

目次

论 文

深圳机场场道工程换填地基的沉降控制..... 冯光愈, 曹星 (1)

搅拌桩复合地基桩土应力比的探讨..... 章胜南 (9)

模糊聚类分析在试桩资料分类中的应用..... 盛崇文 (15)

土锚杆深基坑支护中几个问题的探讨..... 刘利华, 聂振刚, 孙涛, 康伟 (20)

现场大型碎石桩直剪试验..... 王盛源, 关锦荷, 余烈 (23)

深厚软土层的粉体搅拌法处理..... 张振国, 倪政熙, 许宗劭 (30)

振冲碎石桩在加固灰坝地基工程中的应用..... 周仲良, 陈生水 (35)

墙后卸载与土压力计算..... 龚晓南 (42)

译 文

加筋墙模型在不同荷载条件下的破坏与变形机理.....
R.C.Gomes, E.M.Palmeira, D.lanz 张续萱 译, 杨灿文 校 (44)

考察报告

土工网在土木工程中的应用技术赴英考察报告..... 杨光熙 (55)

深圳机场场道工程换填地基的 沉降控制*

冯光愈 曹 星

(长江科学院 汉口 430010)

工程与地质概况

深圳机场为国家一级民用机场,位于深圳市西北福永镇的伶仃洋东畔。场道有跑道和滑行道各一条,长3400m,宽度分别为60m和40m。另有7条联络道将它们与站坪、停机坪及候机楼联成一整体。

机场场区地势平坦而开阔。地基土层包括淤泥、亚粘土、淤泥质亚粘土、砂层及风化残积土。分为3个压缩土层:第Ⅰ层为淤泥,平均 $\omega=84\%$, $e=2.3$,承载力低,压缩性高, $a=2.23\text{MPa}^{-1}$ 左右, $C_v=8\times 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$,固结困难。第Ⅱ层又分为4个亚层:Ⅱ₁层为轻超固结亚粘土,超固结比 $OCR=2.6$, $\omega=25\%$, $a=0.39\text{MPa}^{-1}$,性质较好;Ⅱ₁₋₂层为粘土混砂,透水性较好;Ⅱ₂层为淤泥质亚粘土, $\omega=40\%$,压缩性较大;Ⅱ₃为砂层,透水性较好,含2.0m左右水头的承压水。第Ⅲ层为残积土层,分为两个亚层,Ⅲ₁层为风化程度较强的土层,平均 $\omega=29\%$, $a=0.45\text{MPa}^{-1}$, $C_v=2.7\times 10^{-1}\text{cm}^2/\text{s}$,属中等压缩性;Ⅲ₂层为性质较好,风化程度较弱的土层,压缩性较低;这3个土层在场道地基中并不是均匀分布的。淤泥层普遍存在,厚度4~8m;Ⅱ层只在部分地段存在;Ⅲ层虽普遍存在,但有6个软弱带(图1),给地基的不均匀沉降造成不利影响。

由于跑道、滑行道和联络道采用混凝土刚性道面,对地基的剩余沉降及不均匀沉降要求十分严格。按道面设计要求,道面浇注后至跑道使用30年所产生的沉降量不得大于50mm,不均匀沉降在弯沉盆半径大于50m时,盆底的沉降与盆顶的沉降差小于50mm。为了满足沉降要求,同时考虑工期与投资两个因素,经反复论证比较,地基处理选用拦淤堤封闭挖除淤泥,回填石碴或风化石碴料,分层填筑碾压形成人工地基。地基工程于1988年12月开工至1990年底完成,1991年初开始混凝土道面施工,5月道面工程完成。

为了满足道面对沉降的要求,在设计和施工过程中,采取了一系列的工程措施对地基的沉降进行控制,以使地基的沉降大部分甚至全部沉降在施工期内完成。

沉降分析及沉降控制工程措施设计

通过设计阶段的沉降分析计算,找出整个场道地基中不能满足道面设计要求的地段,以

* 收稿日期: 1992.1

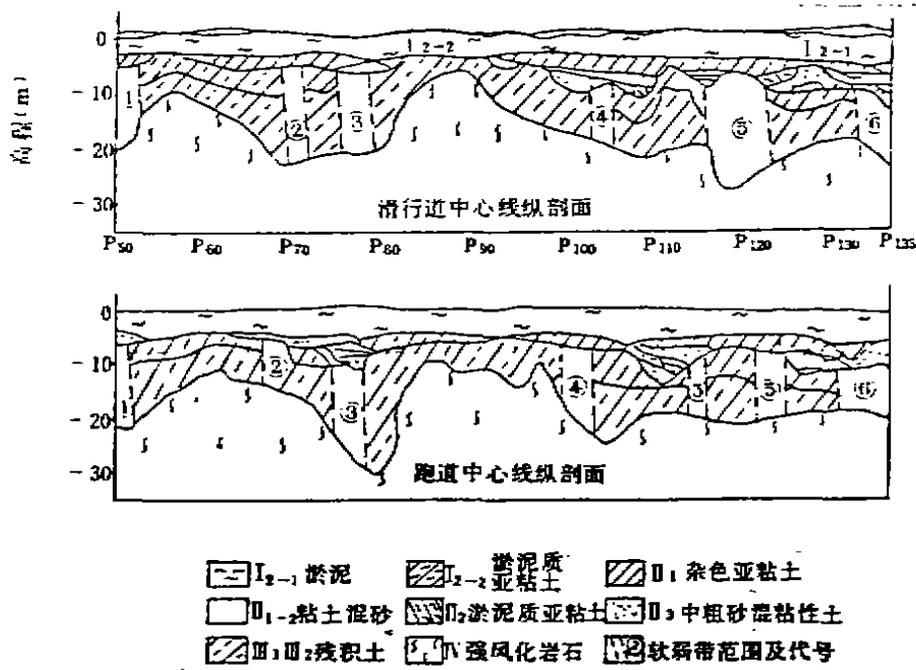


图1 跑道与滑行道地质纵剖面图

便采用适当的工程措施对沉降进行控制。在分析中,采用了土力学中传统的分层总和法和有限元法两种方法进行计算。在有限元计算中用剑桥弹塑性模型和比奥固结方程耦合的方法对地基的应力、应变,位移与沉降进行分析。因地基土属正常固结或微超固结,且裂隙发育,剪胀性不明显,用剑桥模式是合适的。且此模式参数少,易于测定。

计算图式与计算条件:图2示出了计算图式,在跑道和滑行道中心线两边各100m的范围,深度至基岩顶板,包括填筑体在地基中引起应力的范围。换填体作两级荷载施加在地基上。拦淤堤为一级荷载,填筑体及底基层道面为一级荷载。在有限元计算中考虑了挖淤卸载与填筑加载的全过程。

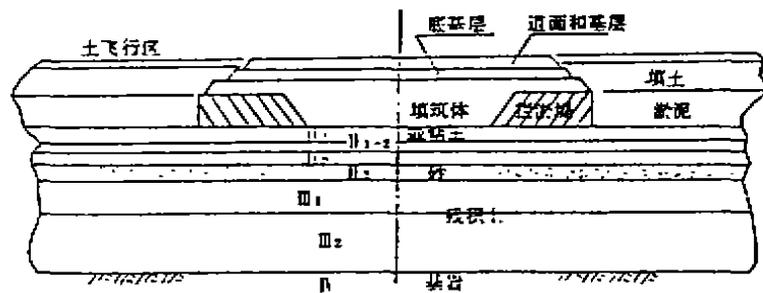


图2 计算图式

在计算中对如下三种控制沉降的工程措施进行了分析。第一是对混凝土道面开始浇注

的时间进行控制。分别计算了在换填体完成后,停歇 2, 5, 8 个月再浇筑道面 3 种情况下的沉降发展规律及剩余沉降量。第二,在拦淤堤形成并挖淤以后的回填过程中,换填体饱和和干燥状态(基坑抽水)对沉降规律的影响及其相应的剩余沉降量。因为在机场投入正常运行后,地下水位在 1.0m 高程。而换填体的底面高程在 -4.0~-4.5m 高程。抽水保持换填体干燥可获得 40~50kPa 的超载压力。第三,采用排水减压并消除 I₁ 层砂层中的承压水,使 I₂ 层的淤泥质亚粘土的孔隙水压力消散加快。

计算参数:所用计算成果的精度,主要取决于地质模型对实际地层的近似程度,计算模式及其参数的准确性。场道每隔 50m 有一个钻探地质剖面 and 试验资料。经统计分析和反复验证,找出了各土层的计算参数,见表 1 和表 2。表 2 中的 $c_u' = \frac{0.434C_u}{1+e_0}$, $K_0 = 1 - \sin\varphi'$, $\mu =$

$$\frac{K_0}{1+K_0}, G/K = \frac{3(1-2\mu)}{2(1+\mu)}, M = \frac{\sqrt{2}(\operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) - 1)}{\operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2}$$

计算成果:用传统方法计算了 369 个孔点的沉降,用有限元法分析了 7 个典型地质断面的 12 个方案。主要成果如下:

1. 地基的总沉降量与剩余沉降量:按地基规范方法计算的最大沉降量在 12~14cm 之间,发生在 I 层厚度较大, II 层较软弱的地段。剩余沉降量大部分均可满足道面施工及运行的要求,小于 50mm。但大约有 6.8% 的地段需要一定施工间歇期,即在换填后停歇 2~5 个月,或者在换填期间抽水才能满足小于 50mm 的要求。有限元计算得的总沉降量一般为 7~11cm,而剩余沉降量不需要采取特殊措施就可满足要求。

2. 地基固结沉降规律:地基中的地下水位很高,换填后的地基持力层处于饱和状态。地质条件最差的剖面,孔隙水压力变化曲线如图 3 所示。换填施工期为 200 天。孔隙水压力随荷载的增加而增大,加载停止即开始下降。至道面浇筑后,一年内可消散 80%。对于一般地段,施工期固结度可达 45~50%,若换填完成后间歇 2 个月再浇筑道面,固结度可达 70%,若间歇为 5 个月,固结度可达 80%,如果在换填期间,基坑抽水,可增加回填体的有效荷重,可减少剩余沉降约 20% 以上。

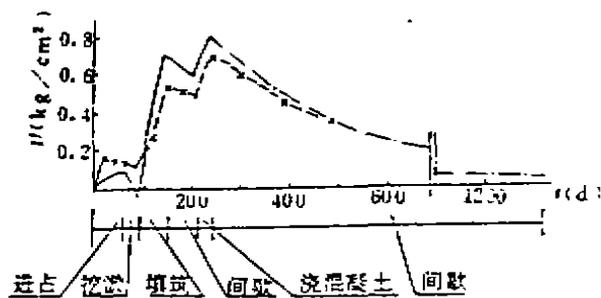


图 3 孔隙水压力过程线

3. 差异沉降:刚性道面对地基不均匀沉降的反应比柔性道面要敏感得多,因而对地基的差异沉降要求也严格得多。换填地基的地层分布无明显急剧变化的地段。只是在 II 层的 6 条软弱带与一般土之间的过渡带的土性有变化。从每隔 50m 一个计算断面成果看,无论是纵向或横向差异沉降率小于 0.5%。

沉降观测

为了验证沉降计算成果的准确性和为实际的沉降控制提供依据,必须进行原型沉降观测。观测期包括换填与道面施工过程及道面工程完成后一段时间。由观测成果可较准确地确定地基的沉降量与剩余沉降量。

飞行区沉降计算参数汇总表

表 1

代号	土层名	天然容重 (g/cm ³)	天然孔隙比 e_n	压缩系数 a_{1-2} (MPa ⁻¹)	压缩模量 E_s (MPa)	压缩指数 C_c	固结系数 C_v (10 ⁻⁴ cm ² /s)	回弹系数 C_s	渗透系数 K (10 ⁻⁷ m/s)
I	淤泥	1.51	2.32	2.3	1.4	0.66	8.38	0.082	0.584
II	亚粘土	1.90	0.82	0.32	5.7	0.134	38.6	0.049	0.676
II ₂	淤泥质亚粘土	1.79	1.18	0.67	3.2	0.243	28.3	0.023	0.893
II ₃	中粗砂混粘性土	2.04	0.56	0.11	9.5	0.062	96900	0.010	1020
III ₁	残结亚粘土	1.83	0.93	0.148	13.0	0.089	2510	0.011	19.3
III ₂	残结亚粘土	1.86	0.92	0.116	16.0	0.075	3305	0.009	20.7

地基沉降计算的有限元分析参数表

表 2

土层	容量	K_s	G/K	K/γ_w	K_s/K_s	C_s'	C_s'	M
I	1.51	0.65	0.23	0.584E-4	1	0.086 72	0.010 77	0.374
II ₁	1.93	0.63	0.25	0.676E-4	1	0.031 85	0.011 65	0.404
II ₂	1.81	0.617	0.26	0.893E-4	1	0.049 65	0.004 70	0.413
II ₃	2.04	0.515	0.358	0.102E-0	1	0.017 3	0.002 869	0.545
III ₁	1.85	0.508	0.37	0.193E-2	1	0.020 17	0.002 584	0.555
III ₂	1.86	0.5	0.38	0.207E-2	1	0.017 70	0.002 14	0.566

(一)沉降观测布置

影响地基沉降的主要因素有:地质条件、荷载条件、施工条件及运行条件。根据换填后持力层的地质情况,选择了7个观测断面埋设深层沉降板,分层沉降管,孔隙水压力探头和地下水位管。7个剖面情况如下:

* I断面位于跑道北端,为飞机起降段,地层中含残积土的* I软弱带。* II断面的地质条件比较复杂,包括了软弱的II₂层和III层残积土的* 3软弱带,是场区最具代表性的断面。* III断面位于滑行道的南部,地层中有II层及III层的* 5软弱带。* IV断面位于跑道南端的飞机起降段地层中有III层的* 6软弱带,淤泥的厚度大,荷载变化也较大。* V断面位于滑行道北部,地层中有III层的软弱带,性质典型。* VI位于跑道中部,地层仅为III层,且性质较好。* VII断面位于滑行道南部,地层中有* 4软弱带的沟槽。此7个断面控制了飞行区的典型地质剖面。仪器埋设与观测是随换填与道面施工而进行的。

表面观测点按每50m设置一个断面,每个断面在道中及两边道肩各布置一个观测点。在施工过程中作了一些调整,以中线为主,减少了一些观测点。所设观测点分为3种类型:A型标设于1.6m高程上,并随填筑体上升至道面作为永久性的观测点。能测到1.6m高程后各级填土荷载引起的沉降量。B型标设于1.6m高程上,随填土上升至底基层,道面施工时埋设。可测量1.6m高程以上至道面浇筑前的各级填土引起的沉降。C型标设于2.4m高程,在

下一层填土时埋设,仅能测到 2.4m 高程的一段时间的沉降增量。

(二)观测成果及其分析

1. 沉降过程线:7个控制性断面的沉降曲线分为3种类型:(1)以Ⅰ断面为代表,包括Ⅱ、Ⅳ、Ⅵ3个断面。地层中各土层齐全,其中Ⅰ₁₋₂土层的塑性较大,透水性较小,沉降速率稍慢。(2)以Ⅴ断面为代表,包括Ⅲ断面。地层中仅为Ⅲ残积土的软弱带,沉降过程线为台阶形,沉降完成快。每次加荷引起了较大的瞬时沉降。(3)以Ⅶ断面为代表,为地基良好的情况,沉降量小,完成快。在加载后,沉降在几天内即趋于稳定。当荷载不变时,长达半年的观测表明,沉降一直无变化。典型的沉降曲线如图4,图5所示。

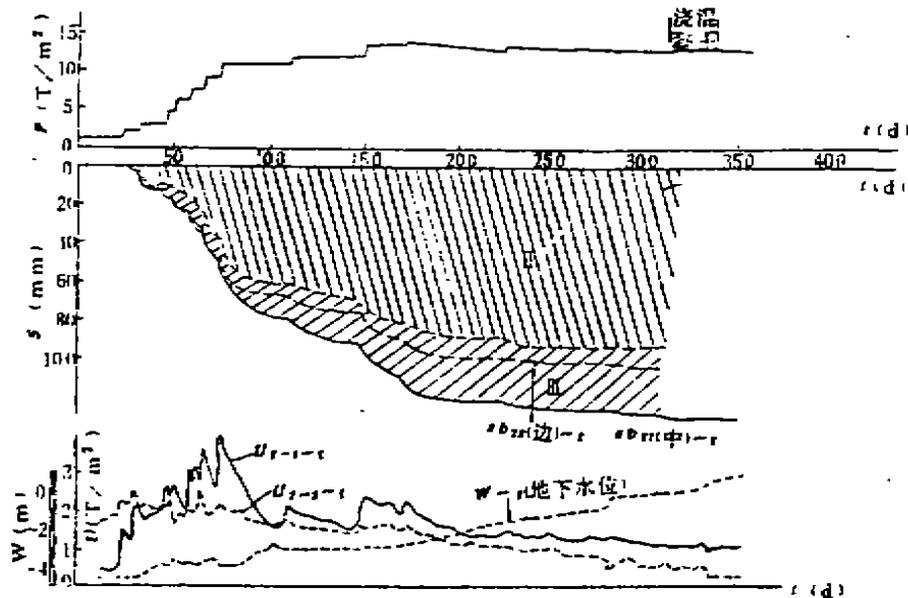


图4 Ⅰ断面观测过程线

纵观7个观测断面,沉降过程线有如下3个特点:(1)整个场区的沉降量小,一般在100mm以内,仅Ⅰ断面的沉降量为133mm。(2)沉降完成快。(3)沉降过程线形状和该断面加载过程线呈近似的反对称。荷载突变时,沉降也随之突变,荷载稳定,沉降也趋于稳定。沉降的这些特征是由下面五个原因决定的:(1)换填地基是将淤泥挖除换填成石碴料,碎石及风化砾石,填体下卧层的应力增量比较小,仅0.05MPa左右。(2)土层透水性较强,Ⅰ₁为砂层,Ⅲ层的裂隙发育,固结排水快。(3)排水减压孔消除了Ⅰ₁层的承压水,使得Ⅰ₁层以上的土层成为双面排水。(4)在换填施工过程中,基坑抽水使填体中的水位低于潜水位,这样基坑下的压缩土层的渗流状态改变了。同时,由于抽水,使压缩层在施工期受超载作用。从而使沉降量能在施工期内完成的比例增大,减少了剩余沉降量。(5)瞬时沉降占有较大比例。

2. 孔隙水压力变化过程线:实测的孔压过程线反映了因填土加荷引起的超静孔隙水压力和渗透压力的变化。当地下水位不变时,填土加荷引起孔压增大,然后随时间推延而消散,直至回到加荷前的读数。从几个断面不同土层中的孔压资料来看,Ⅰ断面Ⅰ层及Ⅶ断面Ⅰ₂层中的孔压探头所测的绝对值大且消散慢,反映了Ⅰ层的透水性较差。其他层的孔压较小且消散快。如Ⅲ层中的孔压过程线几乎为一平线。Ⅲ层属超固结土,超固结比 $OCR=1.5\sim$

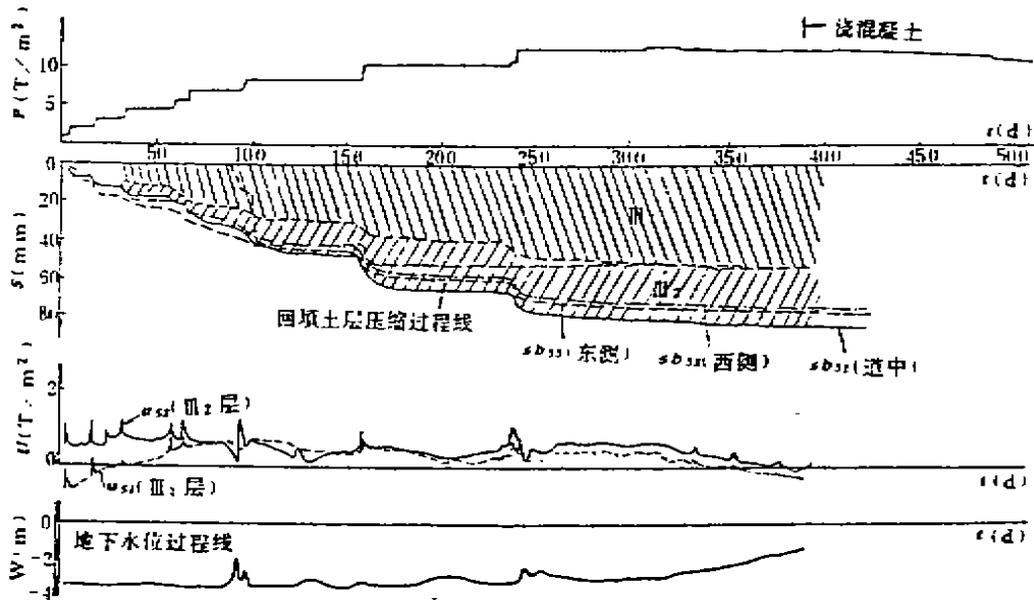


图5 #V断面观测过程线

2.0, 孔隙增量 $\Delta u = \Delta \sigma [A_1 + \frac{\Delta \sigma_2}{\Delta \sigma_1} (1-A)]$, 孔隙系数 A 较小, 故Ⅲ层土的超固结特性比较明显。

3. 分层沉降: 按各土层压缩量整理了分层沉降资料。由于施工紧迫, 在仪器埋置后没有足够的稳定期。所以初期的分层沉降资料规律性较差。但后期的资料较好, 反映了各土层的变形规律: (1) 土层性软且厚度大则压缩量大。如#V断面, Ⅲ₁层的压缩量占总压缩量的63%, 而Ⅲ₂层仅占37%, 而#Ⅰ断面的Ⅰ层占71%, Ⅲ仅占29%。(2) 回填体的压缩量在填筑碾压过程中能完成, 在以后基本无变化。

4. 水平位移: 拦淤堤是用高能量的强夯挤淤而筑成的, 堤下有薄层淤泥存在。它是换填地基施工的重要屏障, 其稳定是人们关心的主要问题。为此, 在堤的外侧设置了水平位移管以测定堤的水平位移情况。

以#Ⅵ断面为例, 从实测资料可看出, 开挖后基坑回填前堤有向内移动的趋势。基坑回填后, 移动趋于稳定。典型的测斜管的最大位移处的变化过程线示于图6中。基坑挖淤后, 拦淤堤两侧存在土压力差, 加之堤下存在薄层淤泥, 堤有可能向内移动。大面积施工中曾出现个别部位产生滑堤现象。基坑回填后, 堤内侧压力增大, 阻止了堤向内移动。并随回填体的上升, 内侧压力将超过外侧, 又使堤有向外产生移动的可能。但观测资料表明, 随着回填碾压完成及淤泥固结稳定, 拦淤堤也趋于稳定。

换填地基的沉降控制

为了使换填后的地基满足混凝土刚性道面对沉降与差异沉降的严格要求, 必须采取许多措施以使地基的沉降在换填施工期内完成较大的比例, 使剩余沉降小于道面设计所要求

的允许值。包括两个方面的措施:在设计阶段,通过分析地基的沉降规律,采取必要的工程措施加速地基的沉降。在换填施工阶段,通过对观测资料的分析,调整道面工程的施工时间,使地基的沉降与剩余沉降完全满足道面设计允许值。

