

## 目 次

## 论 文

- 澳门国际机场人工岛地基处理.....刘翼熊, 唐羿生, 阚卫明 (3)
- 塑料排水板工程施工探索.....江和明 (21)
- 25 米深层振冲挤密砂基加固跑道地基的施工与试验  
——人工岛跑道区地基加固工程振冲施工综述.....楼永高 (32)
- 浅谈深圳地区市政道路工程中软弱地基的处理.....周爱忠, 雷和全 (52)
- 用 BP 网络预估强夯有效加固深度..... 汤磊, 陈正汉 (58)
- 水泥土搅拌桩加固饱和粉土地基的应用.....张武全, 阎从正, 常秋华 (63)
- 快速施工基坑围护的工程实例.....钱忠晓, 王家峰 (68)
- 注浆技术在海塘, 河塘加固中的应用.....姚金岳, 阮建中, 周霄, 周清 (73)
- 复合地基褥垫层技术的工程应用实例..... 张利新, 吴金维, 王亚东 (76)
- 某住宅楼的纠偏.....周荣祥, 翁樟强, 章胜南, 杨晓军 (78)

## 一题一议

- 强度和强度指标.....魏汝龙 (82)
- 关于垫层上的载荷试验.....李广信 (83)

## 译 文

- 地下排水设计 (续) [施工方法, 土工织物反滤层的检测方法] .....
- .....浙江大学岩土工程研究所编译 (85)

# 澳门国际机场人工岛地基处理\*

刘翼熊 唐昇生 阙卫明

(天津港湾工程研究所)

## 前言

澳门国际机场飞行区设在离岸海域人工岛上,由于海底淤泥及下卧粘土层深厚,淤泥呈流塑状态,含水量大,压缩性高,强度很低。要在极软弱地基上围海造地,修筑机场跑道、软基处理是一大难题,处理不好将会直接影响安全和正常使用。目前国内外在软基上建造机场的地基处理方法很多,但不论采用哪种方法都必须考虑上部结构在使用荷载条件下对地基变形控制的要求。本工程经设计部门的多方案比较后,采用换填地基法与堆载排水固结法相结合的方案。即对于护岸工程采用基槽挖除淤泥再回填砂、石的换填地基法处理;跑道与滑行道除采用换填法外再结合下卧粘土层打设塑料排水板实施自重压密超载预压加固方案;安全区则采用不挖除淤泥直接打设塑料排水板在自重下压密处理。这样区别对待的地基处理方案能否获得最佳技术经济效果,有赖于工程监测资料的分析与评估。通过评估与分析,进一步完善设计和指导施工。

## 工程概况

澳门国际机场的跑道设在凼仔与路环两岛以东海域填筑的人工岛上,该岛长3590m,北宽269m,南宽381.5m,全岛划分为跑道区、滑行道区和东、西安全区。四周由东西南北护岸围护起来,在其西侧有南、北联络桥与航站区相连接。平面区分见澳门国际机场介绍图1-1(略)。

人工岛海域原海底面高程为-2~-4(MCD)。地质条件南端较北端复杂,地质构成可大致分为三大层:表层为淤泥和淤泥质粘土,厚约18m,中层为杂色或灰色粘土、亚粘土和砂土,厚约40m,下层为花岗岩残积层。土层对工程有影响的主要是前两大层。南侧跑道与滑行道地质剖面见图4-15①、4-15②(略)所示,各土层的物理力学指标如表1所示。

\* 收稿日期:1999年3月

人工岛南侧土性指标统计表

表1

土层	亚层	土层 编号	物理性指标							快剪		固快		固结试验	
			$\omega$ %	$\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	$e$	$LL$ %	$PL$ %	$PI$ %	$LI$	$C$ kPa	$\varphi$ (°)	$C$ kPa <sup>-1</sup>	$\varphi$ (°)	$4v$ MPa	$E_s$ MPa
淤泥	上层淤泥	1-1	63.0	1.64	1.71	49.1	26.7	22.4	1.64	6	1.69	3	18.4	1.49	1.75
	中层淤泥	1-2	76.7	1.55	2.11	60.3	30.2	30	1.57	7	3	7	14.5	2.09	1.17
	下层淤泥	1-3	61.4	1.64	1.68	52.3	27.8	24.6	1.4	5	7.51	18	9.71	1.54	1.68
淤泥质粘土		2	48.6	1.71	1.38	44.0	23.7	20.3	1.3			19.2	14.6	0.41	5.92
粘土	灰色粘土	3-1	49.7	1.70	1.41	51.1	26.2	24.9	0.9					1.12	2.11
	花色粘土	3-2	33.0	1.87	0.97	41.1	21.8	19.3	0.6					0.48	3.98
	灰色粘土	3-3	48.5	1.74	1.35	51.6	25.9	25.6	0.9	43.8	7.8	24.3	14.6	0.48	5.5
	灰色粘土	3-4	42.1	1.77	1.20	47.1	23.8	23.3	0.8	38	0.28	27.7	13.1	0.4	6.76
	灰色粘土	3-5	51.3	1.70	1.45	58.4	30.3	28.1	0.8			15.3	16.3	0.46	5.93
淤泥质亚粘土		4	40.7	1.82	1.09	37.5	21.7	15.8	1.2					0.29	7.94
砂质 粘土	砂质粘土	5-1	35.0	1.86	0.96	37.1	22.1	14.9	0.9			16.5	19.5	0.49	4.51
	砂质粘土	5-2	23.3	2.00	0.67	24.9	16.5	8.4	0.8	20.1	5.7			0.31	5.67
粉质粘土		6	24.0	2.01	0.65	23.3	16.6	6.1	1.1						

## 国内外在软基上已建机场的工程实例

在软基上建设机场国内外已有很多成功的实例,现选择几项工程简述如下。

### (一)日本东京羽田机场扩建工程

该工程位于用疏浚土吹填的非常软弱的地基上,原海底面高程-12m左右,填筑层厚度约17m。第一期工程主要包括81公顷地基加固、一条3,000m长的新A跑道,这期工程已于1988年7月完成并开始使用。第二期工程主要包括240公顷地基加固、一栋西旅客候机楼、120公顷停机坪,已于1993年9月建成并开始使用。第三期工程主要有250公顷地基加固、两条长分别为2,500m、3,000m的新B跑道和新C跑道、一栋东旅客候机楼,这期工程正在建设中,预计其中的新C跑道将于1996年末开始投入营运。地基土从上到下由下列4层组成:(1)BS层,来自东京湾建筑废土的极不均匀土;(2)Ac<sub>1</sub>层,东京湾疏浚土形成的极软欠固结土厚约10m;(3)Ac<sub>2</sub>层,无侧限抗压强度( $q_u$ )为100~200kPa的正常固结冲积粘土厚约20m;(4)Dc层, $q_u$ 为150~250kPa的超固结洪积土。这四层土厚度约为60m。根据实测沉降资料发现Dc、Bs、Ac<sub>1</sub>各层的沉降在填筑100天后变化不大,主要是Ac<sub>2</sub>层的沉降要延续许多年。因此他们对Ac<sub>2</sub>层进行了详细的沉降观测和统计分析。结果得出,营运至20个月时平均残余沉降10cm,预测营运至10年时残余沉降为10~30cm,而且得出不均匀沉降发生的区间长度是150~200m。日本学者对羽田机场道面裂缝与道面最小曲率半径的关系进行了研究,得出沥青混凝土、普通混凝土和预应力混凝土道面对应的极限曲率半径分别为1,070m、

2,500m、1,500m。

### (二)日本关西国际机场

该机场位于大阪湾东南部离岸5公里的海上。第一期工程的面积为511公顷,即500多万 $m^2$ 。现址海底高程-18m左右,填土厚达33m,填土方量约1.8亿 $m^3$ 。该工程于1978年初开工,1994年9月5日开港营运。

海底以下约有20m厚的软弱冲积粘土,其下为洪积粘土、砂、砾互层,可压缩层总厚度约150m。施工前预估的冲积层沉降量为6.5m,洪积层为1.5m,吹填层0m共计8m。施工过程中修改为冲积层5.5m,洪积层5.5m,吹填层0.5m,共计11.5m。

在冲积粘土层中打设排水砂井来加速土的固结,砂井直径为40cm,间距为2.5m×2.5m。使用开底驳抛砂,第一次抛到-10m,第二次抛到-6m,接着间歇6个月使地基强度增长,然后再用开底驳抛至-3m,紧接着用吹砂船吹至+8.5m~+9.5m。

冲积粘土层的沉降于抛填结束后9个月就中止了,实测沉降比预估值稍小。洪积层的沉降还要延续较长的时间,估计开港10年后才会终止沉降。

### (三)宁波机场

宁波机场是1986年至1990年在软基上建设的。该机场地基约有30m厚的软土层。表层是0.65m硬壳层,其下就是软弱的淤泥质粘土层,含水量在48~53%之间,孔隙比为1.34~1.45,再下面是轻亚粘土和亚粘土,土性见好,含水量36%,孔隙比接近1.0。

采用袋装砂井超载预压加固。袋装砂井直径7cm正三角形布置,边长1.4m,砂井最大打入深度20m。跑道西端砂井下尚有10m厚软土层,未打砂井。跑道堆载高度4m,预压期为7个月,断面中心实测沉降为130cm,地面20m以下沉降很小,只有2~3cm,超载量为永久荷载的54~75.5%,可确保20年安全使用。

跑道道面标高只高出原地面1.7m,所以构筑物自重荷重很小。采用混凝土刚性道面,使用至今,历经酷暑、冰冻及雨季等不同气候条件下负荷运行,完全达到安全使用要求。

### (四)深圳机场

深圳机场是在1989~1991年间修建的,也是建在海滨软弱地基上的机场。跑道区地基表层有5~10m厚非常软的淤泥,其下有杂色粘土、淤泥质亚粘土、中粗砂和风化残积土,从地表到软弱土层底部总厚度为18~27m,一般为20m。

跑道地基的处理方法是拦淤堤围封淤泥,然后清除全部淤泥,再回填石渣。以淤泥层下方的亚粘土为持力层,持力层以下土的压缩性较小,就在道面层和回填石渣的自重作用下固结沉降,其总沉降量一般小于10cm,而且沉降完成得相当快,竣工后的残余沉降在10cm以内,场道使用一年后,沉降已不再发展了。现投入营运三年多,使用状况良好。跑道道面也是刚性混凝土道面。

### (五)济南遥墙机场

该机场位于济南市以北约26公里,黄河与小清河之间。场区地层地质条件复杂,是由历史上南部山区冲积的粘性土层与北部黄河决口冲积的粉质土层相互交替沉积形成的,原沉积的淤泥至软土被覆盖在地表下某一深度处。跑道区原地面以下有20m厚比较松软的土层,其中7.5~11.5m处夹有一层软弱的淤泥和淤泥质粘土。除此夹层外,表面有2~3m粉砂,其余多为以粉粒为主的粘性土层。在使用荷载作用下约有27cm沉降,其中淤泥和淤泥质土占9.5cm,主跑道地基采用真空预压法加固,即预压荷载相当于80kPa,大于飞机荷载

52kPa,也就是有约30kPa的超载。预压结束时固结度达到95%以上,消除的沉降超出设计荷载下的沉降量53%,所以机场投入营运后不再有沉降发生。跑道面比原地面高出1.34m,道面同样采用混凝土刚性道面,厚38cm,机场投入使用两年多,道面情况良好。

这是在地表有砂层覆盖情况下成功实施由天津港湾工程研究所开发的真空预压加固技术的第一个机场工程实例。

## 本工程地基处理方法

在人工岛修建机场跑道,最关键的问题是如何面对跑道区的软弱地基问题。为此,国内外不少单位针对本工程的特点,提出了许多处理方案,最后集中到两种方案上,即桩基承台式方案和排水固结法结合换填处理方案,后一种方案又对淤泥是否换填处理再分出三个方案。现将各个方案的优缺点作如下简要评述。

### (一)葡萄牙 GRID 方案

这个方案的主要特点是不对跑道地基进行加固,而是在结构上采取措施使跑道达到满足使用功能的要求。其具体做法是,先在软弱土层中现场钻孔直至岩层,然后浇筑直径为1.8m的混凝土灌注桩,桩顶上再浇筑带翼板的整体式空箱纵梁,翼板在纵横向相互连接而形成跑道道面。也就是桩基承台式跑道,其示意图如图4-23所示。

该方案技术上可行,在使用寿命年限内变形小,纵横向几乎没有差异沉降,不需要经常维修。最大缺点是造价高很多,其次是寿命较短,一般使用50年就要停航大修。还有跑道和安全区是两种截然不同的结构,两者交界处的差异沉降需经常处理,桩基及上部结构施工难度高,工期长,与人工岛其他工序干扰较大,总工期要突破四年,显然是不可取的方案。

### (二)三航院 A 方案

这个方案的主要特点是跑道区地基不清淤,在淤泥层打设塑料排水板,而后填砂进行超载预压方案。具体施工工序为:(1)在海底面上抛填1m厚的砂垫层;(2)在跑道、滑行道区打设塑料排水板;(3)吹填砂;(4)跑道、滑行道堆砂预压;(5)卸载。

此方案技术上也是可行的,与下述两个方案比较,造价最低,因不需清除大量淤泥,回填的砂方也少,采取超载预压后,排水板范围内地基沉降可以完全消除,只在深层粘性土中有残余沉降,其量值也在允许范围内。由于淤泥的固结系数较小,需要较长的固结时间,如采用水上插板,可使加荷过程缩短一些,但水上插板施工条件差,实施困难,也不容易控制质量,这方案的主要缺点是工期长。

### (三)三航院 C 方案

这个方案的主要特点是跑道、滑行道区地基部分清淤到-12m左右,在余下淤泥中及安

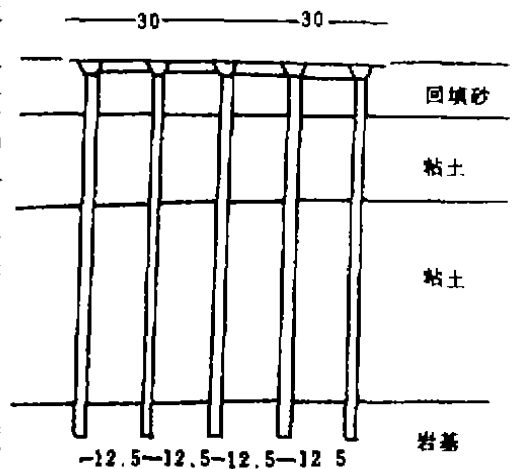


图4-23 跑道桩基承台结构

全区打设塑料排水板,而后吹填砂及堆载预压。此方案与A方案比较,增加了清淤和回填砂工作量,工期相当,技术上同样可靠,但造价比三航A方案高80%,工期也相对较长

#### (四)三航院B方案

这个方案的主要特点是跑道、滑行道区地基全部清淤,在下卧粘土层中打设塑料排水板进行堆载预压。其主要工序为:(1)在跑道、滑行道范围内将淤泥全部清除;(2)回填砂至一定高程(该高程随水上插板或陆上插板而定);(3)至(5)道工序与方案A相同。(6)用振冲法密实回填砂,见图4-8(略)。

此方案不仅技术上可行,而且彻底清除了淤泥,采用换填处理方案虽然造价高于A、C方案,但工期大大缩短。经国内外专家评议,最后采纳了此方案。在论证的过程中又吸收了各方的好建议,如在下卧粘土层中打设排水板以消除残余沉降,又如改变水上插板为陆上插板,改善施工条件、加快施工进度等等,使之形成了一个比较完善的方案。

实施结果证明,这是一个好方案,首先在技术上比较先进,且切实可行,能满足上部构筑物功能上的要求。清淤、吹填抛填砂可以使用大型挖泥船,工效高。深插排水板可用液压链条传动式平贯入头插板机,不仅有能力穿过厚砂层插到35m深,而且效率相当高。回填砂的密实可用大功率的振冲机,振冲后回填砂层的静探贯入阻力可以达到12MPa的要求。该方案实现了就地取材、废物利用,数千万立方回填砂石料都能取自附近海域及石场,从基槽挖出的数百万立方淤泥可用来填海造地。打设排水板结合堆载预压工艺成熟,加固效果可靠,这是工程界最常用的一致公认的加固方法。在造价上与桩基承台式跑道相比也比较低廉,虽然比不清淤方案造价高,但它的工期短,使投资提前发挥效益而得到了补偿。

