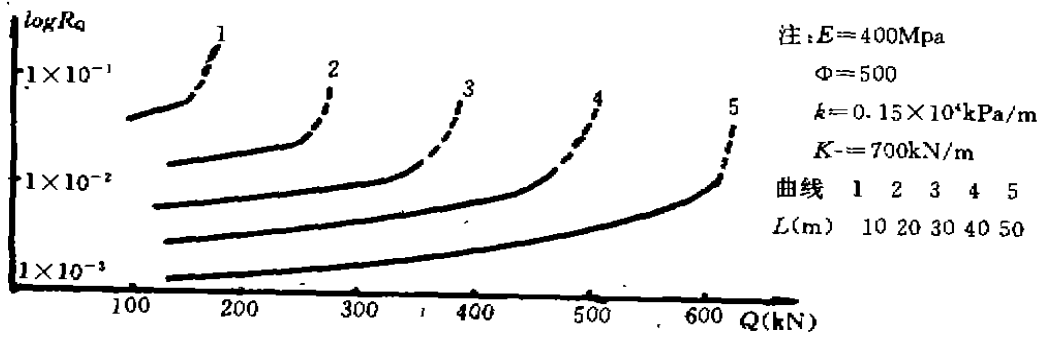


图 11 $Q \sim R_q$ 关系

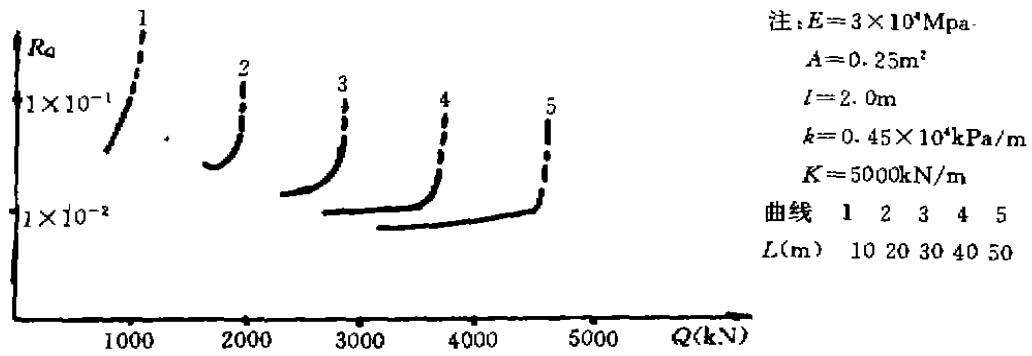
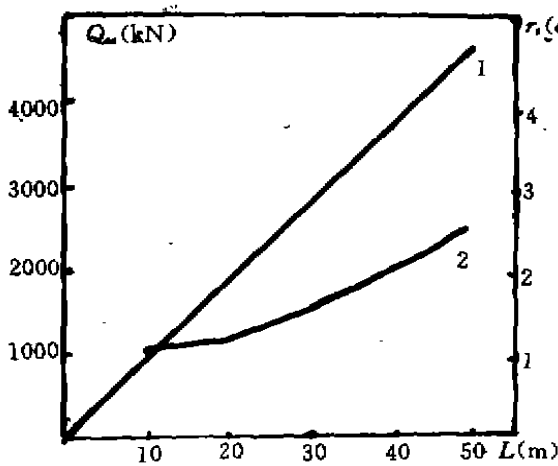
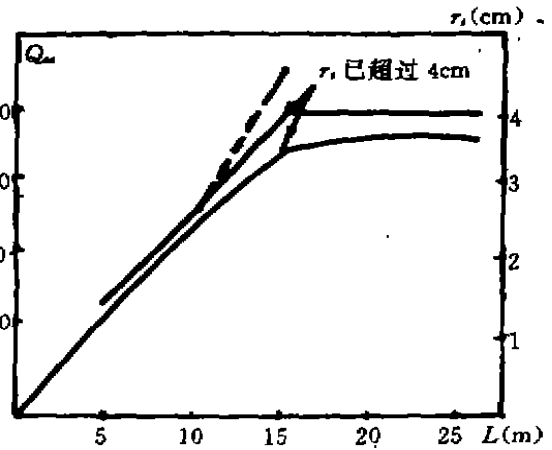


图 12 $Q \sim R_q$ 关系



注: $E=3 \times 10^4 \text{MPa}$
 $k=0.45 \times 10^4 \text{kPa/m}$
 $K=5000\text{kN/m}$
 曲线 1 2
 $Q \sim L$ 关系 $r_s \sim L$ 关系
 图 13 $Q, r_s \sim L$ 关系



注: $E=4 \times 10^4 \text{MPa}$
 $k=0.15 \times 10^4 \text{kN/m}$
 $K=7000\text{kN/m}$
 曲线 1 2
 $Q \sim L$ 曲线 $r_s \sim L$ 曲线
 图 14 $Q, r_s \sim L$ 关系

从图 15 可知, Q_u, Q_d 随 E 的增大而增大, 但都有一极限值。

图 16 图 17 表明了两种刚度的桩, 在各种桩长下的 $Q \sim r_s$ 关系。从图中可看出, 当 $Q >$

Q_{cr} 时, r_s 随 Q 的增加急剧增大。根据极限荷载判定方法, 若此时 $r_s \leq 4\text{cm}$, 则以 Q_{cr} 为极限荷载; 若 r_s 已大于 4cm , 则取对应于 $r_s = 4\text{cm}$ 的 Q 为极限荷载。

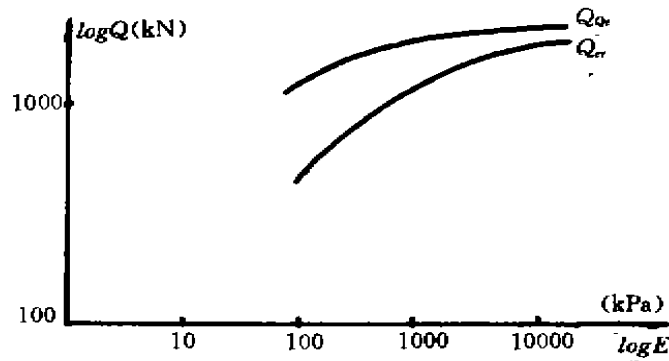
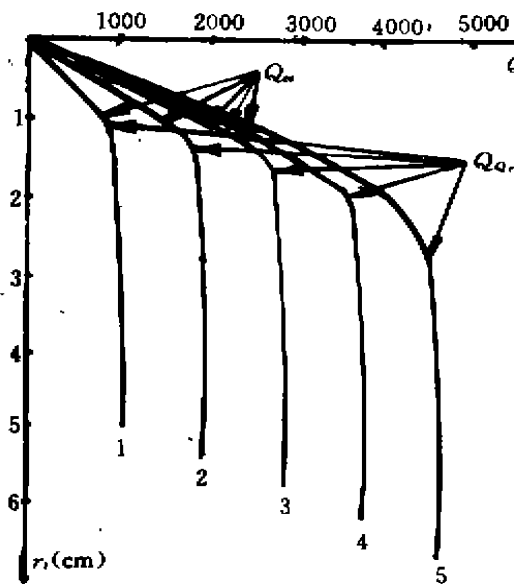
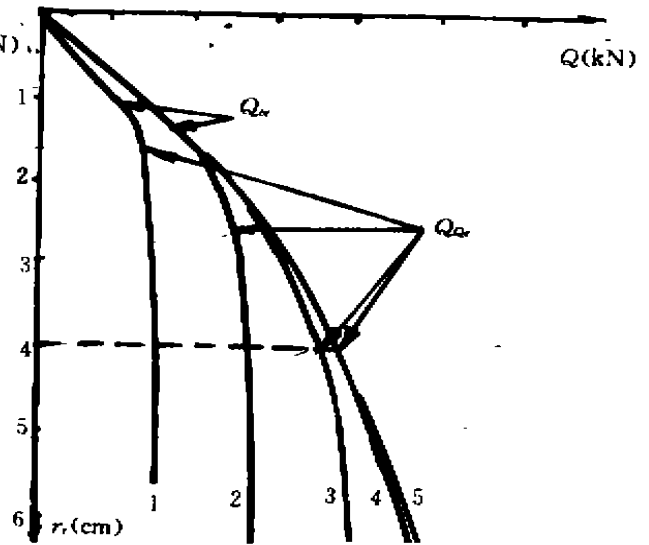


图 15 $Q_{cr}, Q_{0r} \sim E$ 关系



注: $k = 0.45 \times 10^4 \text{kPa/m}$
 $K = 5000 \text{kN/m}$
 $E = 3 \times 10^4 \text{MPa}$
 曲线 1 2 3 4 5
 $L(\text{m})$ 10 20 30 40 50