前述的沉降分析计算表明:当换填地基完成后,道面工程开始施工前,可以完成总沉降的80%左右,能使93%的地段的剩余沉降量满足小于50mm的要求。对不能满足的地段采取如下的措施:

(1)在回填过程中,挖淤后对基坑抽水,使回填体保持干燥状态。作用在持力层上的荷载为回填体的干容重与厚度的乘积。而在场道工程完成后,地下水位上升,回填体变成浮重作用于持力层。使基中的压缩层在施工期超载 $4\sim 5t/m^2$,从而降低剩余沉降量。

(2)消除砂层中的承压水头。在几个沟槽段的部位,往往有 I_2 层淤泥质土存在且与下层砂并存,而砂层中的承压水又使 I_2 层的固结排水困难,消除承压水可使 I_2 层由单面排水变为双面排水,大大地加快了 I_2 的固结。

(3)在换填完成后,经过一个施工停歇期后再浇筑道面混凝土,可使剩余沉降量减少。在地基处理设计中,曾建议在少数部位停歇2~5个月,而在实际施工中,根据观测资料分析进行控制。

示于图5的曲线是整个场区的典型观测曲线。特别是第7级,第8级和第9级荷载下沉降过程线观测时间长,资料完整。以此例进行沉降控制分析。经过对上述3级沉降过程线的拟合分析,用指数函数与双曲函数比较理想。指数函数为 $S=S_0+S_{\infty}'[1-\alpha e^{-\beta(t-t_0)}]$;双曲函数为 $S=S_{\infty}+(t-t_0)/[a+b(t-t_0)]$,前者能较好地反映本工程地基固结机理,其中 α, β 两个参数反映了各种排水条件及固结速度。后者推算的最终沉降量偏大,多用于软土。经回归分析求得这两个方程参数(见表3)。由此二方程得出的各级荷重下的最终沉降量,发现荷重 P 与沉降量呈直线关系。并由此关系推测道面工程完工后的总沉降量。

对以上两个方程微分即可得出沉降速率的表达式如下:对指数函数方程为 $\frac{ds}{dt}=S_{\infty}'\alpha\beta e^{-\beta(t-t_0)}$,对双曲函数为 $\frac{ds}{dt}=\left[\frac{a}{a+b(t-t_0)}\right]^2$,由此可计算不同时间的沉降速率。在加载30~40天时,地基沉降速率降至0.06mm/d以下。

沉降控制的目的是保证剩余沉降量小于道面设计所要求的50mm。在换填地基中,剩余沉降由两部分组成, $S_r=S_r'+\Delta S$ 。其中 S_r' 为换填体荷重作用下,从道面开始施工时起的剩余沉降量。 ΔS 则为道面荷载引起的沉降增量。而 ΔS 相对道面荷载来说为一个常数,所以只要调整道面施工的时间,可使 $S_r<50$ mm。相应于 $S_r'=S_r-\Delta S=50-\Delta S$ 的某一时刻即为混凝土道面浇筑的时间。在实际施工控制中,当沉降速率达到某值时,最后一次换填体荷载的剩余沉降量满足 $S_r'\leq 50-\Delta S$ 。此沉降速率定义为“允许沉降速率”,即当地基在换填体荷重作用下沉降速率达到“允许沉降速率”时,可开始道面工程施工,能使剩余沉降满足道面设计要

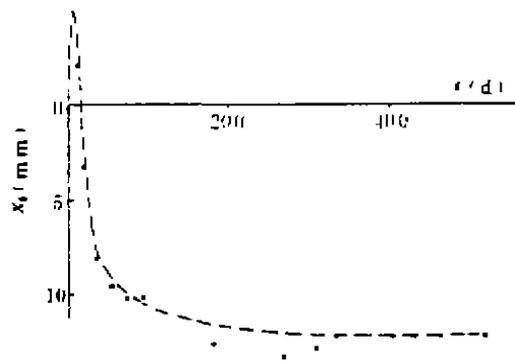


图6 IV断面测斜管最大位移处位移过程线

求。

"V" 断面的参数表 表 3

		指数函数				双曲线函数		
		S_0	S_{∞}'	a	β	S_{∞}	a	b
第 7 级	中	32.20	12.70	0.473	0.0731	40.29	2.446	0.0946
	东	32.00	11.19	0.537	0.0721	36.38	2.294	0.1315
	西	37.30	8.64	0.601	0.0824	40.00	1.847	0.0913
第 8 级	中	48.00	18.64	0.595	0.083	55.40	0.788	0.0909
	东	44.00	13.16	0.530	0.0950	50.65	1.363	0.1003
	西	46.00	13.81	0.529	0.1366	52.42	0.805	0.1049
第 9 级	中	66.50	15.72	0.478	0.0404	74.64	2.7052	0.095
	东	58.00	15.14	0.492	0.0427	65.62	2.5241	0.1030
	西	60.00	15.07	0.418	0.0392	68.71	3.3532	0.1190

根据这一方法得出各个观测断面的地基最终沉降量及剩余沉降量列于表 4 中。用此法决定道面施工时间,1991 年 1 月开始浇筑道面工程,同年 6 月道面工程全部施工完毕。以后的观测资料表明,地基沉降已经稳定,实测沉降值与剩余沉降值列于表 4 中,表 4 说明沉降控制完全达到道面设计要求。

观测断面道中的沉降与剩余沉降量表 表 4

观测断面编号		I	II	III	IV	V	VI
最终沉降 (mm)	预测	80.0	164.8	87.5	78	102	92.5
	实测	67.4	133.3	58.1	76	87.1	68.5
剩余沉降 (mm)	预测	19.7	42	25.6	21.3	18.7	38.5
	实测	1.6	3.3	4.0	3.4	1.7	7.7

结语

深圳机场的跑道,滑行道,联络道的刚性道面对地基沉降有十分严格的要求。由于设计中加速地基沉降,降低剩余沉降量采用了合理的工程措施,在施工期间,又根据观测资料,提供了正确的沉降方法,保证了剩余沉降满足要求,道面施工后的观测资料表明,沉降控制十分成功。且这一方法最大限度地满足了施工要求,使整个场道工程在较短的时间内完成。

搅拌桩复合地基桩土应力比的探讨

章胜南

(浙江省电力设计院 杭州 310007)

[提要] 桩土应力比 n 值是反映复合地基桩土共同工作的一个重要参数。本文对搅拌桩复合地基的桩土应力比作了分析。说明桩土应力比随桩的弹性模量、桩长、桩侧土剪切刚度的增大而增大,同时也随土的抗压刚度、土的抗剪强度的增大而减小;桩土应力比 n 值随荷载的增大而增大,亦随基础沉降的增加而增大;桩土应力比存在一初始值 n_0 。

前言

深层水泥搅拌桩复合地基的一大特点在于桩承受荷载的同时,使土也承担了一部分荷载,利用土的一部分承载能力以减少桩的数量;因而使用搅拌桩复合地基具有较好的经济效益,这类复合地基的应用正日益扩大。桩土分担上部荷载的比例以桩土应力比 n 值加以衡量, n 值是反映复合地基工作状态的一个重要参数。有许多学者对竖向增强复合地基的桩土应力分担比从试验上和理论上作了研究。^{[1][2][3]} 桩土应力比 n 值的影响因素很多,如荷载水平,桩土相对刚度、沉降情况及置换率等因素对桩土应力比的大小都将产生影响。

桩的荷载~沉降特性

桩的竖向承载力由两部分组成,桩侧摩阻力及桩端阻力。但对搅拌桩而言,因其一般设置在软弱土中,且施工中桩端土受到扰动,一般不考虑桩端土的承载力^[4]。桩侧摩阻力是随着桩土的相对位移逐步发挥的。根据许多学者的研究,一般当桩土的相对位移 $\leq 10\text{mm}$ 时,摩阻力即可达到极限值^{[5][6][7][8]}。本文作者根据文献[4]的研究成果,假定桩侧摩阻力与桩土相对位移的关系弹塑性变化规律,见图1:

用关系式可表达如下:

$$f = f_u / r_u \cdot r = k \cdot r \quad r \leq r_u \quad (1)$$

$$f = f_u \quad r > r_u \quad (2)$$

式中, f : 桩侧土摩阻力(kPa);

f_u : 桩侧土摩阻力极限值(kPa);

r : 桩与桩侧土的相对位移(cm);

r_u : 对应于 f_u 的 r 值(cm)。

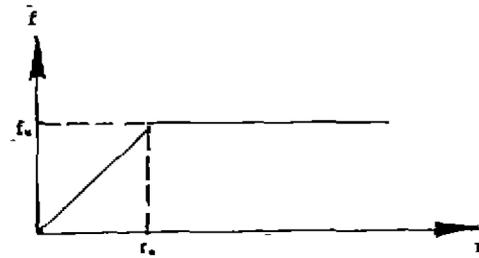


图1 桩侧摩阻力~相对位移关系

根据以上假定, 推导桩的荷载~沉降关系式。

当桩侧土都处于线弹性状态下(即 $r \leq r_s$)时, 桩的受力模式见图 2:

如图 2 所示, 取桩的内力 $N(\text{kN})$, 桩与桩侧土的相对位移 $r(\text{cm})$, 桩周长 l , 桩截面积 $A(\text{cm}^2)$, 桩的弹性模量 $E(\text{kPa})$ 。

根据微单元力平衡关系有:

$$N = N + \frac{dN}{dx}dx + krl dx \quad (3)$$

桩体应变:

$$\varepsilon = dr/dx \quad (4)$$

桩体本构关系:

$$\varepsilon = -N/AE \quad (5)$$

微分(4)式(5)式代入(3)

式并整理得:

$$\frac{d^2 r}{dx^2} - \frac{kl}{AE} r = 0 \quad (6)$$

(6)式有以下解:

$$r = Be^{-\sqrt{\frac{kl}{AE}}x} + Ce^{\sqrt{\frac{kl}{AE}}x} \quad (7)$$

边界条件:

$$x=0, r=r_s \text{ (桩顶位移)} \quad (8)$$

$$x=L \text{ (桩长)} \quad r=r_s$$

$$\text{(桩底位移)} \quad (9)$$

将(3)改写并积分得:

$$\int_0^x dN = - \int_0^x klr dx \quad (10)$$

以(7)式代入并整理得:

$$N = P_s - \frac{kl}{\sqrt{\frac{kl}{AE}}} [C(e^{\sqrt{\frac{kl}{AE}}x} - 1) - B(e^{-\sqrt{\frac{kl}{AE}}x} - 1)] \quad (11)$$

(4)式代入(5)式并积分:

$$r_s = r_s + \int_0^L \frac{N}{AE} dx \quad (12)$$

(11)式代入(12)式, 整理并记 $a = \sqrt{\frac{kl}{AE}}L$, 有:

$$r_s = r_s + \frac{P_s L}{AE} - [BL - Cl] + \frac{C}{\sqrt{\frac{kl}{AE}}} (e^a - 1) + \frac{B}{\sqrt{\frac{kl}{AE}}} (e^{-a} - 1) \quad (13)$$

将边界条件代入(7)式并与(13)式联立求解得:

$$B = (r_s a + PL/AE)/2a \quad (14)$$

$$C = (r_s a - PL/AE)/2a \quad (15)$$

将(14)式(15)式及 $x=L$

$$N = N_s = 0 \quad (16)$$

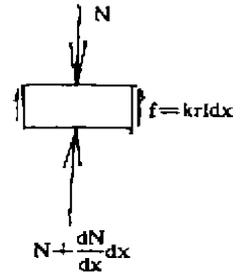
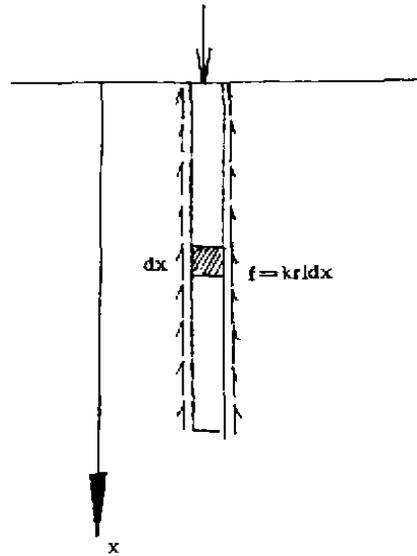


图 2 线弹性状态下桩受力模式

代入(11)式,可得桩侧土都处于线弹性状态下的 $P_s \sim r_s$ 关系式

$$P_s = \frac{\sqrt{k l E A} (e^{2a} - 1)}{e^{2a} + 1} r_s \quad (17)$$

随着荷载的增加,位于桩顶的桩侧土首先达到塑性状态,并随荷载的继续增加,达到塑性状态的桩侧土自桩顶向下扩展。

设桩顶一点的桩侧土刚出现塑性状态时的荷载为弹性极限荷载 P_p :

$$P_p = \frac{\sqrt{k l E A} (e^{2a} - 1)}{e^{2a} + 1} r_s \quad (18)$$

当 $P_s > P_p$ 时, P_s 由两部分土承担:处于塑性状态下的土层承担 P_{p1} ,处于弹性状态的土层承担 P_{p2} 。

设处于线弹性状态下的土层中的桩长为 L' ,则处于塑性状态下的土层中的桩长为 $L - L'$ 。

当 $P_s > P_p$ 时,有如下式:

$$P_s = P_{p1} + P_{p2} \quad (19)$$

$$P_{p1} = k r_s (L - L') l \quad (20)$$

$$P_{p2} = \frac{\sqrt{k l E A} (e^{2a'} - 1)}{e^{2a'} + 1} r_s \quad (21)$$

式中: $a' = \sqrt{\frac{k l}{A E}} L'$

$$r_s = \frac{P_s + P_{p2}}{2 E A} (L - L') + r_s \quad (22)$$

对一定的 L' ,可计算出 P_s, r_s ,并给出 $P_s \sim r_s$ 曲线。

土的荷载~沉降特性

软土具有非线性的应力~应变关系,许多学者用双曲线函数对软土的应力~应变关系作了拟合,发现吻合性很好^[9]。

土体在基础荷载作用下,因土具有非线性的应力~应变关系,可以设想,基础荷载与沉降的关系也具有非线性的特征。基础荷载较小时,土体中任何一点,都未达到破坏状态,此时基础沉降速率小。随着荷载的增加,基础边缘的土体首先出现破坏,沉降速率也因而加快。随着土体内部破坏区的扩大,沉降速率继续加快。这些特点使基础荷载沉降曲线呈现出非线性特征。

根据土的双曲线应力~应变拟合函数及基础在荷载作用下沉降发展的特点,作者假定基础荷载~沉降曲线亦具有双曲线函数的关系。作者对某工程的天然地基载荷试验的荷载~沉降关系用双曲线函数作了拟合,发现吻合较好,见图3;用数学关系式表达如下:

$$P_s = \frac{s}{c + b s} \quad (23)$$

式中, P_s :土体承受的荷载(kPa);

s :基础沉降(cm);

c : $P_s \sim s$ 曲线的初始斜率的倒数(cm/kPa);

b : P_s 极限值的倒数(1/kPa)。

从式中可看出, c 与基础面积及土的抗压刚度有关,基础面积越大,土的抗压刚度越小

则 c 值越大; b 值与土的抗剪强度有关, 土的抗剪强度越高, 则 b 值越小。

桩土应力比表达式及影响因素讨论

根据基础底部土体位移与桩顶位移相等的原则, 有:

$$s = r_s \quad (24)$$

根据定义, 桩土应力比为:

$$n = (P_p/A)/P_s \quad (25)$$

当桩侧土处于弹性状态下, 将(17)式及(23)式代入(25)式并整理得:

$$n = \frac{\sqrt{kEA}(e^{2\alpha} - 1)}{A(e^{2\alpha} + 1)}(c + br_s) \quad (26)$$

从式(26)可以看出, 桩侧土剪切刚度 k , 桩长 L , 桩的弹性模量等的提高, 将引起桩土应力比的增大, 反之则减小; 当 c 、 b 及 r_s 增大时, 桩土应力比也增加; c 的增大意味着基础面积及土的抗压刚度的减小, b 的增大意味着土的抗剪强度的减小; 随着沉降的增大, 上部荷载也增大, 桩土应力比也随着提高。

当桩侧土有一部分处于塑性状态下时, 可通过式(19)及式(23)得到 n 值。

理论值与实测值的对比

某工程采用深层水泥搅拌桩加固土层。工程地质条件自上而下依次为: ①层为淤泥质粉质粘土, 层厚约 1.0m; ②层为淤泥, 层厚约 6.3m, ③层为淤泥质粉质粘土, 厚度约 1.0m, ④层为淤泥, 层厚约 17m。

深层水泥搅拌桩长 $L = 12.5\text{m}$, 桩径 $\varnothing 500\text{mm}$, 按 $r_s = 5\text{mm}$, $f_s = 10\text{kPa}$, $E = 216000\text{kPa}$ 计算桩的 $P_p \sim s$ 曲线。 $l = 1.57\text{m}$, $A = 0.2\text{m}^2$ 。

当桩侧土处于弹性状态时, 将各数据代入(17)式, 有:

$$P_p = 120r_s \text{ (kN)}$$

当桩侧有一部分土处于塑性状态时, 通过式(19)、(20)、(21)和(22)的运算, 并将运算结果绘于图 4。从图中可看出, 理论值与实测值吻合较好。

将理论计算得到的 n 值与实测 n 值绘于图 5 中。从图中可见, 理论曲线的 n 值随 p 值的发展规律与实测一致。但在低荷载水平下, 理论值大于实测值。这是由于在低荷载水平下, 桩的理论 P_p 值大于实测值, 而土的 P_s 计算值小于实测值所致。因此对桩的 $P_p \sim s$ 规律及土的 $P_s \sim s$ 规律须进一步的研究, 以使更接近于实际。

图 6 表明 n 值随沉降的变化规律。可以看出, 在沉降值较小的情况下(即桩侧土处于弹性状态时), n 值的生长与沉降的增长呈线性关系, 并存在一初始桩土应力比, 桩土的初始应力比, 根据式(26)为

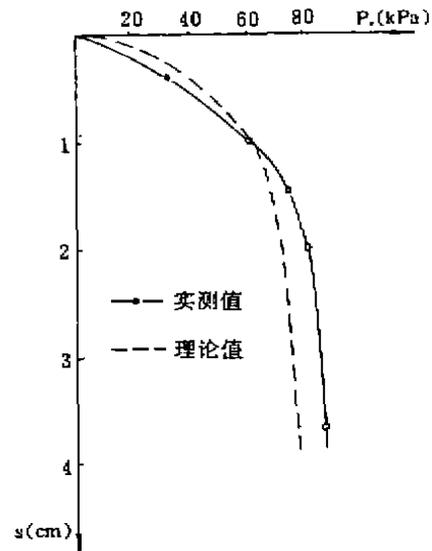


图 3 双曲线函数对天然地基 $P_p \sim s$ 的拟合

$$P_p = \frac{s}{0.005 + 0.012s}$$

$$n_0 = \frac{\sqrt{kEA}(e^{2s}-1)}{A(e^{2s}+1)} \cdot c \quad (27)$$

基础沉降增加时, n 值呈非线性增长, 增长的速率随沉降的增加而减少。

结语

通过分析, 对搅拌桩桩土应力比可得到以下认识:

1. 桩土应力比受到桩的有关特性及土的有关特性的影响。桩的特性包括桩的弹性模量、桩长、桩侧土剪切刚度、桩土相对位移 r 等; 土的特性包括土的抗压刚度、土的抗剪刚度等; 同时也受到基础面积大小的影响。当桩的弹性模量、桩长、桩侧土剪切刚度增加时, n 值增加, 反之则减小; 当土的抗剪强度、抗压刚度增加时, n 值减小, 反之则增加; 基础面积的增大将引起 n 值的增加。

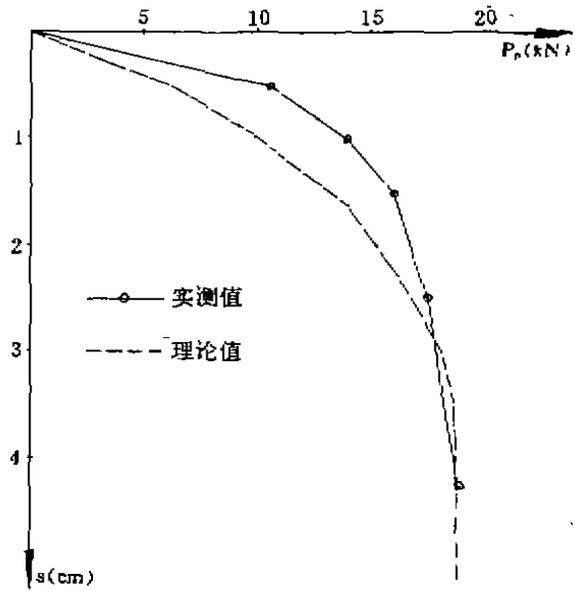


图4 理论 $P_p \sim s$ 曲线与实测 $P_p \sim s$ 曲线

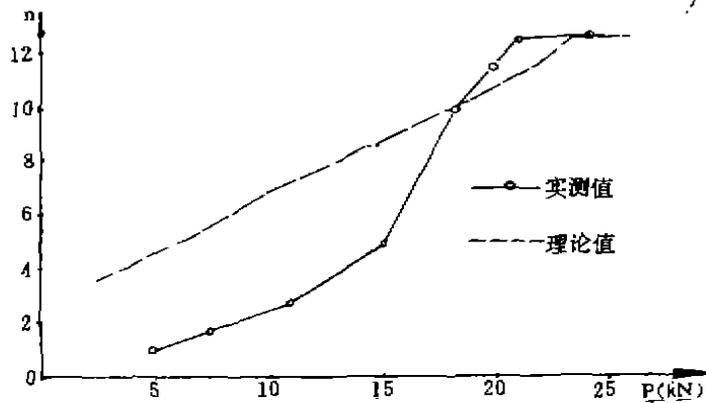


图5 理论 $P \sim n$ 关系与实测 $P \sim n$ 关系

2. 桩土应力比 n 值随荷载的增加而增加, 并最终趋于一极限值。

3. n 值随基础的沉降而增加, 当沉降较小时, n 与沉降呈线性关系。当沉降较大时, n 与沉降呈非线性关系。 n 值的增长速率随沉降的增加而减小。

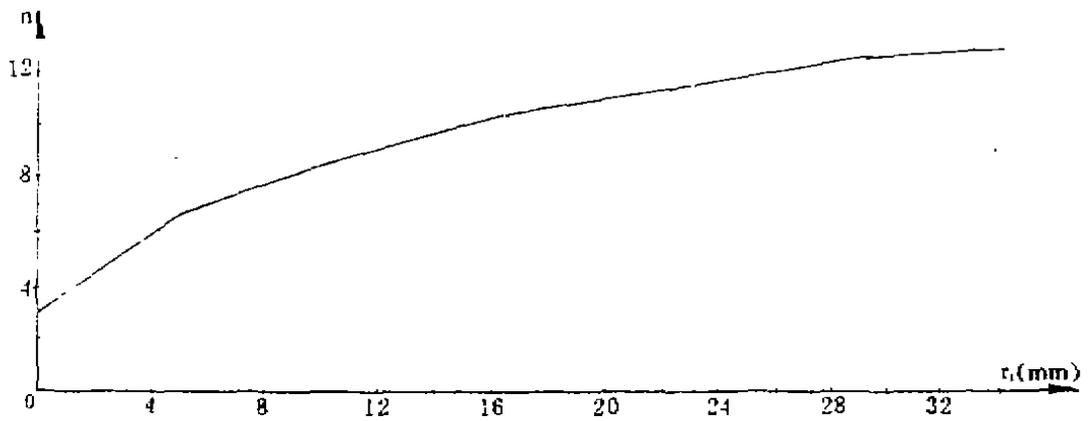


图6 桩土应力比 n ~基础沉降 r 关系

参考文献:

- [1] 寺师昌明, 第14回土质工学研究发表会, 1979.
- [2] 林琼, 水泥搅拌桩复合地基试验研究, 浙江大学硕士学位论文, 1989.
- [3] 卞守中等, 树组团 8705 试验楼设计、沉降观测、试验总结, 1989.
- [4] 浙江省标准, 建筑软弱地基基础设计规范 DBJ10-1-90, 1990.
- [5] 上海软土地基科研成果论文选编, 上海市建设委员会, 1982.
- [6] H. P. 温特科恩、方晓阳, 基础工程手册, 中国建筑工业出版社, 1983.
- [7] 华南工学院等, 地基与基础, 中国建筑工业出版社, 1981.
- [8] 天津大学, 土力学与地基, 人民交通出版社, 1983.
- [9] 龚晓南, 复合地基, 浙江大学出版社, 1992.