对护岸地基的处理也是成功的。采用清除基槽淤泥换填砂方案,选用外侧宽里侧窄的不对称基槽对保证护岸稳定性和减少沉降很有好处。护岸是整个人工岛的安全屏障,在施工初期,人们担心护岸里侧填砂不到一定的高程,堤心石能否填到+4m,护岸是否会向里滑动,又担心堤内填砂至设计高程时,护岸是否会向外侧滑动。根据现场监测位移资料和稳定验算证明了上述两种情况都是稳定的,实践上也证明了这一论断。

关于跑道、滑行道的塑料排水板插入深度问题曾经是一个争议较大的问题。软基加固一般只在压缩性大的淤泥或淤泥质粘土中打设塑料排水板,而香港史伟高工程咨询公司却坚持在本人工岛跑道区将排水板插入压缩性不大(每米约压缩3cm)的杂色或灰色粘土中10m,即排水板插到标高约-32mMCD处。经过一段工程实践后,我们认为史伟高公司的主张是可取的。这是因为本工程下卧有深厚的(达-55m左右)中压缩性粘土,它的总压缩量较大(较厚区段可达70cm)将排水板尽量往深打则可在道面施工前多消除一定量的沉降,即使是多消除10多厘米也是可取的。由此看来,设计单位采纳史伟高意见是恰当的。

当然,通过本工程施工监测资料的分析与评估,发现在地基设计中,尚有几个美中不足之处有待于改进。如护岸内坡部分基槽斜坡段未要求插排水板,将会发生沉降差。

## 监测工程的实施

本工程有国际咨询公司进行监理。为使地基处理工程获得最佳技术效果,确保施工质量,从方案设计阶段就对工程监测工作予以高度重视。首先在设计书中提出了详细的监测内容和技术要求,而后经监理工程师、设计工程师和负责监测的专业人员三方共同确定实施

方案。由监测单位拟定了施工期监测工程施工组织设计,经监理工程师 SPP/LECM 确认。

### (一)监测工程项目与内容

本工程监测工作的总目标是:①确保护岸施工期各阶段的稳定性,掌握其沉降过程,预测胸墙峻工高程;②控制跑道、滑行道的差异沉降在允许范围内;③观测安全区的沉降过程,以便在施工期确定填砂预留标高。

为达到上述目标,在人工岛护岸区、跑道区以及安全区进行了地质钻探工作,设置了沉降位移观测点和各种监测仪器。如在南半岛由我部负责进行了42个钻孔的取样和室内试验,护岸区设置了72个沉降位移观测块体,在跑道和滑行道设置了99个沉降盘,并埋设了17组深层沉降仪、12组孔隙水压力仪、2组侧斜仪。此外,还有32孔十字板、24孔标贯、24孔静探试验。钻孔和观测设备的平面布置见图4-11、图4-12(略)所示。为了监测跑道与护岸在使用期的沉降情况,我们在跑道、滑行道及护岸上共埋设了72个永久沉降观测点,见图4-14(略)所示。

### (二)实施信息化施工

为确保施工质量,本工程在施工期内始终要求严格实行情报信息化施工。为达此目的,监理工程师对各种监测设施要求观测频度高,提供观测资料迅速,并在各施工阶段要求提交评估分析报告。如监测初期要编写钻探试验报告,继而对护岸、跑道区、安全区的沉降、稳定进行预评估。监测末期要作全面总结和使用期的沉降预测。随着施工的进程还要不断地对各区段沉降现状和即将出现的状况作出预报,仅人工岛南侧就累计提交了施工期阶段性评估分析报告106篇。对某些关键工序的施工,必须通过监测资料的分析 and 评估,才能取得监理工程师的认可,否则不予施工或不予验收。这些关键工序包括:①基槽开挖回填砂;②插打塑料排水板;③安装胸墙预制块或现浇胸墙;④终止堆载预压;⑤安全区回填砂至设计断面;⑥跑道与滑行道浇筑道面;⑦安全区铺耕植土等等。

通过监测资料的分析与评估,把信息反馈到指挥中心,以利于修改设计,指导后续施工,确保工程质量,是本工程的一大特点。如监测初期根据地质钻探资料进行的预评估分析发现跑道与滑行道某些区段排水板间距应作相应调整;跑道南端头通过砂土密实度CPT检查发现基槽有淤泥回落,需提高排水板顶标高;跑道区填砂密实工艺和堆载施工工序的变更以及各分项工程比原计划进度一再提前的情况下,第一次预评估已不能再指导后期施工,又要重新进行二次评估,以便调整各区段堆载预压时间。为了较准确地预报全岛回填的总砂量,临近吹填砂工程结束时又对安全区的沉降作了第二次评估。每完成一次评估分析,相当于作一次施工图设计。这样做的结果,保证了工程质量始终处于受控状态,避免失误,节省人力物力,确保工期,使工程获得了最大经济效益。

### (三)评估分析方法

本工程设计采用换填地基法与堆载排水固结法相结合的地基处理方案。评估该方案的实施效果,主要从地基稳定和变形两方面着手,考虑护岸是否稳定,残余沉降量有多大,跑道区与安全区在施工期能够消除多大沉降量,竣工时以及五年保修期还有多少残余沉降量和差异沉降发生。为达此目的,首先应根据地质钻探,取得室内土工试验指标,选取计算断面,考虑各种加、卸荷条件和有无排水板状态,确定下卧各压缩土层的有关指标,按断面建立一个数据文件,然后将各个数据文件送入由我所根据港口工程技术规范编制的“DJS”多功能地基计算系统程序进行理论计算,计算结果按点位、时间序列进行统计分析,绘制各种图表,列

出各种状态下地基稳定安全系数、最终沉降量、不同时刻的沉降量以及残余沉降量。分析计算中所用的主要指标是根据理论计算沉降过程线与实测沉降过程线进行拟合而确定的。这种拟合在整个施工期进行了多次。随着时间的推移、监测资料的增多,理论计算的沉降过程线越来越逼近实际,故施工后期提出的分析结果更加准确可靠。

评估分析的关键在于选取合理的土性指标。如压缩系数(即  $e \sim p$  曲线)和固结系数的选取需要有一定的经验。从我们对人工岛南侧护岸 7 个区段、安全区 16 个区段以及跑道与滑行道 33 个横断面的残余沉降量的分析计算结果可以看出,我们进行预评估时采用的一些主要土性指标均较符合实际,即在稍加修改参数的情况下,理论计算的沉降量与实测沉降量相当一致。分析结果也说明淤泥质沉降经验系数  $m_v$  取 1.1 比较符合实际情况。

## 地基处理效果

到 1995 年 3 月上旬,除安全区表面覆土尚有少量未完工外,我中港公司承担的施工任务已全面完成。至此,我们可以清楚地看到地基处理方法选择的重要性、监测方案手段的有效性、评估方法的科学性和处理效果的显著性。我们所采用的方法、手段、措施和作出的评估预测,经受了三年施工实践的检验、人工岛构筑物的稳定性经受住了大潮汐和台风巨浪的考验。现在我们可以肯定地说,在软基处理过程中所采取的措施是非常有效的,达到了预期的效果。现按不同的构筑物分别叙述如下。

### (一)护岸工程

施工期间的沉降和位移监测数据和构筑物外观均说明护岸是稳定的。为加快施工进度,经分析后,堤身按一步抛填到 +4m 的方式进行,实践证明甚至一步抛填到 +6.7m 都是可行的。随着时间的推移,护岸地基土的强度将不断增长,而外荷基本不变,所以在使用期护岸的稳定性会更好。

护岸的最终沉降量介于 50~121cm 之间,截止到现在(1995 年 3 月底)已经发生的沉降为 38~84cm,使用期的残余沉降大部分将在 20~40cm 之间。最近的实测沉降量说明,浇筑胸墙前评估确定的沉降预留量基本上符合实际,而且略为偏小。目前的胸墙高程大都与设计高程符合。从此可以推论,使用期沉降将沿着评估曲线变化,其偏差将会很小,详见本总结《澳门国际机场人工岛南侧护岸沉降与稳定分析》一文。

### (二)跑道区

本区的最终沉降在 61~150cm 之间,多数在 85cm 以上。到浇筑道面时主固结度已达 93%~95%,消除的次固结为竣工后五年期内次固结总量的 20~55%,浇筑道面后的主固结残余沉降为 0.9~6.6cm。截止到 1995 年 3 月底,道面的实测沉降多数为 0.4~0.8cm,只有跑道南端延长段一个部位为 6.3cm。二年多来,特别是近期的监测数据表明,残余沉降不大,道面的平整度在使用期间均能满足国际民航组织的技术标准。各区段超载预压卸载前的评估对控制最佳的卸载时间和保证竣工后的残余沉降在允许的范围起了重要的作用。在这样的控制下有些区段适当延长了压载时间,另一些区段则缩短了压载期,既保证了工程质量又争取了工期。

### (三)滑行道区

本区的最终沉降量在 52~86cm 之间。到浇筑道面时主固结的固结度已达 92~98%,消



除的次固结为竣工后五年的次固结总量的 33 ~ 60%, 浇筑道面后的主固结沉降为 0.7 ~ 7.2cm。截止到 1995 年 3 月底道面的实测沉降为 1 ~ 2cm。

#### (四)安全区

各区段的最终沉降量在 119 ~ 275cm 范围内。返砂至设计高程时实测的累计沉降量(即消除的沉降量)为 93 ~ 209cm, 相应的平均固结度为 68 ~ 81%。铺耕植土后的剩余沉降量在 8 ~ 64cm 范围内, 其中绝大多数为 21 ~ 43cm。安全区的监测目的主要是在于吹填砂临近结束时正确估计所需的砂方总量和返砂至设计高程时预留高程, 以及在 -5m 泥面上吹填砂时控制吹填方式和速率, 以防失稳造成土体滑移。回填砂方施工结束时, 评估预测的砂方量比实际所需的砂方量(3400 多万立方米)仅少了 1 万多立方米, 说明评估分析的准确性是相当高的。同时也说明, 我们应用这一套最终沉降量和沉降时间过程的评估方法是比较科学的, 对解决工程实际问题有足够的精度。施工实践也证明, 我们对大面积吹砂时土坡稳定性的预评估也是符合实际的。安全区地基加固效果详见《澳门国际机场人工岛南侧安全区地基处理效果的分析》一文。

跑道和滑行道区基槽以上的回填砂体经振冲密实和碾压后, 其静力触探阻力按不同标高要求均达到 10MPa 和 12MPa, 标准贯入击数 N 达 20 击和 25 击以上, 都满足设计要求。

## 跑道沉降分析

跑道道面的平整度问题是机场工程建设中最关键的问题, 尤其是在经过处理的软基上的跑道平整度更为人们所关注。无论是设计时考虑软基处理方法, 监测时的监测内容和评估分析, 还是施工时的质量控制都对跑道地基十分重视。就评估分析而言, 除了初评估、二次评估和最终三次综合评估外, 又分区段(跑道南北共分 34 段, 每段长度 100m)进行了堆载两个月、卸载前和浇筑道面前三个阶段的详细评估, 随着施工的进展, 监测数据(特别是沉降数据)越来越多, 对不断更新的沉降时间过程线, 进行理论拟合计算, 使得残余沉降的推测更加准确。由前文可知, 跑道的地基相比较而言, 南侧比北侧略差, 因此我们主要对南侧跑道的评估分析及其问题的考虑作较为详细的说明。

#### (一)跑道初评结果

在现场钻探和室内试验结束以后, 以各钻孔地质剖面为计算分析对象, 根据初始施工网络计划, 我们进行了跑道区第一次评估, 评估结果见图 4-24 所示。最终沉降量的最大值为 2.20m, 平均为 1.30m。浇筑道面后各段的纵坡, 有三段为零坡, 其余各段分别为 0.0073%、0.017%、0.047% 和 0.189%, 平均坡度为 0.037%。BR19 与 BR21 之间的排水板间距改为 1.6m 以后, 纵坡由原来的 0.189% 变为 0.0045%, 大大降低了纵向坡度。

#### (二)跑道二次评估

1993 年底, 由于施工工序及施工网络计划的变化, 我们又进行了二次评估。同第一次评估相比, 主要不同点如下:

(1)施工进度已比网络计划提前, 地基处理施工工序有新的变动(即取消强夯改为在堆载期一次振冲密实处理), 加荷速率变更了。

(2)南大头在回填砂过程中, 由于淤泥边坡开挖后搁置时间太长, 部分淤泥回落, 混合到回填砂体中, 分析中考虑了该部分淤泥对沉降的影响。

(3)由于地质条件的不同,各区段的堆载时间作了相应的调整,有的区段堆载时间超过四个月,有的区段则可以提前卸载。

评估结果如图 4-25 所示,最终沉降量最大值为 1.94m,平均最终沉降量为 1.15m,最大纵向坡度为 0.065%,平均纵向坡度为 0.021%。与初评相比,最终沉降最大值和平均值都减小了,纵坡也在改善。

(三)深厚回填砂层对地基沉降的调整作用

前两次评估分析均为理论计算值,因为当时缺少现场实测数据。实际的地基沉降过程与理论计算并不一样,受各种条件的影响,尤其是本工程地基中有 20 多米厚的回填砂,这部分砂土将对下卧地基的沉降起到调整的作用。

土力学的试验和理论研究证明,非均质的各向异性土,成层土受外力作用后,土体内的应力和变形分布有异于均质土,有些现象是大家所熟知的,如上层为刚度小,下层刚度大的双层地基会出现应力集中现象;反之,如果是上硬下软的不均匀地基,则会出现软层中垂直应力减小现象。

弹性地基梁的计算原理也是工程界所熟知的,梁同地基的应力和变形是相互影响的,他们的分布和大小取决于地基和梁的相对刚度、梁的尺寸、形状、埋深等因素。

本工程的跑道地基的变形沉降问题同上述现象与原理密切相关,可以用上述原理来分析上层砂对下卧粘性土地基的调整作用。因为跑道

基层以下 20 多米厚的回填砂,经超载预压和振冲密实处理后,其静探阻力值已达 10~12MPa,这时的砂土弹性模量远大于下卧的压缩性粘土。

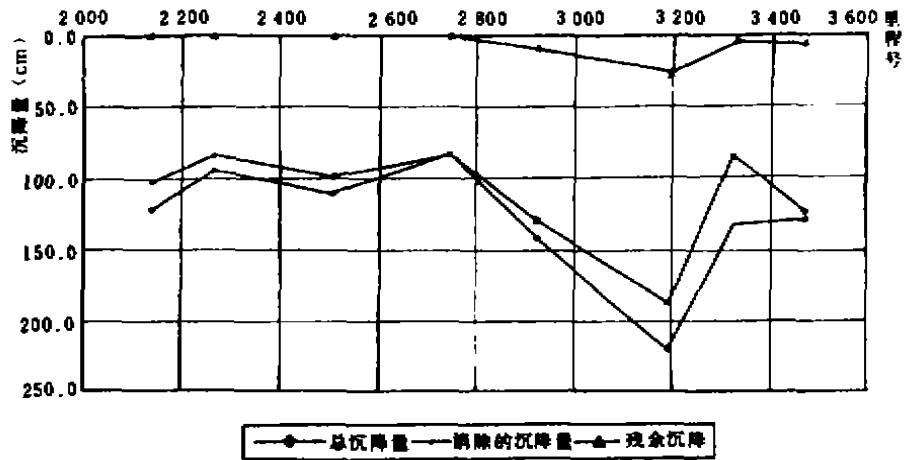


图 4-24 第一次评估结果

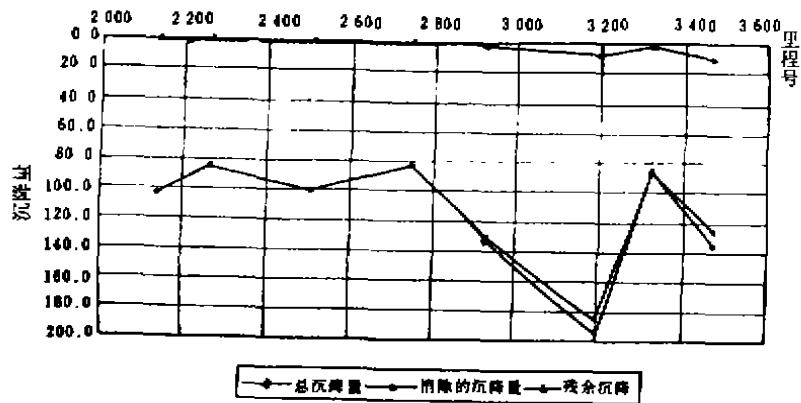


图 4-25 第二次评估结果

为了加深对上覆砂层对地基沉降的调整作用的了解,我们引用了西安公路学院编制的计算程序进行大量的计算分析。该程序是一个功能比较齐全的大变形固结有限元沉降分析程序,计算中采用该程序二维线性和非线性弹性、平面变形空间渗流问题部分。分析中应用了比奥(BIOT)固结理论、邓肯-张(DUNCAN-CHANG)非线性弹性模型,比较真实地反映了软土地基固结过程中的应力-应变非线性,打设了塑料排水板的空间渗流和垂直向各土层不同刚度的特点。