图 16 $Q \sim r_s$ 关系



注: $k = 0.15 \times 10^4 \text{kPa/m}$
 $K = 700 \text{kN/m}$
 $\Phi = 500$
 $E = 400 \text{MPa}$
 曲线 1 2 3 4 5
 $L(\text{m})$ 10 20 30 40 50

图 17 $Q \sim r_s$ 关系

工程实例及对比

某工程采用大直径嵌岩灌注桩, 桩长 40m, 桩径 1.0m, 混凝土采用 C30, 桩端嵌入风化的砾质凝灰岩, 嵌入深度分别为 1.0m 及 3.0m, 桩侧土自上而下分别为粘性土、淤泥质土、粉质粘土混砾石, 其下为凝灰岩。根据土工试验及岩石单轴抗压强度试验结果, 估计桩侧土

平均

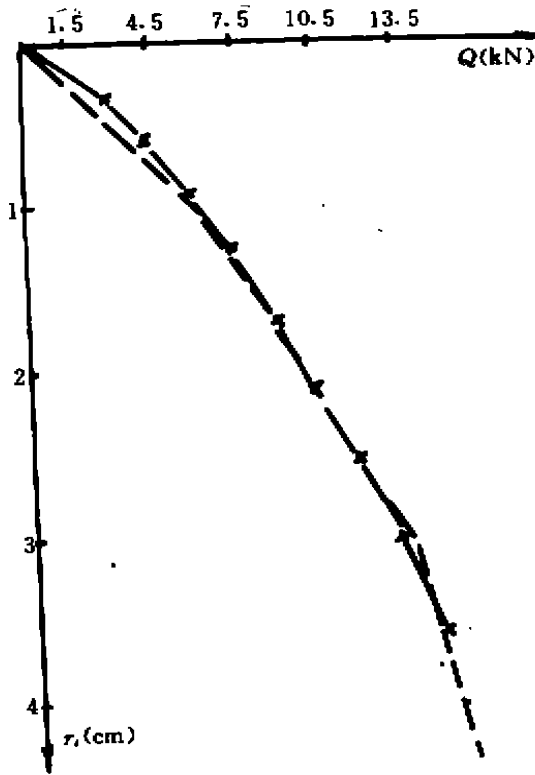
$k=0.3 \times 10^4 \text{ kPa/m}$ (采用各层厚度加权平均),

$r_{sa}=1.0 \text{ cm}$, 端承 (包括嵌岩摩阻力部分)

$K=1.05 \times 10^6 \text{ kN/m}$ (嵌岩 3.0m), $r_b=5 \text{ cm}$;

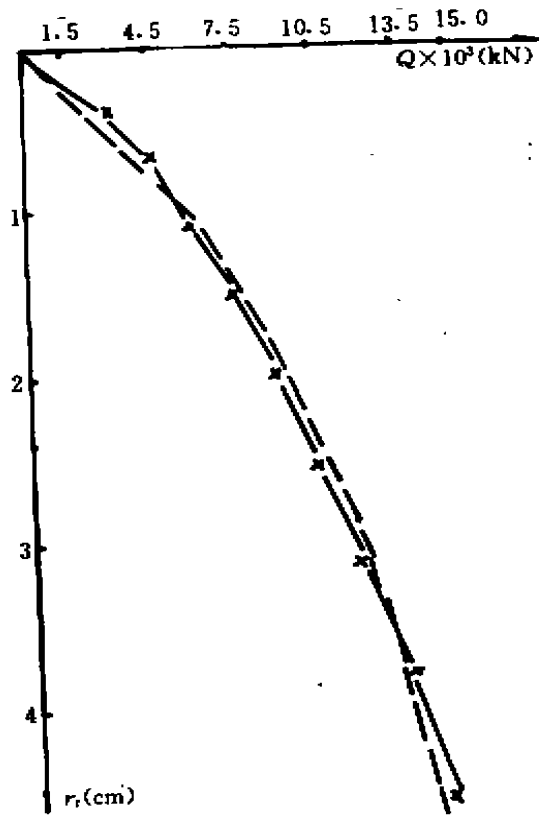
$K=9 \times 10^5 \text{ kN/m}$ (嵌岩 1.0m), $r_b=5 \text{ cm}$ 。

采用本文推导的公式计算的 $Q \sim r_i$ 关系与实测 $Q \sim r_i$ 关系对比见图 18、图 19, 可见实测与理论计算结果非常符合。



×——× 实测
----- 理论

图 18 嵌岩 3.0m 实测及理论 $Q \sim r_i$ 曲线



×——× 实测
----- 理论

图 19 嵌岩 1.0m 实测及理论 $Q \sim r_i$ 曲线

结论

通过以上分析讨论,可得到以下结论。

1. 单桩在竖向荷载作用下,桩侧摩阻力及桩端阻力逐步得到发挥。在 $Q < Q_{e1}$ 时,桩侧土及桩端土都处于弹性状态,此时桩端阻力发挥缓慢。当 $Q_{e1} < Q < Q_{e2}$ 时,桩侧土部分处于塑性状态,桩端土仍处于弹性状态,但桩端反力随 Q 的增加而急剧增长。当 $Q > Q_{e2}$ 时,桩侧摩阻力已全部发挥,此时承载力的增加完全依赖于桩端反力的增加,故 r_i 在这阶段随 Q 的增加急剧增大, R_{e2} 也急剧增大。

在 $Q \sim r_i$ 曲线中,在 $Q < Q_{e2}$ 阶段,若 $r_i \leq 4 \text{ cm}$,则取 Q_{e2} 为桩的极限荷载;若 $r_i > 4 \text{ cm}$,则

取对应于 $r_t=4\text{cm}$ 的 Q 为桩的极限荷载。

2. 极限荷载 Q_{0L} 随桩体 E 值增加而增加,但增加的速率却随 E 的增大而减少;对一定的桩长, E 值超过某一量后, Q_{0L} 增加极慢,此时再增大 E 已无实际意义。

3. 极限荷载 Q_{0L} 与桩长的关系:当桩体刚度很大时, Q_{0L} 随桩长的增加成比例增加(在工程应用的桩长范围内)。桩顶位移 r_t 亦随桩长的增大而增大,并且其增长速率亦随桩长的增大而增大。

当桩体刚度较小时(如搅拌桩), Q_{0L} 随桩长的增加而增加,但其增加速率都逐渐变小;在工程应用范围内, Q_{0L} 随 L 的增加有一极限值,即当桩长超过一定限值时,靠增加 L 以增加承载力是无实际意义的。桩顶位移 r_t 随 L 的增加而迅速增长,并很快超过 4cm ,这也限制了极限荷载的大小。

4. 若测得桩侧土的 k 及桩端土的 K 两参数,可计算得出单桩的 $Q\sim r_t$ 关系,进而据此确定桩的极限荷载。本文所举一工程实例的理论分析结果及实测结果作了对比,两者非常符合。

参考文献

- 1 徐攸在、刘兴满:《桩的动测新技术》,中国建筑工业出版社,1989年。
- 2 朱伟信:端夯扩灌注桩在软弱地基工程中的应用和初探,电力建设,1993年, No. 3。
- 3 周筱滨:嵌岩桩——黄浦电厂基础工程,电力岩土工程实录集,电力勘测科技情报网,1989年。
- 4 朱小林:静力触探侧壁摩阻力与桩侧摩阻力的试验研究,上海软土地基科研成果,上海市建设委员会,1982年12月。
- 5 陈仲颐、叶书麟:《基础工程学》,中国建筑工业出版社,1990年。
- 6 天津大学主编:《土力学与地基》,人民交通出版社,1980年。
- 7 华南工学院等:《地基及基础》,中国建筑工业出版社,1981年。
- 8 建筑地基基础设计规范 GBJ7-89,中国建筑工业出版社,1989。

大型油罐软土地基变形允许值的建议*

贾庆山

(上海高桥石化设计院 上海 201208)

[摘要] 在编制国家行标:《石油化工钢储罐地基基础设计规范》中根据本人在浙江、上海、天津等沿海软土地区所进行油罐软土地基试验研究与工程实践经验,通过对100余座油罐工程现场实测资料分析,参考了国内外有关文献资料,提出油罐地基变形三种模式,并分别给出在软土地基上浮顶油罐、内浮顶油罐和拱顶油罐地基不均匀变形的允许值。

油罐地基变形规律与特点

近年来,由于我国石油化工工业发展很快,兴建了一大批不同容量的储罐,从建造地点来看,大部分在沿海或临海回填地区。这些地区地基松软,而建罐对地基的不均匀沉降要求又相当严格,因此,必须研究储罐地基变形规律及其破坏机理。