模糊聚类分析在试桩资料分类中的应用*

盛崇文

(南京水利科学研究院 南京 210024)

[提要]对大量试桩资料进行统计分析,首先要解决一个分类问题。由于许多分类因素的模糊性,给分类工作带来很大的困难。为克服这一困难,本文介绍一个方法:模糊聚类分析。本法不仅可用于试桩资料的分类,也可用于其他岩土工程资料分类。

前言

同一地区已有的各种单桩静载荷试验资料对拟建工程的单桩承载力估计是一宗十分重要的信息资源,这点已经得到工程界广泛的认同。当今,各个系统几乎都在把他们掌握的试桩资料进行分类、统计和分析,目的在于揭示单桩承载力的统计分布规律。要分类就得列出一些主要的划分因子。对单桩静载荷试验资料,主要的划分因子有桩型、桩的截面尺寸、入土深度、施工方法、土层性状,等等。通常的做法是先选定若干划分因子,然后按这些因子将试桩资料逐一拣分、归并。这一做法存在两个问题。

第一个问题是如果划分因子选得很多,则分到各类的试桩数很少,以致很难进行有意义的统计;反之,划分因子选得太少,有可能把不属同一母体的试桩资料混在一起,以致使统计结果失真。

第二个问题是有的划分因子具有模糊性,比如土层性状这个因子,通常把它划分为粘性土和砂土两类,或者粘性土、粉质土和砂土三类。但是,我们知道自然界的土层分布常常是很复杂的,桩长入土深度范围内的土层全部为粘性土、粉质土或砂土的情况只是极少数,多数情况是几种土层组合而成。再说,粘性土、粉质土和砂土的范围又过于宽广,而且它们之间的分界也是模糊的。

下节中将要介绍的模糊聚类分析为解决上述问题也许开拓了一个新的思路。

模糊聚类分析

对事物按一定要求进行分类的数学方法叫做聚类分析。如果现实的分类问题具有模糊性,那末只有用模糊数学方法进行聚类,这叫模糊聚类分析。从数学上讲,一个确切的分类要由一个等价关系来确定。对应地,一个模糊的分类要由一个模糊等价关系来确定。因此,模糊聚类分析的关键是要建立一个模糊等价关系。按照定义,设 R 是 U 上的一个模糊关系(矩阵),如果它满足

* 收稿日期: 1994年5月

1. 反身性: $r_{ii} = 1 (i = 1, \dots, n)$,
2. 对称性: $r_{ij} = r_{ji}$,
3. 传递性: $R \circ R \subseteq R$,

则称 R 是 U 上的一个模糊等价关系。根据定理, 若 R 是 U 上的一个模糊等价关系, 则对任意 $0 \leq \lambda \leq 1$ (λ 为置信水平), 截集 R_λ 都是 U 上的一个普通等价关系, U 中的元素便可分类。当 λ 由 1 下降到 0 时, 所分的类由细变粗, 逐渐归并, 形成一个动态的聚类图。模糊聚类分析的具体做法如下^[1]。

步骤 1 设 U 是需要分类的对象的全体, 先建立 U 上的模糊关系 R , 当 U 为有限集时, R 是一个矩阵, 这一步工作称为标定。

步骤 2 R 一般只满足反身性和对称性, 不满足传递性, 因此尚需利用乘幂关系加以改造, 使之成为模糊等价关系。取 R 的乘幂

$$R^2, R^3, R^4, \dots$$

若在某一步 $R^k = R^{2k} = R^k$

则 R^k 便是一个模糊等价关系, 由它便可对 U 中的元素在任意水平 λ 上进行分类, 得到聚类图, 从而根据需要选取适当的 λ 进行分类。

实例

表 1 为福州地区由福州市一家国营基础工程公司施工的 20 根锤击沉管灌注桩的静载荷试验成果。现拟分类进行统计。首先选取五个划分因子, 这五个因子是: 桩径、入土深度、桩端处的土质、极限荷重和对应于极限荷重的沉降量。这些桩的施工方法有四种情况: (1) 未经扩径的 5 根; (2) 复打一次的 10 根; (3) 复打一次并扩大桩头的 3 根; (4) 复打二次的 2 根。桩径为 0.39~0.65m; 入土深度为 6.7~15.7m; 桩底处土质有粘土、亚粘土(用指标 0), 粉土、粘土砂土混合(用指标 0.5), 砂或风化岩(用指标 1); 极限荷重为 50~165t; 对应沉降量为 1.47~107mm。可见各因子值相当分散。要综合考虑五个因子的雷同进行分类实非易事, 只有采用模糊聚类分析方法才有可能。

先将各指标值按下式归一化,

$$H_i = \frac{\theta_i - \theta_{\min}}{\theta_{\max} - \theta_{\min}} \quad (1)$$

式中 θ_i , θ_{\max} , θ_{\min} 和 H_i 分别为指标值、指标最大值、指标最小值和归一化后的指标值, $H_i \leq 1$ 。

建立模糊关系 $R = (r_{ij}) \quad i, j = 1, 2, \dots, 20$. $r_{ii} = 1, i \neq j$ 时取

$$r_{ij} = \left(\sum_{k=1}^5 a_{ik} \cdot a_{jk} \right) / M \quad (2)$$

锤击沉管灌注桩静载荷试验成果

表 1

编号	工程名称	桩径 m	入土深度 m	桩端处 土质	极限荷重 t	对应沉降量 mm	备注
1	PA	0.57	10.3	0	70	26.89	一次扩大桩
2	PA	0.54	10.2	0	80	8.66	一次扩大桩
3	PB	0.55	13.5	0	75	28.91	一次扩大桩
4	PC	0.53	15.0	0	70	107.00	一次扩大桩
5	PD	0.52	12.3	1	85	3.12	一次扩大桩
6	PD	0.53	11.8	1	85	6.94	一次扩大桩
7	PE	0.57	8.1	1	60	3.96	一次扩大桩+扩头桩
8	PE	0.53	14.3	1	60	2.48	一次扩大桩+扩头桩
9	PE	0.53	14.3	1	60	2.21	一次扩大桩+扩头桩
10	PF	0.65	15.25	1	120	1.47	一次扩大桩
11	PF	0.58	15.7	1	120	3.53	一次扩大桩
12	PG	0.50	6.7	0.5	165	4.03	二次扩大桩
13	PG	0.50	6.8	0.5	140	6.53	二次扩大桩
14	PG	0.45	7.3	0.5	145	12.59	一次扩大桩
15	PG	0.45	7.1	0.5	85	3.18	一次扩大桩
16	PG	0.39	7.0	0.5	50	19.45	
17	PG	0.39	6.8	0.5	95	16.42	
18	PH	0.40	7.0	1	75	10.11	
19	PH	0.41	7.6	1	90	3.69	
20	PH	0.41	7.5	1	85	8.39	

注:若桩底处土质为粘土,指标为0;粉土或粘土砂土混合,指标为0.5;砂或风化岩,指标为1。

式中 a_{ik} 表示第 i 根试桩的第 k 个归一指标值, M 为适当选取的一个常数,旨在使 $r_{ij} \leq 1$, 本例中取 $M=3.1$ 。于是得 R 为:(见下页)

因 R 不满足传递性的条件,故用乘幂关系加以改造,使之成为模糊等价关系。经试算得到 $R^4 = R^8$, 故 R^4 为模糊等价关系。取水平 $\lambda=0.6, 0.45, 0.40, 0.38, 0.35, 0.20,$

0.17 进行分类,得聚类图如图 1 所示。当 $\lambda=1$,得分组数 20,亦即不能归并;当 $\lambda=0.17$, 分组数为 1,亦即全部桩合并成一组。欲将试桩结果分成 5 组,可取 $\lambda=0.38$,于是各组桩号如下:

- 第一组 桩号 2;
- 第二组 桩号 1,3~14,18~20;
- 第三组 桩号 15;
- 第四组 桩号 16;

1	0.199	0.267	0.227	0.210	0.215	0.181	0.235	0.233	0.380	0.328	0.153	0.111	0.115	0.075	0.017	0.035	0.031	0.051	0.051
	1	0.233	0.252	0.197	0.196	0.156	0.211	0.214	0.356	0.313	0.164	0.147	0.123	0.075	0.008	0.037	0.031	0.057	0.053
		1	0.122	0.271	0.271	0.181	0.319	0.319	0.473	0.433	0.156	0.145	0.129	0.079	0.022	0.042	0.038	0.066	0.061
			1	0.219	0.296	0.179	0.353	0.452	0.170	0.465	0.137	0.126	0.110	0.075	0.065	0.071	0.055	0.069	0.078
				1	0.553	0.171	0.387	0.547	0.734	0.701	0.228	0.309	0.291	0.237	0.169	0.203	0.157	0.360	0.383
					1	0.620	0.379	0.379	0.730	0.692	0.333	0.311	0.296	0.239	0.170	0.201	0.358	0.389	0.383
						1	0.182	0.128	0.611	0.552	0.284	0.279	0.210	0.224	0.161	0.171	0.339	0.355	0.353
							1	0.618	0.772	0.739	0.263	0.260	0.213	0.222	0.171	0.176	0.315	0.373	0.369
								1	0.772	0.749	0.263	0.260	0.213	0.222	0.171	0.175	0.315	0.373	0.369
									1	0.985	0.494	0.455	0.410	0.309	0.171	0.242	0.368	0.446	0.435
										1	0.458	0.419	0.100	0.290	0.173	0.243	0.385	0.442	0.430
											1	0.391	0.379	0.210	0.082	0.208	0.237	0.284	0.270
												1	0.323	0.189	0.084	0.182	0.223	0.260	0.250
													1	0.180	0.087	0.190	0.225	0.263	0.252
														1	0.082	0.120	0.186	0.203	0.198
															1	0.029	0.166	0.164	0.166
																1	0.193	0.206	0.203
																	1	0.319	0.317
																		1	0.362

R²

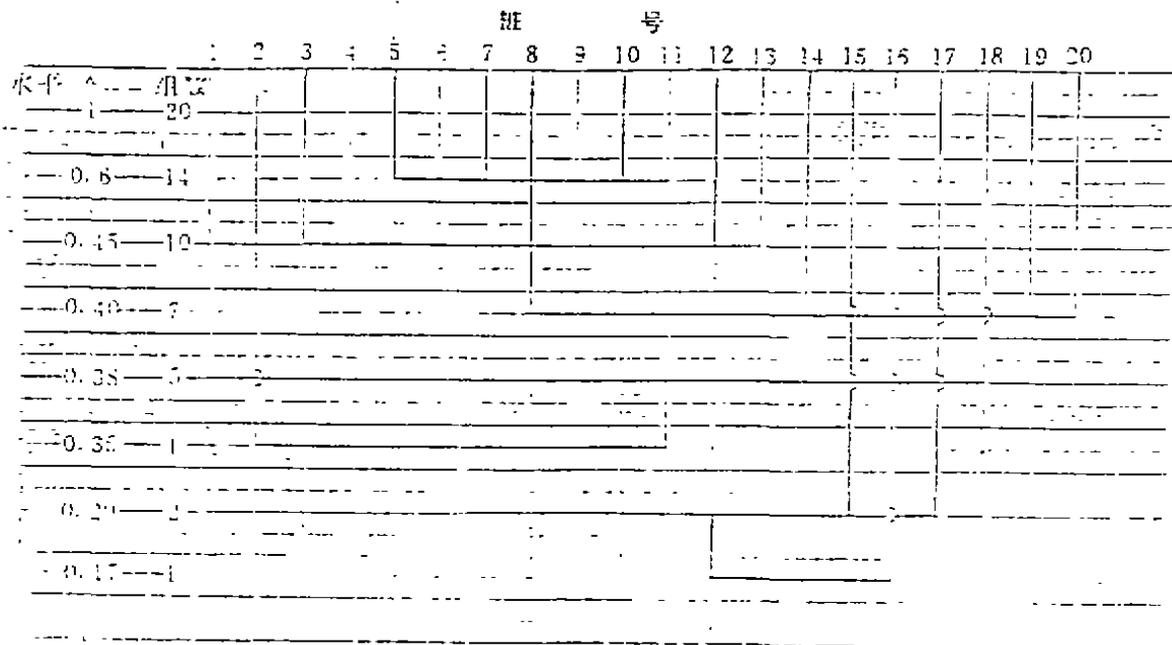


图1 动态聚类图

第五组 桩号 17。

除第二组包含 16 根桩外,其余四组都只有一根桩,自然无法进行统计。

用第二组 16 根桩的资料统计得极限荷重的均值为 94.1t,标准差 33.4t,变异系数0.36,用 A-D 法置信水平 $\alpha=0.05$ 拟合检验得概型为对数正态分布。这组 16 根桩的桩径为 0.40~0.65m,入土深度 6.7~15.7m,桩端处土质既有粘土,粉质土又有砂土,对应于极限荷重的沉降量为 1.5~107.0m。

结语

当水平 $\lambda=0.38$ 时,20 根桩的资料可归并为 5 组。如果取 $\lambda=0.6$,则可归并为 14 组,其中只有一组归并得 7 根桩(桩号 5~11),其余各组均只有一根桩。如果取 $\lambda>0.6$,则组数均为 20,亦即每组都只有一根桩(参见图 1)。那么 λ 值应该取多少才合适呢? λ 的含义是指要求归并在同一组内的资料的雷同程度, λ 取得越大,组内各资料的雷同程度越高,亦即资料源于同一母体的可能性越大。于此可见, λ 应该尽量取得大一点,笔者认为取 $\lambda<0.8$ 可能是不合适的。上节中的实例也仅仅说明方法本身,所得统计结果没有实际意义,因为毕竟资料太少, λ 取得太小。

参考文献

[1] 汪培庄,模糊数学简介,数学的实践与认识,1980,第 2、3 期。

土锚杆深基坑支护中几个问题的探讨*

刘利华 孟振刚 孙涛 康伟

(冶金工业部沈阳勘察研究院 沈阳 110015)

土层锚杆简称土锚杆,是把来自结构或基坑支撑的拉力传递到稳定的地基上,从而维持结构及土层稳定的构件。

1958年首次用于基坑支护,此后随着高层建筑和地下构筑物的高速发展,土锚杆得到了普遍应用,与其它方法相比,具有简化支撑,改善施工条件,加快施工速度,适应邻近建(构)筑物变形,支护深度大,造价低等优点。

近年来,通过一些实践中出现的问题,进行初步探索。

土压力

在锚杆挡土墙和基坑支护中,锚杆的作用主要是承受基坑支撑土压力,因此,首先应计算作用在结构支撑上的土压力及其分布。然后才能设计锚杆的配置及其拉力。

土压力的计算,目前一般根据经验按强度和变形两方面进行,然后通过现场试验确定,土压力大小不仅与相互作用的结构类型有关,也与容许的变位量有关。

关于压力的计算,国外一般根据土的种类,按矩形或三角形计算,我国北京、沈阳、鞍山等地区一般按简化的库伦或朗肯土压力公式计算(图1)。

从工程实践看,沈阳、北京等地区,其计算结果偏于安全,而鞍山等软粘土地区,其计算结果偏小(表1)。

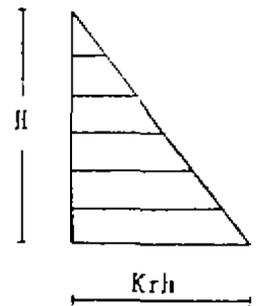


图 1

表 1

地 区	基底土压力	φ 值	备注
北京	$0.3\gamma H$	32.5°	土质较好时,基底土压力 $0.27\gamma H$, φ 取 35°
沈阳	$0.217\gamma H$	40°	土质较好时,基底土压力 $0.172\gamma H$, φ 取 45°
鞍山	$0.633\gamma H$	13°	土质较好时,基底土压力 $0.49\gamma H$, φ 取 20°

其原因是:1.地质参数选择与现场实际情况有一定差距。2.计算公式假定条件与锚杆支

* 收稿日期: 1994年8月

护结构的边界条件不同,计算公式的假定条件是墙后为填土的平面问题,而锚杆支护结构的边界条件是墙(桩)后原状土的空间问题,二者受力状态不同。

地面荷载计算,一般采用钢筋混凝土结构设计中的荷载参数以均布荷载或局部荷载计算,计算中大多未考虑应力扩散,计算结果偏大,但南京香河农贸大楼,浙江某厂循环水工程,鞍山粮食大厦、上海某工程等都因漏算或少算地面荷载,造成基坑支护失稳。

在进行土压力计算时,还应充分考虑地下水及冻胀的影响。沈阳合作大厦、租赁大厦、鞍山银座大酒店,因城市上、下水管道渗漏,基坑支护失稳;沈阳燃料大厦,沈阳和平商场,因地表及桩间土未作防水处理,雨水冲刷下渗基坑支护失稳,沈阳粮食大厦,鞍山万科大厦,长春中心广场大厦等工程,因冻胀失稳。

锚杆配置

在锚杆的支护结构中,锚杆将竖向支撑划分为悬臂和简支两部分,从经济和方便施工的角度,应尽可能地采用等弯矩配置及最大限度地利用土体的强度。锚杆配置除应满足建筑物的设计和施工要求外,还应根据工程具体情况综合确定。

根据工程实践,对于砂砾石或硬粘土,锚杆间距以 1.5~2.5m 为宜,层距应不小于 1.5m,对于一般粘性土,以大直径、小间距锚杆为宜,层距宜不小于 2.0m。

为使锚杆施工不发生地面隆起,充分利用悬臂部分支撑强度,顶层锚杆应有足够覆土厚度,一般以 4.5~6.0m 为宜。

锚杆倾角是锚杆设计中的重要参数,它影响着锚杆水平力与垂直力分量的比例,影响着锚固体与非锚固体的长度,影响着整体稳定性及施工是否方便,从锚杆水平力与垂直力分量及锚杆长度来看,倾角越小越好,增大倾角,对变形有要求的预应力锚杆不仅增加支撑的基底压力,而且增大支撑后面土体的下滑力,对基底土质不好时是极为不利的。对变形无要求的非预应力锚杆,可不考虑垂直分力,但应保证锚杆的水平分力,以满足整体稳定性要求,鞍山国贸大厦五道街一侧基坑支撑,因桩底沉渣过厚,且锚杆倾角大,锚固深度不够,基坑开挖后失稳,倾角过小,受力效果好,但灌浆困难,根据经验一般采用 $13^{\circ}\sim 25^{\circ}$ 为宜。

抗剪强度计算公式

锚杆的抗剪强度在没有实测资料时,一般根据下式求得:

即

$$\tau = K_0 \gamma h \tan \varphi + c \quad (1)$$

式中

τ ——抗剪强度

K_0 ——土压系数,一般粘性土 K_0 取 0.5,砂砾土 K_0

取 1.0。

γ ——土的重度

h ——覆土厚度

φ ——土的内摩擦角

c ——土的内聚力

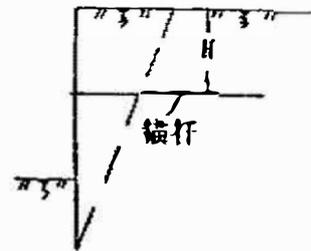


图2 水平锚杆

关于抗剪强度的计算,施文华同志曾在 1993 年第 3 期建筑技术上撰文指出,对于水平

锚杆(图2)采用(1)式是合适的,而对于斜向锚杆(图3)抗剪强度表达式应写成。

$$\tau = K_0 \frac{\gamma h}{\cos \alpha} \operatorname{tg} \varphi + c \quad (2)$$

式中 α ——锚杆倾角

通过分析(2)式不妥,属于推导失误,应改为:

$$\tau = K_0 \gamma h \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi + c \quad (3)$$

实际工作中, α 值一般仅 $13^\circ \sim 25^\circ$, $\cos \alpha < 1$

(1)式计算结果偏大,但由于(1)式中,没有考虑锚固体

本身重量,实际工作中可采用(1)式进行计算,但 K_0 应根据不同土质条件及成孔灌浆条件取值。

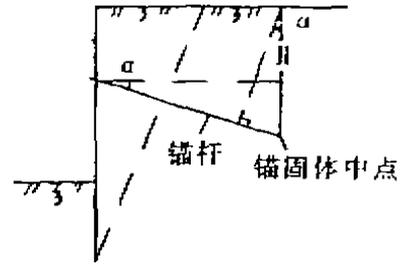


图3 斜向锚杆

整体稳定性

锚杆支护结构具有多种破坏形式,当构筑物或支撑依靠锚杆保持其稳定,设计时必须对每种可能的破坏形式进行详细校核,除要求每根锚杆必须具有足够的承载力外,还必须考虑包括锚杆和地基在内的整体稳定性,通常认为锚固体所需的长度取决于前者,而锚杆所需的总长度则取决于后者,锚杆越长,整体稳定愈有保证。

锚杆的整体稳定可分为整体滑移稳定和深部破裂稳定(图4),根据工程实践认为,对于一般场地(砂砾土、硬粘性土)需进行深部破裂稳定性验算,对于软土场地或有水作用的场地还需进行基底土体管涌破坏稳定验算。南京香河农贸大楼局部、鞍山国贸二一九路、鞍山音利书店、天津某工程等均因整体失稳破坏。

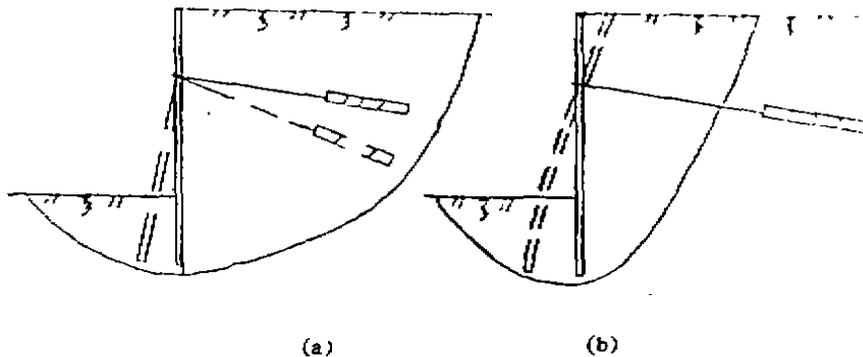


图4 土层锚杆失稳

(a) 整体失稳

(b) 深部破裂失稳

结束语

1. 土锚杆设计理论及施工工艺还不完善,尚需进一步研究。
2. 建议勘察单位对支护范围内的地质资料进行详细评价。
3. 设计方案应充分考虑场地环境、地质条件,使用周期;施工时应进行土压力支撑应力、锚杆拉力及变形观测等工作。