表2和图4-26给出了考虑与不考虑上覆砂层刚度作用的跑道道面沿纵向各区段的最终沉降量的计算结果。由计算结果可以看出,在计入回填表面砂层的刚度作用影响后,砂层表面的最终沉降改变了,各断面的最终沉降的差值减小。同理,各断面在浇筑道面前消除的沉降量也将变化,残余沉降差及其纵向坡度会减小。所以,上覆厚砂层对减小差异沉降有明显的作用。

覆盖砂层对最终沉降量(cm)的影响

表2

里程号	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800	2900	3000	3100	3200	3300	3450
不考虑覆盖砂层	97.5	91.3	92.8	75.6	91.4	63.0	69.9	87.7	82.4	82.0	97.7	120.2	153.4	126.7	145.0	122.3
考虑覆盖砂层	104.7	93.9	82.1	76.6	86.8	65.9	74.4	85.5	80.6	86.0	97.9	116.5	142.4	140.8	137.9	127.8

应该指出,表中所列计算结果只说明上覆砂层对调整差异沉降的作用程度,而不能代表跑道纵向的真实沉降量。因本次计算中各土层的土性参数并非无砂层约束作用下的天然参数,而是在经过与实测沉降过程线拟合调整后的参数,实际沉降过程已经反映了砂层的调整作用。

#### (四) 实测沉降拟合分析

随着施工的进行,越来越多的监测数据被取得,尤其是取得了大量的实测沉降数据。如前文所述,在实测沉降数据中,已经包含了上覆厚砂层对地基土沉降的调整作用,此时,单纯用试验室数据进行理论分析已不可能反映跑道地基的真实情况,而用有限元法计算模拟地基的沉降情况,处理如此繁多的实测数据也是不切实际的,因此,我们采用了反分析法(Back Analysis),对实测沉降数据进行了跟踪拟合,以此结果在施工期的各阶段预测沉降的发展情况,指导后续施工。

在二次评估分析后,我们依据实测沉降资料又进行了堆载两个月时、卸载前、浇筑道面前以及浇筑道面后等四个阶段拟合分析。分析中考虑到主固结沉降发生期间,次固结的发生量很小,在实测沉降数据上很难体现,因此,堆载两个月、卸载前以及浇筑道面前的分析中主要考虑主固结沉降,未将次固结沉降计入。该三次拟合评估分析,由于其拟合实测数据越来越丰富,因而理论计算越来越能够反映地基的沉降情况。为了节省篇幅,现将浇筑道面前的评估分析结果列于表3和图4-27中。

由表3和图4-27可知,在使用荷载下的最终沉降最大值为150mm,平均为100cm,最大纵向坡度为0.042%,平均纵向坡度为0.012%。与第二次评估相比,最终沉降量和纵向坡度都下降了很多即平整度越来越好,除了荷载条件稍有变化的原因外,上覆厚砂层对下卧地基的沉降起了相当大的作用。

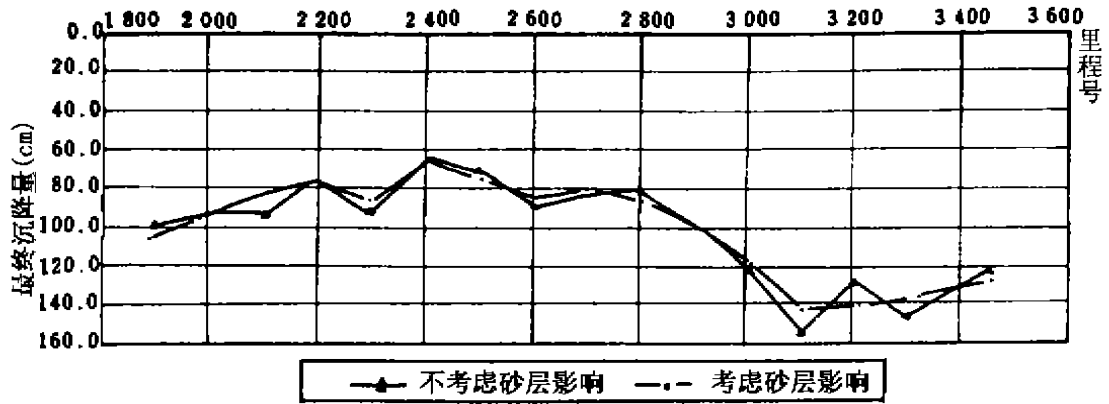


图 4-26 砂层对最终沉降量的影响

浇筑道面前主固结沉降及其残余沉降计算结果

表 3

桩号	沉降盘编号	最终沉降 (cm)	残余沉降 (cm)	差异沉降 (cm)	纵向坡度 (%)	坡度变化 (%)	曲率半径 (m)
1+900	S035	97.60	2.51				
2+000	S037	99.95	2.05	-0.46	-0.0046		
2+100	S039	72.60	1.40	-0.65	-0.0065	-0.0019	1,063,830
2+200	S042	72.90	1.50	0.10	0.001	0.0075	1,052,632
2+300	S045	91.90	1.80	0.30	0.003	0.002	1,000,000
2+400	S048	62.20	1.30	-0.50	-0.005	-0.008	370,370
2+500	S051	70.60	2.70	1.40	0.014	0.019	227,273
2+600	S054	96.84	6.60	3.90	0.039	0.025	93,458
2+700	S057	86.40	2.30	-4.30	-0.043	-0.082	84,034
2+800	S060	86.50	1.70	-0.60	-0.006	0.037	208,333
2+900	S063	104.20	2.20	0.50	0.005	0.011	675,676
3+000	S066	120.72	2.32	0.12	0.0012	-0.0038	409,836
3+100	S069	152.10	4.50	2.18	0.0218	0.0206	160,256
3+200	S072	127.50	2.50	-2.00	-0.02	-0.0418	154,321
3+300	S075	145.60	2.80	0.30	0.003	0.023	223,881
3+450	S076	124.07	6.50	3.70	0.02467	0.02167	692,308

(五)浇筑道面后考虑次固结沉降的评估分析

在道面浇筑完成后,沉降发生速率较施工期间明显降低,从现场沉降观测可知,如此深厚的压缩层每月的沉降增量只有3~4mm,此时,主固结沉降量绝大部分已经完成,次固结沉降即愈来愈占沉降量的主导地位。因此,对次固结沉降就必须考虑。

次固结计算采用一般的方法。计算中最主要的是次固结系数。我们根据自己的室内试验结果并参考了国内外一些文献结合本工程的土质,取用  $C_{\alpha} = 0.0031 \sim 0.0054$ 。

次固结沉降量随时间的对数而增长,故其增长率随时间迅速递减,如某土

层的主固结在一年内完成,那么,10年正好是一个次固结周期,其中头一年的次固结沉降量占周期总量的30%,第五年占8%(累计次固结量占78%),可见五年以后所剩沉降很小。

为说明浇筑道面后残余沉降中次固结所占份额以及次固结的沉降速率,以跑道某一区段为例进行分析,分析结果见表4。

S075 断面实测沉降与次固结沉降对比表

表4

次固结沉降			实测沉降		
时间	次固结沉降(cm)	累计沉降量(cm)	时间	标高(m)	累计沉降量(cm)
1-Aug-94	8.7	172.7	15-Sep-94	8	173.5
1-Sep-94	9.2	173.2	25-Nov-94	7.993	174.2
15-Sep-94	9.4	173.5	27-Nov-94	7.991	174.4
1-Oct-94	9.6	173.7	14-Dec-94	7.991	174.4
1-Nov-94	10.0	174.1	30-Dec-94	7.98	175.5
1-Dec-94	10.4	174.4	17-Jan-95	7.978	175.7
1-Jan-95	10.7	174.8	2-Feb-95	7.977	175.8
1-Feb-95	11.0	175.1	20-Feb-95	7.977	175.8
1-Mar-95	11.3	175.3	3-Mar-95	7.976	175.9
3-Mar-95	11.3	175.4	22-Mar-95	7.968	176.7

表4中自1994年9月15日至1995年3月3日的实测沉降量为2.4cm,而计算出来的次固结沉降在此阶段的发生量为1.9cm,占了总量的80%,所以目前产生的沉降主要是次固结造成的。次固结沉降五年的累计值最大不会超过16cm,一般为10cm左右。从表4还可以看到,次固结沉降沿跑道纵向的分布是比较均匀的,也就是沉降差比较小,对跑道的纵坡变化影响较小。

在考虑了次固结沉降以后,我们对跑道浇筑以后的实测数据进行了进一步的分析,主要

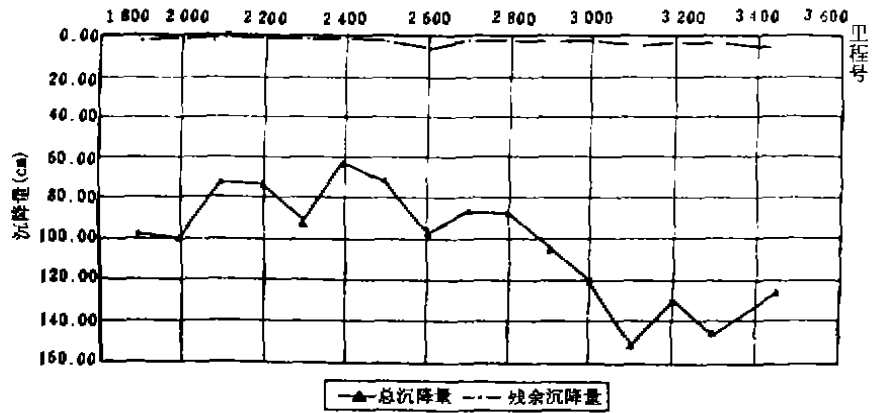


图4-27 浇筑道面前评估结果

进行了以下几个方面的比较和分析。

1. 理论计算沉降与实测沉降过程线的比较

我们从南半岛抽取了四个有代表性的区段进行了实测沉降过程线与理论计算沉降的拟合,拟合结果见图 4-28 至图 4-31,由图中可以看到沉降量的大小、沉降速率、沉降过程、计算沉降同实测沉降的符合程度。

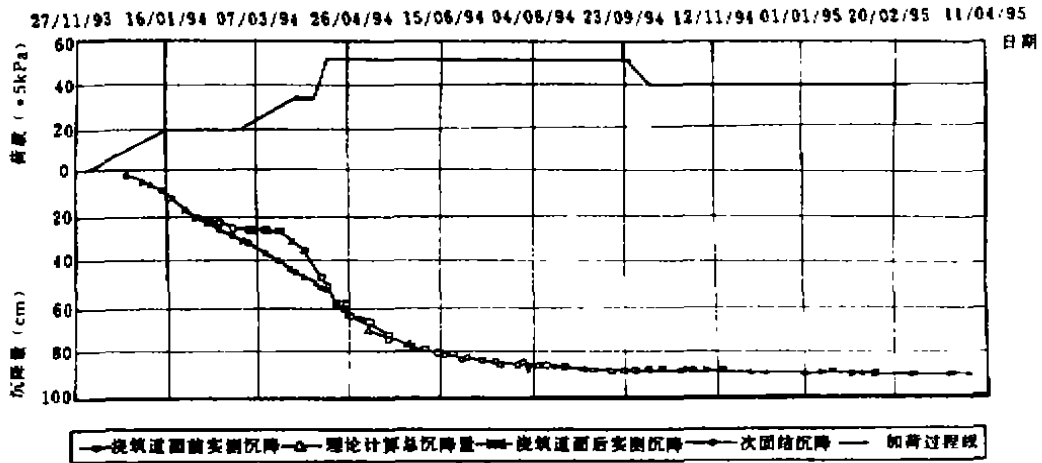


图 4-28 SO42 断面拟合计算结果

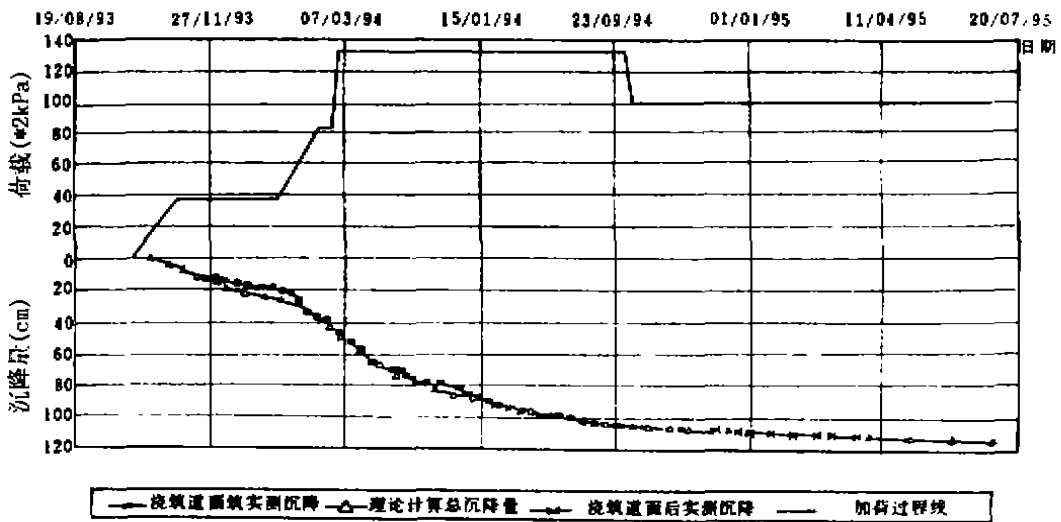


图 4-29 SO54 断面拟合计算结果

由图 4-28 至图 4-31 我们可以得出以下几个结论:(1)计算沉降与实测沉降相当一致;(2)浇筑道面后的沉降主要是次固结沉降。由此可以推论,今后的沉降发展将遵循次固结沉降的增长趋势而增长,虽然这个过程会延续很长一段时间,但数量很小,五年以后一般只会剩下 2~3cm,它对道面的平整度的影响可以忽略不计。

### 2. 浇筑道面后到目前的实测沉降

表5中列出了道面实测高程以及据此计算出的纵坡、纵坡变化和最小曲率半径。由表5中可知,道面浇筑一段时间以后,跑道即已发生沉降,使道面产生了坡度。到目前为止,道面的最大坡度为0.014%,最大坡度变化为0.027%,最小曲率半径为23万多米,完全满足使用要求。