钢储罐按结构特点可分为四种:圆锥顶式;圆拱顶式(其容量最大已达 60000m^3);浮顶式(占大多数);内浮顶式。其特点是荷载大(总重达 100000kN ,单位面积荷重达 250kPa),面积大(直径 80m),采用柔性薄板结构,而且由于工业布局上的原因又常常建造在沿海软土地区,国内外通常采用充水预压加固地基的办法,为了防止地基的侧向变形和有利于调整地基的不均匀沉降,一般都在罐壁下设置钢筋混凝土环形基础。从国内外储罐工程事故分析表明,由于差异沉降导致了储罐破坏。根据国内60座储罐的沉降观测资料分析表明,基本上可分为三种模式:罐体呈平面倾斜;罐壁扭曲呈非平面倾斜;罐中心起拱。(见图1)。凡是采用钢筋混凝土环基的,通常呈平面倾斜,仅呈平面倾斜的储罐基础,罐壁不至于遭到破坏;而非平面倾斜通常使罐壁径向扭曲产生过大次应力,引起浮顶失灵。

油罐地基变形计算

储罐地基沉降按发生的次序可以分为三个主要部分,即初始沉降,固结沉降和次压缩(次固结)沉降。最终沉降采用下式估算:

$$S_{\infty} = S_d + S_c + S_s \quad (1)$$

式中 S_d ——因侧向变形引起的沉降分量;

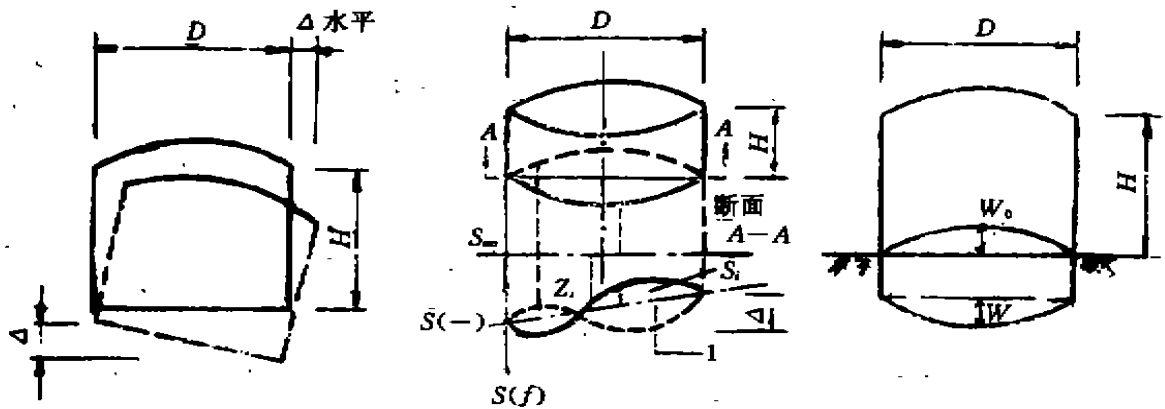
S_c ——因固结变形引起的沉降分量,即按分层总和法计算的储罐地基最终沉降量;

S_s ——因次固结引起的沉降分量。

由于目前理论计算方法不易准确给出 S_d 、 S_s 值;因此,根据储罐工程实测资料分析,可将式(1)写为:

$$S_{\infty} = \varphi \cdot S_c \quad (2)$$

* 收稿日期:1995年10月



(a)平面倾斜

(b)罐周差异沉降

(c)罐底螺旋形沉降

图1 储罐沉降模式

S_{∞} 为在点 i 的总的实测沉降,即自罐建成时起测出的该点高程变化; Δ 为直径方向上点间沉降之差; Z_i 为点 i 由平面倾斜引起的沉降分量; S_d 为点 i 由平面外扭曲引起的沉降分量; D 为罐直径; H 为罐高度; W_0 为罐底原始中心与边缘高度差; W 为实际的中心与边缘高度差; 1 表示平均倾斜面。

式中 φ_3 ——考虑地基侧向变形及其影响因素的经验系数;

S_{∞} 、 S_d 和 S_c 可由实测的 $S-t$ 曲线推算; φ_3 值可从推算的 S_{∞} 值和理论计算的 S_c 值之比来确定(详见表1)。

通过几个工程实测反算较为符合理论计算值。

从实测 $S-t$ 曲线推算 β 、 S_{∞} 等结果及其他

表1

测点	1 [#]	7 [#]	环基上12个测点的平均值	中心点
实测 S_{125} (cm)	62.6	79.8	69.83	105.40
$\beta(d^{-1})$	2.41×10^{-2}	2.12×10^{-2}	2.17×10^{-2}	2.79×10^{-2}
S_{∞} (cm)	67.10	86.80	76.26	111.12
S_d (cm)	10.39	21.12	13.27	34.81
S_d/S_{∞}	0.155	0.243	0.174	0.313
S_c/S_{∞}	0.845	0.750	0.826	0.687
$S_{\infty} - S_d = S_c$	56.71	65.08	62.99	76.31
理论计算的 S_c (cm)			63.1	101
推算的 $\varphi_3 = S_{\infty}/S_c$	1.183	1.334	1.211	1.456
S_{125}/S_{∞}	0.933	0.919	0.916	0.950
卸荷后的回弹量(cm)	1.9	1.1	1.9	13

储罐地基变形允许值控制标准

储罐地基允许变形值的确定是一个复杂的问题,作者曾对国内外近年来的研究情况和

沉降观测成果作过分析研究。根据国家地基规范有关内容,并参考有关规范,提出储罐地基变形允许值控制标准的建议。

(一)平面倾斜(储罐整体倾斜)

罐体本身平面倾斜相对来说不是最重要的(除非大的倾斜)。由于罐体倾斜改变了液面形式,从而使罐壁增加了附加应力,由罐体应力分析表明,只要罐壁在二次应力情况下,给出最大倾斜值即可。Green, Hight 指出,如果罐壁平面倾斜达到肉眼可见的 $1/200(0.5\%)$ 以内不会造成事故。从实测沉降数据分析,并参考有关国外文献资料,储罐倾斜小于 6×10^{-3} 则情况良好, $(6 \sim 9) \times 10^{-3}$ 者属于一般,大于 10×10^{-3} 者较差。综上所述,建议储罐地基变形允许值按表 2、3 选用。

(二)非平面倾斜(罐周边不均匀沉降)

罐壁本身刚度可减少罐周不均匀沉降,但罐周差异沉降仍是产生罐壁次应力和椭圆度的主要影响因素。这是因为,与罐周不均匀沉降相应的倾斜是因为浅层土产生剪切变形引起的,所以也是相当危险的。椭圆度过大将影响浮顶自由升降,甚至造成事故。罐周边沉降通常按罐周等分设置水准观测点,进行水准测量。如果罐体倾斜,但保持在同一平面时,测出沉降,对比其相应周长,可构成一个正弦曲线。从理论上分析,正弦曲线表示偏差程度,即表明微分变形是否会使罐体达到破坏程度。罐周边不均匀沉降允许值详见表 2、表 3。

沉降曲线呈现峰和谷,这就反映了罐周有扭曲变形。对浮顶罐控制罐周不均匀沉降尤为重要。建议按下式估算:

$$\delta_{\max} = \frac{\Delta S}{l} \quad (3)$$

式中 ΔS ——罐周任意相邻两点沉降差;

l ——罐周两点之间罐周弧长。

(三)罐中心与周边沉降差(罐基拱度)

罐底在径向是特别柔性的,这与罐壁能容许大的沉降有关。为便于向罐周边排出贮液,因此主要问题是对罐底向下(或向上)拱度的准确估算。如果计算拱度不大于初始拱度将不产生过大的拉力,罐就能正常使用,为了预估造成损坏的不均匀沉降值,应采取减少底板拉力的措施,以避免节点焊缝应力过大。可在罐中心采用预抬高的办法来补偿预估沉降。

图 2. 为充水预压前后的罐底板变形图与罐基沉降情况。

目前在工程上,为了避免储罐底板因变形过大而发生屈服断裂。通常以罐中心沉降($S_{\text{中}}$)与罐周边沉降($S_{\text{边}}$)之差和罐半径的比值来确定储罐底板容许变形值。即可按下式估算:

$$I = \frac{S_{\text{中}} - S_{\text{边}}}{R} \quad (4)$$

这是一种简化方法。根据工程实测反算较为符合实际。罐基拱度允许值详见表 2、表 3。

各国油罐差异沉降控制标准

表2

沉降模式	平面倾斜 (沿油罐任意直径方向)		非平面倾斜 (沿罐壁圆周方向)		底板沉降 (基础拱度)	规定依据	
	浮顶	固定顶	浮顶	固定顶			
土层特征	土层厚呈线性变化或可压缩性土		土层厚度呈线性变化或可压缩性土		可压缩性土		
破坏形式	罐壁与管道支承间不均匀沉降引起管道破坏		超出液面高度引起漏油或拱顶扭曲液面呈椭圆度引起浮顶密封破坏,超压力引起罐壁破坏				
沉降标准与建议值	日本甲阳 实施标准	$\Delta S \leq \frac{3.33-5.0}{1000} D$	$\Delta S \leq \frac{5}{1000} D$				
	英国工程标准 BS-2054-73	$\frac{D}{250}$		$\frac{D}{250}$	$I_{max} = \frac{D}{120}$		
	比利时 DeBeer (1969)			$\Delta S \leq \frac{1}{450}$		$\frac{1}{200} > \frac{\Delta S}{l} > \frac{1}{600}$ 为小的损毁 $\frac{\Delta S}{l} > \frac{1}{300}$ 为大的损毁	
	日本消防厅规定 JFDA (1977)	试水: $\Delta S \leq \frac{12D}{1000}$ 且 $\leq 300\text{mm}$ 贮油: $\Delta S \leq \frac{5}{1000} D$		$\Delta S = \pm 2.0 - 5.0\text{mm}$	$\Delta S \leq 5 - 200\text{mm}$	$W \leq \frac{D}{100}$	水岛油罐事故后修改规定
	日本工程标准 JISB-8501-76	$\frac{D}{200}$				$I_{max} = \frac{D}{120}$	
	荷兰 Langeveld (1974)	$\Delta S \leq 50\text{cm}$ $\Delta S_{\text{水平}} \leq 300\text{mm}$				$W = \frac{D}{100}$	假设 $S(x) = S_{max} \sin \frac{\pi x}{l}$
	美国工程标准 API-650-80	$\frac{D}{360}$ 或 $< 150\text{mm}$				$I_{max} = \frac{D}{120}$	
	美国 Sullivan 和 Nowicki 等人(1974)				$S_{max} \leq 3.0 - 4.5\text{mm}$		有 21 个浮顶油罐的经验
	英国 Greenwood (1974)			$S_{max} \leq 40\text{mm}$ ($D \leq 50\text{m}$)	$S_{max} \leq 60\text{mm}$ ($D > 50\text{m}$)		具有 27 个固定顶罐和 21 个浮顶罐经验
	贾庆山建议值	$\frac{D}{250} - \frac{D}{165}$ (0.004-0.007)	$\frac{D}{125} - \frac{D}{100}$ (0.008-0.015)	$\Delta S \leq \frac{l}{400}$ 或 $\delta \leq \frac{1}{400}$	$\Delta S \leq \frac{l}{250}$ 或 $\delta \leq \frac{1}{250}$	$\frac{D}{100}$	具有 27 座拱顶油罐和 31 个浮顶油罐经验

注: l 或 W 为油罐底板拱度, m ; δ 为相对刚性倾斜面的差异沉降, %; 其他符号含义同前。

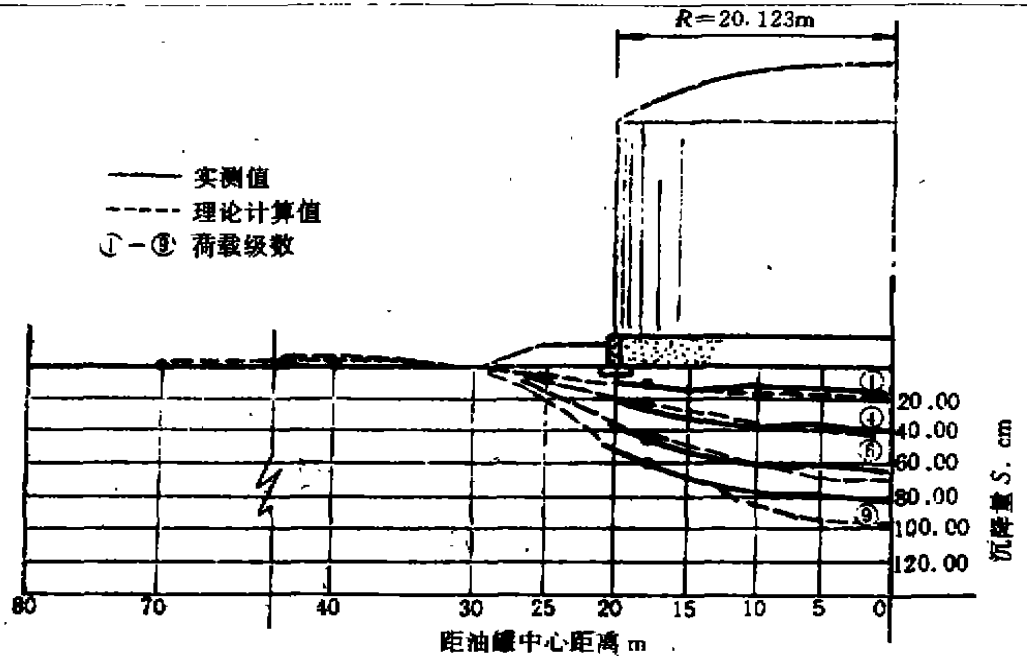


图2 各级荷载罐基础实测沉降与有限单元法计算值对比

储罐地基变形允许值

表3

储罐地基变形特性	储罐型式	储罐直径	沉降差允许值	实测变形值
平面倾斜 (罐体倾斜)	浮顶油罐 与内浮顶油罐	$D \leq 22$	$7 \times 10^{-3} D$	$2 \times 10^{-2} D \sim 8 \times 10^{-3} D$
		$22 < D \leq 30$	$6 \times 10^{-3} D$	
		$30 < D \leq 40$	$5 \times 10^{-3} D$	
		$40 < D \leq 60$	$4 \times 10^{-3} D$	
固定顶油罐 (拱顶)		$D \leq 22$	$15 \times 10^{-3} D$	$2 \times 10^{-2} \sim 13 \times 10^{-3} D$
		$22 < D \leq 40$	$10 \times 10^{-3} D$	
		$40 < D \leq 60$	$8 \times 10^{-3} D$	
非平面倾斜 (罐周边不均匀沉降)	浮顶油罐 与内浮顶油罐		$\frac{\Delta S}{l} < \frac{1}{400}$	0.15×10^{-2}
			0.25×10^{-2}	
固定顶油罐 (拱顶)			$\frac{\Delta S}{l} < \frac{1}{250}$	0.22×10^{-2}
			0.40×10^{-2}	
罐基础拱度 (罐底碟形沉降)			$\frac{D}{100}$ $1 \times 10^{-2} D$	$2.15 \times 10^{-2} D$

注: D 为储罐直径(m); ΔS 为罐周边沉降差(mm); l 为罐周测点间距(mm)。

结语

1. 根据实测沉降 $S-t$ 曲线分析,推算的固结沉降量和分层总和法计算的结果较为接近。推算由侧向变形引起的沉降量在最终沉降量中比例较大(约占 25%)。当荷载大、加荷速率

较快时,其 φ_c 也较大。按式(2)估算罐基沉降是可行的。

2. 关于油罐地基不均匀沉降容许值控制标准问题

(1)通常情况下,由于油罐环梁有足够的刚度,油罐基础基本上是以整体倾斜为主。其倾斜容许值应按地基沉降不同与罐体形式区别对待。对浮顶罐建议 $(4-7) \times 10^{-3}$,对拱顶罐则为 $(8-15) \times 10^{-3}$ 。罐基拱度建议 $(\frac{1}{100})D$ 为宜。

(2)以罐中心沉降与罐周边沉降之差和罐半径之比值来确定罐底板不均匀变形是可行的简化方法。

(3)采用实测 $S-t$ 曲线推算 β 值(固结衰减系数)来进行固结度计算是较为符合实际的。

参考文献

- 1 Belloni, L. A. Garassini, Jamiokov ki, M., Differential Settlement of Petroleum Stell (Tank), Proc. Conf. on Settlement of Structures, British Geotechnical Society, Cambridge, England, Apr., 1974, pp. 323-328.
- 2 Bell, Ray A. and Iwakiri, Jun, Settlement Comparison Used in Tank Failure Study, Proc. ASCE, Vol. 106, GT2, 1980, pp. 153-169.
- 3 贾庆山,粉细砂夹层的软粘土建造大型油罐,“岩土工程学报”,1988. 第一期。
- 4 贾庆山,大型油罐地基处理,中国石化出版社,1993.
- 5 Jia Qing-Shan, Stability Control of large Petroleum Storage Tanks in Soft Clay Deposits. Proc Conf of International Symposium on Geotechnical Engineering & Earthquake Resistant Technology in Soft Soil Areas. 1993.
- 6 Jia Qing-shan, Stability Control of Large Petroleum Storage Tanks in Soft Clay Deposits & Other Environments. Proc. Conf. of International Symposium on Environmental Grotechnology, Vol. II, Bethlehem PA U. S. A., 1986, pp. 111-120.