现场大型碎石桩直剪试验*

王盛源 关锦荷 余烈

(广东省航务工程公司岩土公司 广州 510230)

林超然

(广东新会港务局天马作业区)

[摘要]复合地基的理论计算关键取决于地基土的力学指标。本次试验的目的想解决复合地基的稳定分析指标,介绍如何进行100cm和150cm大直径碎石桩现场剪切试验。所介绍的方法同样可以用水泥搅拌桩等类型的其它复合地基。

概述

珠江三角洲淤泥含水量高、强度低、压缩性大,属超软弱地基,如何处理这类淤泥,长期困扰着工程界和设计人员。1988年开始推行大量置换量的大粒径碎石桩^[1],已在佛山新市港、珠江电厂、新会荷塘码头、莲花山码头、中山小榄岸边油库等工程中取得初步成效。这些工程的淤泥深厚,均在15~20m,含水量大于75%,十字板强度在10kPa左右,使用的碎石桩置换率达35~42%,碎石粒径为10~15cm。这些成功的实例在进行稳定分析时取用的强度指标均假定为 $c=0$, $\varphi=38\sim 42$ 度。但是美国密西西比河口的新奥尔良港曾在类似的淤泥采用类似方法,并用现场大型直剪试验取得碎石桩的强度指标为 $c=0$, $\varphi=54$ 度^[2]。

新会港天马作业区位于距珠江口约200多公里,地基有20m深厚的淤泥,含水量大于80%,十字板强度约为6kPa,它在珠江三角洲具有代表性。

土质情况

土层分布比较均匀:表层1m为耕植土;第二层为8.6m厚的高含水量、高压缩性、低强度淤泥;第三层为1m厚的粉砂夹贝壳,是一层极好的透水层;第四层为7.6m厚的淤泥质土,具有一定的透水能力;第五层为细砂和第六层为砾砂。

工程需要加固的是第二层和第四层土。第四层土质已有较好的改善。土层划分和主要物理力学指标见表1。从表中资料看,虽土质含水量高,强度低,但透水性能尚好,边界条件有利,如埋深10m处具有1m的贝壳和砂层,靠近这层土附近1~2m均有强度稍高的指标,因此用振动置换法加固能取得理想的加固效果。

* 收稿日期: 1994年1月

新会港天马作业区土质资料汇总表

表 1

序列	土质描述	深度 (m)	含水量 (%)	十字板强度 (平均值) (kPa)	无测限 q_u (kPa)	快剪		细颗粒含量		压缩系数 (kPa^{-1})	固结系数 (cm^2/sec)	
						c (kPa)	φ (度)	粉粒 (0.05~0.006)	粘粒 (<0.005)			
1	耕作土	1.0		10.5								
2	深灰色淤泥、流塑状。	9.6	82.21	5.8	18.1	6.5	0			31	0.56×10^{-2}	
			82.53		14.2			39%	47.5%			
					25.2							
					27.3							
		85.68		45.3	14.2	2.2			46	0.65×10^{-2}		
3	贝壳、粉砂、树叶	10.6		17								
4	深灰色淤泥质土、流塑状。 12~12.5m 处有较硬粘土薄层,含水量比上层低2.0%。15m 以下有少量贝壳。	18.0		8.25	38.7	10.7	1.0	30	57			
			63.85			15.0	3.8					
				11	43.1					41	0.12×10^{-2}	
		84.61		16.8								
5	含贝壳、粘土粉细砂、过渡到细砂	21.0										
6	含碎石、砾砂的中粗砂											

地基加固试验设计

采用大粒径大置换量的振动置换法加固地基,为模拟未来施工所需的各种边界条件,取得正确的碎石桩和碎石桩复合体的强度指标,在现场开展大型综合试验。试验内容有天然地基、单桩、复合地基的大型载荷试验五组,单桩和复合桩大型直剪试验六组,现场滑坡试验及室内外钻探常规土质试验等。本文仅介绍大型直剪试验。

1. 试验区的设计

试验区总面积为 $30 \times 40m$,分成两块。一块为振动置换加固区,另一块为滑坡试验区。整个试验区位置选在紧靠现有大堤附近,尽量靠近未来码头前沿土质较差地区。试验区内共有 83 根大粒径碎石桩,桩直径 110cm,间距 150cm,置换率达到 42.2%。桩长有三种,P 区为 16 根 21m 长桩;其余为长 10m 桩。此外,有 3 根长 5m 桩设置在斜坡上,作为阻滑桩使用。(详见图 1)。

从试验角度上区分,在 80 根碎石桩中分成两个试验区:一个区是大型直剪试验区,其中三根单桩直剪试验(10号、28号和42号桩),另有三根复合桩体直剪试验(12号、26号和44号桩)。第二试验区为大型载荷试验区,在14号和31号的10m长桩和74号、63号的21m长桩,它们分别为单桩和复合地基载荷试验。此外,在试验区外面做了一组天然地基载荷试验。滑坡试验是模拟加固工程的边界条件,以 1:2.5 的边坡,在坡顶上加 60kPa,分别监测边坡侧向位移,该区与加固区紧靠。

2 碎石桩施工工艺。

a. 施工机具: 江阴振冲器厂的 ZCQ-30 型振冲器, 施工中产生径向力 90kN, 将四周土体和碎石填料振动挤实而使地基得到加固。

b. 大粒径碎石桩特性: 按现行规范碎石粒径最大不超过 8cm, 但文献中给出填料粒径的计算式为

$$f = 1.7 \sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{D_{10}^2}} \quad (1)$$

式中 D_{50} 、 D_{20} 和 D_{10} 分别为占 50%、20% 和 10% 的填料粒径。当 $f=0\sim 10$ 时质量好的, $f=20\sim 30$ 时质量一般, 当 $f> 50$ 时已不能使用。按(1)式计算一般情况下, 按规范规定的粒径算出 $f=0.76$, 虽属好的质量, 但用本试验的大粒径碎石桩, 则算得 $f=0.38$, 将比规范规定的质量系数好过一倍, 笔者已报导过在几项工程中应用大粒径碎石桩比一般碎石桩质量好。

c. 施工操作技术: 用 ZCQ-30 型振冲器同样可以施工大粒径碎石桩, 起吊用井架式桩架, 导轨双向行走, 全套设备均为江阴振冲器厂定型生产。施工操作中除按建筑地基处理技术规范(JQJ 79-91)要求外, 根据本试验特点, 还规定三个方面要求: ①每次灌料前振冲器必须提出孔口; ②每次灌料同时在三个方向按 120 度位置向孔内倒入同等数量的石料; ③计量正确, 每段桩体振密电流相同, 均需达到 50A。以上三条要求使桩体保证圆柱状, 可以满足剪切制样的要求。

碎石桩现场大型直剪试验

本试验参考 SDS01-79 土工试验操作规程的粗粒土直接剪切试验的操作, 并根据碎石桩特性和现场条件, 设计和制订出新会港直剪试验操作程序。

1. 试验设备设计: 设备由几部分组成。第一部分为钢环由 2cm 厚钢板按直径 100cm 和

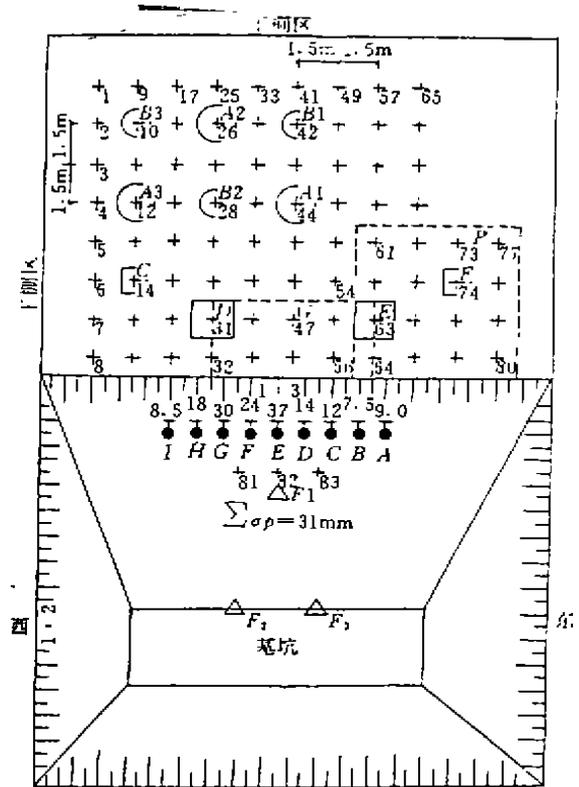


图1 新会港天马作业区软基处理中间试验平面图

- 说明: 1. A₁-A₃ 复合地基剪切试验组
 2. B₁-B₃ 单桩剪切试验组
 3. C 组: 桩长 10m 单桩载荷试验
 4. D 组: 桩长 10m 复合地基载荷试验
 5. E 组: 桩长 21m 复合地基载荷试验
 6. F 组: 桩长 21m 单桩载荷试验
 7. G 组滑坡试验区
 8. P 区桩长皆 21m
 9. 桩号 81-83 桩长皆 5m
 10. △测斜仪
 11. 荷载 6t 累计位移(mm)

150cm制成两种,高度均为50cm。此外,在钢环外围设加强环,此环由两个半圆形加肋环组成,按装时非常方便。同时在环上设置水平位移量测装置。第二部分是顶盖,此盖类似于室内剪切试验的顶盖。第三部分是垂直和剪切荷载的承荷台,此台用叠梁作成,在梁顶铺设水平钢梁组成,在钢梁上堆载,由相邻两个台组成一组,互为垂直堆荷和水平支撑荷重台,分别施加垂直和水平荷载,剪完一根后倒转180度再剪第二根,不必搬动荷重,剪一组移动一边叠梁又可剪另一组。由于在剪切过程中要保持垂直荷载不变,千斤顶不倒,为此设计了两根可以带着垂直荷重水平移动的导轨,该导轨用平板作底板,上面盖一根槽钢,将槽钢倒置,在槽钢与平板之间放置滚珠。导轨上搁置由钢梁和重物组成的荷重台,按装时先装好导轨,并用点焊锁住,加载前解开锁点,这样剪切过程中千斤顶始终保持垂直平移,稳定牢靠。这套设备在本次试验中证明是成功的。

2. 试样制备:试样直径为100cm和150cm两种,前者为碎石桩,后者为碎石桩淤泥复合体桩。制样时先挖除表层100cm,然后将钢环套上,边开挖边下沉,超挖10~20cm,去除顶部然后加套环,加顶盖,操平后加千斤顶,装变形量测传感器,待加载稳定,剪切时按装水平剪力千斤顶,这只千斤顶按放在一根水平横梁上,该梁靠后方60吨堆载支撑,最后进行剪切试验。

3. 试样的尺度参数:碎石最大粒径 $d_{max}=15\text{cm}$,钢环直径为100和150cm,所以 $D_0/d_{max}=10$ 和6.67,钢环高度为50cm,因此 $H/d_{max}=3.33$,而SDS01-79规程介绍的 $D_0/d_{max}=5\sim 14.2$, $H/d_{max}=2.5\sim 14.3$,本试验均在此范围内。

4. 加载条件:试样制备好后加垂直荷重,进行仪器校正,稳定24小时后开始剪切。垂直荷重一次施加,水平剪力分十级施加,从10至100kN或从20至160kN两种,每加一级待剪切变形稳定后施加下一级剪力。一般加剪力控制在2~3分钟施加一级,最后几级时间较长,最末一级长达25~30分钟仍不稳定,此时试样已被剪损。

剪切试验成果分析

大型直剪试验共进行六组,分成两种类型:一类为直径100cm的碎石桩剪切试验;另一类为直径150cm的复合桩体剪切试验。试验结果绘制成S~L曲线,见图2~3,其结果统计入表2中。由表2资料再绘制图4。从试验资料的最终结果是碎石桩抗剪强度指标为 $c=28\text{kPa}$, $\varphi=47^\circ$,复合桩体的 $c=10\text{kPa}$ $\varphi=42^\circ$ 。由此可见虽然原状土的土质较软,但经大置换量的振动挤密,使均质土体发生了质的变化,它已不是一般所理解的淤泥中部分碎石桩的性能。本试验的结果与美国新奥尔良港1980年所取得的结果 $\varphi=54^\circ$ 相近。

剪切试验成果统计表

表2

类别	桩体直径 (cm)	垂直应力 (kPa)	极限剪切 应力	单桩力 摩擦角 (度)	抗剪强度指标	
					(kPa)	φ°
单桩	100	76.4	114.7	56.3	28	47
		127.3	165.6	52.4		
		178.3	217.7	217.7		
复合桩	150	50.9	55.9	47.7	10	42
		76.4	84.6	46.9		
		101.9	93.4	42.5		

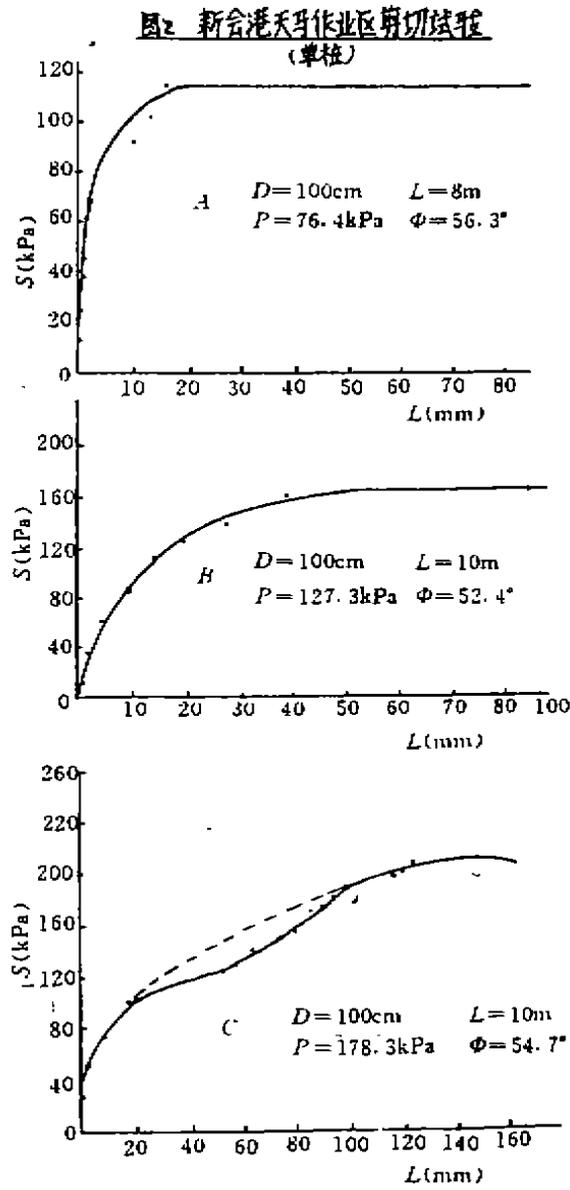


图2 新会港天马作业区剪切试验(单桩)

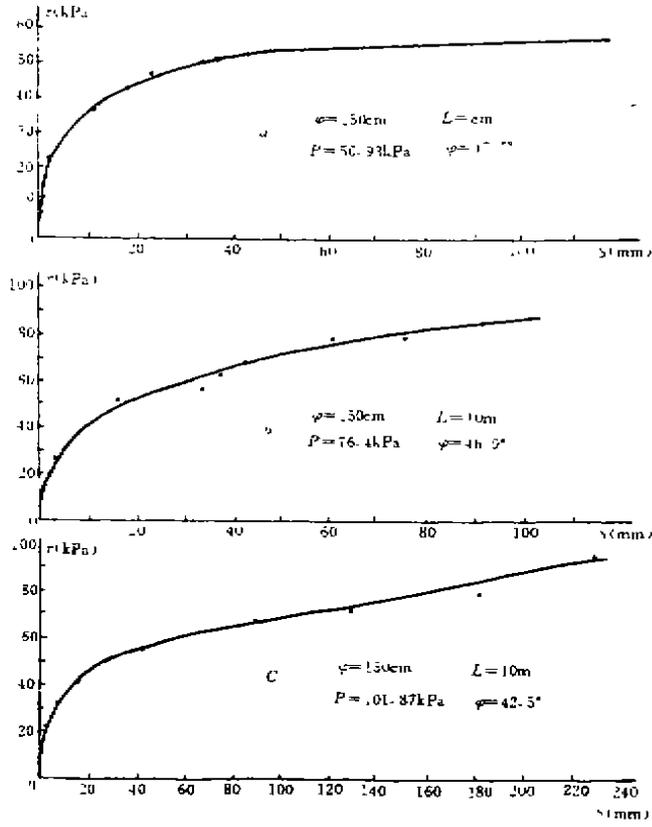


图3 新会港天马作业区剪切试验(复合桩)

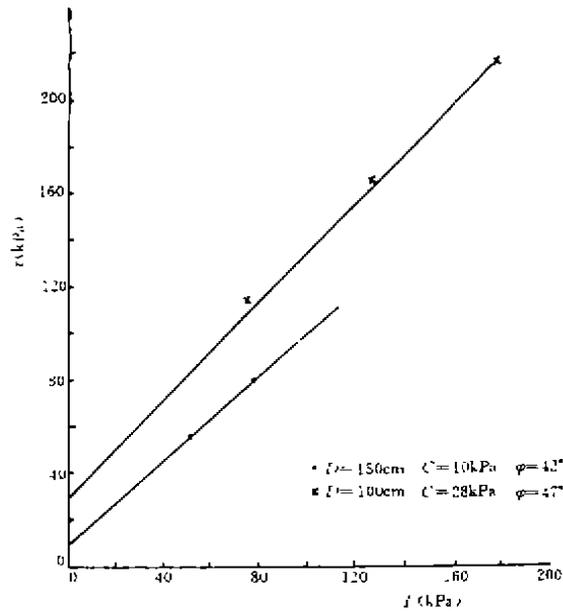


图4 新会港天马作业区强度试验曲线

结语

直径100cm和150cm在大型现场直剪试验,所获得的强度指标比起室内试验或用其它指标换算而得的指标更正确和更可靠,现场直接取得的指标无论在学术上和工程方面有更大的价值。本次大型剪切试验预期也会推进复合地基抗滑稳定的研究和应用。目前大量碎石桩岸坡稳定的加固,水泥搅拌法的深基坑支护、高路堤防滑、高边坡稳定等处理中均可以开展这样的大型现场试验,定出复合地基的强度指标,以使理论分析更接近实际。

参考文献

- [1]王盛源、陈德中.振动置换法加固珠江三角洲高压缩性软粘土,第二届全国地基处理学术研讨会论文集, P119—125.1989.7.中国烟台。
- [2]Munfakh, G. A., S. K. and Castelli, R. J. (1983), Performance of a test embankment founded on stone columns. Symp on Advance in Piling and Ground Treatment for foundations, VCE, London. 193—199.

《地基处理与托换技术》出版

最新出版的《地基处理与托换技术》一书系由中国建筑工业出版社出版,同济大学叶书麟教授主编。

该书结合《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—91)的技术要求,详细介绍当前国内外地基处理的新技术,如砂石(灰土、粉煤灰等)垫层法、强夯法、砂石挤密法、振动水冲法、干振挤密碎石桩、水泥粉煤灰碎石桩、堆载预压法、真空预压法、灌浆法、高压喷射注浆法、深层搅拌法、粉体喷射搅拌法、土工织物、加筋土、土钉法、树根桩、复合地基理论和托换技术等,并阐明以上各种地基处理方法的加固机理、设计、施工和质量检验等。各章末还附有各种地基处理方法的适用土质条件的典型工程实例。

该书可供土建专业和工程地质专业从事勘察、设计、施工的技术人员使用,也可供以上专业学生作教材或参考资料。

深厚软土层的粉体搅拌法处理*

张振国

倪政熙 许宗勤

(广州市建筑科研所地基室 广州 510030)

(武汉地质勘察基础公司)

[提要]本文通过对一个厚达30m淤泥软土的建筑物地基粉体搅拌法处理方法的设计、施工及处理效果检测,指出了深厚软土层用粉体搅拌法处理的可行性,为推动这一地基处理方法的应用提供经验,文中还通过现场试验得出了石灰粉体桩将使桩间土性质大大改善等结论。

前言

珠江三角洲软土以淤泥或淤泥质土为主,它的含水量一般约50~80%,甚至可高达100%以上,软土的压缩性高,抗剪强度低,地基承载力不能满足建筑物的设计要求,因此必须加以处理。目前常用的处理方法是采用桩基础,因软土层厚,桩长一般为20~30m,长者达60m,这对于层数不高,建筑物荷重不大的建筑物而言,无疑是很不经济的。必须研究出适应于珠江三角洲深厚软土层特性的地基处理方法。

粉体搅拌法处理软土是依靠特制的机械强行将粉体固化剂(水泥、石灰等)与软土就地搅拌,使其发生水解水化反应,离子交换团粒化等化学反应,从而在原地基中形成强度较大的“桩体”,在形成桩体的同时,也使桩周土体性质得到改善,桩体与桩周土体将构成“复合地基”共同承担外荷载^[1]。我们用这一方法处理珠江三角洲的深厚软土层,取得了成功。本文将介绍广州市某粮仓的一个工程地基处理的设计,施工及处理效果检测。

该粮仓长30m,宽16m,单层承重墙结构物,薄拱顶面,设计采用条形基础,埋深0.9m。淤泥层厚度达30m,其上为厚约1.5m的杂填土。含水量70%,承载力仅20kPa,压缩模量1.45MPa。条形基础宽1.5m,设计要求基础下地基承载力100kPa,地坪承载力40kPa。因淤泥层厚,经比较后提出了用粉体搅拌法进行地基处理。

粉体搅拌法处理的设计与施工^[2]