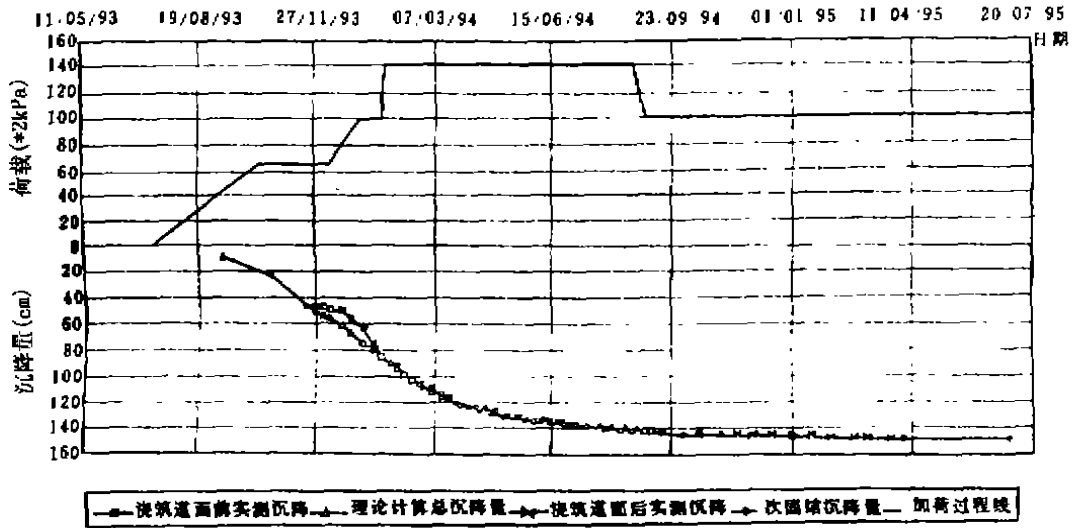


图 4-30 SO66 断面拟合计算结果

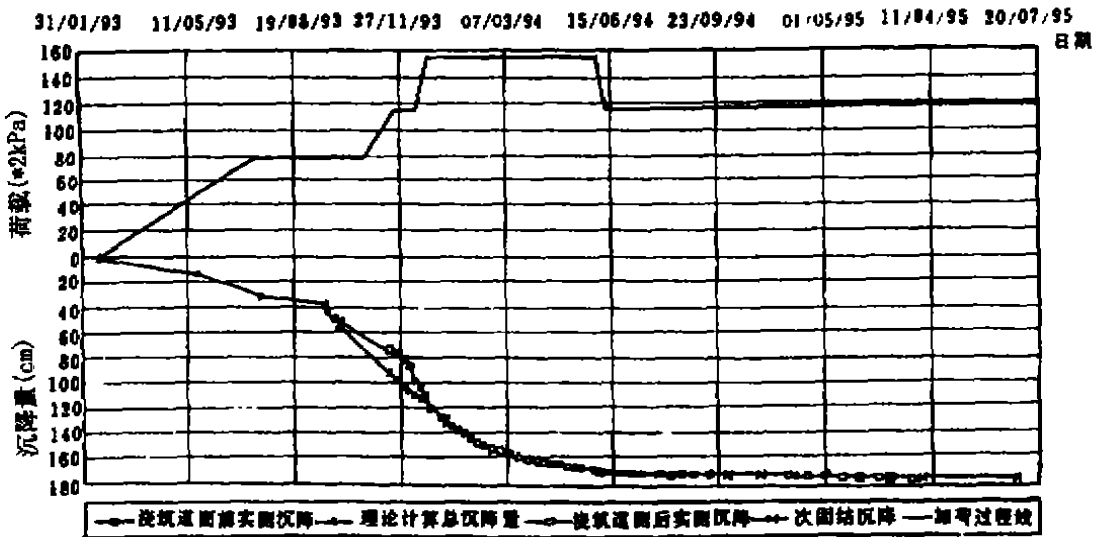


图 4-31 SO75 断面拟合计算结果

浇筑道面后实测标高及坡度变化

表 5

桩号	高程(m)	差异沉降(cm)	坡度(%)	坡度变化(%)	曲率半径(m)
3450	7.932				
3300	7.962	3.0	0.020		
3200	7.956	-0.6	-0.006	-0.026	285,714
3100	7.959	0.3	0.003	0.009	588,235
3000	7.954	-0.5	-0.005	-0.008	769,231
2900	7.954	0.0	0.000	0.005	909,091
2800	7.960	0.6	0.006	0.006	1,250,000
2700	7.968	0.8	0.008	0.002	1,111,111
2600	7.969	0.1	0.001	-0.007	526,316
2500	7.958	-1.1	-0.011	-0.012	454,545
2400	7.957	-0.1	-0.001	0.010	344,828
2300	7.975	1.8	0.018	0.019	400,000
2200	7.987	1.2	0.012	-0.006	500,000
2100	7.985	-0.2	-0.002	-0.014	476,190
2000	7.990	0.5	0.005	0.007	833,333
1900	7.990	0.0	0.000	-0.005	909,091
1800	7.984	-0.6	-0.006	-0.006	1,111,111
1700	7.981	-0.3	-0.003	0.003	714,286
1600	7.967	-1.4	-0.014	-0.011	500,000
1500	7.962	-0.5	-0.005	0.009	357,143
1400	7.976	1.4	0.014	0.019	270,270
1300	7.972	-0.4	-0.004	-0.018	322,581
1200	7.981	0.9	0.009	0.013	370,370
1100	7.976	-0.5	-0.005	-0.014	294,118
1000	7.991	1.5	0.015	0.020	285,714
900	7.991	0.0	0.000	-0.015	322,581
800	7.975	-1.6	-0.016	-0.016	232,558
700	7.986	1.1	0.011	0.027	344,828
600	7.999	1.3	0.013	0.002	500,000
500	7.994	-0.5	-0.005	-0.018	357,143
400	7.999	0.5	0.005	0.010	714,286
300	8.000	0.1	0.001	-0.004	769,231
200	7.992	-0.8	-0.008	-0.009	



## 3. 今后五年沉降情况预测

根据浇筑道面后的沉降资料,考虑次固结的影响,我们对跑道各断面作了进一步的评估分析,预测了保修五年后的沉降情况。计算结果见表6和图4-32。

由表6可知,跑道的平整度比施工初期的预评估和二次评估结果要好得多。保修五年结束时,跑道的各项指标均能满足国际民航组织的要求,下面就各项指标作一比较说明(国际民航组织公约)。

(1)纵向坡度。国际民航组织规定的最大坡度不超过1.0%,本机场保修期末的最大纵坡为0.052%,平均纵坡为0.021%,完全满足要求。

跑道道面沉降和平整度

表6

桩号	总沉降 (cm)	浇筑道面时已 消除的沉降 (cm)	浇筑道面至三月 后的实测沉降 (cm)	浇筑道面至保修期末将发生的沉降量(cm)					
				主固结 残余	次固结	总和	坡度 (%)	坡度变化 (%)	曲率半径 (m)
0+200	83.96	72.57	0.7	1.4	9.99	11.39			
0+300	83.43	73.44	0.3	1.1	8.89	9.99	-0.014		
0+400	80.22	70.79	0.5	1.2	8.22	9.42	-0.006	0.008	675,688
0+500	70.02	60.51	0	0.9	8.60	9.50	0.001	0.006	231,535
0+600	67.22	61.31	0.5	1.5	4.42	5.92	-0.036	-0.037	91,142
0+700	96.56	86.93	1.3	2.6	7.03	9.63	0.037	0.073	74,754
0+800	100.23	92.96	1.8	2.7	4.57	7.27	-0.024	-0.061	90,238
0+900	97.75	87.83	0.7	2.1	7.81	9.91	0.026	0.050	138,786
1+000	99.50	89.14	1.1	2.5	7.86	10.36	0.004	-0.022	231,311
1+100	122.74	109.80	1.9	3.4	9.53	12.93	0.026	0.021	310,519
1+200	109.14	94.73	1.9	3.8	10.61	14.41	0.015	-0.011	182,558
1+300	124.51	113.01	2.2	4.5	7.00	11.50	-0.029	-0.044	119,707
1+400	124.77	112.20	1.7	4.2	8.37	12.57	0.011	0.040	244,986
1+500	125.32	111.58	2.1	4	9.74	13.74	0.012	0.001	576,766
1+600	79.10	65.80	1.8	3.2	10.10	13.30	-0.004	-0.016	141,394
1+700	88.43	81.03	0.6	1.1	6.30	7.40	-0.059	-0.054	88,539
1+800	99.27	91.92	0.8	1.1	6.25	7.35	-0.001	0.058	98,055
1+900	113.93	102.28	0.40	2.51	9.14	11.65	0.043	0.044	104,013
2+000	119.16	108.47	1.50	2.05	8.64	10.69	-0.010	-0.053	141,009
2+100	83.30	75.40	0.80	1.40	6.50	7.90	-0.028	-0.018	230,947
2+200	85.29	77.68	1.10	1.50	6.11	7.61	-0.003	0.025	186,916
2+300	104.44	94.27	2.90	1.80	8.37	10.17	0.026	0.029	130,208
2+400	72.62	64.72	3.60	1.30	6.60	7.90	-0.023	-0.048	104,275

续表 6

2+500	80.79	70.40	3.30	2.70	7.69	10.39	0.025	0.048	161.290
2+600	108.00	93.68	3.60	6.60	7.72	14.32	0.039	0.014	94.697
2+700	97.74	88.61	2.20	2.30	6.83	9.13	-0.052	-0.091	71.174
2+800	99.46	90.59	3.20	1.70	7.17	8.87	-0.003	0.049	115.075
2+900	121.40	109.03	3.30	2.20	10.17	12.37	0.035	0.038	121.655
3+000	136.28	124.87	3.10	2.32	9.09	11.41	-0.010	-0.045	130.039
3+100	168.96	155.28	3.80	4.50	9.18	13.68	0.023	0.032	117.233
3+200	140.20	129.55	3.80	2.50	8.15	10.65	-0.030	-0.053	113.507
3+300	163.34	152.21	2.40	2.80	8.33	11.13	0.005	0.035	166.389
3+450	143.29	127.69	6.30	6.50	9.10	15.60	0.030	0.025	

(2)坡度变化。国际民航组织公约规定两个邻接坡的变化不得大于1.5%，本机场跑道的各相邻坡的坡度变化平均为0.037%，最大坡度变化为0.091%，也满足要求。

(3)变坡曲线的最小曲率半径。对于机场跑道来说，除了对坡度、坡度变化有严格的要求外，还要求道面的起伏即变坡曲率半径不能太小。国际民航组织规定，变坡曲线的最小曲率半径不得小于3万米。本机场道面在保修期末的曲率半径一般在10万米以上，最小的曲率半径为71500m，大大超过了国际民航组织规定的3万米的要求。

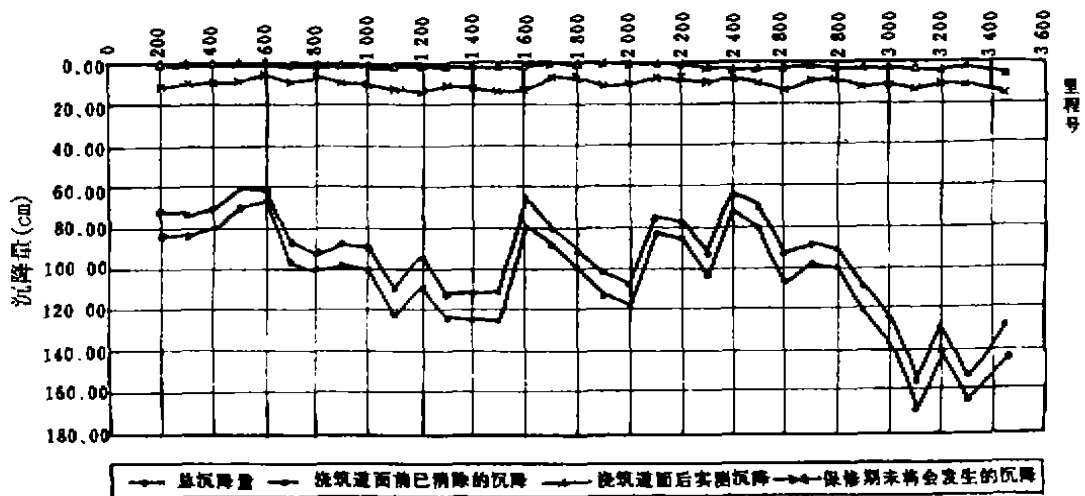


图 4-32 浇筑道面后跑道评估结果

(六)与日本羽田、关西机场的地基沉降分析比较

本机场跑道和日本羽田、关西国际机场都建在经过加固的软土地基上，但它们之间有许多不同点，投产后的残余沉降和差异沉降也有较大的差别。

(1)压缩层的厚度相差很大。本机场的压缩层厚度一般未超过20m，而羽田机场约有

30m,其中吹填疏浚土 10m,冲积粘性土 20m。关西机场则深达 150m 以上,其中冲积粘土约 20m,洪积粘土约 130m。

(2)可压缩土层的压缩性不同。本机场压缩性很大的淤泥层已基本清除,淤泥层以下的粘性土和深层夹层粘性土属中压缩性土。羽田机场表层为疏浚吹填而成的超软粘土,其下的冲积粘土属高压压缩性土。关西机场的表层冲积粘土系高压压缩性土,平均每米约压缩 0.3m,其下的洪积粘土属中、低压缩性,但其厚度很大。

(3)附加荷载相差较大。本机场填筑厚度 30m,其中有 19m 系用砂置换淤泥,最大附加荷载为 250kPa。羽田机场约为 10m,最大附加荷载约为 180kPa。关西机场填砂厚 33m,最大附加荷载高达 370kPa。附加荷重大,总沉降和差异沉降就大。

(4)弹性模量较大的表层回填层厚度不一。本机场为 30m 关西为 33m,而羽田机场只有 6m。表层的厚度越大,模量越高,对不均匀沉降调节作用越显著。

(5)由于上述差异,导致总沉降和差异沉降相差很大。本机场总沉降量最大为 1.5m,羽田机场约为 2m,关西机场为 11.5m,本机场的最大差异沉降为 7cm,羽田机场为 15cm,关西机场约为 30cm。

由以上分析可知,本机场跑道的平整度将会比上述日本的两大机场的情况好得多。日本的专家已对羽田、关西机场跑道作出在开始营运的 10 年内不需要进行修理的预测。

## 结论

(1)本工程采用的地基处理方法是因地制宜、适合工期要求、处理效果良好的好方法,达到了预期的目的,取得了成功。

(2)监测方案基本合理,监测手段是有效的,评估方法是科学的,对改进设计、指导施工保证质量发挥了很大作用。在这种大型、控制沉降要求高的软基处理工程中,监测是必不可少的。

(3)在本工程的具体条件下,采用垂直向分层总合法计算最终沉降、一维和辐射向固结理论计算沉降过程是可行的,但在地基土固结后期应计入次固结沉降方能比较准确地预测道面的沉降。上覆深厚的砂层对下卧压缩层的沉降在平面分布上有比较明显的调整作用。

(4)本工程的实践将证明在经过恰当处理的软土地基上修建刚性道面是可行的,由差异沉降引起的道面坡度、坡度变化及其变坡曲率半径远远满足国际民航组织的要求。

(5)通过与日本羽田、关西机场沉降的分析比较,羽田机场最大差异沉降为 15cm,关西机场约为 30cm,均采用柔性道面,日本专家预测羽田机场道面 10 年内不需维修。本机场采用的是刚性道面,因差异沉降较小,仅为 7cm,我们推测本机场道面由于地基沉降造成的不平整度至少 10 年内不需要维修。

# 塑料排水板工程施工探索

江和明

(交通部第四航务工程局经理部)

## 概况

### 1. 工程位置

函仔岛——路环岛以东 700m 和 300m 的人工岛上。

### 2. 地质条件及土力学指标

高程:MCD

表 1

部位	顶标高 (m)	底标高 (m)	厚度 (m)	土质	土质特性	备注
上部	-2 ~ -4	-12 ~ -24	10 ~ 20	淤泥层、淤泥质粘土	颗粒细、可塑性高、灵敏度大、强度很低,属高压缩性软土	-12m 以上极差、-12m 以下稍好
中部	-12 ~ -24	-24 ~ -69	10 ~ 40	杂色亚粘土、灰色粘土、细砂、中砂、粗砂及混砂粘土	中软土,可塑性由中到高,系中、高压缩性土	
底部	-24 以下			花岗岩风化残层		