振冲碎石桩加固油罐地基

曹晓中

(扬子石化设计院 南京 210048)

[摘要] 本文结合扬子石化公司贮运厂三座2万m³油罐地基处理方法,探讨了振冲碎石桩在砂土和粘土地基中的作用机理。在前人研究用振冲法处理软弱地基的经验基础上,提出了计算振冲碎石桩填料量和桩距的新方法,还研究了确定桩长和桩径以及计算地基承载力和沉降的基本原则。

工程概况

扬子石化公司贮运厂新增的三座2万m³浮顶式油罐,位于长江北岸,临江布置,罐边缘离长江岸坡仅60m,从上游到下游依次为A、B、C三罐,油罐直径为40.5m,罐高17m,相邻罐中心距离58m,正常贮油高度15m,底板坡度为3.5%,油罐基础为钢筋混凝土环梁,环梁高2.5m,厚0.4m,设计基底压力为200kPa。罐基地形复杂,建在河漫滩上,既有吹填砂,土堤及河塘,也有含水量大、孔隙比大、压缩性高、强度低的淤泥质粘土,地基分为12层,各土层在水平方向分布变化不大,地表以下厚约25m的6层土处于油罐荷载影响深度之内,是油罐地基的主要压缩层,表1中列出各土层的类型及主要物理力学性指标^[1]。

表1

项目 层号	土类	层厚 (m)	层底 深度 (m)	天然 含水量 ω (%)	天然 总重度 γ (kN/m ³)	天然 孔隙 比 e	塑性 指数 I_p	液性 指数 I_L	压缩 系数 a_{1-2} (MPa ⁻¹)	压缩 模量 E_{s1-2} (MPa)	承载力 标准值 f_s (kPa)
1a	冲填土	4.85	4.85							3.5	70
1b	素填土	1.15	6.00	31.8	19.2	0.885	14.5	0.62	0.46	4.0	100
2	粉土	1.80	7.80	32.6	19.0	0.913	15.5	0.61	0.39	4.5	100
3	淤泥质 粘土	7.7	15.50	38.1	18.2	1.066	12.4	1.29	0.50	3.5	95
4	粉土	1.15	16.65	33.4	18.4	0.972	8.8	1.17	0.26	5.0	95
5	淤泥质 粘土	4.85	21.50	35.0	18.3	1.008	11.2	1.18	0.40	4.0	95
6	粉土	3.50	25.00	32.0	18.3	0.941	9.2	1.10	0.27	6.0	105

其中淤泥质土埋深浅,厚度大,压缩性高,远不能满足油罐荷载对地基的要求,必须进行加固处理。为此选择了振冲碎石桩方案。

* 收稿日期:1995年7月

振冲碎石桩的作用机理

振冲法是一种深层加固软土地基的方法。简单地说,就是用振动水冲造孔,然后由上而下分段填入石料分段振密,形成密实度较高的碎石桩,同时加密了桩体周围的土体,最后形成桩土复合地基。

在松砂土层中,振冲法是利用振冲器的重复水平振动和侧向挤压作用,使孔隙水压力迅速增大,饱和砂层发生液化,砂土结构逐渐破坏,土粒有可能向低势能位置转移,重新排列,孔隙减小,土体由松变密,主要是振冲挤密作用。

在粘性土层中,由于土的渗透性较小,振动作用下土中水不易排出。一般认为,振冲作用使桩间土产生侧向位移,孔隙水压力升高,相应地降低了土中的有效应力,降低了土的抗剪强度。当振冲停止后,随着间歇时间的延长,孔隙水压力逐渐消散,被扰动的土结构也重新恢复,土的强度也逐渐恢复,甚至有所增长^[2]。在振冲过程中不会使土体明显密实,也没有改善土体的性质,振冲碎石桩主要是与周围土体组成复合地基,地基中的应力按材料变形模量进行重新分布。因此,粘性土层中的振冲法主要是振冲置换作用。振冲桩承受荷载后,产生径向变形,并引起周围粘性土产生被动抗力。如果粘性土的强度过低,不能使振冲桩得到所需的径向支持力,就达不到加固目的,一般要求天然地基不排水抗剪强度大于 20kPa,才能使振冲桩产生较好的加固效果。

在荷载作用下,碎石桩与土相互作用机理需要进一步探讨。碎石桩是柔性的,它在土中能形成一个桩柱,必须依靠桩周土的支撑,一般认为软土的碎石桩与桩间土的相互作用形成复合地基,分析碎石桩复合地基的荷载试验曲线可以发现它与天然地基的荷载曲线不同。在荷载较小的一段为曲线,当荷载增加到某一数值后,由曲线变为直线,当荷载超过某一数值后,直线又下弯为曲线^[1]。这三个阶段的特征,反映了振冲成桩过程中、振冲后间歇期间及复合地基在荷载作用下的变化特性,在振冲过程中,桩周土受到很大的挤压力,碎石桩受到桩周土的反压力;在间歇期间,桩周土排水固结而收缩,对于碎石桩则为松弛过程。在承受荷载作用时,开始的曲线是碎石桩松弛再压缩和表层疏松层的反映。当荷载达到一定数值后,碎石桩松弛效应和表层疏松被消除了,开始出现复合地基线性变形段;第三阶段为复合地基开始塑性变形至破坏的非线性变形段。

从孔隙水压力的变化也可看出碎石桩与桩间土相互作用的关系。如图 1 所示为浙江炼油厂某一油罐地基采用振冲法加固后在桩间土(淤泥质粘土)中实测的孔隙水压力变化情况^[4]。在埋置比较浅的测点,孔隙水压力随荷载的增大而增大,近似于直线变化。在埋置超过 3m 的测点,在荷载较小的一段,孔隙水压力很小,且随荷载增大的变化并不明显,当荷载达到某一数值后,孔隙水压力突然增大。一般情况下,碎石桩间土中的孔隙水压力是由竖向应力和碎石桩的侧向挤压力引起的。当荷载较小时,荷载主要是由碎石桩承担,桩间土受到的应力很小,且碎石桩处于松弛再压缩的过程,对桩间土的压力很小,所以土中的孔隙水压力较小。当荷载到达某一数值后,碎石桩的侧向挤压力增大,因而桩间土的孔隙水压力显著升高。如果荷载继续增大,可能导致土和复合地基的破坏,由此可见,荷载作用下,碎石桩对桩间土的侧向挤压作用是显著的。

振冲碎石桩的设计

振冲碎石桩的设计计算方法目前各国还不统一,也不够完善,主要还是依靠多年来的实

实践经验,并通过一些必要的试验进行综合判断分析。下面就碎石桩的桩长、桩径、填料量及桩距布置等问题作一些探讨。

1. 桩长和桩径的确定

对于砂土层,为了提高承载力,减少沉降量,加固深度即桩长一般为8m。这是因为绝大多数砂土的强度随深度增大很快,且压缩性减小也很快。对软土层厚度不大的地基,尽量使振冲桩穿透软土层,支承在较好的硬土层上,减少复合地基的沉降量。如果硬层埋深太大(比如在15m以上),建筑物对沉降又不太敏感,在这种情况下也可以不打到硬层。不

打到硬层的桩与打到硬层的桩相比,承载力基本不降低,但沉降量有所增加,若加固可液化软土地基时,可按《工业与民用建筑抗震设计规范》TJ11-78第10条标准贯入击数N63.5来确定振冲法处理后的砂性土抗液化能力。

关于振冲桩的桩径主要是根据试验和工程实践经验确定,影响桩径的因素很多,如土的性质、荷载大小及其分布、施工方法,填充材料等都会有影响。一般来说,桩径为600~1100较为合适。

2. 填料量和桩距布置的确定

填料量直接关系到工程费用的大小,是振冲桩重要设计内容,现有计算方法所得计算值与实际值相差较大,作者进行了重新推导。

振冲碎石桩在振冲过程中,除土颗粒重新排列,孔隙率减小而出现地面沉降外,同时出现土的流失,大部分细粒被高压水冲刷到孔外,少量悬砂也被挟填进碎石桩空隙中。此两项土粒可称为流失量,其中后者含量很少可忽略,前者随水流带走,不起加固作用,在计算填料量和桩距时不能忽略。

由地基土体平衡条件:

$$m'_s = m_s - m_t \tag{1}$$

$$m'_s = (V - V_p - V_o)\gamma'_d \tag{2}$$

式中 m_s ——加固前地基土粒质量;

m'_s ——加固后桩间土的土粒质量;

m_t ——地基流失土粒质量;

V ——加固地基体积;

V_p ——桩体体积;

V_o ——地面沉降体积;