粉体搅拌法处理包括条形基础下的地基及地坪两部分。设计中根据造价及土层的情况,先选定加固深度为9.0m,然后再确定其它参数。

因条形基础埋深0.9m,所以理论计算桩长为 $L=9.0-0.9=8.1\text{m}$ 。

施工采用粉体搅拌机成桩直径为500mm,因此单桩截面积近似取为 $A=0.2\text{m}^2$,及周长 $S=1.57\text{m}$ 。

成桩后当地基受荷后,按经验取侧摩阻力 $f=5.5\text{kPa}$ 。

因此,单桩承载力可按摩擦桩计算得出:

$$R_s=f \cdot s \cdot L=5.5 \times 1.57 \times 8.1=70\text{kN}$$

* 收稿日期: 1992.8

经粉体搅拌法处理后,桩间土的承载力将提高,取为 $R_s=45\text{kPa}$ 。

设计要求复合地基承载力

$$R_{cp}=100\text{kPa}$$

按理论关系, $R_{cp}=\alpha\frac{R_s}{A}+(1-\alpha)R_s$ 。

所以置换率为:

$$\alpha=(R_{cp}-R_s)/(R_s/A-R_s)=(100-45)/(350-45)=18\%$$

条形基础下单桩的加固面积为:

$$A/\alpha=0.2/0.18=1.1\text{m}^2$$

对条形基础下的粉体搅拌桩布桩形式为,以基础中心线向两边外推 0.5m 布置两排,排距 1.0m,桩距 0.8m,两排桩交叉排列。

地坪处理要求软低,按 1.5m×2.0m 间距布桩,加固深度仍为 9.0m,假定经处理后桩间土承载力达到 30kPa,从而复合地基承载力为:

$$R_{cp}=0.07\times 350+(1-0.07)\times 30=52\text{kPa}$$

已满足设计要求。

粉体搅拌法的施工采用 GPP-5 型粉体搅拌机械进行。条形基础部分的处理固化剂采用 425# 普通硅酸盐水泥,掺入比 18%,即每延米喷射粉体 60kg,为降低原淤泥层含水量,提高条形基础部分的地基承载力,施工中又间隔一定距离增加了约 50 根石灰粉体搅拌桩;地坪处理部分采用石灰粉体搅拌法,掺入比 15%,即每延米喷射石灰粉 50kg。施工中用石灰为广钢石灰厂生产的石灰生料,在现场加工粉碎,该石灰 CaO 含量高达 90% 以上。

施工钻进根据不同土质采用不同的转速,对上部杂填土钻进速度为 0.45m/min,而对淤泥层为 1.47m/min。钻进中最大风压 0.2MPa,最大风量 100m³/h,成桩时采用 0.45m/min 的速度提升喷粉,最大压力 0.25~0.3MPa。送风量 50~70m³/h,刮灰器电机转速 400 转/分,为了保证桩体质量,采用钻进——提升喷粉——重复钻进搅拌——提升搅拌的工艺流程。

本工程共施工水泥搅拌桩 137 根 1233 延米,石灰粉体搅拌 163 根,1232 延米,工程造价 10 万元。

粉体搅拌法处理效果的检验

为了对粉体搅拌法处理深厚淤泥层的效果加以检验,在本工程中进行了桩头开挖检查,现场单桩及复合地基荷载试验,桩体标准贯入试验以及桩间土取样试验。

桩头开挖共 30 多根,桩体成形完好,桩质坚硬、强度超过设计要求,可以看到桩间土强度有了明显改善。

于施工完后 20 天对工程桩进行了水泥粉体搅拌桩及其复合地基现场载荷试验。试验面标高与设计标高相同,单桩试验采用 $\varnothing 500$ 压板置于桩头,复合地基试验采用 1.05×1.05m² 压板,压板下铺设 2cm 砂垫层,桩位于压板正中。图 1 为试验得到的单桩与复合地基试验荷载~沉降关系曲线。

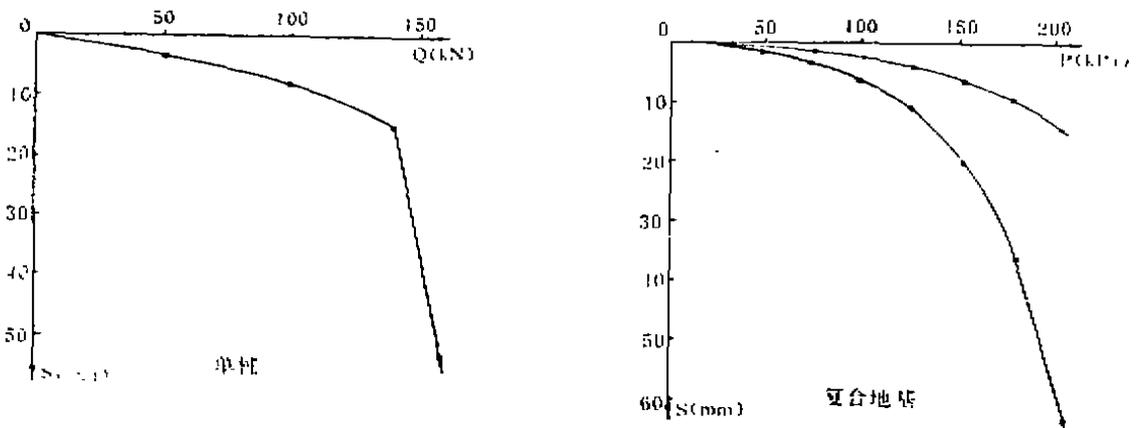


图1 现场荷载试验曲线

由图可得单桩承载力标准值为70kN,相应沉降为4.0mm,极限荷载为140kN,相应沉降为15.0mm。复合地基试验取 $S=0.4\%B$ 所对应的荷载为承载力标准值,为100kPa~125kPa,相应的变形模量为13~20MPa,满足了设计要求。

共进行了5根桩的桩体标准贯入试验。其成果见表1。由表1可见,桩体的强度随龄期的增长而增加,例如石灰粉体搅拌桩,龄期30天的标贯值为5.1,43天的平均值为6.4,13天增长了25.5%。

桩体标贯击数平均值

表1

桩号	粉体固化剂	龄期	沿桩长平均 N_{60-6}
1	水泥	65	15.7
2	水泥	57	13.4
3	水泥	54	13.0
4	石灰	43	6.4
5	石灰	30	5.1

对28天龄期的石灰粉体搅拌桩桩间土取样后进行室内物理力学性质指标测试,并与施工前原状土的有关指标进行对比,其结果如表2。表2为距桩中心45cm、75cm各三个钻孔的平均值。

由表2可见,经石灰粉体搅拌法处理后,桩周软土的性质也得到明显改善。软土的含水量明显降低,由原70%降为43.4%,压缩模量明显提高,由原1.45kPa增至9.36kPa,增长了5.5倍。压缩系数明显降低,由原 1.78MPa^{-1} 降至 0.57MPa^{-1} ,土体凝聚力由原6.6kPa增至12.0kPa,增长0.8倍,土体内摩擦角由原 4° 增至 23° ,增长4.3倍。

桩间软土指标对比表

表 2

	ω_L	ω_p	I_p	G_s	ω	γ	e	I_L	a_{1-2}	E_s	c	φ
	(%)	(%)			(%)	(kN/m ³)			(MPa ⁻¹)	(kPa)	(kPa)	度
加固前	42.0	24.6	17.9	2.68	70.36	1.60	1.86	2.6	1.78	1.45	6.6	4°27'
加固后	25.0	14.8	10.2	2.61	43.43	1.84	1.10	2.9	0.57	9.36	12.0	23°45'
差值	-17.	-9.8	-7.7	-0.07	-26.93	0.24	-0.76	0.3	-1.21	7.91	5.4	19°18'
差值百分比	40.5	39.8	43.0	2.4	38.3	15.0	42.3	11.5	68.0	545.5	81.8	428.8

表 3 给出了距石灰粉体搅拌桩中心 45cm 与 75cm 的两个钻孔取样进行室内试验得到的物理力学参数对比。表 3 说明离桩愈远,其土性改善愈弱。距离 75cm 的土性仍有明显改变。

距桩不同距离的土体指标改善对比表

表 3

	ω_L (%)	ω_p (%)	I_p	G_s	ω (%)	γ (kN/m ³)	e	I_L	a_{1-2} (MPa ⁻¹)	E_s (MPa)
原状土	42.0	24.6	17.9	2.67	70.4	16.	1.86	2.6	1.78	1.45
距桩 45cm	37.3	20.2	17.1	2.47	56.09	16.9	1.49	2.1	0.97	2.20
距桩 75cm	24.8	15.7	9.0	2.68	62.31	16.8	1.59	5.2	1.20	1.84

总结

深层软土层的处理是岩土工程中的一个较难的课题,本文提出未穿透软土层的粉体搅拌法处理方法为这一课题的解决提供了一个有效的途径。经现场载荷试验表明,复合地基的承载力为原软土的 5 倍,本工程的处理是成功的。

未穿透深厚软土层的粉体搅拌法处理机理可以用垫层作用理论来解释。我们知道,地基上层部分的沉降量在总沉降量中所占的比例较大,由于垫层本身的工程性质较好,所以可以减少这部分的沉降量,同时由于垫层对于应力具有扩散作用,使作用在下卧层上的应力减小,从而减小下卧层的沉降量。另外,由于地基的承载力与基础下土层的抗剪强度有关,垫层的作用可以提高地基的承载力。虽然一般由于施工能力限制垫层厚度多小于 3m,但经粉体搅拌法处理的厚度较大(例如 10m),可以看成是一个厚垫层。

未穿透软土层的地基处理方法当然无法解决非处理层的沉降问题,因此必须进行沉降的验算,以分析是否满足建筑物的设计要求。这类问题的地基沉降包括处理段部分的沉降和未处理层的沉降两部分。处理段部分的沉降可由下式计算:

$$S_1 = \frac{\sigma}{E_s} \times l$$

其中, S_1 ——加固部分的沉降, m

σ ——地基的设计承载力, kPa

E_{cp} ——复合地基的变形模量, kPa

l ——加固深度, m

复合地基的变形模量 E_{cp} 可由下式近似给出:

$$E_{cp} = E_p \cdot \alpha + E_s(1 - \alpha)$$

其中, α ——置换率

E_p ——桩体的实测变形模量

E_s ——桩间土体的变形模量

未处理软土层的沉降 S_2 可由分层总和法求得。未处理软土层顶面的附加应力可近似按下式计算:

$$\sigma_z = \sigma \cdot l_0 \cdot b_0 / (l_0 + 2l \operatorname{tg} \frac{\varphi}{4} (b_0 + 2l \operatorname{tg} \frac{\varphi}{4}))$$

其中, σ_z ——加固体底部附加应力

l_0, b_0 ——加固体的平面尺寸, m

φ ——加固体范围的土体内摩擦角

然后可计算出这类地基的沉降量

$$S = S_1 + S_2$$

最后, 我们总结以下通过本文的工程检测得到的几个重要结论:

1. 桩体的标准贯入试验表明, 水泥粉体搅拌桩的桩体强度比石灰粉体搅拌桩大。这除了与水泥的掺入比(18%)大于石灰的掺入比(15%)有关外, 还与掺入比对强度增长的影响大小有关, 事实上, 水泥土的强度将会无条件地随水泥掺入比增大而增加, 但石灰土的强度随石灰掺入比增大而增加却是有限的, 经验证明, 当石灰掺入比大于 15~20%, 石灰土强度不会再随掺入比增大而提高。

2. 石灰粉体搅拌桩将会使桩周土的性质得到明显改善, 本文的试验表明, 经石灰粉体搅拌法处理后, 桩周土的含水量降低了 38.5%, 压缩模量增加 5.5 倍, 凝聚力增加 0.8 倍, 内摩擦角增加 4.3 倍。与水泥粉体搅拌桩相比, 石灰粉体搅拌法对桩间土的改善要好得多。

3. 石灰粉体搅拌桩对桩间土的改善程度随距桩的距离增大而减弱。本文的试验资料表明, $\varnothing 500$ 的石灰粉体搅拌桩影响半径大于 750mm。我们认为此值取为 1000mm(1m)是可行的。但有待于今后进一步的实测验证。

参考文献

- [1] 地基处理手册编写委员会(1988)地基处理手册, 中国建筑工业出版社。
- [2] 张振国、倪政熙、许宗劭(1992), 珠江三角洲软土粉体搅拌法处理研究, 广州建筑, No.3。

振冲碎石桩在加固灰坝地基工程中的应用

周仲良

陈生水

(华东电力设计院 上海 200063) (南京水利科学研究院)

[提要]以前根据电厂容量灰场往往一次建成,一般灰坝为不透水坝,由于排渗系统不够完善,导致库内灰渣沉积层始终处于饱和状态,给后期考虑加高带来了许多困难。本文介绍了振冲碎石桩在加固谏壁电厂、景德镇电厂两个贮灰场工程中取得成功的实例,并对设计、施工中应该注意的问题提出了自己的观点。

工程概况

谏壁电厂每年约有200万 m^3 灰渣需要排放,电厂的主要贮灰场松林山灰场距电厂约8km,最终设计库容700万 m^3 。由于该贮灰场初级坝及I、II级子坝均为不透水土坝,从而使贮灰场浸润面很高,场内灰渣沉积层处于极松状态,干重度仅在 $0.79-0.82g/cm^3$ 之间,相对密度小于0.2,十字板抗剪强度 C_u 仅为20kPa,静力触探表明,其 P_s 值为2MPa。而且贮灰场处于7°地震设防区,如此松散的灰渣沉积层在地震荷载作用下极有可能发生液化,从而危及贮灰场的安全运行,因此在加高II级子坝前必须对灰基采取必要的加固措施。

景德镇发电厂第二贮灰场初期坝长100m,高25m,为不透水粘土心墙坝,心墙上下游坝壳由页岩块石和碎石筑成,总库容200万 m^3 。贮灰场内灰渣沉积层的物理力学性质相差很大,静力触探表明其 P_s 值在0.4-1.0MPa之间。考虑到贮灰场靠近公路及昌江,初期坝顶已出现两条10~15m长的纵向裂缝,最大缝宽达6mm,深1.5m。除此以外,由于初期坝施工时将弃土堆放在坝基排水棱体外侧,导致坝体浸润面抬高,坝坡下已出现水头高达1.0m的涌泉。因此在这样的灰基上直接加高6.0m的子坝,同样必须采取加固措施。

加固方案选择

影响贮灰场安全运行的关键因素之一是贮灰场内存在较高的浸润面,因此解决这一问题的有效方法之一是设置合理的排渗系统以降低贮灰场内的浸润面,加速灰渣固结,利用灰渣本身的强度来提高贮灰场的稳定性。目前,许多贮灰场将初期坝设计成透水坝并在灰场内预先设置合理的竖直和水平排渗系统便是这一思想的体现。然而,对于已建成的贮灰场,再在其内补充设置排渗设施不仅投资大,施工困难而难以实现,而且有可能破坏贮灰场坝体结构。更进一步地影响贮灰场的安全稳定性。

振冲碎石桩法以碎石作为填料,利用高压水束及振冲器的水平振动力在灰渣沉积层中成孔,水平振动力通过填料和一定水量沿径向传播。处于饱和状态的灰渣沉积层在循环水平振动力的作用下产生较高的超静孔隙水压力,使粉煤灰在一定程度内发生液化,在振动力和

* 收稿日期: 1993.12

自重作用下其颗粒重新排列以提高其相对密度。除此以外,振冲碎石桩还具有下列优点:1. 碎石填充料能置换抗剪强度较低的粉煤灰使整个坝基形成复合地基,从而提高了其承载力和贮灰场的整体稳定度。2. 能使坝基各部位的承载力趋于接近。由于振密情况以振密电流控制,因此对于较硬的灰层振冲桩径小,较软的灰层则振冲桩径大。从而弥补了灰渣沉积的不均匀性而导致坝体的沉积差异,减少了坝体出现裂缝的可能性。3. 碎石料的渗透系数很大,其桩体是一条良好的竖直排水通道,它能明显地改善灰渣沉积层渗透系数的各向异性(垂直渗透系数小于水平渗透系数),加速坝基灰渣的固结,提高其抗地震液化的能力。而且,上述两贮灰场附近具有价格低廉,质地附合设计要求的碎石料。因此,我们认为振冲碎石桩加固方案在技术、经济上均是合理可行的。

碎石桩设计参数的确定

振冲碎石的设计参数包括桩长、桩径、桩间距、布桩方式及范围等。这些参数的合理与否直接影响着加固效果及工程投资。

1. 桩长:桩长的确定主要应考虑下面三个因素:(1)基础压缩层的深度。设置碎石桩主要是用碎石料置换软土,加速其排水固结以提高软基强度。一般桩长应超过软基的压缩层深度,但桩长越大,成桩也越难,且费用增大,初步认为应以附加应力等于土的自重应力的10%来确定桩长。(2)软基破坏时滑裂面的深度。在大面积加固前先进行试桩,试验结束后即可得出复合地基的力学性质指标,然后通过稳定计算可预测出符合规范要求的最小安全系数的滑裂面。显然,这个滑裂面可作为设计振冲碎石桩长度的一个重要依据,建议实际桩长超过滑裂面最大深度1—2m为宜。(3)地基液化层的深度。在条件许可的情况下,桩体应穿过液化层,但有些工程液化层较深,要求穿透液化层不太现实。我们的看法是,尽管较深处的液化层地震引起的超静孔隙水压力较高,但此处的有效上覆压力亦较大。因此其对上部构筑物的影响不会很大,此外,在确定桩长时还应考虑地基及地层特点及地质构造,各层土的厚度是变化的,甚至还有强度较高的夹层,而且桩尖部分加固效果难以保证,应留余度一般为1.0—1.5m。

谏壁电厂松林山灰场灰基深18m,且均处于饱和状态,按7°地震设防,在灰基上加高的Ⅱ级子坝高为5.5m。根据上述原则确定有效桩长为10.0m,小于灰基深度。由于碎石桩未打穿整个灰基,桩尖部分位于饱和状态的灰基上,考虑到桩尖部分加固效果难以保证,故实际桩长为11.5m。景德镇电厂第二灰场主坝前灰基深达19.m。Ⅰ级子坝设计高为6.0m,按6°地震设防,确定有效桩长为9m,实际桩长选为10.0m。

2. 桩径及桩间距:桩径及桩间距的确定与振冲器参数、地质情况、施工工艺以及加固要求密切相关。由于振冲碎石桩加固强度很低的灰基尚无多少成功的经验可供借鉴,因此桩径及桩间距大小一般按桩加固要求进行试桩确定。试桩结果表明,当桩径 $\varnothing=0.90\text{m}$ 时,1.4m的桩间距灰渣干重度可以加密到 $0.97\text{g}/\text{cm}^3$,即使在桩间距为1.6m、1.8m时,灰渣干重度也能加固到 $0.92\text{g}/\text{cm}^3$ 以上,而且复合地基承载力也获得了显著的提高。为了确定振冲加固灰渣的有效影响半径,在振冲试验过程中,我们在现场实测了振动加速度与动孔隙水压力分布规律,实测结果表明,距振冲中心0.8~1.0m范围内灰渣液化度达1.0,振动加速度从振冲器中心的 $10\text{m}/\text{s}^2$ 衰减至 $7\text{m}/\text{s}^2$ 。这说明灰渣在振冲器振动力的作用下已能发生初始液化,灰

粒已具有足够的能量重新排列成较稳定和密实的结构。由上述测试结果可以得出,振冲加固灰渣的有效影响半径在 0.8—1.0m 之间。因此,当振冲桩径为 0.9m 时,桩间距选为 1.5m 按正三角形布置是满足加固要求的。

3. 布桩范围:布桩范围首先要满足子坝稳定要求,地震设防区还应保证坝基粉煤灰在坝体应力扩散角的范围内不致发生振动液化。一般的处理方法是在基础外加固范围为加固深度的一半,也有的认为在基础外打 2—3 排附加桩即能满足要求,根据地震液化预测结果,子坝上游坝坡稳定计算得出的安全系数最小的滑裂面位置,谏壁电厂松林山灰场 III 级子坝基础外增加 5.0m 的加固范围。景德镇电厂与之相同。

加固效果

上述两贮灰场的加固取得了令人满意的效果,子坝灰基的物理力学性质有了很大的改善,详见表 1。松林山灰场灰基在地震作用下的超静孔隙水压力明显降低,地震液化区远离 III 级子坝上游坝坡^[1],见图 1—2。这显然有利于贮灰场的整体稳定性,尤其是 III 级子坝上游坝坡的稳定性。有效应力地震稳定分析结果表明,不加固时 III 级子坝施工期的稳定安全系数仅为 0.84,显然不满足规范要求,而加固后却提高到 1.25,贮灰场的整体稳定安全系数也从 1.36 提高到 1.54,见图 3—4 所示。松林山灰场竣工至今已近三年多,实测资料表明,III 级子坝沉降量仅为 10.0cm 左右,并且已趋于稳定。景德镇电厂第二贮灰场也一直正常运行。因此可以说上述两个贮灰场的加固是成功的。

加固效果

表 1

工程名称	谏壁电厂松林山灰场		景德镇电厂第二灰场	
	加固前	加固后	加固前	加固后
灰基厚度(m)	18.0		19.0	
加固深度(m)	11.5		10.0	
桩距(m)	1.5		2.0	
布桩形式	正三角形		正三角形	
桩径(m)	0.90		0.80	
振冲填料	碎石		砂卵石混合料	
置换率	0.33		0.29	
干容重 γ_d (g/cm ³)	0.79—0.85	0.95	1.0	1.07
摩擦角 ϕ (度)	12	24.3	15	22
地耐力 R (kPa)	40	320	40	160
静力触探 P_s (MPa)	1.0	2.0—3.0	1.0—1.5	2.0—3.0
相对密度 D_r	0—0.28	0.66	/	/

讨论及结语

振冲碎石桩在灰基加固实践中尚有许多问题值得进一步探讨,现结合几个工程实例谈

几点看法。

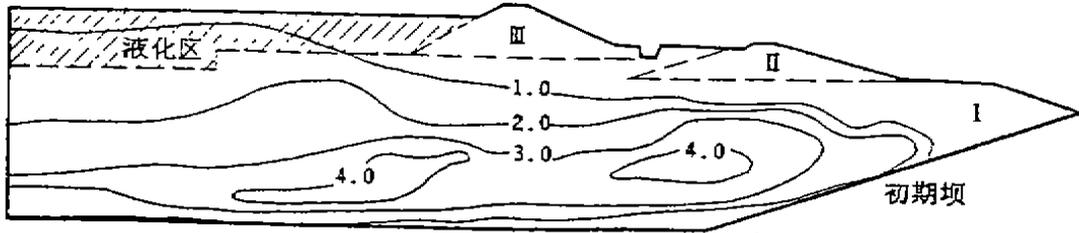


图1 不加固贮灰场地震孔隙水压力分布

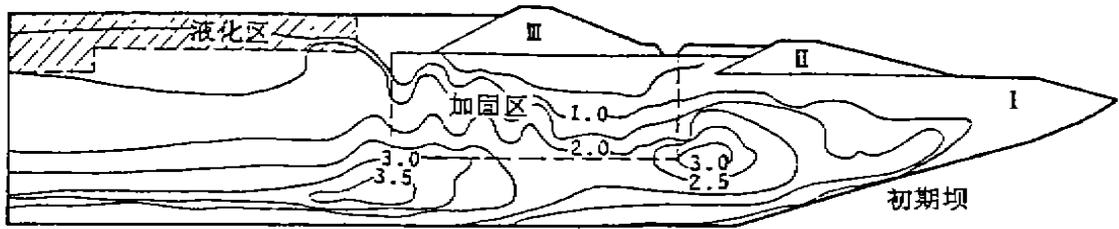


图2 加固后贮灰场地震孔隙水压力分布

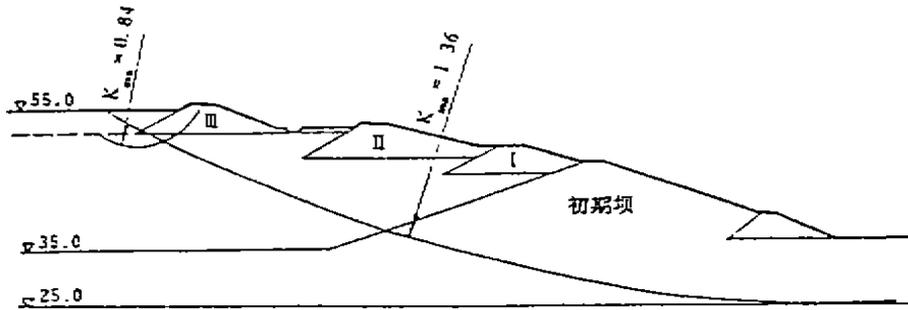


图3 不加固贮灰场地震稳定分析结果

1. 悬浮桩的施工:对于较厚灰渣沉积层,在满足工程需要的前提下,振冲桩没必要穿透灰渣层而可将桩尖座落于灰基上以达到既可节省用料量又可减轻施工难度的目的。悬浮桩成桩时,振冲器达设计深度后可加大用料量,使之形成大头桩以增大支承面积。