北侧地质状况分布见图 4-6、图 4-7(略)。

根据该地基的特点,虽然经过清淤,但由于基面以上大面积回填砂的厚度大,且砂的容重大于原地基淤泥的容重,其回填荷载引起的基槽下可压缩尚较可观。据设计资料表明,在跑道区,其总沉降量为 40 ~ 120cm,而基槽底至 -27 ~ -32m 的沉降量为 32 ~ 78cm。因此清淤基槽下的地基必须采用插塑料排水板及堆载预压加固处理,以消除沉降对跑道带来的不利影响;在安全区,则采用插塑料排水板并利用填砂自重予以预压加固。

### 3. 排水板的插设要求

根据设计要求,排水板的平面布置为三角形(俗称梅花形)布置,跑道区和安全区的间距分别为 2.0m 和 1.5m。为加速跑道区和安全区合拢段的固结沉降,在中部合拢段 600m 范围内塑料排水板间距适当加密,间距分别改为 1.8m 和 1.3m。

在跑道区,清淤时如果在基槽发现好的粘土,跑道基槽清淤可在设计标高以上终止,但

· 收稿日期:1999年3月

排水板顶标高要相应提高,以保证其顶标高至少在清淤标高以上3m,基于这个原则进行施工。跑道区的最大插设深度为35.5m(即-32m),其中要穿插19.5~25.5m厚的砂层。

在安全区,清淤至-5m,砂面断带(+3.5m),最大插设深度为25.5m(即-22m),其中砂层8.5m,淤泥层11m,粘土层6m,表面断带的预留长度为20~30cm。北侧排水板设计标高,见图4-134、图4-135。

#### 4. 排水板工程量

排水板工程量表(北侧)

表2

位置	编号 NO <sub>1</sub>	底标高 (MCD)	顶标高 (MCD)	长度 (m)	间距 (m)	工程量		
						面积(m <sup>2</sup> )	根数(PCS)	总长度(m)
跑道区	1	-27	-13	14	2	51936.2	12984	181776
跑道区	1	-27	(-13)-(-5)	18	2	20662.2	5166	92988
跑道区	2	-29	-14.5	14.5	2	44610	11153	161718.5
跑道区	2	-29	(-14.4)-(-6.5)	18.5	2	23792	5948	110038
跑道区	2'	-29	-14.5	14.5	1.8	18052.6	5572	80794
跑道区	2'	-29	(-14.5)-(-6.5)	18.5	1.8	9628	2972	54982
安全区	6	-22	+3.5	25.5	1.5	194955.4	86647	2209498.5
安全区	7	-27	+3.5	30.5	1.5	14870	6609	201574.5
安全区	8	-22	+3.5	25.5	1.3	33999	20118	513009
安全区	9	-27	+3.5	30.5	1.3	6318.4	3739	114039.5
总计						418823.8	160908	3720418
备注	1. 工程量中已计入基槽斜坡所增加的排水板长度。 2. 区域2中有一段长225m的区域的顶标高为-16.5m,计算时忽略未考虑。 3. 北侧排水板的数量约占总数的43%。 4. 北侧合同根数为161240根,已计入0.2%的损耗根数。 5. 依技术规格要求,安全区每一根需外露0.8m,则须增加93690.4m。							

## 塑料排水板的性能与选用

### 1. 排水板的性能指标要求

设计采用以高压聚乙烯为主体材料,作为加速土体固结的垂直排水通道,外包合成纤维滤膜制成的塑料排水板,起隔土渗水滤膜的作用。

技术规格书中规定的塑料排水板的质量标准如下。

#### (1) 塑料排水板尺寸

- ① 宽度及公差:  $100 \pm 2\text{mm}$ ;
- ② 厚度及公差:  $4.5 \pm 0.5\text{mm}$ ;
- ③ 长度: 每卷200m,其中每卷不超过两段。

#### (2) 主要性能指标

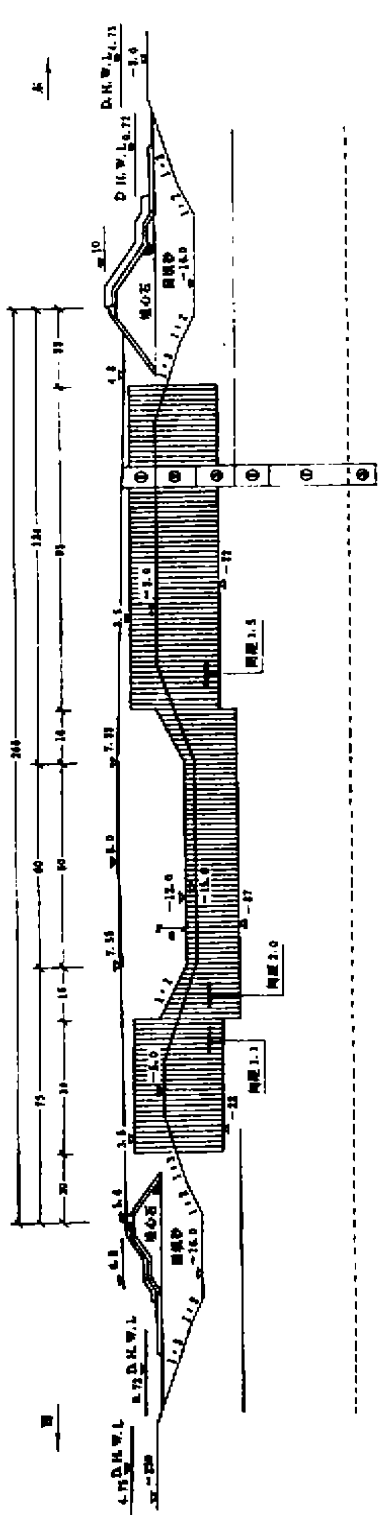


图4-134 A-A横断面图

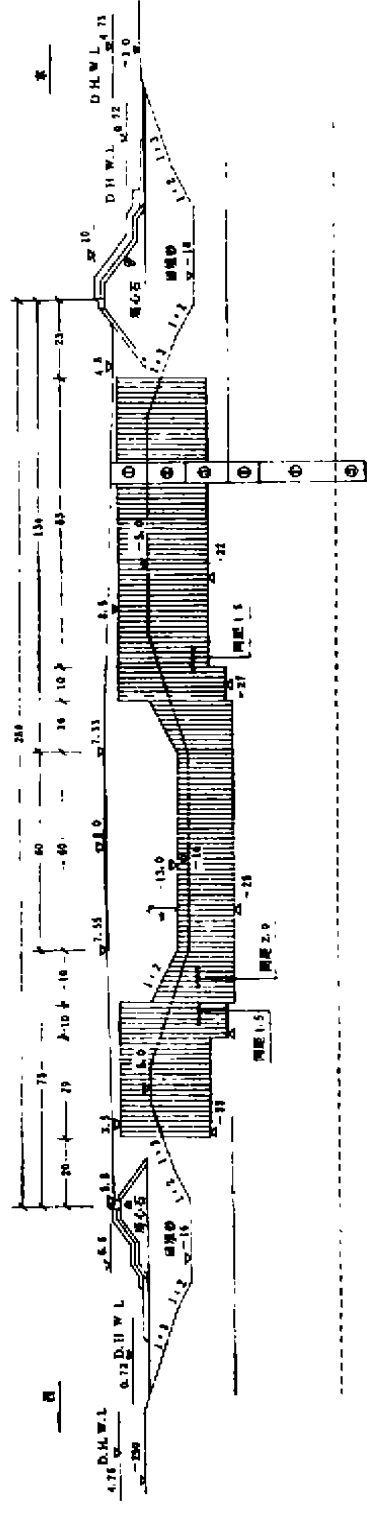


图 4-135 B-B横断面图

1. 吹填砂 2. 灰色淤泥 3. 灰色亚粘土 4. 杂色亚粘土 5. 岩石 1. 砂 说明: 1. 本图尺寸、标高均以米计, 标高均以MCD为基准 2. 断面图位置见 III-DF-02

图4-135 B-B横断面图

- ①纵向通水量:  $40\text{cm}^3/\text{s}$  (侧压  $350\text{kPa}$  时);
- ②抗拉强度(干、湿): 大于  $1.5\text{kN}/10\text{cm}$ , 此时延伸率为 10%;
- ③每米重:  $110 \sim 120\text{g}/\text{m}$ 。

### (3) 滤膜主要性能指标

- ①渗透系数: 大于  $5 \times 10^{-4}\text{cm}/\text{s}$ ;
- ②抗拉强度:
  - a: 干态: 大于  $30\text{N}/\text{cm}$  (延伸率为 15% 时);
  - b: 湿态: 大于  $25\text{N}/\text{cm}$  (延伸率为 15%);
- ③隔土性: 小于  $0.075\text{mm}$ 。

质检抽样率为 0.5%, 样品长度为  $0.5 \sim 1.0\text{m}$ , 抽取其中 50% 的样品进行室内试验。

### 2. 排水板的选用

经监理公司(SPP)的推荐和经济技术性能比较, 澳门土木实验室(LECM)的质检合格认可, 我部选用了马来西亚产的 FD4-EX 型和南京产的 SPB-IC 型塑料排水板, 两种排水板的经济技术性能比较如下表 3。

表 3

型号	产地	单价 HK\$/m	复合抗拉强度 kN/100mm	滤膜抗拉强度 kPa	纵向通水量 $10^{-6}\text{m}^3/\text{s}$	滤膜孔径 $\mu\text{m}$	滤膜渗透系数 $10^{-4}\text{m}/\text{s}$	外型
FD4-EX	马来西亚	2.57	$2 \pm 10\%$	$450 \pm 10\%$	60	$50 \sim 70$	$10 \sim 20$	铆钉型
SPB-IC	南京	1.38	2.39	350	51.3	$< 70$	$3.4 \sim 6.8$	并联十字型

我部向马来西亚和南京分别订购了  $2.6 \times 10^6\text{m}$  和  $1.2 \times 10^6\text{m}$  塑性排水板, 各占 68.4% 和 31.6%。

## 塑料排水板的施工

本工程采用陆上施工方案, 即当吹填砂至  $+3.5\text{m}$  (MCD) 标高, 经整平后即可在砂面放线布点施插, 较水上施工方案方便易于控制。

### 1. 平面布局及区域划分

根据跑道区和安全区排水板的不同的顶标高、底标高以及间距划分成如图 4-136 中的七个区域。在施工时, 充分考虑到施工及验收的方便, 又将这七个区域划分成若干个小区域 (图 4-137), 并以 SE (安全区东)、SW (安全区西)、RE (跑道区东)、RW (跑道区西) 加上数码进行编号, 而每一个小区又对应一张记录表格。

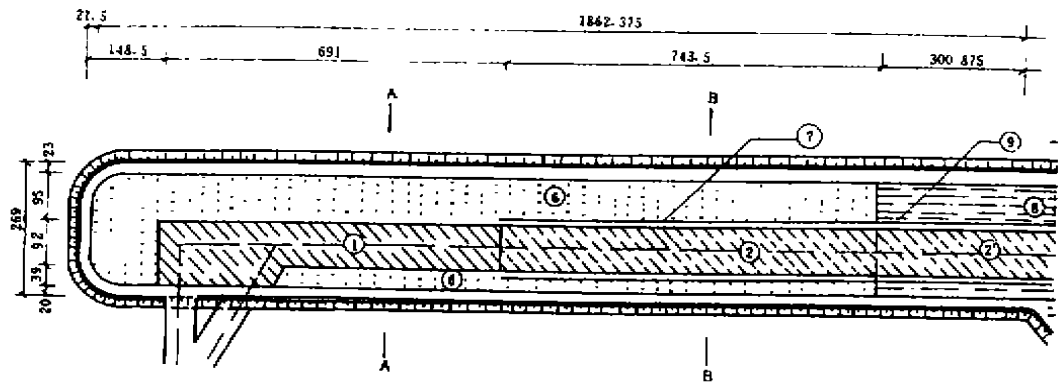


图 4-136 排水板平面区域布置图

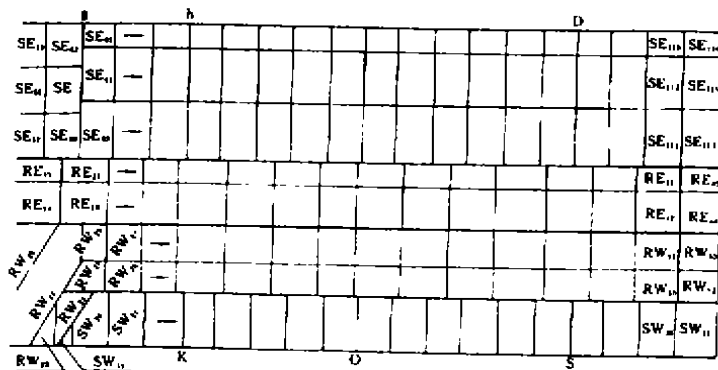
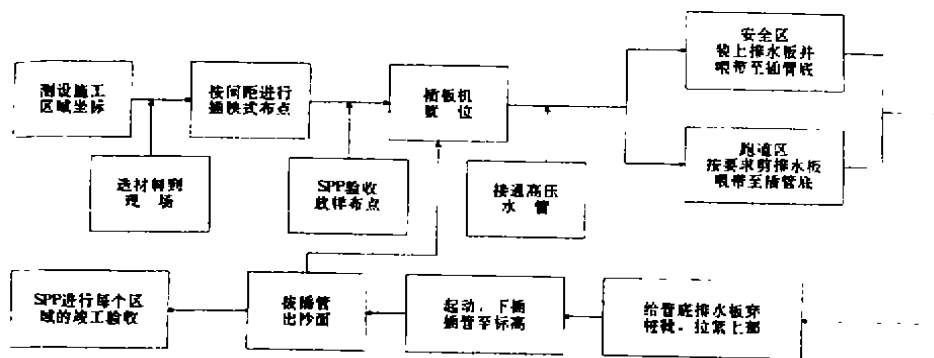


图 4-137 排水板施工区域划分图(0+357.5-0+839.5 区段)

2. 施工工艺

(1) 工艺流程



(2) 施工方法

施工时,预先以木桩放出每一个小区域的四个角的坐标,然后用带标记(与排水板间距相对应)的测量绳进行放样布点(俗称插秧式布点),布点可用 30cm 长的塑胶绳(事先剪好)依次插入每个点位(也可用石灰)。施插时,跑道区每插一根送带一次,而安全区送带是连续性的,按工艺流程进行施工。

(3) 施工机械



本工程使用的排水板施工机械有两种,一种是利用振动锤(电动)的激振力(动压)使插管下插,称之为振动式插板机;另一种则是靠反铲改装而成的液压(静压)电动机作用压下插管,称之为液压式插板机。

振动式插板机是国内设计制造的,整个底盘占地面积为 $9 \times 9\text{m}$ ,整机稳定性较好,但行走不便,难以转向,行走履带(90cm宽)由电动机驱动。振动锤(VM-500EⅢ型)可产生40.5t的激振力,整机配备一个150kW发电机驱动,主插管采用 $\delta = 16\text{mm}$ 、 $\Phi = 140\text{mm}$ 的无缝钢管焊接而成。插管下端焊接一个 $\delta = 12\text{mm}$ 、 $50 \times 130\text{mm}$ 的矩形端头,其主要作用有三点:①减少插管的端阻力;②防止排水板入土后扭曲;③便于桩靴封口。

液压式插板机是由加藤HD-1880SE液压反铲改装而成,该机行走转向灵活,配备两个(或4个)液压电动机(SE508BD-126-3720KL型或SX506BM型),通过两条链条(ANSLNo160型)带动插管下插(静压),插管采用 $\delta = 12\text{mm}$ 的高强度钢板焊接而成 $50 \times 130\text{mm}$ 的矩形插管。