γ'_d ——加固后桩间土平均干重度。

设流失比 $\alpha = \frac{m_t}{V_p \gamma'_d}$, γ'_d ——加固前地基土平均干重度,则 $V_p \gamma'_d$ 为桩体体积中原土粒重量,由式(1)得:

$$m_s = V\gamma'_d - \alpha V_p \gamma'_d \tag{3}$$

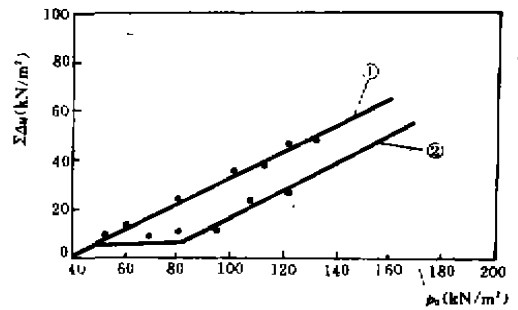


图1 荷载与孔隙水压力的关系

①油罐轴线下深2.8m处的孔隙水压力;②油罐轴线下深5.8m处的孔隙水压力; $\Sigma\Delta u$ ——孔隙水压力增量; p_0 ——油罐基底压力

由式(2)、(3)得: $(V - \alpha V_p) \gamma_d = (V - V_p - V_o) \gamma'_d$

引入土粒比重 d_s , 水的重度 γ_w 和加固前后孔隙比 e, e' 得:

$$(V - \alpha V_p) \frac{d_s}{1+e} \gamma_w = (V - V_p - V_o) \frac{d_s}{1+e'} \gamma_w$$

$$V_p = \frac{V(e - e') - V_o(1+e)}{1+e - \alpha(1+e')} \quad (4)$$

设 A 为加固地基面积, Z 为单位深度地面沉降, 则有 $V_o = AZ, V = A$, 由式(4)得加固地基面积 A 的单位深度桩体体积 V_p :

$$V_p = \frac{A(e - e') - Z(1+e)}{1+e - \alpha(1+e')} \quad (5)$$

由碎石填料平均自然干重度 γ_{d1} 和桩体碎石平均干重度 γ'_{d1} , 得加固地基面积 A 单位深度所需碎石自然填料 V_n :

$$V_n = \frac{\gamma'_{d1}}{\gamma_{d1}} V_p, \text{ 即:}$$

$$V_n = A \frac{(1+e_0)}{(1+e'_0)} \times \frac{e - e' - Z(1+e)}{1+e - \alpha(1+e')} \quad (6)$$

式中: e_0, e'_0 —— 碎石填料平均自然孔隙比和加固后桩体碎石平均孔隙比, 其余同前。

当 $A=1$, 即得加固单位体积地基的碎石自然填料量 V_n :

$$V_n = \frac{(1+e_0)(e - e' - Z - Ze)}{(1+e'_0)(1+e - \alpha - \alpha e')} \quad (7)$$

文献[5]中提供的填料量算式与式(7)明显不同, 不仅没有考虑 α, Z 值外, 而且把加固后的桩体和桩间土用同一孔隙比即 $e_0 = e'$, 实际表明桩体干重度大于桩间土干重度, 即 $e_0 < e'$, 这也是文献[5]中得到的数值偏小的又一原因。

设 A 为一个单元内单桩承担的加固面积, d 为桩体平均直径, 由式(5)得:

$$\frac{\pi d^2}{4} = A_0 \frac{e - e' - Z(1+e)}{1+e - \alpha(1+e')} \quad (8)$$

对于振冲桩正方形布置 $A_0 = a^2$, 正三角形布置 $A_0 = \frac{\sqrt{3}}{2} a^2$, a 为边长, 由式(8)得:

$$a = kd \sqrt{\frac{1+e - \alpha(1+e')}{e - e' - Z(1+e)}} \quad (9)$$

式中: d —— 桩平均直径; k —— 正方形布孔时 0.886, 等边三角形布孔时 0.952。

3. 复合地基承载力及沉降量

对于砂土复合地基, 由于桩间砂土经振冲后承载力有很大提高, 常常桩间砂土本身已能满足设计要求的容许承载力, 没有必要将桩和桩间土分别取值再按复合地基理论计算其承载力和最终沉降量, 只有在覆盖面积广、荷重大的建筑物下的地基(如坝基等), 由于其影响深度较大而需要验算外, 对一般建筑物主要是验算其抗液化能力, 按有关抗震规范进行综合论证。

对于粘土复合地基, 一般常用以下公式计算承载力^[6]:

$$[R_p] = [1 + (n-1)F_v][R_s] \quad (10)$$

式中: $[R_p]$ —— 复合地基允许承载力; n —— 桩土应力比, 一般取 2~5, 对刚度好的基础取大些, 刚度差的基础取小些; $[R_s]$ —— 地基土的允许承载力, 可用土体强度指标计算, 亦可在规范中查取, 可作深度及基础宽度修正。

成层地基可对每一土层进行上述计算。对下卧层的验算,扩散角的取值在没有资料的情况下可取原来规范的取值。

复合地基的沉降计算仍用分层总和法,所需压缩模量可用下式计算^[6]:

$$E_{ps} = E_s [1 + (n-1)F_v] \quad (11)$$

式中 E_s 为地基土的压缩模量,其余同前。

振冲碎石桩处理油罐地基结果分析

根据地基土的实际情况,吹填砂层厚度不一,吹填砂下软土复杂多变,土的物理力学性质指标差异很大,极易使油罐产生不均匀沉降,影响油罐的正常使用。从表1中可以看出,第4层粉土处于上、下淤泥质土层之间,在地基排水固结中能成为良好的排水通道,而第3层淤泥质粘土层相当厚,在油罐设计荷载较大的情况下,影响深度比较大,因此选择桩长16m,桩端打在第4层粉土上,这对于提高地基承载力,减小沉降量,缩短地基固结时间,防止堤岸滑坡都有一定的作用。

关于桩径的选择,由于第2层素填土分布极不均匀,主要分布在厚土埂附近,标准贯入击数6~9击,土的结构性较差,厚度不等,故选择 $\Phi 850$ 桩径共580根。油罐地基靠江边一侧,考虑到岸坡稳定的影响,选择 $\Phi 830$ 桩径,共346根,其余均为 $\Phi 800$ 桩径,共2605根,罐边缘外侧设三排护桩。另外在施工上也采取了一定措施,由于罐基中间部位吹填层薄,相应的沉降量远大于罐基边缘部位,因此桩身应保持必要的垂直度,碎石桩施工时应先施工外围护桩,然后再跳打(单排跳打或双排跳打),桩位偏差不大于150mm。

关于桩距的确定,已知以下实测参数:加固前地基土 $e=0.955$ (各土层加权平均值),回填碎石料 $e_0=0.65$,加固后桩体碎石 $e_0=0.45$, $d=0.8m$ 加固后桩间土 $e'=0.75$,地面沉降取 $\Delta=0.16m$,桩长 $L=16m$, $Z=\frac{0.16}{16}=0.01$,流失比取 $\alpha=0.45$ 这是根据能源部、水利部北京勘测设计院多年来振冲施工的经验,加固后土体重量损失约5~30%,结合前文提出的流失比的概念确定的一个大概数值。

由式(9)可得:

$$a = 0.952 \times 0.8 \sqrt{\frac{1 + 0.955 - 0.45(1 + 0.75)}{0.955 - 0.75 - 0.01(1 + 0.955)}} = 1.91(m)$$

考虑到地基土层软弱复杂及施工具体情况,实际桩距取值为1.5m。

而文献[5]中P165提供的公式(5-1-1)求得:

$$a = 1.075 \sqrt{\frac{\pi}{4} \times 0.8^2 \frac{(1+0.45)(0.955-0.75)}{(1+0.955)(1+0.75)}} = 2.59(m)$$

显然以式(9)计算出来的情况更接近实际情况,以式(7)计算出来的填料量也更接近实际情况,而以文献[5]计算出的填料量偏小。

关于承载力的计算,只要知道桩间土的承载力,由式(10)可计算出。如冲砂土层,由静载试验得知桩间土 $[R_0]=230.8kPa$,桩土应力比取 $n=3.5$,置换率 $F_v = \frac{\pi}{4} \times 0.8^2 / (\frac{\sqrt{3}}{2} \times 1.5^2) = 25.8\%$,由式(10):

$$[R_{ps}] = [1 + (3.5 - 1) \times 0.258] \times 230.8 = 279.7(kPa)$$

再如淤泥质粘土层 $[R_s]=124.6kPa$,由式(10)

$$[R_{ps}] = [1 + (3.5 - 1) \times 0.258] \times 124.6 = 205.0 (\text{kPa})$$

这里说明一点 n 的取值问题, n 值与基础刚性有关, 而且随深度增加, n 逐渐减小, 有的学者认为, n 随地基平均应力的增大而增大, 有的学者则认为, 当外荷载大于某一荷重时, n 值趋于稳定, 对于粘性土 $n=3.5$, 有关 n 取值应需进一步研究。

从上面计算可知, 地基容许承载力满足设计要求, 根据静力触探试验求得的容许承载力与上面计算出的数值相接近。

关于沉降的计算方法仍采用分层综合法, 压缩模量由式(11)求得, 算得中心最大沉降为 69.5cm, 罐边缘平均沉降为 45cm, 实测沉降量中心点为 54.7cm, 边缘为 36.9cm。