2. 水压力与加固效果。灰渣沉积层的强度很低,如果振冲器射水压力过高会使得设计桩径难以保证,填料量明显增大。此外,由于施工过程中旁边桩相互影响而使填料在灰渣中差位下沉,常使桩尖强度达不到预期效果。景德镇电厂试桩过程中曾发生过上述现象。我们的体会是,在成孔后期将射水压力减小,达到设计深度时最好不用水冲,以振为主,依靠振冲器

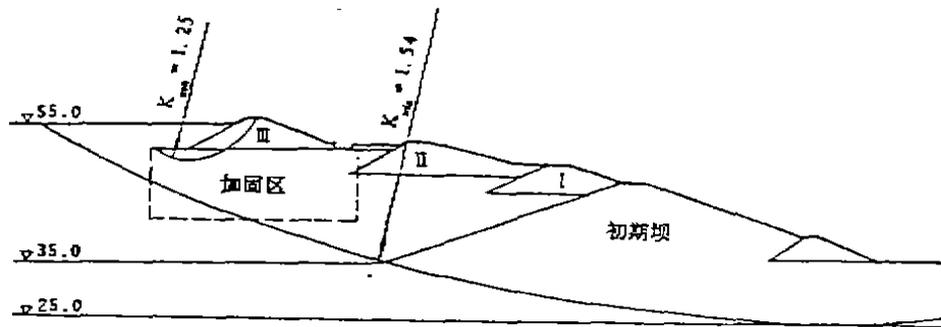


图4 加固后贮灰场地震稳定分析结果

的自重下沉,这样不仅可节省填料量,桩体下部的加固效果也可有明显改善^[2]。

3. 振冲填料的选用:国家标准规定振冲碎石桩法加固砂土地基所用填料的粒径在5.0~50.0mm之间,而实际情况如将碎石料的粒径放宽,其价格将显著下降,从一些工程的加固效果来看,只要80.0mm粒径以下的碎石具有一定的级配,同样能达到预期的加固效果。当然,如果能就地取材,充分利用当地的河卵石,废石渣,煤干石等来代替碎石,其经济效益将更为明显,这方面景德镇电厂,仪征化纤热电厂^[3]已先迈出了一步并取得了成功。

4. 复合地基的后期强度:如果在振冲桩与灰渣形成的复合地基顶部再铺设一定厚度的排水垫层,使碎石桩连成整体形成良好的竖直和水平排水通道,在上部荷载作用下,复合地基内的孔隙水压力能及时消散,地基得到进一步固结,强度随之提高。松林山灰场的实测资料表明,Ⅱ级子坝施工结束后,复合地基基本固结完成,其后三年多复合地基的沉降量仅为1.0~2.0cm,比根据试验数据推算出的沉降量要少得多。因此设计时可考虑这一有利因素。

5. 振冲桩的排水性能。振冲桩成桩过程中,大量的工作水使细灰颗粒从孔口溢出,粗灰颗粒则被充填料及高压水挤向桩壁,使得桩体的反滤条件变好,淤阻可能性减小,这也是桩体具有良好持久排水性的原因之一。当然,随着灰渣沉积层的排水固结和粉煤灰的淤阻,碎石桩的排水能力将逐步下降,但最终将趋于一个恒定值,而且由于它能明显改善灰渣沉积层渗透系数的各向异性,从而能明显降低贮灰场的浸润面。典型的例子是马鞍山钢铁厂南山铁矿尾矿库主坝,由于库内浸润面较高,坝坡面大面积渗水,并出现局部管涌现象,为此用振冲碎石桩加固处理了Ⅱ级子坝坝基,经6个月边处理边观察,外侧坝坡渗水带逐步消失,在库内水位抬高近2.0m的条件下,浸润面却下降了3.0m,而且至今仍有下降趋势。

通过几个振冲碎石桩加固软弱灰基取得成功的工程实例使我们对其加固机理有了进一步认识,并积累了一定的设计、施工经验。需要指出的是,振冲碎石桩法是解决初期坝为不透水坝的子坝加高困难不得已而为之的方案,根据工程经验,将初期坝设计成透水坝,且在灰场内预先妥善设置好竖直和水平排渗系统,利用灰渣本身的非饱和强度来提高贮灰场的稳定性则将是更为经济、合理和有效的方案。

参考文献

- [1] 邵能惠、沈珠江、朱家洪,贮灰场的地震反应分析及抗震加固,岩土工程学报,第13卷,第3期,1991年。
- [2] 周仲良,振冲桩加固灰基初探,华东电力设计院,1989年12月。

- [3] 郦能惠、朱家漠、陈生水, 仅征热电厂贮灰场灰基加固试验及灰坝渗流, 液化与稳定分析, 水利水运科学研究, 1992年第2期。
- [4] 采用振冲法技术加固坝体处理渗漏研究, 马鞍山矿山设计研究所, 南京地基工程公司, 1985年。

《地基处理》征稿简则

《地基处理》由中国土木工程学会土力学及基础工程学会地处理学术委员会与浙江大学土木工程学系联合主办。编委会挂靠浙江大学土木工程学系。

(一)主要内容

《地基处理》主要内容为建筑、水利、交通、铁道等土木工程较弱不良地基处理技术, 和工程补救技术, 以及有关理论、试验研究、计算技术和勘测、测试、监护方法等方面的学术论文、研究报告、工程实录、经验总结、技术发展现状综述、规范编制内容介绍等, 以及这些方面的译文、文摘和讨论等。

本刊读者对象主要为与地基处理工作有关设计、施工、勘测、教学、科研工作者以及大专院校师生等。

(二)稿件要求

1. 来稿务求真实、精简。为了审稿及排印方便, 字迹需清晰, 并用正式公布的简体字。用16开稿纸, 一式两份。可用复制件。不接收油印稿。译稿并需附原件或其复制件。请勿一稿两段。

2. 文章篇幅以6000字为限(专稿不限), 文前提要以300字为限, 文摘、讨论等短文以3000字为限(包括图幅、表格、附录及参考文献)。

3. 计量单位使用国际单位制(SI制)。

4. 外国人名、地名, 可采用原文, 如用中文音译, 在第一次出现时, 用圆括号注出原文。

5. 专业名词和符号应采用已发布的。如土工名词建议采用有关国家规定。《土力学及基础工程名词》, 中国建筑工业出版社(1983)。和《土力学及基础工程实用名词词典》浙江大学出版社(1993)。符号应用印刷体(或打字), 并应区分文种、字体、大小写、和上下角标等, 用铅笔附注。

6. 插图务需用黑墨水绘制于描图纸上, 不注字, 另附, 不要折叠。另复制注字后, 插入原文内, 并注出图号、图名。大小不超过32开为宜。照片需附黑白照片。

7. 参考文献: 应限于本文明确引用, 公开发表或有案可查者。文献全部列于文后, 按文内出现的先后次序编号, 并在文内右上角用[]注明序号, 文献应写明下列各项:

期刊: 作者(年份). 文题. 刊名. 卷期. 页号。

书籍: 作者. (年份). 书名. 译者. 版次. 页号. 出版单位. 地点。

8. 来稿请署真实姓名. 工作单位. 详细地址. 邮政编码. 电话吗吗。

9. 本刊在收到稿件后, 即复函仅示稿件已收到, 本刊对来稿可能有所删节或修改, 有时经审核后提出意见。请作者考虑并修改, 修改稿务请从速返寄。来稿一经发表, 即按规定支付稿费, 并赠当期刊物二册。(如作者超过三人时, 则每人一册)。来稿不退请留底稿。

10. 来稿请寄浙江、杭州、浙江大学土木工程系(地基处理)编辑部, 邮政编码310027。

附注: 如作者有教学或讲授需要, 请预先通知, 可代为增印单行本。

《地基处理》编辑部

墙后卸载与土压力计算

龚晓南(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)

笔者参加几次事故补救讨论会和方案论证会发现有些工程事故是由于对墙后卸载情况下土压力计算有误造成的。典型实例如图1和图2所示。

图1(a)中基坑挖深10m,设计者将其分解的2个5m,分别以悬臂5m的计算模式(图1(b))计算作用在挡土结构上的土压力,并以此设计挡土结构,其结果发生整体滑动破坏。很明显,对图1(a)中支护结构Ⅰ,实际作用的主动土压力远大于设计主动土压力,支护结构Ⅰ

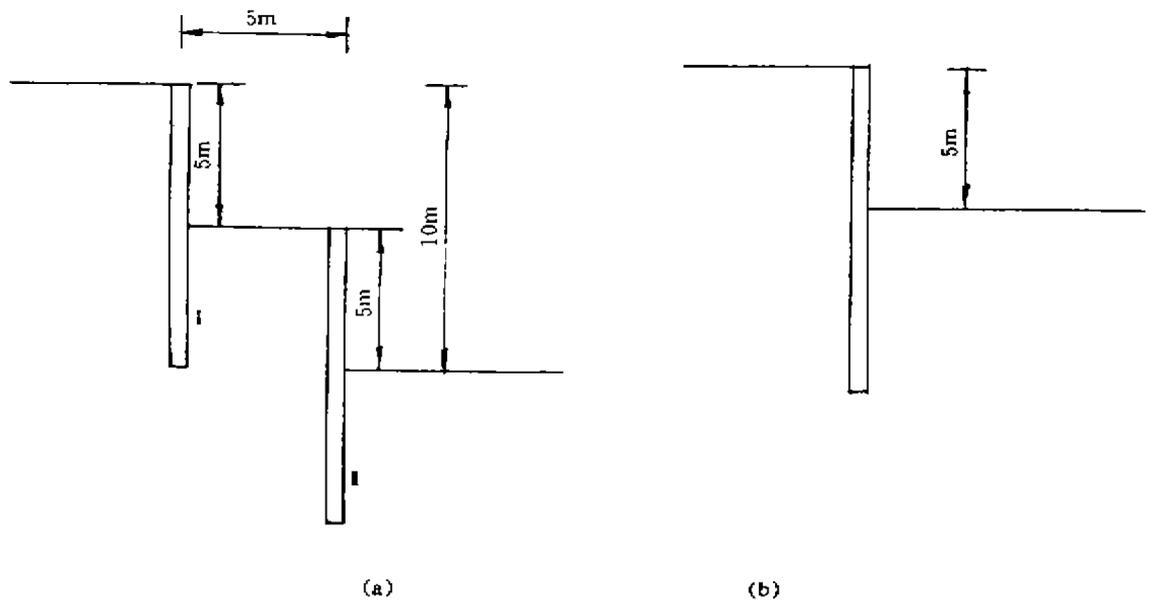


图1

是不安全的,而且在开挖初期就可能发生较大变位。由于支护结构Ⅰ的变位,对支护结构Ⅱ,在挖深大于5m后,实际能提供的被动土压力远小于设计值,因此支护结构Ⅱ也是不安全的。该案例实际情况确是这样,当未挖至10m时,支护结构Ⅰ和Ⅱ均发生整体破坏。

图2是工程中常遇到的情况。设计者常在基坑四周挖土卸载,卸载深度视周围构筑物情况及地下水位情况确定, h 一般为1.0~2.5m,宽度 l 一般为2~4m。在计算作用在支护结构上的主动土压力时,悬臂高度取 H ,还是取 $H-h$,如何考虑墙后卸载的影响?不少设计者将悬臂高度取为 $H-h$ 。笔者认为偏于不安全的。作用在悬臂支挡结构上,土压力分布是深度的一次函数,支挡结构剪力是深度的二次函数,弯矩是深度的三次函数。深度是很重要的参数。深度8m和深度7m,其弯矩比值约为1.5倍。墙背卸载后,计算深度仍取 H 值是偏安全的。在卸载范围较小时,仍取 H 值是合理的。若卸载范围较大,笔者认为可视为负堆载以计

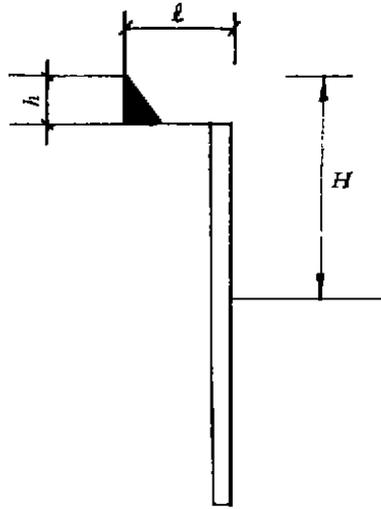


图2

算由于卸载引起主动土压力的减小。当卸载范围 l 与深度 H 相比较小时,其减小值远小于计算深度取为 $H-h$ 值时引起的减小值。

正确评价墙后卸载对挡土结构物上土压力值的影响是十分重要的。

《桩基工程手册》将于1995年9月出版

由中国土木工程学会土力学及基础工程学会组织,全国部分桩基工程专家、教授组织编写的《桩基工程手册》将于1995年9月由中国建筑工业出版社出版。

《桩基工程手册》对各种桩基础的设计原理、计算方法、施工工艺、测试技术作了详细介绍,并结合工程实例说明其应用,总结了我国在桩基础设计、施工、测试等方面的经验,基本上反映了我国当前水平。

本书共十六章,包括总论、竖向荷载下桩基的承载力、单桩和群桩的沉降计算、横向荷载下单桩和群桩的承载力和变位、特殊条件下的桩基、桩基的结构设计、桩基的设计原则、预制桩、钢桩的施工、非挤土和挤土灌注桩的施工、桩的现场试验、质量检验和动力法测定承载力以及桩基工程的原型观测。

需要购买《桩基工程手册》可向地基处理协作网资料站购买,《手册》邮购53元。资料站通讯地址:310027 浙江大学土木系地基处理协作网。

加筋墙模型在不同荷载条件下的破坏与变形机理

R. C. Gomes, E. M. Palmeira, D. Lanz

[摘要]本文介绍了加筋墙模型在不同荷载下的试验结果,采用了不同类型的加筋材料及布置方案,试验过程中量测了应力和位移并验证其破坏机理,结果表明,破坏机理取决于加筋材料的受力延伸特性,土与加筋之间的粘着力以及加载方式。还表明对于刚性的加筋用简单稳定分析方法预计的破裂面与实测十分吻合。

引言

近几年来,在陡坡路堤和支挡结构中使用土工合成物材料加筋土技术明显地增多,其主要原因是加筋材料质量的改善,对加筋土结构性能的更多了解,积累了成功应用的经验,以及较之传统方法节省造价和工时。尽管已如此发展,但仍需进行大量研究,以更广泛地了解并提供适合于各种类型应用的设计方法。从研究的意义上来说,模型试验是一种重要的和多功能的工具,并被广泛用于加筋土研究中。尤其是在控制条件下标定设计方法。虽然都知道模型试验具有某些局限性,但经仔细建立模型,还是可以提供加筋土性能的重要资料的。

本文为受基础荷载及均布荷载作用的土工合成材料加筋挡墙的破坏和变形机理研究,这是在巴西利亚大学进行的一个研究项目中的一部分。下面介绍和讨论所使用的几种类型加筋和不同试验方案所得的结果。

试验说明

2.1 试验设备与材料

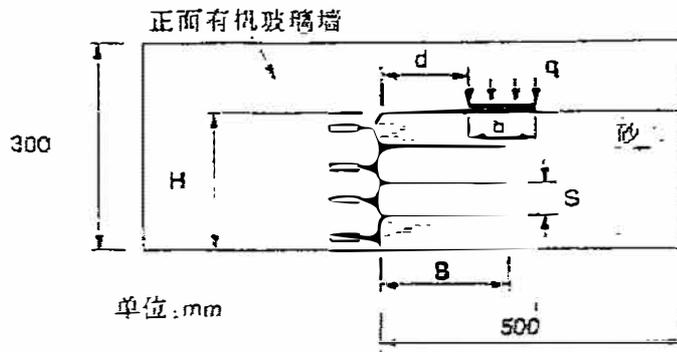
所用试验设备包括作模型墙结构用的二个刚性钢箱,见图1,图1a所示试验用箱尺寸为 $230 \times 300 \times 800$ mm,墙受垂直基础荷载,刚性基础(50×230 mm)覆盖了箱的全部宽度,以恒定的垂直位移率 0.76 mm/min施加荷载,使用荷载和位移传感器进行力和位移的量测。

图1b为用于加筋挡墙模型结构的一个更大的箱子,尺寸为 $500 \times 150 \times 1500$ mm,受均布垂直压力,用一个密封的橡胶囊给墙顶部施加压力,并反作用于一个框架上与压力系统相连,沿墙高安装位移传感器,沿墙底安装压力盒,对施加于墙上的每级荷载,从仪器上读数,由压力盒所得的结果及其数据整理已在其它地方提到过。(Palmeira和Lanz,1994)。

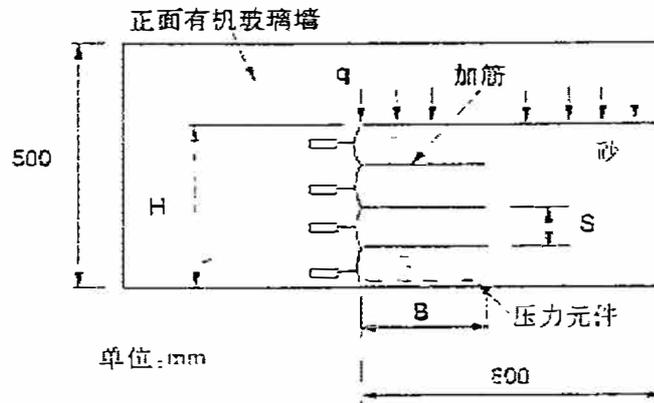
两个试验箱的前表面都安装了厚的有机玻璃板供量测内部位移用,并使用照相技术验证其破坏机理,借助于黑砂构成的水平线来识别土体内的剪切区。

在所有试验中所用的土都是一种均匀云母砂,其主要特性概括在表1中,用砂雨漏斗来制备均匀而密实的砂体,加筋层的安装与现场类似,用一块垂直平板复盖箱子整个宽度,其高度为加筋间隔的1.6倍,以

* "Failure and Deformation Mechanisms in Model Reinforced Walls Subjected to Different Loaded Conditions" 载于国际工业纤维联合会出版的"Geosynthetics International" Vol. 1, No. 1, 1994. 全文由张续莹(铁道部科学研究院)译,杨灿文校。



(a) 顶部刚性条形荷载



(b) 顶部柔性加载

图1 本文所使用的模型试验简图

避免在建造期间砂从墙面漏失。从墙底到墙顶其修建程序是,铺设加筋将其一端放置在垂直平板处。装入砂,并折叠加筋(敞开的一端)把砂包起来,然后提高垂直平板,重复操作,再铺下一层加筋和砂。

填料特性

表1

容重 γ (kN/m ³)	16
比重 G	2.63
孔隙比 e	0.60
平均粒径 d_{50} (mm)	1.27
均匀性系数 c_u	1.61

用标准的 Casagrande 剪切箱和 Jeurell(1980)提出的改进剪切箱测得砂的直剪摩擦角和膨胀角,分别在模型试验中观测垂直力的范围。二个角均明显地随着应力水平而变化,如图2所示。

试验中使用了九种模型加筋,这些材料的主要特性见表2和图3。拉伸加筋材料包括一种带针孔的聚酯无纺土工布(75g/m²),三种合成树脂板(塑料A、B和C),一种聚氯乙烯薄膜和一种软木板,刚性加筋材料有纸板、铝箔(板)和粗糙板,这种粗糙板是用与填料相同的砂胶合于铝箔表面。表2还给出了土和加筋之间的

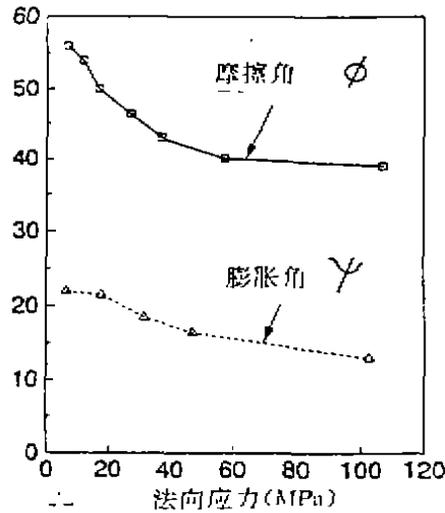


图2 砂的摩擦角和膨胀角与法向应力的关系曲线

粘着系数(f),其定义为 $f = \frac{\tan \phi_w}{\tan \phi}$,式中 ϕ_w 是土与加筋之间的摩擦角, ϕ 是土的摩擦角,值得注意的是 f 值的范围较宽。

图3表示在宽带(100×200mm)拉伸试验中取得的加筋材料的荷载—拉伸曲线。这些试验是在温度20℃和应变率为3%/min下进行的,由于无纺土工织物的刚度深受在土内的约束影响,还用模型土工织物在与无约束试验的同样条件下进行了在土内的宽带拉伸试验。试验中使用的设备为巴西利亚大学研制,类似于McGown等人(1982)提出的设备。以不同应力水平相应的应变相对于割线模量表示的试验结果示于图4。从图中可以看到约束对土工织物刚度的明显影响。

加筋材料特性

表2

加筋材料	厚度 (mm)	单位面积质量 (g/m ²)	拉伸强度 ⁽¹⁾ (kN/m)	$J_{50\%}^{(2)}$ (kN/m)	$f^{(3)}$ (-)
合成塑料A	0.12	95	0.95	1.90	0.71
合成塑料B	0.20	75	0.80	1.20	0.62
合成塑料C	0.20	75	0.55	1.00	0.62
聚氯乙烯薄膜	0.02	20	0.1	0.16	0.51
土工织物	0.50	75	3.30	5.40	0.90
铝箔	0.03	30	0.80	30.63	0.61
粗糙板 ⁽⁴⁾	2.50	400	0.60	21.11	0.96
软土板	1.05	270	0.22	5.16	0.82
纸板	0.05	32	1.1	24.56	0.55