此外,为了消除经常性的回带,保持插管通畅,每台插板机还配备了一台0.5HP的高压抽水泵,通过一条 $1\frac{1}{2}$ "的塑胶管输送高压水入插管。

### 3. 施工技术标准和质量要求

技术规格书对打设排水板要求如下:

- (1)施工打设水平公差小于 $\pm 20\text{cm}$ 。
- (2)插板机导管垂直向倾斜度小于1.5%。
- (3)在砂垫层外露长度为20~30cm。

(4)在打设过程中,排水板不得出现滤膜撕破和板带扭曲的情况。施工过程中,除了遵守技术规格书要求外,我们还作了如下要求:

①严格控制纸板插入深度,如发生回带超过1.5m时,应在插点附近补插;如发生断带,则应重插。

②纸板如需接长,应采用芯板平搭连接方式,搭接长度大于20cm,再用滤膜包扎钉牢

③排水板与桩靴连接要牢固,避免提管时脱开,将排水板带出。

④在打设过程中,防止泥沙进入导管,如有进入则及时清理。一者防止淤泥进入板芯堵塞排水孔,影响排水效果;二者增加对排水板的阻力,甚至将排水板带出。

⑤在机械正常的情况下,由于地质的原因导致某些地方排水板插深不够,如液压插板机反弹五次进尺不够20cm,或振动插板机振插半分钟而无明显进尺,此时若排水板实际入土深度与设计深度相差超过5m,则需补插;如发生连续数根插入深度不够的情况,则及时报中港总部和SPP监理,研究处理意见。

### 4. 施工现场质量控制

#### (1)间距和进尺深度控制

①根据现场放出的每个区域的四个坐标点标记(木桩),用做好标记(与间距标对应)的测量绳进行放样布点。

②在机架上以0.5m一小格,1m一大格涂油漆作为标记,下端读数为零,插管下插后其顶端所对应的读数即为插管的插入深度。

(2)垂直度的控制,主要通过附设在机架上的指针在刻度盘上的显示状况而进行调整。

每台机都设有前后、左右两个方向的指针刻度盘,当机身前后倾斜时,液压式插板机用液压缸支撑进行调整;振动式插板机通过电动螺杆尾撑进行调整,但发生左右倾斜时,机器本身不能进行调整。故此,要求严格控制砂面的平整度(设计要求 $\pm 0.5\text{m}$ )。

影响施插垂直度的另一个原因就是插管本身变形,为了减少插管的摩阻力,插管的断面设计必须尽可能地小,但由此也引起插管的抗弯强度略显不足,加上长期使用本身产生磨损,降低了插管的刚度,所以插管在使用一段时间后会弯曲变形,必须更换,矩形插管一般一个月更换一次,而圆插管可2~3个月换一次。

### (3) 喂带与扣带

①安全区插板机:排水板开盘后架设在插板机身的转盘上,从插管顶部一次性由上而下喂入插管,从插管下端抽出排水板穿过桩靴反折20cm扣带,再从开盘处拉紧排水板即可进行施插。

②跑道区插板机:根据设计要求,跑道区的排水板的顶标高和底标高随地质和清淤情况而变化,且排水板顶端深埋在回填砂中。施工时,先按设计要求长度预先裁剪好排水板,在排水板的一端穿上一条细铁丝,与事先从插管上端穿下来的绳索(或 $\Phi = 0.5\text{cm}$ 的细钢缆)连接,绳索的另一端绕过导向滑轮传至地面由人工拉送控制,以保证排水板在插管内保持伸展状态,桩靴的扣带方式与安全区相同。

为了防止绳索与排水板连接中途脱落,造成需重新送绳索出插管口的麻烦,对于液压式插板机,我们在绳索的下端连接一条 $\delta = 1.2\text{cm}$ ,  $100 \times 10\text{cm}$ 的钢板(我们称之为舌头),钢板下端割成尖形,钻一小孔,可与排水板上的铁丝相连接,这个小改进有两个作用:一是便于绳索在插管中的快速起落;二是当插管进入淤泥时,可起到管内清淤作用。而对振动型插板机,由于插管口断面形状的改变,不使用此方法,故一般采用空振法送绳和清管。

③桩靴的选择与改进:用 $\delta = 1.5\text{mm}$ 的镀锌铁皮剪成 $100 \times 150\text{mm}$ 的小板片,然后在其中间用同样的镀锌板剪一个 $10 \times 100\text{mm}$ 扣带环点焊而成的(见图4-138a)。

在施工过程中,这种桩靴也存在一些问题:其一:扣带环与靴板之间的点焊如不十分牢固,有时会脱落而引起回带。故此,将扣带环改成 $\Phi = 3\text{mm}$ 的铁丝(两端头车螺纹),并穿过靴板,拧上螺母(见图4-138b),这样就十分牢靠。其二:在跑道区,振动式插板机,有时会碰到硬层而需要较长时间才能插下,这时,由于桩靴太薄而产生严重变形,甚至会卡入插管,导致回带,这时,可通过加厚靴板(改成 $\delta = 3\text{mm}$ 铁板)的办法加以解决(见图4-138c)。当然,由于桩靴是一次性的,这两种改进办法都增加些成本。

另外,为了节省成本,也可用一条半米长的链条,一端焊在插管的下端,另一端焊一条 $\Phi = 26\text{mm}$ ,  $L = 180\text{mm}$ 的圆钢来代替桩靴(见图4-138d),这样圆钢就可以多次重复使用,插管口也割成与圆钢相对应的长口,排水板直接绕过圆钢扣带,绕过部分的排水板暴露在外,但由于本工程排水板插设太深,穿过的砂层厚,且常常遇到较硬的土层,这都会导致暴露在外面的排水板磨断而回带,故不宜采用此办法。但当在上层砂层薄的淤泥中插设不太深的排水板时,这还是一个行之有效的办法。

### (4) 回带和断带的原因分析与措施(见表4)。

表4

	产生原因	解决措施
回带	1. 底层粘土太软,或地下水太多挂不住桩靴,提管时随管而上。 2. 桩靴的扣带环连接不牢,容易脱落。	1. 加高压水;一者加水后提管时下端产生一个瞬时真空拉力,将桩靴脱开桩头而留下,二者靠水本身的重量将桩靴压留在粘土中。 2. 在桩靴穿排水板的扣环上,再横穿一条30~4cm的排水板(外露),桩靴容易脱落,同时也增加了阻力,使桩靴脱落。 3. 加强扣带环与桩靴板的连接(如改用螺纹连接)。
断带	1. 桩靴封口不严密,泥砂进入插管,提管时卡住排水板造成断带。 2. 桩靴底板太薄,碰到硬地基时,由于振动式插板机振动时间太长,将排水板与桩靴连接处振断,进而回带。	1. 加高压水,泥砂不易进入,保持管内干净畅通。 2. 在桩靴穿排水板的扣环上,加穿一条30~40cm长的排水板(外包住插管端头),加强管口的密封性,减少泥砂的进入。 3. 加厚桩靴的底板(改成 $\delta=3\text{mm}$ 厚的钢板)。

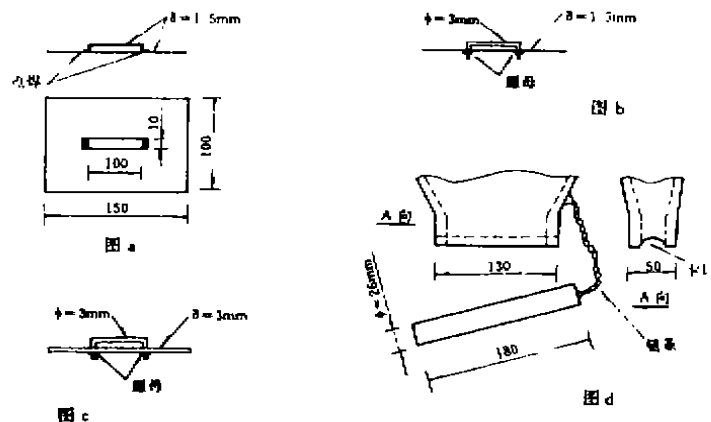


图4-138

## 插管的摩阻力测算与动力选配

### 1. 矩型插管静压阻力的测算

(1) 根据液压电动机的峰值功率推算施加在插管上的最大静压力(即机械的工作能力):

由于液压式插板机是通过控制液压马达的转速来控制插管的施插速度,所以在施插过程顺利时,插管基本上是以匀速下插。现场测得,插至35.5m深时,耗时约47秒,则施插速度为  $v = S/T = 35.5/47 = 0.76\text{m/s}$ 。假设此时刚好达到液压马达的峰值输出功率。根据  $W = Fv$ , 此时施加在插管上的瞬时静压力为:

$$F = \mu \cdot (W/V)$$

式中:  $F$ ——峰值功率时插至35.5m深时施加在插管上的瞬时静压力

$\mu$ ——机械传动效率(主要包括链条传送系统的损耗)

取  $\mu = 0.95$

W——液压马达的峰值输出功率,查资料,两个液压马达的峰值输出功率为:斜插

$$W = 2 \times 148 \text{HP}$$

$$= 2 \times 148 \times 745.7 \text{W}$$

$$= 2 \times 148 \times 745.7 \times (1/9.8) \text{kgf} \cdot \text{m/s}$$

V——插管的下插速度 m/s

$$\begin{aligned} \text{则: } F &= [0.95 \times (2 \times 148 \times 745.7/9.8)] / (35.5/47) = 28328 \text{kgf} \\ &= 28.3 \text{t} \end{aligned}$$

施工过程中,如果插至 35.5m 深时液压马达还未曾达到峰值输出功率,插管的静压力将小于 28.3t,显然,插管所克服的摩阻力也相应变小。另一方面,28.3t 是机械本身所具备的工作能力,机械能否发挥其能力还取决于机械本身所能施加在插管上的重量。

(2) 根据静力学原理测算插管下插的最大静压力(即插管所克服的最大摩阻力)。

在施工过程中,当碰到较硬的土质时( $N = 26$  以上),插管不能穿透而使整个机械被抬起,一般以此时为机械的最大施插能力。由此,我们可以把它简化成一个静力学模型进行测算,此时施加在插管上的最大静压力。

$$F_{\max} = -N$$

如图 4-139,(原稿未附图)将整个机体简化成一个刚体,O 点为履带的后轮中心支撑点,根据静力学平衡原理:

$$\sum M = 0$$

$$\text{即 } L_1 \cdot G_1 + L_2 \cdot G_2 - L_3 \cdot N = 0$$

式中: $L_1 \cdot G_1$ ——主机的重心对后支点 O 取矩

$$L_1 = 3.72/2 - 0.32 = 1.54 \text{m}$$

$$G_1 = 35 \text{t}$$

$L_2 \cdot G_2$ ——机架的重心对后支点 O 取矩

$$L_2 = 1.69 + 3.72 = 5.41 \text{m}$$

$$G_2 = 12.5 \text{t}$$

$L_3 \cdot N$ ——插管的反力对后支点 O 取矩

$$L_3 = 1.82 + 3.72 = 5.54 \text{m}$$

$$N = (L_1 G_1 + L_2 G_2) / L_3$$

$$= (1.56 \times 35 + 5.41 \times 12.5) / 5.54$$

$$= 22 \text{t}$$

$$\text{即: } F_{\max} = 22 \text{t}$$

由上述测算可知,这种机械施插时插管所克服的最大摩阻力为 22t,但对一般情况而言,在该种地质条件下,使用  $50 \times 130 \text{mm}^2$  的插管至 35.5m 深所克服的摩阻力在 20t 左右。以上两种计算也可以看出,该机并没有充分发挥液压电动机的工作能力,若加大主机和机架的重量,机械的工作能力还可以加大。

## 2. 圆型插管振动阻力的评估

根据土力学的有关理论,在相同地质条件和使用相同断面的插管量,振动时插管所克服的摩阻力小于静压时插管所克服的摩阻力,这主要是插管周围砂和土的结构发生了变化,即

发生液化现象,阻力减少。在实际施工过程中,我们使用的插管直径为 140mm,选用 40.5t 激振力的振动锤,完全能满足施工要求,但当碰到  $N = 26$  击以上的土层时,振动式插板机下插也非常困难。一般认为,使用  $\Phi = 140\text{mm}$  的插管时,其克服的最大摩阻力应小于 30t。

### 3. 液压式与振动式技术性能比较

技术性能	液压式	振动式
行走及转向机构	灵活、方便	笨重,难以操作
平均接地压力( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	0.95	0.38
工效	高	较低
抗倾覆能力	较差	较好
垂直度	左右调节性能差	较难调整
定位能力	好	好
穿插能力与拔管速度	好、快	较好、较慢
机械性能	良好	较差、易坏

### 4. 机械设备的选配

振动式插板机除可采用本工程使用的履带式的桩机外,还可用履带吊机改装,本工程较适合的可用 40~50t 吊机改装而成,当然,用日本产的专用履带插板机更加好,但要注意振动锤与发电机的选型要配备合理。

液压式插板机大都采用液压反铲改装而成,本工程相适应的可用加藤 HD—1880 系列,小松 E450 等等,但液压马达和驱动链条都必须相应地选配合理,以保证整部机械的性能配备良好。

### 5. 插管及钢架的材料选用及设计型式

根据施工机械的反复实践和改进,插管及钢架的材料都应采用高强度钢(如合金钢),插管的断面应尽量满足断面小、周边平滑无凹凸且刚度足够。一般可选取矩形、圆形或棱形断面。机架的设计应保证具有足够重量前提下,尽量使结构简单、整体刚度大、抗弯强度高、连接牢靠等,一般采用桁架结构。

## 工效分析

振动式插板机由于结构笨重、机械性能较差、操作不便、工效较低,一般 60 根/台班,最高 80 根/台班,但由于其采用振动型式,且激振力较大,在地基较硬时,有较好的穿透力。

液压式插板机由于结构简单、操作灵活、机械性能好、工效很高,一般 160 根/台班,最高 200 根/台班,工效为振动插板的 2~3 倍。但由于采用静压方式,当碰到较硬的地基时(20 击以上的地层),显得较为困难。

由于液压式插板机的工效远远高于振动式插板机,其经济效益也明显比振动式强得多。就本工程而言,在相同施工期内,液压式插板机所完成的工程量是振动式插板机的 4~5 倍,特别是在赶超第二战役“10·22”节点工期时,其生产效率之高更是始料不及的。

## 结语

塑料排水板施工是澳门国际机场工程中最大的技术难关之一,特别是在这种特定的地质条件下,要穿透近 20m 厚的吹填砂并插至 35.5m 深,这在国内和港澳地区都是前所未有的。在组织施工期间,我们始终坚持忠于科学,重于实践,团结分包商,组织技术攻关,不断改进机械设备的技术性能。如对主机的选型,机架的设计,振动锤的选用,液压电动机及驱动链条的选配;特别是对插管断面的改进,深层断带的解决办法,以及断带和回带的处理措施等,我们在施工实践中积累了较为丰富而又宝贵的经验。在施工方案上,根据设计要求以及 SPP 的质检要求,按数码代号进行编号分区,简洁明了,便于布置多台机械、放样、记录及验收,施工质量也得以保证,这对大面积、大工程量的排水板施工不失为一种行之有效且值得推荐的施工方法。

排水板施工技术难题的解决,不仅取得了出人意料的生产效率和经济效益,而且应视为深层软基处理技术的一大突破性成果。排水板工程施工在澳门国际机场工程中获得巨大成功,将为今后类似的地基处理工程提供了可资借鉴的成功经验。

---

## 欢迎订阅《地基处理》

### ——一份属于土木工程界的刊物——

《地基处理》已经历了 10 个年头。经过广大读者、作者、审稿者、编委以及各次专业会议的热心支持,逐渐取得有关地基处理设计、施工、勘测、测试、教学、科研以及业主和监理人员等等广泛深入的理解和参与,成为土木工程技术人员的良好益友。

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

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

本刊从第 10 卷第 1 期(总 34)1999 年 3 月起由 64 页试增刊为 80 页。(有时视情况还可能酌情增加)

欢迎 1999 年度的补订工作:

订阅一年(1999) 4 期 20 元(包括邮费)