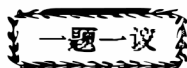
从油罐地基埋设的 18 个钢弦式孔隙水压力计中, 还可以找出地基中超静孔隙水压力随外荷载增长的变化规律, 在不考虑消散的情况下, 6m 以下深度处的超静孔隙水压力增量与外荷的关系线呈现出如图 1 中第②线的特征, 即由二条直线组成, 其交叉点对应的外荷载临界点均大于 100kPa, 这表明油罐地基经碎石桩加固后, 复合地基的强度明显增大, 屈服点提高。

结束语

本文结合扬子石化公司贮运厂三座 2 万 m^3 油罐地基处理方法, 探讨了振冲碎石桩在砂土地基及粘土地基中的作用机理, 桩长和桩径的确定原则, 提出了计算振冲碎石桩填料量和桩距的新方法, 对油罐地基的承载力和沉降也作了分析。本文还在前人研究的基础上, 总结了一些用振冲碎石桩处理软弱地基的经验。

参考文献

- 1 化工部第二勘察设计院, 扬子石化公司贮运厂 3×2 万 m^3 油罐地基工程地质勘察报告, 1992, 4
- 2 方水凯等: 振冲法加固塘沽软粘土地基试验研究, 南京水利科学研究院, 1983
- 3 陈环: 振冲桩复合地基载荷试验的机理分析, 天津大学水利系, 1983
- 4 胡宝麟等: 振冲法加固油罐软基, 石油建筑设计, 1981
- 5 曾国熙等编: 地基处理手册, 1983
- 6 盛崇文: 软土地基用碎石桩加固后的极限承载力计算, 南京水利科学研究院, 1979



钻孔灌注桩的泥水处理问题不容忽视

盛崇文

(南京水利科学研究院 南京市 210024)

对软土地区建造高层、超高层或重型建筑物来说,大直径钻孔灌注桩是一种安全可靠、适用土层范围广、造价较低的地基处理方法,与预制钢筋混凝土打入桩比较,它不产生严重的施工噪音、振动等公害;与沉管灌注桩比较,它的直径可以做得很大,还可以做得很深、很长,单桩承载力可达到几千 kN 甚至几万 kN。因此,近年来在沿海各大中城市中建造的高楼大厦、立交、高架道路等工程,有相当数量的地基都采用钻孔灌注桩。

但是钻孔灌注桩有一个重要弱点,它在施工时会产生大量泥水。泥水若不妥善处理,必将造成公害。因此,泥水处理是采用该方法的一项不可忽视的重要工程。通常在施工合约上都开列一项泥水处理的费用,亦即施工方要承担处理泥水的责任。泥水处理办法的优劣在某种意义上说体现着施工队伍管理水平的高低和环保意识的强弱。遗憾的是目前有相当多的采用钻孔灌注桩施工的工地,管理水平和对泥水处理的重视程度不能令人满意。今年3月12日解放日报刊出一则报导:坐落在上海市延安西路1220号的中建大厦工地由于在制作钻孔灌注桩时,施工人员将大量泥浆排向下水道,受到市政管理部门作出的停止施工的重罚,并被要求:一、工地立即停止施工进行整改,经市、区有关主管部门验收合格后方能复工;二、承担灌注桩施工的单位应在下一天上午十点前将经营手册和施工许可证上交市建管处;三、建设单位和施工单位另行经济罚款。

笔者认为上海市的建筑施工管理水平还是比较高的,尚且发生这样严重违法乱纪的事情。无怪乎一些管理力量远远不足的城市对要推广这一方法忧心忡忡,有的甚至拒绝采用。比如,西南地区昆明市就因为担心施工队伍不能妥善处理泥水问题而至今不敢引进这种方法,他们习惯上采用没有泥水问题的“沉管灌注桩”方法。一味怕惧泥水而不愿推行该法是不合适的,因为这一方法有许多优点,积极的态度是拿出解决泥水处理问题的办法来。我认为南京市在这方面作得比较好。建设单位将列入施工合约中的泥水处理费用从施工方扣下来,转交环卫部门的有关公司,由他们负责将施工过程中产生的泥水沉淀池初步脱水后用泥浆车运至指定的存放地点,这样做,建设单位、施工单位、市环保部门三方面都满意,这样的解决办法还是比较好的。其他地区也可以这样试验。

一题一议

复合地基桩土应力比的影响因素及应用问题

徐少曼

(福州大学土建系 福州 350002)

复合地基的桩土应力比是计算复合地基承载力和沉降量的重要指标。影响桩土应力比 n 值的因素很多,充分了解这些影响因素对 n 值的正确应用是至关重要的。桩土应力比主要有下列影响因素:

1. 桩体材料及桩间土的类型。各种桩体材料及土质的压缩模量都不同,可以桩体及桩间土的压缩模量比 E_p/E_s 来表征这种区别,模量比越大, n 值就越大,这是不言而喻的。

2. 施加于复合地基上的基础附加荷载。由于桩土应力不同是由其模量不同产生的,而模量的不同要通过受力变形来体现。附加荷载越大,桩体与桩间土的自由变形差值就越大,要使它们在刚性的基础下变形趋于一致,荷载向桩体集中就越甚,从而使 n 值越大。

3. 桩间土的固结时间(或固结度)。桩间土的固结会使桩土的变形差异增大,因而如桩土的其它条件不变, n 值也会随着桩间土的固结时间延长而增大。这一影响因素对桩间土为砂类土的复合地基作用较小。

4. 地基的深度。桩体荷载通过桩土接触面的摩擦力传递给桩间土,越深处桩体应力越小,同时,土体应力也沿深度逐渐扩散,但桩体与土体应力沿深度扩散的速率并不相同,因而在加固区内的不同深度,桩体与土体的附加应力之比不会相同, n 值就不相同。根据笔者的计算, n 值随深度而迅速减小。

5. 其它因素,如置换率 m , 桩的长径比等因素也会影响 n 的数值。

了解了桩土应力比 n 值的影响因素后,我们就不难发现,目前工程上在使用 n 值时存在着某些误区。主要是对某一种竖向增强体复合地基,将 n 值作为一个固定值来对待。实际上, n 值是随荷载、时间及地基深度而改变的。只要含有桩土应力比 n 值的计算公式,就应对不同时空的 n 值加以区分。例如:

1. 按下式计算复合地基极限承载力时,

$$P_{cf} = KP_{f1}(1+m(n-1)) \quad (1)$$

式中 m 为置换率; P_{f1} 为天然地基极限承载力; K 为修正系数。当 n 值由荷载试验的极限荷载确定时,则在有一定安全系数的使用荷载下, n 值会减小。由于一般试验只量测荷载板底面的桩土应力,若加固区范围内有若干土层,在确定下层土的 P_{cf} 时不能采用试验的 n 值,因较深处 n 值将减小。

2. 按下式计算复合地基加固区沉降量时

$$S_1 = \sum_{i=1}^r \frac{\Delta P_s}{E_n} \Delta Z_i = \sum_{i=1}^r \frac{\mu_n \Delta P_t}{E_n} \Delta Z_i \quad (2)$$

式中 r 为分层总和法的土层数; E_n 为第 i 层土压缩模量; ΔZ_i 为第 i 层土厚度; ΔP_n 为第 i 层桩间土附加应力增量; ΔP_i 为天然地基第 i 层土附加应力增量; $\mu_n = 1/[1+m(n_i-1)]$ 为应力修正系数, 该值对各分层不是常数; n_i 为第 i 层土桩土应力比, 显然, 应取桩间土固结后的桩土应力比。有些资料将 n_i 取为常数且用载荷试验(未固结)值, 是不妥的。

另外, 当采用圆弧滑动法进行地基稳定分析, 计算不同深度土条滑弧面上的土抗剪强度 $\tau_c = (1-m)\tau_s + m\tau_p$ 时, 式中所包含的 n 值也应考虑随深度、荷载及时间的变化。

由以上分析可知, 目前工程上将 n 值作为常数是不妥的。当然, n 值随荷载、时间和地基深度的变化规律, 目前还未作深入定量地研究, 但设计者应该了解误差所在。

第五届全国地基处理学术讨论会征文通知(第1号通知)

为了总结、交流地基处理工程勘察、设计、施工、监测以及理论研究方面的新鲜经验, 中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会定于1997年10月在福建武夷山召开《第五届全国地基处理学术讨论会》, 并请福建省建筑科学研究院协助组织。现将会议论文征集工作有关事项通知如下:

一、征文内容, 应征学术论文和工程实录范围:

(1) 已有各种地基处理技术新发展; (2) 地基处理新技术的开发和应用; (3) 地基处理工程勘察技术、设计计算理论、施工工艺及机具, 质量检验等方面的新发展; (4) 复合地基理论与实践方面的发展; (5) 深基坑工程设计和施工技术方面新发展; (6) 地基处理领域其他方面的发展。

二、征文要求, 应征论文应未在国内刊物或论文集上发表过。论文字数请控制在6000~8000字(包括图表)。论文字迹要求清楚、端正, 图表齐全。入选论文将正式出版论文集。