注:(1)拉伸试验应变率=3%/min

(2)对应于破坏应变50%的割线劲度

(3)粘着系数 $f = \frac{\tan \phi_w}{\tan \phi}$

(4)两面粘砂的铝箔

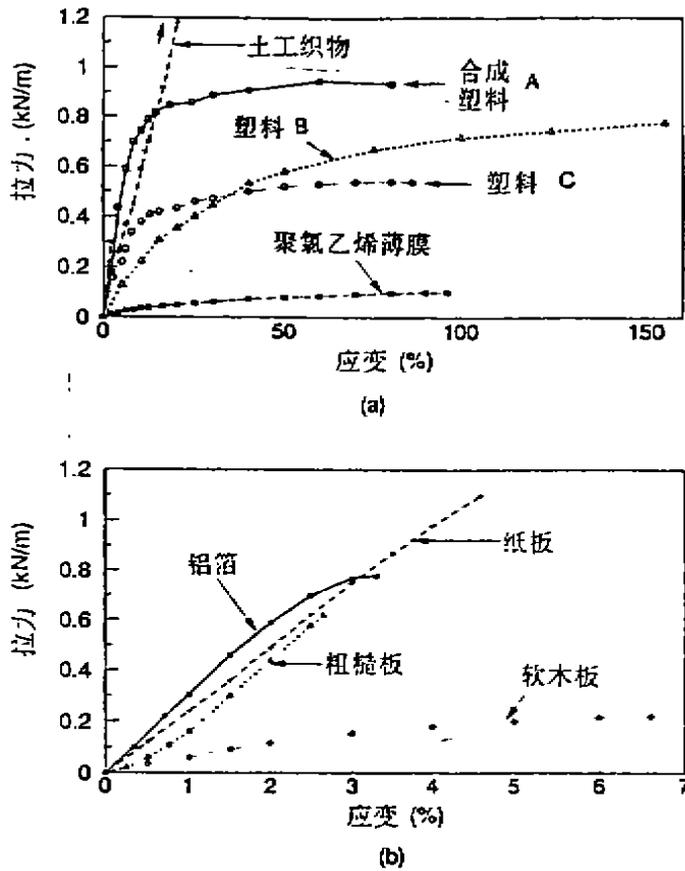


图3 加筋材料受力与变形曲线

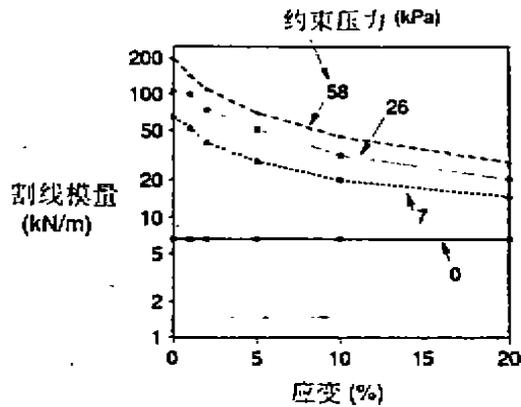


图4 受力约束的拉伸试验中土工织物的割线模量

本文使用的某些加筋材料可能对蠕变变形敏感。相同的应变率不可能既发生在拉伸试验中又发生在模型试验中。尽管如此,仍然认为对模型墙试验结果的比较可以提供有用的定性数据并具有某种程度上的定量值。有关试验设备和试验方法,细节可参阅 Lanz(1992)和 Gomes(1993)的文章。

2.2 试验运行

完成了二组试验,以下简称为第 I 组和第 II 组。图 5a 和 b 表示试验的布置简图。第 I 组中籍刚性基础在

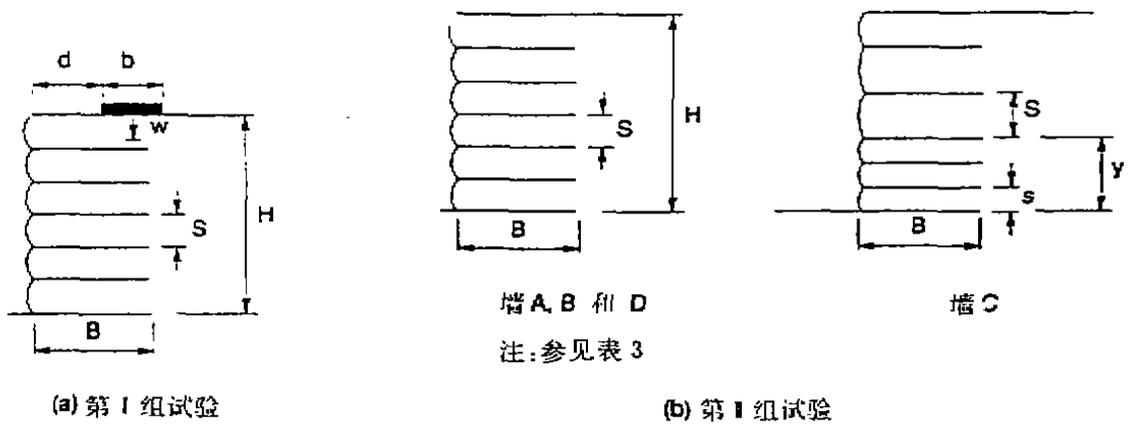


图 5 模型墙试验简图

其顶部加载,如图 5a 所示。这种情况,全墙高度(H)等于 240mm,加筋长度(B)为 150mm 和加筋间隔(S)为 40mm。基础边缘至墙面的距离(d)分别为 30mm($d/B=0.2$),100mm($d/B=0.67$)和 180mm($d/B=1.2$)。

第 I 组试验的布置简图见图 5b,其相应的几何尺寸见表 3。在这一组所有的试验中,只是用无纺土工织物作为加筋。墙高保持常数,等于 440mm。而改变加筋长度,间距和布置方案,墙 A 和 D 由间距为 50mm 的等间距加筋建成。墙 B 加筋间距为 100mm,墙 C 在较低部分加筋间距为 50mm,在上部为 100mm,加筋长度为:墙 A、B 和 C 为 220mm,墙 D 为 110mm。

第 I 组试验中墙体几何尺寸

表 3

墙	H	B	S	y	s
A	440	220	50	—	—
B	440	220	100	—	—
C	440	220	100	200	50
D	440	110	50	—	—

注:单位:mm,符号定义见图 5

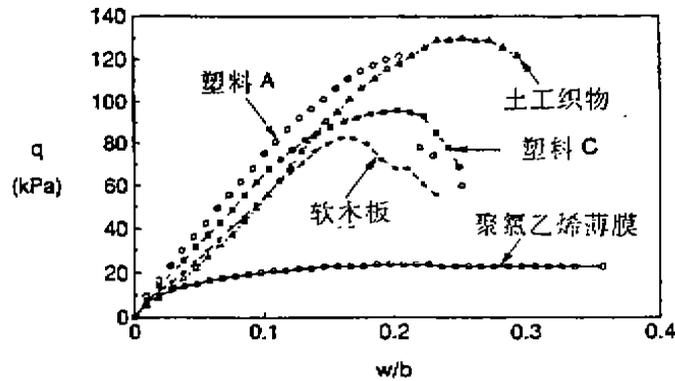
3. 试验结果及其分析

3.1 试验结果

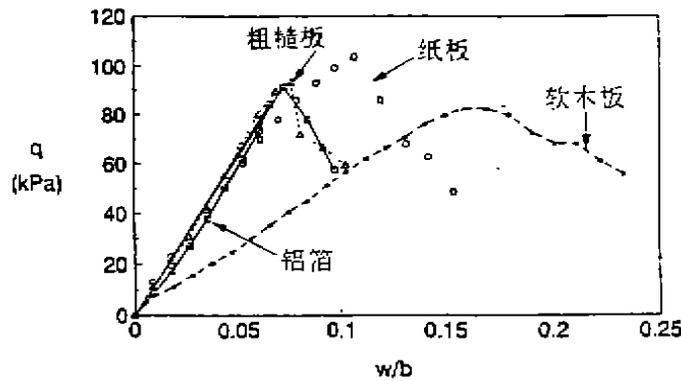
第 I 组试验结果见图 6~10,图 6~8 为以基础压力(q)与基础垂直位移(w)关系表示的试验结果。其中(w)值用图 5a 中的不同 d/B 比值相对应的基础宽度(b)进行了归一化。图 6a 为观测到的可延伸加筋材料的相类似的特性曲线。如合成塑料 A 和 C,软木板以及土工织物,这些特性曲线与加筋的刚度差别无关。由于模型试验中加筋受到侧限以及基础应力分布的局部作用及其数值随深度而减小,因而土工织物加筋刚度的增加不象土中拉伸试验那样明显。因为聚氯乙烯薄膜的刚度和粘着系数低,因此其性能很差,在这些试验中只有软土板受拉破坏。粘着系数越大,峰值 q 值也越大。

为了进行比较,图 6b 给出了刚度较大的加筋材料和软木板的 $q-w/b$ 曲线。在这种情况下,可以观测到更大的刚度反应以及加筋层破坏。从粗糙铝板和光滑铝板的曲线还可以看到,土与加筋之间的粘着力对其反应没有影响,因此可以假设,在土—加筋之间的粘着完全发挥前,加筋已达破坏。加筋材料越强,其峰值处的 q 值也就越大。从图 7a 和 b 中的 $d/B=0.67$ 试验结果也可得出类似的结论。

图 8 给出使用不同加筋($d/B=1.2$)的试验结果,可以看到,相对于 $d/B=0.2$ 和 $d/B=0.67$ 来说,其峰值 q 值减少了很多,如后面所示。这一差别是由于后者的破坏机理不同而产生的。此即加筋刚度与强度的差异对 $d/B=1.2$ 的结果无明显影响的原因。



(a) 可延伸加筋材料



(b) 刚性加筋材料

图6 第I组试验($d/B=0.2$)中基础压力和基础位移关系曲线

图9表示用墙高(H)归一化的墙顶水平位移(u)^{*}(译注:原文中为 ω ,印刷错误)与归一化的基础位移(w/b)的关系曲线($d/B=0.67$)。在这种情况下,墙面水平位移的发展最关键因素是加筋的刚度。从图9b可以观察到,在这些试验中,铝加筋的水平位移率随着加筋层的逐渐拉伸破坏而增加。

图10表示第I组试验的破坏与变形机理,对于刚度较大的加筋(铝箔、粗糙板和纸板)及基础靠近墙面($d/B=0.2$),其破坏沿表面从基础边缘向墙高的中间某点发展,见图10a。这类破坏机理类型伴随着加筋的拉伸破坏而产生。对于 $d/B=0.67$,可以看到沿加筋土体和沿土与加筋界面滑动的组合破坏。

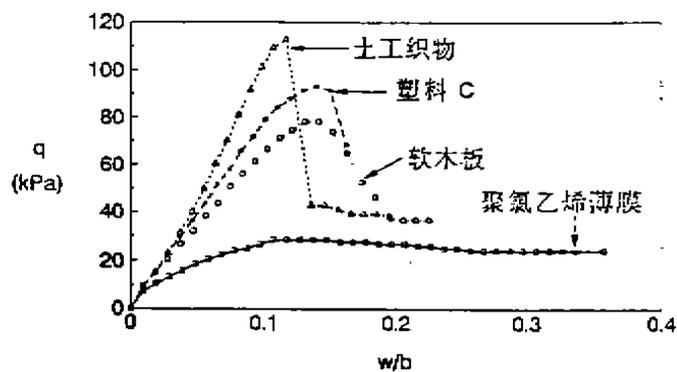
对于破坏时具有较大拉伸应变和可延伸的筋材(塑料A、B和C,聚氯乙烯薄膜及土工织物),观察到加筋土体的过分变形而无确定的剪切面,如图10b所示 $d/B=0.2$ 和 $d/B=0.67$ 。这个特性是由于在试验过程中筋材不断变形而产生的。对于软木板(刚度低但破坏时拉伸应变小)加筋,其拉伸破坏机理为在加筋体内引起楔入破坏,见图10c所示 $d/B=0.2$ 和 $d/B=0.67$ 。

图10d表示所有 $d/B=1.2$ 试验和破坏机理。该情况为发生在沿非加筋体及在土与加筋界面的组合破坏。

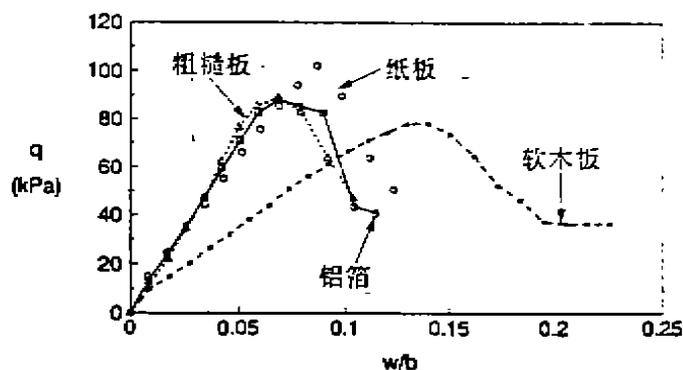
从图10a到10d还表明,过大水平位移影响墙面部分的高度,取决于基础位置与加筋的类型。

3.2 第I组试验结果

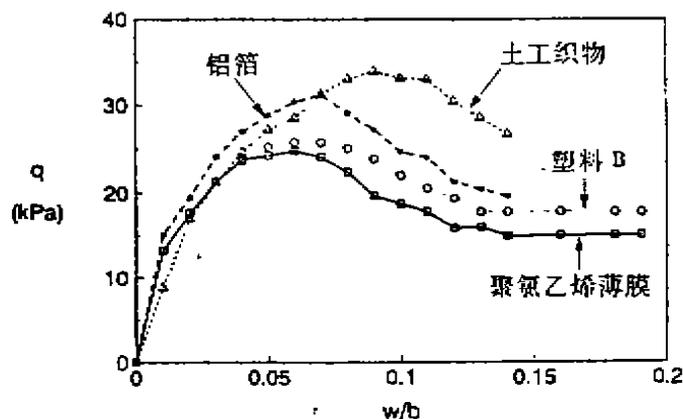
图11a-c表示在第I组试验结束时观察到的剪切区。由于土工织物加筋的高强度,其破坏机制集中在非加筋区域。剪切区的产生与大的加筋间距(墙B与C的上部)及加筋长度不足(墙D)有关。在墙A(加筋比较稠密)试验结束时,未清楚看到剪切区。如后面所见,在这种墙试验结束时($q=58.7\text{kPa}$),其安全系数仍为1.9左右,只有墙D在试验过程中当 $q=25.4\text{kPa}$ 时坍塌。



(a) 可延伸加筋材料



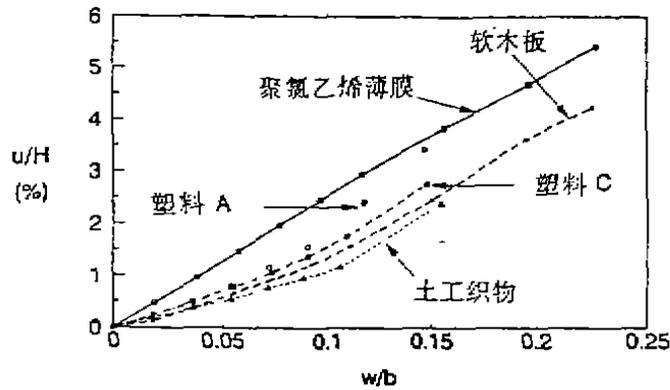
(b) 刚性加筋材料

图7 第I组试验($d/B=0.67$)中基础压力和基础位移关系曲线图8 第I组试验($d/B=1.2$)中基础压力与位移关系曲线

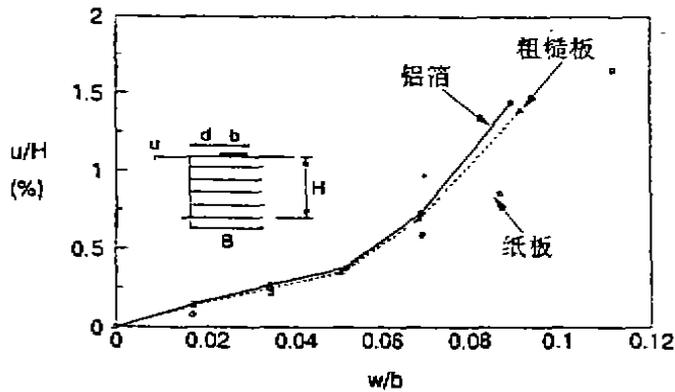
墙面水平位移与所采用的加筋布置有关,这些结果已由 Palmeira 和 Lanz(1994)作过介绍和讨论。

3.3 第I组试验墙的稳定性的分析

使用双土楔破坏机理对墙 A~D 试验结束时的稳定性进行分析,如图 12 所示。每个楔体上作用的力有楔体重置(W_1 与 W_2);顶部超载的合力(Q_1 和 Q_2)及楔体底面摩擦力(R_1 和 R_2);楔体之间的推力(E),它与水平方向成 θ 角,以及作用在每个楔体底面的加筋力合力(T_1, T_2)。分析中对每一加筋层取加筋的拉伸强度和



(a) 可延伸加筋材料



(b) 刚性加筋材料

图9 第I组试验($d/B=0.67$)中墙顶水平位移与基础位移关系曲线

粘着强度二者之低值。为计算加筋锚固强度,在计算加筋层上垂直应力时,考虑了顶面的均布超载。其方法主要是通过变更滑动面位置和楔底倾角 θ_1 和 θ_2 ,寻求两个极限滑动面(具有最小安全系数 F)。籍计算机程序用迭代法在维持力平衡下寻求适当的安全系数值。

在上述分析中得到的安全系数(F)与采用的角 δ 值有关,图13表示墙A、B和C($\delta=0$,和 $\delta=\varnothing$, \varnothing 为对应于相应和水平的砂的摩擦角,见图2)的安全系数随墙顶部所受的均匀超载(q)而变化。正如在其它稳定分析方法中常发生的一样, F 值随 δ 值增加而增加。还可以看到,由于所用模型加筋体的高抗拉强度,当超载增加,锚固强度也增加,甚至在很高的超载值下,也致使安全系数大于1。因此,墙A、B和C在所作用 q 值范围内(由0到试验结束时的58.7kPa)未发生破坏。

图14表示,对于不同的 δ 值,墙D的 F 随 q 的变化。由于该墙在 $q=25.4\text{kPa}$ 时破坏($F=1$),因而可以从图14的数据中取得最佳判断 $\delta=0.72\varnothing$ 。

3.4 预估破坏面与实测破坏面的比较

图15表示墙B、C和D的预估破坏面和实测剪切区的对比。如前所述,筋材强度造成预估破坏面和实测剪切区主要在未加筋区域形成。尽管应用了一个相当简单的分析方法,仍能得到实测与预估结果之间很好的一致性,特别是对于墙D的结果。Tei(1993)在离心试验中的土钉模型结构,也取得实测的和预估间的两个线形破坏面同样好的一致性。

4. 结论

本文提出并讨论了在不同荷载条件下几种加筋模型试验的结果。

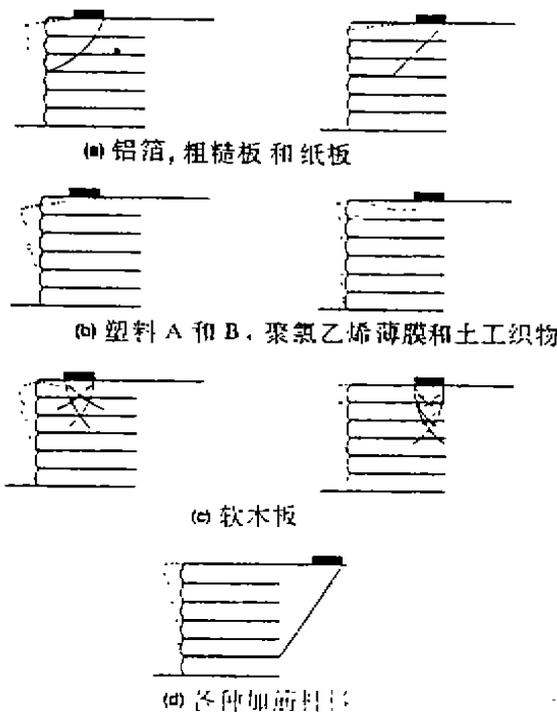


图10 第I组试验观测的破坏机理

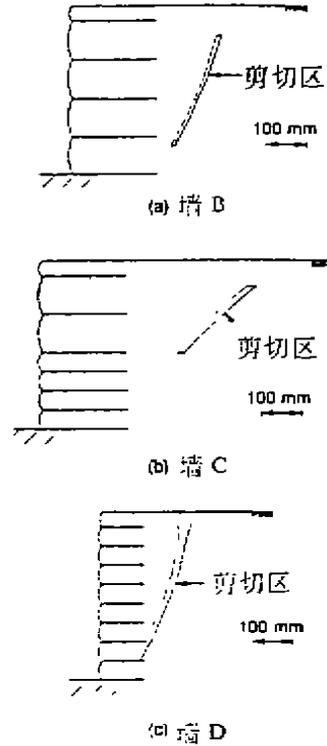


图11 在第I组试验中墙B、C和D的破坏机理

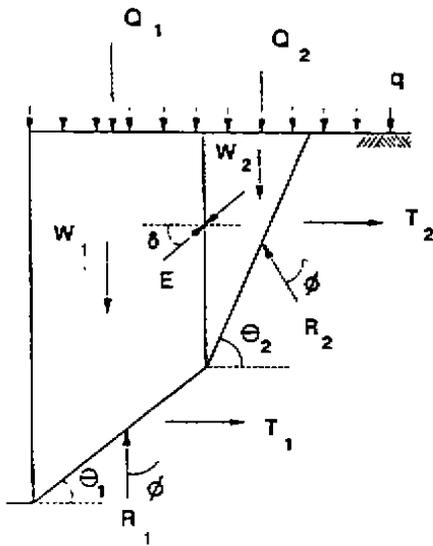


图12 双楔稳定性分析

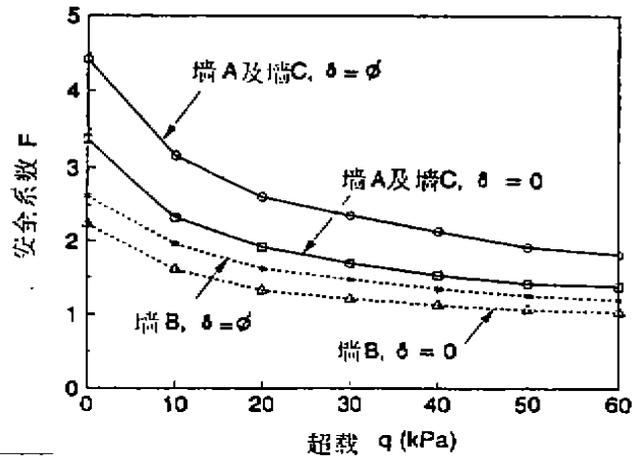


图13 墙A、B、C安全系数与顶部超载关系曲线

本研究的主要结果归纳如下:

- 高延伸性加筋在试验中未发生破坏,在这些情况下较大的土—加筋粘着力导致较大的峰值基础压力。
- 出现破坏的机理取决于加筋特性,荷载类型及位置。对于低刚度和破坏时小应变的加筋,其拉伸破坏可引起机理进行中本质的改变。这在软木板试验中已经观测到,在加筋材破坏以后,产生了基础楔入加筋体的破坏。