订阅三年(1999-2001) 12 期 60 元(包括邮费)

如蒙订阅,可向《地基处理》发行部索取订单,或直接将款项汇至:农业银行杭州浙大分社,帐号 70620113303974 地基处理学会,注明订购《地基处理》或通过邮局寄至杭州 310027 浙江大学(玉泉校区)土木系欧阳晶红,同时将订购单(或信函)寄至 310027 浙江大学(玉泉校区)土木系黄小玲,以便及时邮寄。

# 25米深层振冲挤密砂基 加固跑道地基的施工与试验

## ——人工岛跑道区地基加固工程振冲施工综述

楼永高

(交通部第三航务工程局经理部)

### 工程简况

#### 1. 引言

澳门国际机场跑道区在填海筑成的人工岛上,人工岛位于凼仔和路环岛以东海面,北窄南宽,南北全长3590m,南、北两侧各宽381.5和269m。机场跑道长3360m,宽60m,在其西侧有长1662m,宽44m滑行道,其间设四条连接道与跑道沟通,可供波音747客机起落。人工岛通过南、北联络桥与凼仔岛上的航站区连接构成机场。跑道区采用天然地基加固方案,即跑道下全清淤,后吹填砂,打排水板,再进行堆载预压,振冲密实,之后卸载,碾压,浇筑道面混凝土。该工程由中港总公司总承包,三航经理部主要负责地基加固中堆载预压、振冲密实、卸载、安全区回填、碾压等工程及其质量监测工作。

#### 2. 工程特点

工程量大,工期紧迫,技术要求高,振冲深度达25m。

#### 3. 地质条件

澳门机场跑道区域的地质大致可以分为三层,上部为沿海近代淤泥层和淤泥质粘土层组成;中部为滨海相冲积层,以杂色亚粘土,灰色粘土,细砂,中砂,粗砂及混砂粘土等互层组成;底部为花岗岩风化残积层。机场区域的泥面标高约为-2~-4m(MCD),表面被海水淹没,跑道、滑行道基础全清淤,清淤底标高为-16m~-24m,人工岛填砂标高为-24~+8m(地质剖面图见《人工岛填筑工程地基处理设计》图4-5、图4-6、图4-7略)。

#### 4. 设计要求

##### (1)设计荷载:

①跑道、滑行道填筑产生的附加荷载约200~230kN/m<sup>2</sup>。

②飞机最大结构起飞重量为3970kN;最大结构着陆重量为2560kN;基本重量为1620kN。

##### (2)砂质要求:

吹填砂要求是中、粗砂,不均匀系数 $C_u$ 5~9,粒径大于0.25mm的颗粒应超过总量的

30%,  $d=0.06\text{mm}$  细颗粒小于 10%;  $d=0.005\text{mm}$  粘粒小于 3%。

(3) 振冲范围:

范围	跑道	滑行道	连接道
宽度(m)	80	59	64~133
穿孔标高(m)	+14~+7.0	+13~+7.0	+13~+7.0
穿孔深度(m)	7	6	6
加固标高 m(MCD)	+7.0~-12.0	+7.0~-8.0	+7.0~-8(-12)
加固深度(m)	19	15	15~19
振冲穿孔深度(m)	26	21	21~26

(4) 振密加固砂基后的技术指标(跑道、滑行道、连接道):

标高范围	+7.0~+3.5(MCD)	+3.5~-12(MCD)
CPT 静力触探	12MPa	10MPa
SPT 标准贯入	25~30 击	20~25 击
最小表面沉降	50~70cm	

(5) 工程量:

项目	单位	北跑道	南跑道	南滑道	总计
有效振冲体积	万 m <sup>3</sup>	277	255	186	718

## 振冲施工工艺

### 1. 振冲原理简介

振冲挤密法加固砂层一方面依靠振冲器的强力振动使饱和砂层发生液化,砂颗粒重新排列,孔隙减少;另一方面依靠振冲器的振动力将补充的砂(来自孔顶的填料或自行塌陷的砂)挤压加密。

### 2. 振冲工艺的适用土质

质

适用振冲挤密法的土质主要是砂性土。从粉细砂到含砾粗砂,只要小于 0.005mm 的粘粒含量不超过 10%,都可得到显著的挤密效果;若粘粒含量大于 30%,则挤密效果明显降低。适用于振冲挤密的颗粒级配曲线见图 4-145。

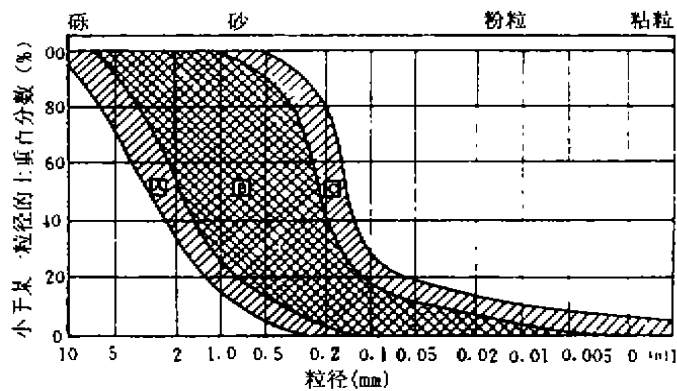


图 4-145 适用于振冲挤密的颗粒级配曲线范围



被加固砂的级配曲线全部位于图中B区,振冲挤密效果最好;当砂层中夹有粘土薄层,含有机质或细粒较多,挤密效果将降低;级配曲线全部位于C区,振冲挤密法加固有困难;级配曲线位于A区的砾、紫砂、胶结砂或者地下水位过深,振冲器贯入速度降低,加固就不经济。

### 3. 振冲施工系统与方法

振冲施工设备动力系统主要包括履带式起重机、振冲器、发电机、空压机、水泵、水、气管等。整个机、电、水、气系统布置见图4-146。

施工方法是以起重机吊起振冲器,启动潜水电机带动偏心块,使振冲器产生高频振动,同时开动水泵通过喷嘴喷射高压水流。在振动和高压水流的联合作用下,振冲器沉到砂中的预定深度,此时高压水翻滚,带出孔中泥浆,且孔周围的砂向下塌陷(相当于填料),然后开始留振(约1分钟),每段(0.5m)砂在振动作用下被振挤密实,达到所要求的密实度(以密实电流控制)后提升振冲器,再于第二段重复上述操作,如此直至地面。振冲施工过程见图4-147。

### 4. 振冲器简介

本工程使用了两种振冲器,主要技术性能指标如下:

项目	单位	V23型	S型
额定功率	kW	130	150
转速	rap	1800	1800
额定电流	Amp	250	300
偏心力	kN	300	206
振幅	mm	23	17/18.5
直径	mm	350	400
长度	m	3.25	2.9
重量	kN	21	24
产地		加拿大	德国

振冲器的构造见图4-148。

### 5. 孔位布置和间距

振冲孔位布置常用等边三角形和正方形两种,对大面积挤密处理,用等边三角形布置比正方形布置可以得到更好的挤密效果;振冲孔位的间距视砂土的颗粒组成、密实要求、振冲器功率而定。

设计大面积砂层挤密处理时,振冲孔的间距可用下式估算:

$$d = a \sqrt{\frac{V_p}{V}}$$

式中  $d$ ——振冲孔间距

$a$ ——系数,等边三角形布置为1.075;正方形布置为1

$V_p$ ——单位桩长的平均填料量,一般为0.3~0.5m<sup>3</sup>

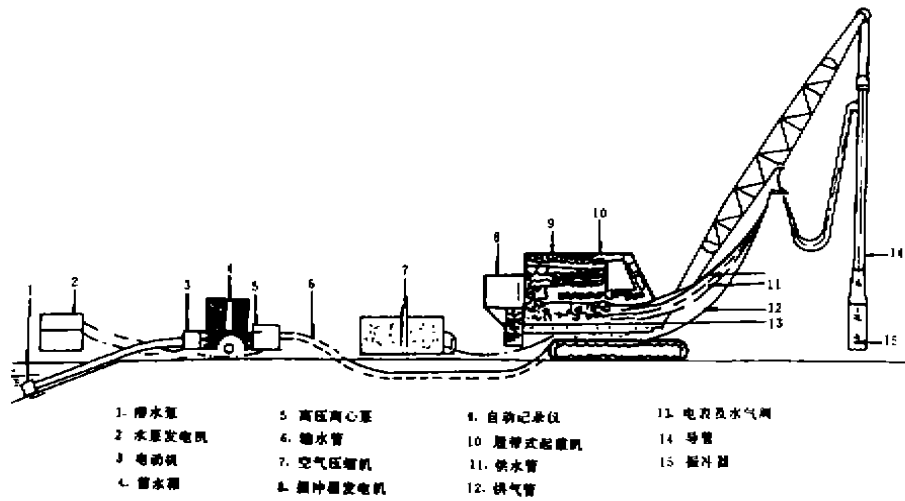


图 4-146 振冲机、电、水、气系统示意图

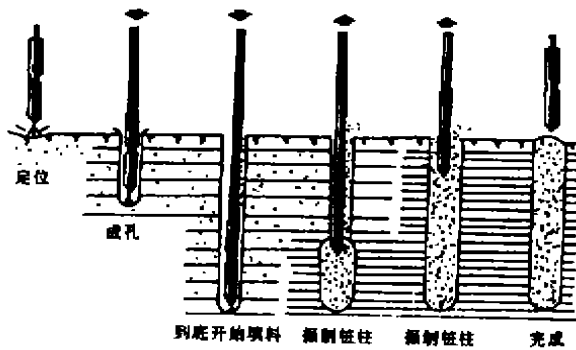


图 4-147 振冲施工过程

- 1- 电缆 2- 水管 3- 吊管 4- 活节头 5- 电机垫板
- 6- 潜水电机 7- 转子 8- 电机轴 9- 联轴节 10- 空心轴
- 11- 壳体 12- 翼板 13- 偏心体 14- 离心轴承
- 15- 推力轴承 16- 射水管

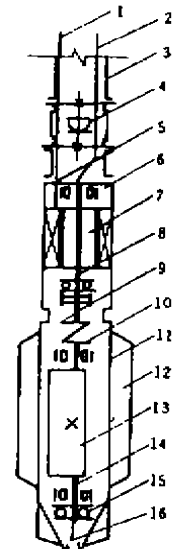


图 4-148 振冲器构造示意图

$V$ ——原地基为达到规定密实度,单位体积所需的填料量,可用下式计算:

$$V = \frac{(1 + e_p)(e_0 - e_1)}{(1 + e_0)(1 + e_1)}$$

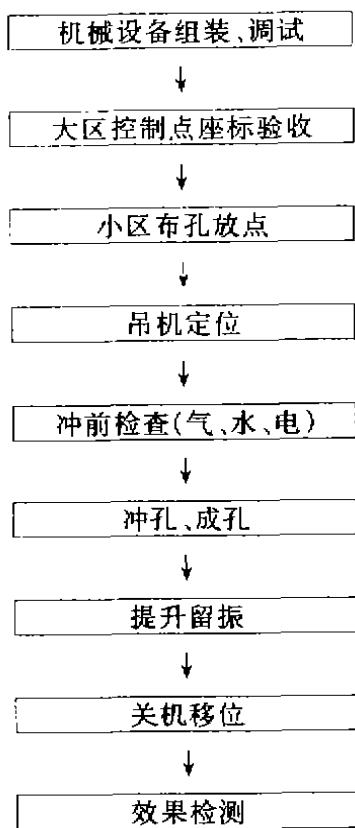
式中  $V$ ——砂基单位体积所需的填料量

$e_0$ ——振冲前砂层的原始孔隙比

$e_p$ ——桩体的孔隙比

$e_1$ ——振冲后要求达到的孔隙比

### 6. 工艺流程



工艺流程框图

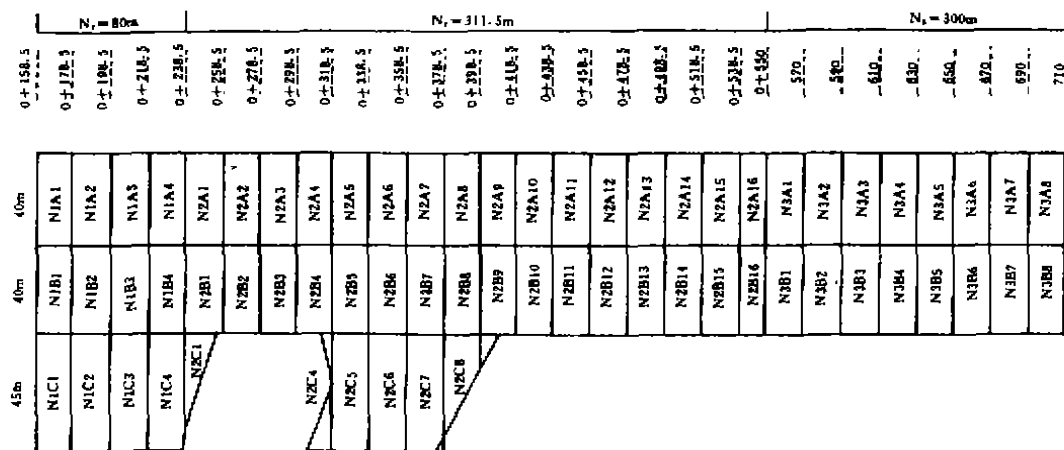


图 4-149 北跑道局部振冲分区示意图

7. 施工顺序和区域划分

整个工程分设南、北岛两个工区,北跑道长 1731.5m,分七个施工大段(N1 - N7),施工由北向南推进;南跑道长 1674.5m,南滑行道长 1662m,分六个施工大段(S1 - S6),施工由南北两端向中部推进;至中部交交汇拢。总体上,振冲在堆载完成后进行,将跑道和滑行道划为

20 × 40m 左右的小区开展振冲施工(见图 4-149)。

#### 8. 主要机械设备配备(每套组合)

	设备名称	规格型号	每套数量	备注
1	履带式吊机	60 ~ 100T	1	
2	振冲器	V-23(S型)	1	
3	导管	5 ~ 6m	4 ~ 5	连接振冲器用
4	发电机	220 ~ 250KVA	1	配用振冲器
5	空压机	700 ~ 900kPa	1	
6	潜水泵	2bar1.5 ~ 2m <sup>3</sup> /min	1	
7	高压水泵	2bar1.5 ~ 2m <sup>3</sup> /minH = 80 ~ 90	1	
8	发电机	150KVA	1	配用水泵
9	海水箱	30 ~ 40m <sup>3</sup>	1	
10	装载机(或反铲)	2m <sup>3</sup>	1	

#### 9. 主要人员配备(每台/班组合)

人员	数量	人员	数量
施工员	1	水泵司机	1
吊机手	1	空压机司机	1
记录员(兼放点)	1	修理工	1
发电机司机	1	杂工	3

## 振冲试验

### 1. 试验区的平面布置

试验区在北、南岛分两种不同振冲器进行。

试验区 1: 在北岛 N1B4 区开展了 V23 型振冲器, 间距为 3.0、3.25、3.5m;

试验区 2: 在南岛 S1B6 区开展了 V23 型振冲器, 间距为 3.75、4.0、4.25、;

试验区 3: 在南岛 S2A4 ~ 5 区开展了 S 型振冲器, 间距为 3.5、4.0m;

试验区的平面布置见图 4-150。

检测点位标高表

点位	振前标高(m)	振后标高(m)
CPT-03	13.27	
CPT-04	13.42	
CPT-05	13.34	
CPT-06		11.90

续表

点位	振前标高(m)	振后标高(m)
CPT-07		11.80
CPT-08		11.85
CPT-09		11.83
SPT-1	13.26	
SPT-2	13.41	
SPT-3	13.35	
SPT-4		11.90
SPT-5		11.66
SPT-6		11.79