三、征文时间安排, 应征论文全文一份寄: 350002 福州市杨桥中路162号福建省建筑科学研究院侯伟生。征文截止日期: 1997年4月15日。经论文编审委员会审查后, 入选论文按要求规格于1997年6月15日前提交(具体要求将在第二号通知中说明)。

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
1996年8月



话说土压力的水土合算问题

魏汝龙

(南京水利科学研究院 南京 210024)

对于饱和粘土的土压力计算是否可以采用水土合算的问题,历来是有争论的。在我国工程界,目前还有不少人赞成采用此法。其理由如下:(一)在低渗透性的粘土中,开挖后水压力在短期内不会完全显示出来;(二)从实际工程效果来看,在低渗透性粘土中,不采取降水措施时,开挖现场也未发现有多少地下水渗出。

我们曾经指出^[1],在地下水位以下的饱和粘土中,不管其渗透性多么低,它总是水力连通的。静水压力在施工前是一直存在着的。开挖时墙后不降水的话,它不会消失,故没有什么短期内不显示出来的问题。至于开挖后很少有地下水渗出,只说明采用的隔水措施效果较好,使渗径 L 增长到足以使梯度 $i = \Delta H/L$ 减小到接近甚至低于开始渗水的起始梯度 i_0 ,从而使渗水速度 $v = k(i - i_0)$ 极小或等于零。但是,作为形成水力梯度的水头差或水压差 ΔH 则是始终存在的。

且来看一下水土合算和水土分算的差异何在。在采用水土合算方法时

$$E'_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a = \frac{1}{2} \gamma_b h^2 K_a + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 K_a$$

其中 K_a ——主动土压力系数, γ_w ——水的重度, γ_b ——土的浮重度;而在水土分算法

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_b h^2 K_a + \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

比较后看出,两者的差别就在于,采用水土合算相当于将水压力也乘上了土压力系数。当然,水压力与土压力系数是风马牛不相关的。不过,赞成采用水土合算的人可以解释说,如果开挖后水压力不会很快地就完全显示出来,那么将它打个折扣也就无可非议。但是,问题在于,用水土合算法计算被动土压力时

$$E'_p = \frac{1}{2} \gamma_b h^2 K_p + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 K_p$$

由于被动土压力系数 $K_p > 1$,故墙前的水压力不是显示不出来,而是特别加重地显示出来。这与上面的解释理由无疑是矛盾的。

如果从土体抗剪强度的观点出发来分析水土合算方法,则可以更清楚地看出其中存在的问题。众所周知,在正常固结情况中,土的天然强度是由于它在上复压力下固结而形成的。显然,造成土固结的这部分上复压力是指其上复有效压力,而水压力在其中是不起作用的。

* 收稿日期:1996年8月

也就是说,水压力不会引起土的固结并影响其强度的形成,因此

$$S_w = \gamma_B h \operatorname{tg} \varphi_{cs} \neq (\gamma_B + \gamma_w) h \operatorname{tg} \varphi_{cs}$$

实际上,人们在计算土坡稳定时都是这样做的。例如,在条分法中计算土条条底抗滑力时,对地下水位以上的土体取其总重度,而对地下水位以下则取其浮重度。这与上述论述是一致的。同样,在计算土压力时,作用于滑裂面上的抗滑力也应取其在楔体浮重下形成的强度。这样,滑动楔体的平衡条件是在土体浮重下建立的。从图1看出,滑动楔体的宽度和滑裂面长度分别为 $B = h \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2})$

$$\text{和 } L = h / c_w (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2}), \bar{W}_B =$$

$$\frac{1}{2} \gamma_B h^2 \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2})$$

$$\text{故 } E_a = \bar{W}_B \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2})$$

$$= \frac{1}{2} \gamma_B h^2 \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2})$$

而滑裂面上的抗滑力则为 $T_B = N_B \operatorname{tg} \varphi_{cs}$ 。此时,楔体内的水重则与其两侧的水压力相平衡。

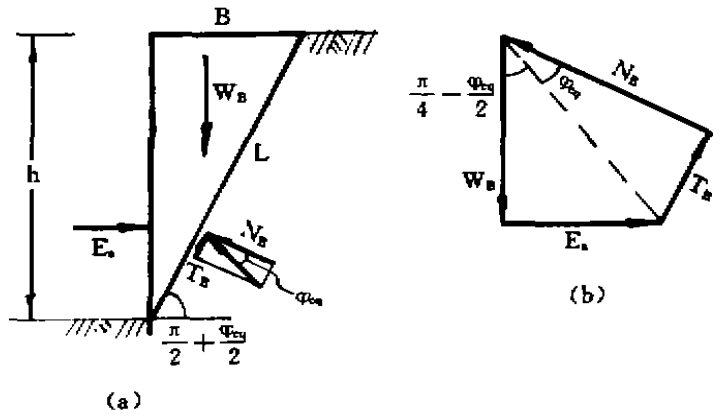


图1

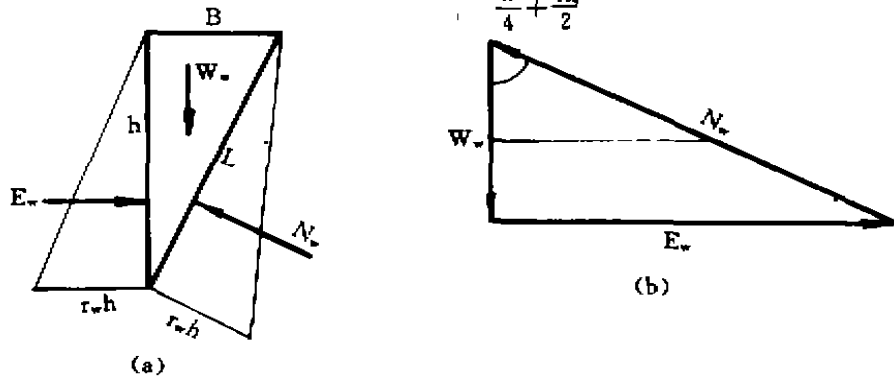


图2

从图2看出,楔体两侧的水压力分别为 $E_w = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$ 和 $N_w = \frac{1}{2} \gamma_w h L = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 / \cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2})$,

它们与楔体内的水重 $\bar{W}_w = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \operatorname{tg}(45 - \frac{\varphi_{cs}}{2})$ 也正好互相平衡。

在水土合算时,滑动楔体平衡的力多边形如图3所示。其中实线部分与图1中完全一致,而虚线部分则示出由于考虑饱和土体中的水重而引起的附加部分。此时, $\bar{W} = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2})$, 抗滑力 $T = N \operatorname{tg} \varphi_{cs}$, 而土压力为:

$$E'_a = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2}) = \frac{\gamma_B h^2}{2} \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2}) + \frac{\gamma_w h^2}{2} \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cs}}{2})$$

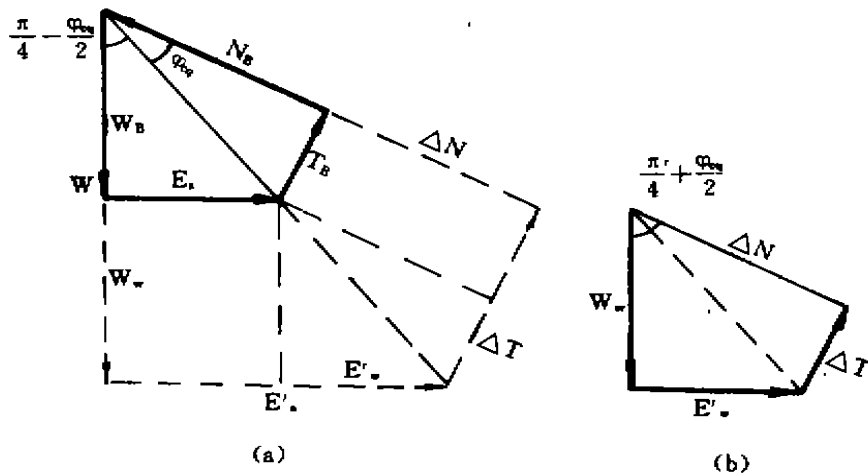


图3

图3(b)示出从图3(a)右下部移植出来的由水重引起的各附加力的平衡力多边形。将它与图2(b)进行比较后可以看出,这里有二个值得怀疑的地方。首先,由于水的作用而使土在滑裂面产生附加强度。这与上述强度形成机理显然是矛盾的。其次,水的作用在滑裂面上引起的反力 ΔN 也与图2中按静水压力分布而确定的大相径庭。这似乎也不太合理。

可以认为,水土合算法中导致墙后水压力折减的原因,主要是其中包含有上述那部分由水的作用而产生的虚假强度。因此,从土的抗剪强度的观点来看,水土合算法也是不合理的。

参考文献

- 1 魏汝龙 总应力法计算土压力的几个问题。岩土工程学报,1995,17(6),120~125。