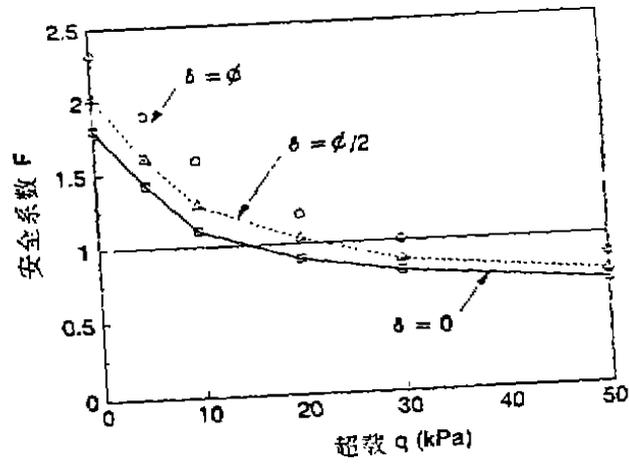
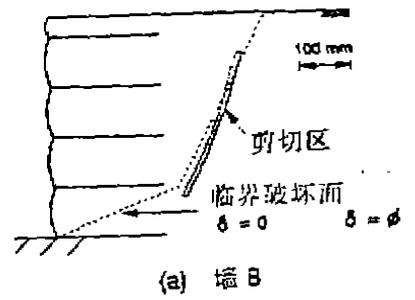
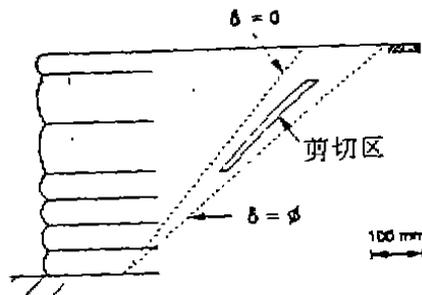


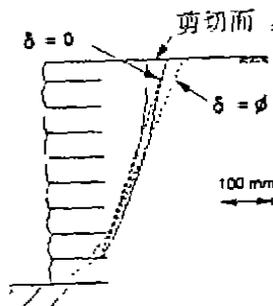
图14 墙D安全系数与顶部超载关系曲线



(a) 墙B



(b) 墙C



(c) 墙D

图15 第I组试验中预估和实测的破坏面

· 对于硬土中的刚性加筋,破坏机制出现在一个确定的区域内,这就是说,用极限平衡方法是更为适用的。在这些试验中观测到两种破坏机理,随加筋的拉伸破坏而产生的沿加筋体的破坏以及主要由于沿加筋面上土滑动而产生的破坏。观测到前后两种机理的产生取决于基础荷载的位置、加筋的强度和刚度,以及土与加筋之间的粘着力。

· 在很易延伸的筋材试验中,未看到很明确的剪切面,但是在运行条件下将因过度形变而严重毁坏。

· 在墙顶有均布荷载情况下,使用简单的双楔体稳定分析方法可得到预估破坏面与实测破坏面之间良好的一致性。目前已经把这种分析方法延伸到墙上受基础荷载作用的情况。

参考文献

1. Gomes, R. C. , 1993, "The study of soil-reinforcement interaction", PhD Thesis, University of Sao Paulo, USP-SC, Brazil, 270 p. (in Portuguese).
2. Jewell, R. A. , 1980, "Some effects of reinforcement on the mechanical behaviour of soils", MSc Thesis, University of Cambridge, UK, 287 p.
3. Lanz, D. , 1992, "The study of deformation and stresses in geotextile reinforced soil walls", MSc Thesis, University of Brasilia, Brazil, 150 p. (in Portuguese).
4. McGown, A. , Andrawes, K. Z. and Kabir, M. H. 1982, "Load-extension testing of geotextiles confined in soil", Proceedings of 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, USA, Vol. 3, pp. 793-798.
5. Palmeira, E. M. and Lanz, D. , 1994, "Stresses and deformations in geotextile reinforced model walls", Geotextiles and Geomembranes, to be published.
6. Tei, K. , 1993, "A study of soil nailing in sand", D. Phil Thesis, University of Oxford, UK, 256 p.

土工网在土木工程中的应用技术 赴英考察报告

一九九四年十二月十九日

耐特龙(Net Lon)网系英国 Net Lon 公司的专利产品,在土木工程的各个领域中有广泛的用途,对加快工程进度、节省工程投资、改善环境、提高工程质量有大的作用,是我国工程界有待大力开发的新型建筑材料和土工加筋材料。

《土工网在土木工程中的应用技术赴英考察团》由宜昌力特塑料制品有限公司负责组团。1994年7月28日与英国 NetLon 公司签订耐特龙土工网应用技术考察培训协议。8月12日英国 NetLon 公司正式发出邀请函。11月17日组团赴英考察。考察团成员来自交通系统、水利水电系统及生产厂家,均为从事过耐特龙土工网生产、研究设计或施工工作的工程技术人员。朱洪同志任团长、杨光照同志任副团长。团员有徐啸海、陈哗、陈永福、汪大彬、江玉高、张庆明同志,共计8人(附件1)。11月17~30日在英国考察,12月2~3日在香港考察,12月4日回国。

这次考察时间虽然不长,由于宜昌力特公司与英国 NetLon 公司作了周密安排、考察内容丰富,出国前又作了充分的技术准备,拟定了详细考察课题,考察期间及时研究、磋商有关技术问题;考察团成员又都是对土工网有一定理论与实际经验的工程技术人员,有强烈求知欲望;英方主讲人均为这方面的著名学者、专家,讲解针对性强、安排也很紧凑,离开英国的当天上午还抓紧时间考察伦敦附近的铁路工地利用 NetLon 网加固填筑高路堤挡墙的施工现场。因此,考察效果好,对土工网在土木工程中的应用机理、设计与施工方法都有较全面认识,开阔了眼界,获得资料较齐全(附件1),达到了预想目的。

一、考察目的

土工网是继无纺布和纺织布后,发展起来的新型土工加筋材料。采用高密度聚乙烯或聚丙烯,经挤出成型。这种工艺制造的网,不发生网眼断裂、尺寸稳定性好,纵横向强度均匀、耐冲击性强,重量只有相同尺寸钢丝网的 $\frac{1}{8}$,且便于施工,耐久性好(英国国家标准协会认证的质量保证期为120年),对土壤无污染,价格较低。

挤出网工艺是由英国 B. 曼塞尔(Brian Mercer)博士于1955年发明并设厂,成立 NetLon 有限公司,1977年开始应用于土木工程,嗣后很快推广到欧洲、美国、加拿大、日本及香港等国家和地区。

土工网分挤出网、拉伸网两种,均由 Brian Mercer 博士所创建的英国 Netlon 公司开发。目前已有几百种产品及两个工厂商标,即 Netlon 和 Tensar。

我国俗称挤出网为 Netlon 网,拉伸网为 Tensar 网。挤出网通过定向拉伸使高分子聚合物的分子链定向排列,形成的拉伸网,提高聚合物强度20倍左右。是目前世界上应用最为广泛、技术性能及经济性最佳的一种土工加筋材料。它的问世被国外土木工程界誉为继水泥之

* 收稿日期: 1995. 1.

后的第四大建筑材料,有着广阔的发展前景。

我国早在明朝 1591 年就有应用芦苇、植物枝干加固土体的实例。80 年代开始应用土工布加固土体,90 年代开始应用 Netlon 土工网加固土体或起隔离、排水作用。例如,三峡工程 1992 年开始试用干路基淤砂加固、边坡防护;320 国道淤泥地基采用 Netlon 网碎石桩处理、珠海机场用作地下排水系统、坡面绿化防护、公路部门用于提高沥青路面抗车辙、抗开裂能力。我国目前已有湖北力特塑料制品有限公司、上海塑料十七厂、泰安塑料一厂、大连塑料三厂、大连美国鼎泰企业集团(中国公司)等厂家生产。虽已在我国交通工程、建筑工程、水利水电工程及港湾工程中得到日益广泛的应用,但全国工程界还缺乏统一的认识,缺乏可供使用的规程规范及全国介绍土工网机理及使用方面的资料。

拉伸网的工艺相当复杂,精度要求高,我国虽经数年研制尚未成功,需从英国 Netlon 有限公司引进(日本、美国也是整体引进英国 Netlon 公司的生产技术和设备)。

英国 Netlon 公司目前正在中国范围内全面转让该专利产品的生产技术。为了使该产品能在中国土木工程界得到正确的、全面的推广应用,英国 Netlon 公司与力特塑料制品有限公司联合组织中国土木工程专家到英国考察、培训,以使我国工程界对土工网(挤出网、拉伸网)在土木工程中的应用机理,适用范围、设计准则、施工方法等有一个较全面的了解,并考察一些在建和已建成的工程实例,以促进我国土木工程界应用技术水平的提高,以妥善解决目前我国三峡、南水北调、京九铁路,以及高速公路、港湾工程、河道整治、海岸防护、围海造陆工程存在的高边坡防护、膨胀土路堤溜坡处理、岸坡防冲、坡地绿化、桥台跳车、沥青路面反射及冻胀龟裂、道路泛浆、软土地基处理等工程技术问题。

二、考察课题

与英方磋商拟定的主要考察内容为:

1. 土工网的物理、化学特性及相关的土力学性能,在土木工程中应用的现状及发展方向。
2. 土工网处理软土地基工程的理论依据、设计导则,具体施工要点及检测方法。
3. 土工网用于加固高边坡以及提高铁路轨床稳定性原理、设计准则、施工要点。
4. 土工网加植生带或草籽对边坡进行植被防护的好处及有关注意事项(包括草籽选型、施工后期管理)。
5. 土工网用于沥青路面处理及桥头跳车处理等方面的机理、设计方法、施工要点。
6. 土工网制作石笼、沉排在河道整治、海岸防护等工程中的应用技术要点。
7. 土工网及其与土工膜、土工布复合结构用于地下排水工程的技术要点及各自适用范围。
8. 土工网用于体育场地、停车场地防护处理的技术要点。
9. 土工网用于围海造陆工程的可靠性、经济性综合评价。
10. 土工网在园林绿化领域中的应用。
11. 土工网施工造价预算。

出国前在北京集中时间内,就上述考察内容,就其应用范围、材料及工程性能、机理与设计计算方法、开挖边坡防护,路堤与路面工程、软土地基加固工程、水利水电工程及其他方面

共拟定 53 个具体课题。

三、考察方式与安排

这次赴英考察采用座谈、讲课、参观生产车间、试验室、施工现场、访问学者、工程技术人员及技师等方式。以交流讲座、演示、答疑为主,参观实验室及工程实例为辅。利用考察休息时间及时交流体会、研讨考察中遇到的新课题,为下步考察作好技术准备。在英国和香港地区考察了 Netlon 土工网生产系统、参观了诺丁汉大学(Nottingham University)土木工程实验室、英国交通工程研究所(TRL)的撞车及路面路基工程实验室、Netlon 公司的材料实验室,实地考察了 Netlon 土工网在边坡处理、软基处理、路基与路面加强、支挡工程、运动场草地加固等工程实例。英方安排的讲课及答疑专家有工程设计专家、施工专家及大学和科研机构的专家和教授。具体安排如下:

(1)11月17日到达英国伦敦,当天转乘飞机及汽车赶到 Netlon 公司总部所在城市布拉克波儿(Blackburn)。

(2)11月18日~21日在英国 Netlon 公司总部座谈及考察;史坦(高级海外项目经理):介绍 Netlon 公司简介;

奥斯汀(博士、土木工程技术开发部经理):Netlon 土工网在土木工程中的应用;

赫尔(土木工程高级工程师):防侵蚀网应用;

帕克(土木工程结构技师):Netlon 石笼制作与安装;

迪曼(技术部经理):停车场、运动场加网混合土增强技术;参观 Netlon 生产车间。

(3)11月22日参观工程实例

John Moores 大学和铁路路堑边坡,利用 Netlon 网防护和绿化。

(4)11月23日

参观诺丁汉大学土木工程实验室,并讲座:Netlon 网在道路工程中的应用及设计准则。

(5)11月24日~25日继续在 Netlon 总部讲座交流;

史坦:Netlon 产品的民用技术;

奥斯汀:Netlon 产品质量检验及工程力学性能测试方法,并参观蠕变试验室;

赫尔:Netlon 网处理沥青路面技术;

卡特:Netlon 网植被设计施工;

赫尔:Netlon 网挡墙、预种草皮挡墙及石笼挡墙合理结构及特性分析。

部分成员参观 Tensar 席垫生产设备,并进行生产技术交流。

(6)11月26日由布拉克波儿市乘火车去伦敦。

(7)11月27日~30日在伦敦参观

参观英国交通工程研究所(TRL)试验室,并讲座:Netlon 网在软土地基处理及道路工程中的应用;

参观 M₂₅公路路垫边坡 Netlon 网护坡施工;

盖特维克机场污水处理池边坡绿化植被防护工程;

西斯罗机场采用 Netlon 网形成高路堤加筋土挡墙施工工地;

伦敦铁路 7~9m 高路堤采用 Netlon 网草圈垂直面挡墙植被防护施工工地。

(8)12月1日由伦敦乘飞机去香港。

(9) 12月2~3日在香港考察,采用 Netlon 网片加固跑马场,利用 Netlon 网加固边坡工程。

(10) 12月4日回到国内。

四、收获体会

1. Netlon 土工网抗拉强度高、刚度大、韧性好,与土的联锁作用强。特别是颗粒土能在网孔内固定与上下土层形成很强的机械结合力,通过由填料到达网孔的效应极高的应力传输作用,将网孔中的拉应力转变为传输到周围土体中的压应力。因此,其提高土体承载力、抗滑稳定能力、减少不均匀沉降效果均比纺织布好。在新开挖或填筑的坡面上,装上土工网后,就可防止风吹及流水造成的冲蚀;当植物长出以后,植物根系与网孔纠结,形成一个稳固而绿化的坡地。可以广泛应用于软土地基处理工程、高边坡加固工程、水道边坡防冲防护工程、路面处理工程、河道整治工程、海岸防护工程、围海造陆工程、园林绿化工程、体育场地、停车场处理工程、地下排水工程。通过这次考察进一步看到 Netlon 土工网在我国土木工程界的广阔应用前景。

2. 英国仍在不断开发 Netlon 网在土木工程中的新的应用领域。比如,采用 Netlon 网草圈代替混凝土或浆砌石,可以筑成近乎垂直的高挡墙,既便宜又美观,在缺乏石料的地方,很有推广价值。英国和香港都曾成功地利用 Netlon 网片混合土加固足球场、跑马场绿地,其承载力和排水性能大为提高,即使雨中和雨后,比赛也可照常进行,若在我国使用,必将为我国体育事业走向世界,提供最佳竞赛场地。利用 Netlon 土工网代替钢筋网,喷混凝土护坡,比钢筋网轻,便于施工,喷混凝土的回弹量少,造价低,我国也已在三峡工程船闸开挖边坡中使用。采用三维 Netlon 复合网,可以内填腐植土,在难以植草的陡坡及贫瘠土坡上长草绿化。在高速公路的沥青路面内铺设一层 Netlon 土工网,可以有效地防止沥青路面出现的反射裂缝提高抗冻能力。我国在处理桥台跳车、用于排水、防止膨胀土填筑体溜坡,以及利用土工网碎石桩处理淤泥地基等方面,也取得显著成效。

3. 应加强对 Netlon 土工网的加固、防护机理研究,以便提出可供遵循的设计准则或规范。土工网在土木工程中应用成功的实例很多,但大多凭室内试验成果加上经验判断。有时会因使用不当或用错型号,造成浪费或达不到预期效果。英国虽已联合科研、大学及工程界开展这方面的研究工作,也只是在探索中,提出的计算公式和图表,尚不够成熟,尚未形成完整计算理论和设计准则。我国则尚属起步阶段;虽也做了些试验工作,但缺乏统一规划和分工协作,研究成果重复、分散,还需要科研、教学、设计、施工单位与厂家共同努力,从大量实践工作中,积累经验,上升到理论,用以指导设计和施工。

4. 英国非常重视试验、生产、理论与工程应用相结合。Netlon 网试验设备一部分先进,一部分常规,但非常配套,能形成综合的科研实体。同时,各研究单位有一批高智能的工程技术人员、博士、教授从事实验工作。而我国试验室人员素质较低、试验设备不配套,加上我国科研界注重理论计算分析,忽视试验验证,造成许多理论成果与工程实验经验相差甚远,难以对工程起指导作用。建议从英国引进必要的试验设备,加强土工网的试验配套工作及工程实例的总结提高工作。

5. Tensar 拉伸网的机械强度比挤出网高 20 倍,已接近钢材的强度,特别适用于承受拉力较大的加筋土工程。凡采用 Netlon 挤出网工程均可采用 Tensar 拉伸网。但拉伸网生产工

艺复杂,我国虽已试制几年,拉出的网仍然厚薄、粗细不一,无法在工程中应用。我国许多大型土木工程,例如三峡、南水北调、京九铁路、高速公路中有大量加筋土工程,采用 Tensar 拉伸网,可进一步节约建设资金,提高工程质量,简化施工。因此,建议从英国 Netlon 公司引进全套生产拉伸网的生产技术和设备,以满足工程需要。

6. 必须贯彻以质量求生存,以市场为导向,以技术为后盾,才能在市场经济中取胜。英国 Netlon 公司长盛不衰,先后五次获英皇嘉奖,年销售额不断扩大,现已达 4000 余万英镑(5.6 亿元人民币)。他们在生产品种规格上,市场需要什么,就生产什么,小至盛食品网袋、大至大型 Tensar 拉伸网。在质量上严格把关,采用电脑检验质量,并自行设计各种质量检查机具和设备。坚持生产、科研与工程应用相结合原则,公司内聚集有不少高级工程师、博士专门从事试验与机理研究及工程应用研究,还提供资金与大学及研究机关合作。仅 Netlon 公司的土工网蠕变试验室就有五个,分别控制室温为 10°、20°、30°、40°、50°现已进行试验达 10 年之久。他们还自行开发了土工网 CAD 设计软件,以快速进行土工网加固设计。;

五、对我国今后推广应用土工网的几点建议

Netlon 土工网在土木工程的各个领域中有广泛的用途。其对加快工程施工进度、节省工程费用,提高工程质量有很重要作用,是在我国有待大力开发的新型工程材料。建议联合我国从事这方面研究和应用的科研、高等学府、设计、施工及厂家通力协作,从以下几方面加强土工网推广、应用工作。

1. 介绍国内外有关土工网的研究成果

(1)组织出国考察单位分别翻译出版带回的有关资料,具体分工为:《土工工程中植被的用途》(专著)公路科学研究所负责,联系人:江玉高;《河流及渠道的边岸防护》(专著)长江水利委员会设计院负责,联系人:杨光煦;试验测试资料等,长沙交通学院负责,联系人:陈晔、陈永福;有关技术文献(共 24 篇),铁道部科学研究院负责,联系人:徐啸海。

上述翻译出版工作,1995 年 6 月以前完成。

(2)编写出版《土工网在工程中的应用及其研究》论文集。出国考察人员,每人至少写一篇,并联系国内外有关专家撰写。由杨光煦、朱洪同志统稿,湖北力特公司负责印刷出版。

2. 争取 1995 年 9 月召开一次交通部应用 Netlon 土工网技术现场观摩会。

3. 建议成立《土工网加筋土协作网》,由考察团成员任筹备组成员,争取 1995 年底在宜昌市成立,负责推广、应用、指导土工网加筋工程的设计与施工,负责组织技术交流、总结经验。

4. 建议引进 Tensar 拉伸网生产技术设备以进一步降低工程成本。

附件1

出国考察人员表

姓名	性别	出生年月	籍贯	工作单位	职务	职称	出国任务	回国后任务
朱洪 ZHU HONG	男	55.6	河南	湖北力特塑料制品有限公司	总经理	经济师	团长,负责全面组织工作	收集各方面推广应用资料
杨光煦 YANG GUANG XU	男	38.8	江西	长江水利委员会勘测规划设计研究院	副院长	教授级高工	副团长、水利水电方面培训	水利水电方面推广应用
徐啸海 XU XIAO HAI	男	50.12	江苏	铁道部科学院		副研究员	铁道方面培训	铁道方面推广应用
陈晔 CHEN YE	男	58.6	北京	交通部长沙交通学院	系副主任	高工	公路方面培训	公路方面推广应用
陈永福 CHEN YONG FU	男	61.7	湖南	交通部长沙交通学院	副所长	副教授	港湾方面培训	港湾方面推广应用
汪大彬 WANG DA BIN	男	32.9	湖北	中国长江三峡工程开发总公司	副主任	高工	水利水电方面培训	水利水电方面培训
江玉高 JIANG YU GAO	男	50.9	江苏	交通部公路科学研究所	副处长	高工	公路方面培训	公路方面推广应用
张庆明 ZHANG QING MING	男	63.10	湖北	湖北力特塑料制品有限公司	生技部经理	工程师	加工技术培训,兼职翻译	负责生产技术

附件2、收集资料目录

一、Netlon Advanced Turf System 幻灯片及说明一套(NETLON)

二、“Use of Vegetation in Civil Engineering”(CIRIA)

三、“Protection of River and Canal Banks”(CIRIA)

四、TRL(英国运输及道路研究实验中心)资料一套(TRL)

主要是TRL宣传资料(注册会员可免费收集其有关报告)

五、NETLON 高级草坪资料一套

1. Rootzone technology—the natural solution for landscaping and load bearing applications. (NETLON)

2. The contemporary approach to the use of vegetation in erosion control. (MR CLIFF HALL)

3. Stabilization and enhancement of sand-modified root zones for high traffic sport turfs with mesh elements.

(NETLON)

4. A new method of soil stabilisation (NETLON STRALKCLYDE 大学)

5. Journal of the sports turf research institute. (1994,70期)

6. A new solution to frafficked grass areas.

六、Design of reinforced grass waterways. (CIRIA)

七、Geogrid reinforced temporary bridge. (Miller construction limited)

八、durability and long-term performance of tensar polymer grids for soil reinforcement. (NETLON)

- 九、Tubular gabions (NETLON)
- 十、Tensar geogrid reinforced soil retaining walls. (NETLON)(三个实例报告)
- 十一、Geogrids cut ballast settlement rate on soft substructures. (British Rail Research)
- 十二、Tensar geogrid reinforced sub-bases. (NETLON)(五个实例报告)
- 十三、Guidelines for the design and construction of embankments over stable foundations using tensar geogrids. (NETLON)
- 十四、Guidelines for the design and construction of reinforced soil retaining walls using Tensar geogrids.
- 十五、The long-term performance of tensar geogrids. (NETLON)
- 十六、Tensar AR-G Pavement reinforcing system. (NETLON)
- 十七、Tensar grid reinforced asphalt.
- 十八、Contractor's guide to installing tensar asphalt reinforcing grids. (NETLON)
- 十九、A guide to the tensar products and their applications. (NETLON)
- 二十、Bank protection with tensar mat, tensar mattresses and Netlon geotextiles.
- 二十一、Specification for the installation of tensar mar on slopes(NETLON)
- 二十二、Installation of tensar geogrids at the subgrade;sub-base interface. (NETLON)
- 二十三、Design curves showing reduced sub-base thickness using tensar geogrids. (NETLON)

拟稿 杨光照

《地基处理技术规范》经上海市建设委员会 批准为上海市标准

上海市建设委员会于1994年11月21日以沪建建(94)第0981号文批准,由同济大学为主编单位,华东建筑设计院等11家为编制负责单位,共同编制的《地基处理技术规范》为上海市标准,统一编号为DBJ-08-40-94,自1995年4月1日起实施。