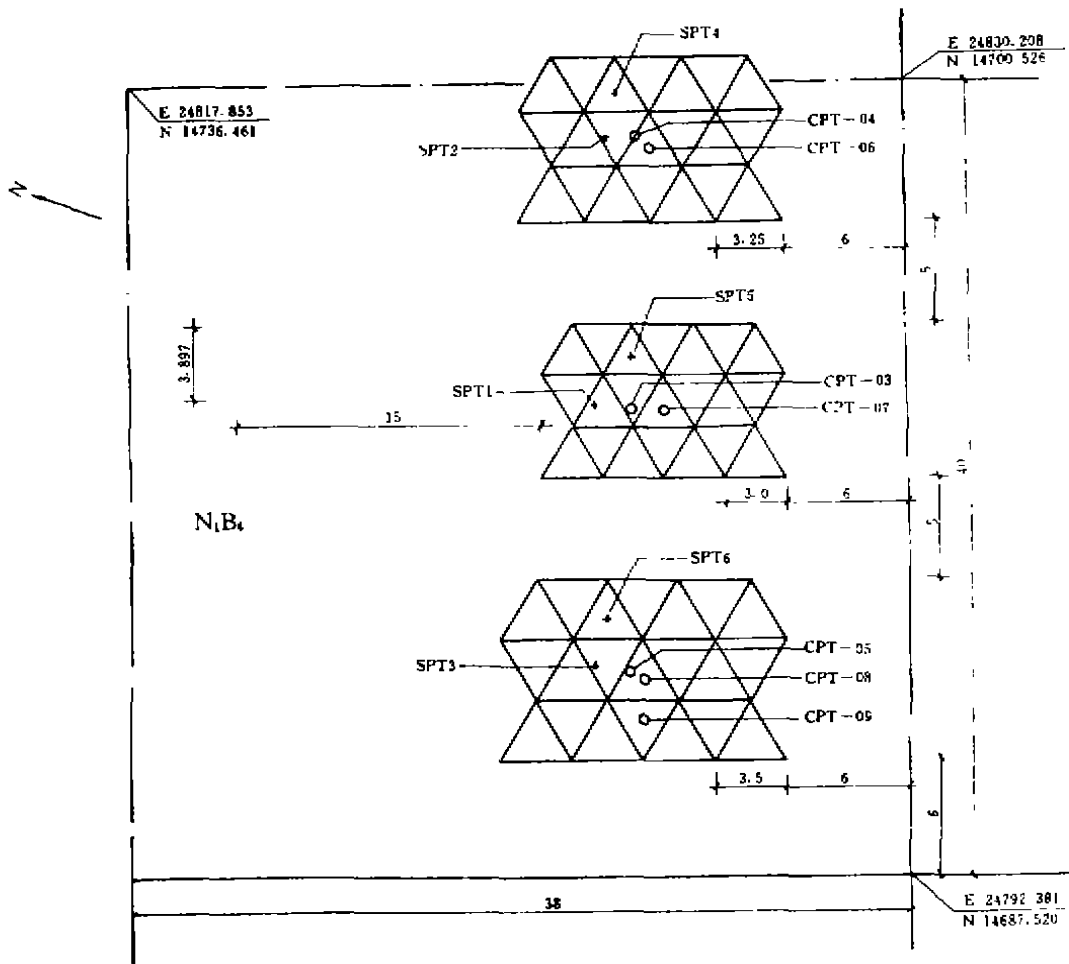


图 4-150 试验区 I 平面布置及振冲前后检测点位置图

## 2. 振冲试验参数的选定

项目	参数	项目	参数
布孔形式	三角形	水压	600~800kPa
成孔速度	不限	水量	>1.5m <sup>3</sup> /min
上拔间距	30~50cm	气压	700~800kPa
留振时间	10~100sec	气量	16~18m <sup>3</sup> /min
密实电流	80~200A		

## 3. 试验与检测结果分析

## (1) 砂样试验

根据筛分比重计联合法试验,砂样取自局部地区,24个试样中60%为中粗砂,颗粒分析曲线多数落入图4-145中Mitchell定义的最佳振冲挤密粒径范围B区,其级配好坏均半。细粒含量一般小于15%,但粘粒含量一般大于3%,超过设计技术规格书要求。另外余下的砂样为粉细砂,级配不良,细粒含量较大。砂样颗粒分析曲线见图4-151所示。

## (2) 容重试验

采用环刀法测定,振冲前砂的平均容重为1.568g/cm<sup>3</sup>;振冲后,d=3.0m试验区平均容重提高了0.052;d=3.25m试验区平均容重提高了0.102;d=3.5m试验区平均容重提高了0.162,其提高幅度为最大(见表1)。

试验区1 振冲前后实测容重对比表

表1

振 前			振 后			容重提高值	备 注
标高	容重	平均容重	容重	标高	振冲间距		
13.40	1.543	1.568					测试方法 环刀法
13.00	1.660		1.62	11.80	3.0m间距	0.052	
12.30	1.556						
11.50	1.590		1.67	11.65	3.25m间距	0.102	
11.30	1.530						
10.00	1.530		1.73	11.70	3.5m间距	0.162	

## (3) 振冲沉降测量

振冲后,d=3.0m试验区的平均沉降为1.691m;d=3.25m试验区的平均沉降为1.324m;d=3.5m试验区的平均沉降为1.588m;三者综合平均沉降为1.534m(见表2)。

## (4) 标贯 SPT 对比

振冲后,d=3.0m试验区的平均击数N值提高了2倍,达29击,振密效果明显;d=3.25m试验区的平均击数N值提高了1.9倍,达27击,振密效果次之;d=3.5m试验区的平均击数N值提高了2.2倍,高达39击,振密效果最为明显,三个试验区全部满足并超过设计要求,以3.5m振冲间距方案为最佳(见图4-152,表3)。

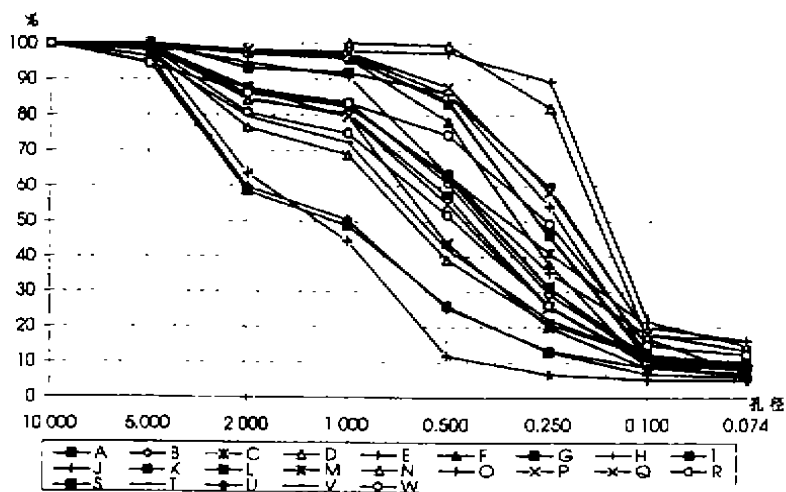


图4-151 振冲前砂样粒径分析曲线图

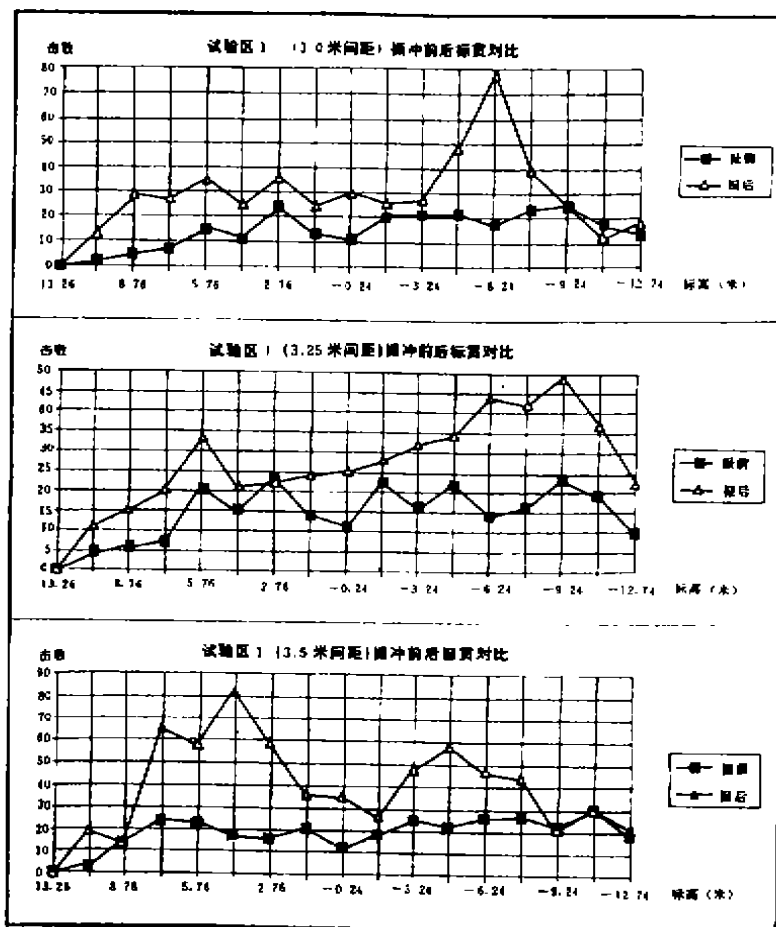


图 4-152

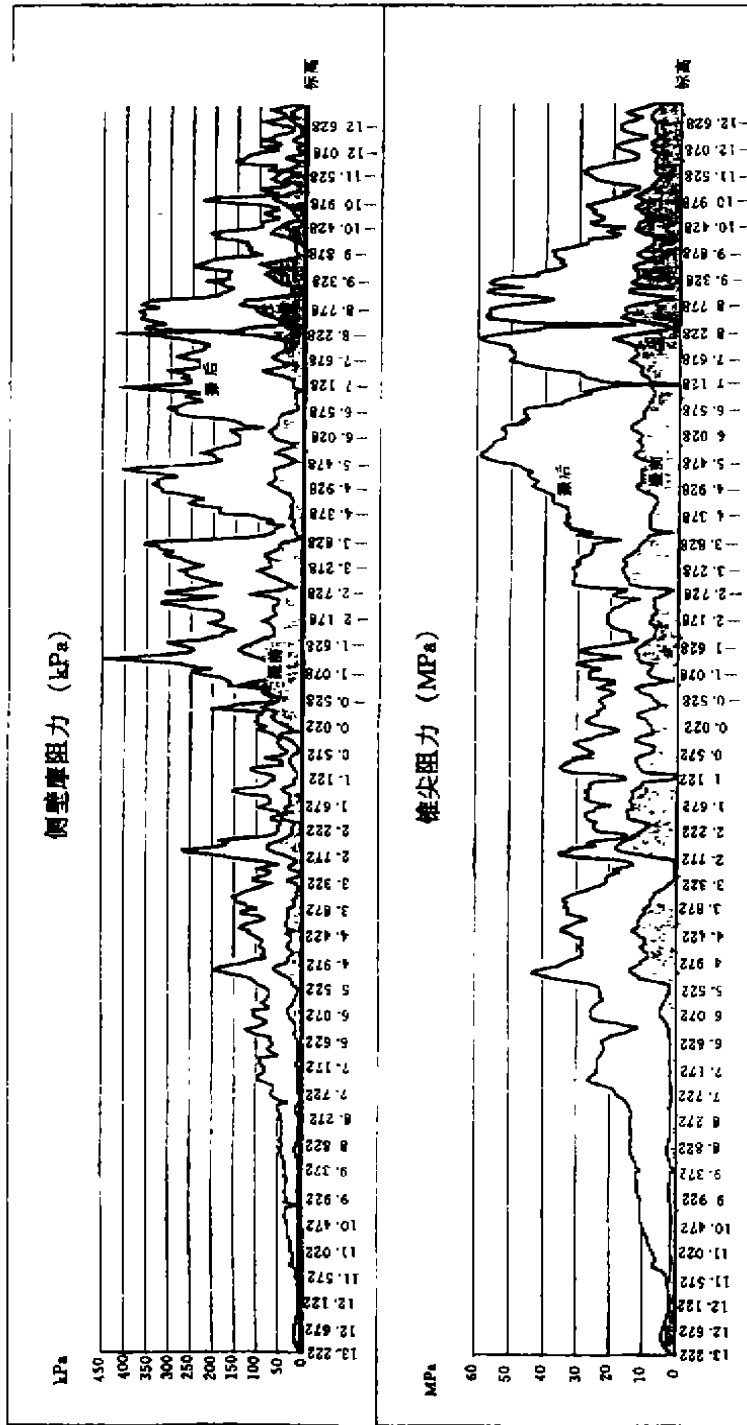


图4-153 试验区1(3.0m间距)振冲前后CPT检测情况对比

图4-153



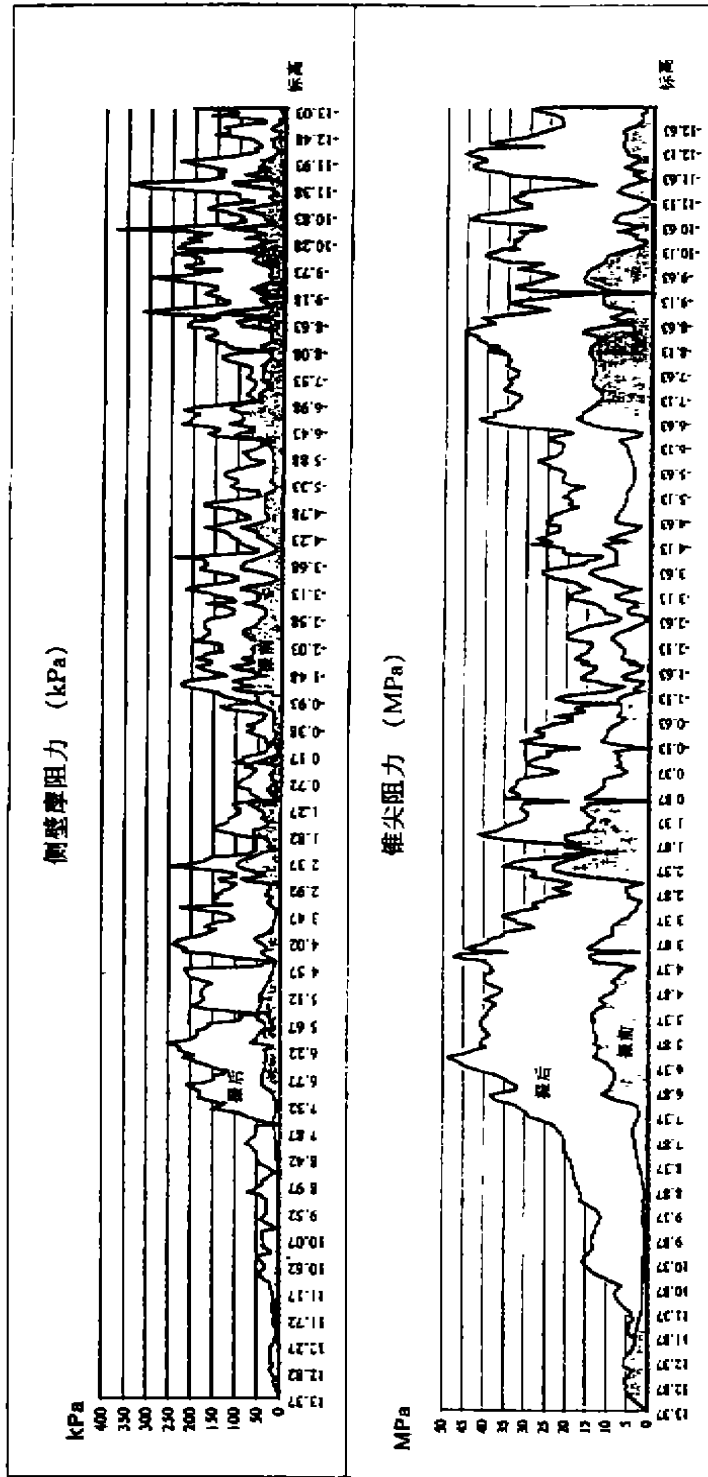


图4-154 试验区1(3.25m间距)震前震后CPT检测情况对比

图 4-154

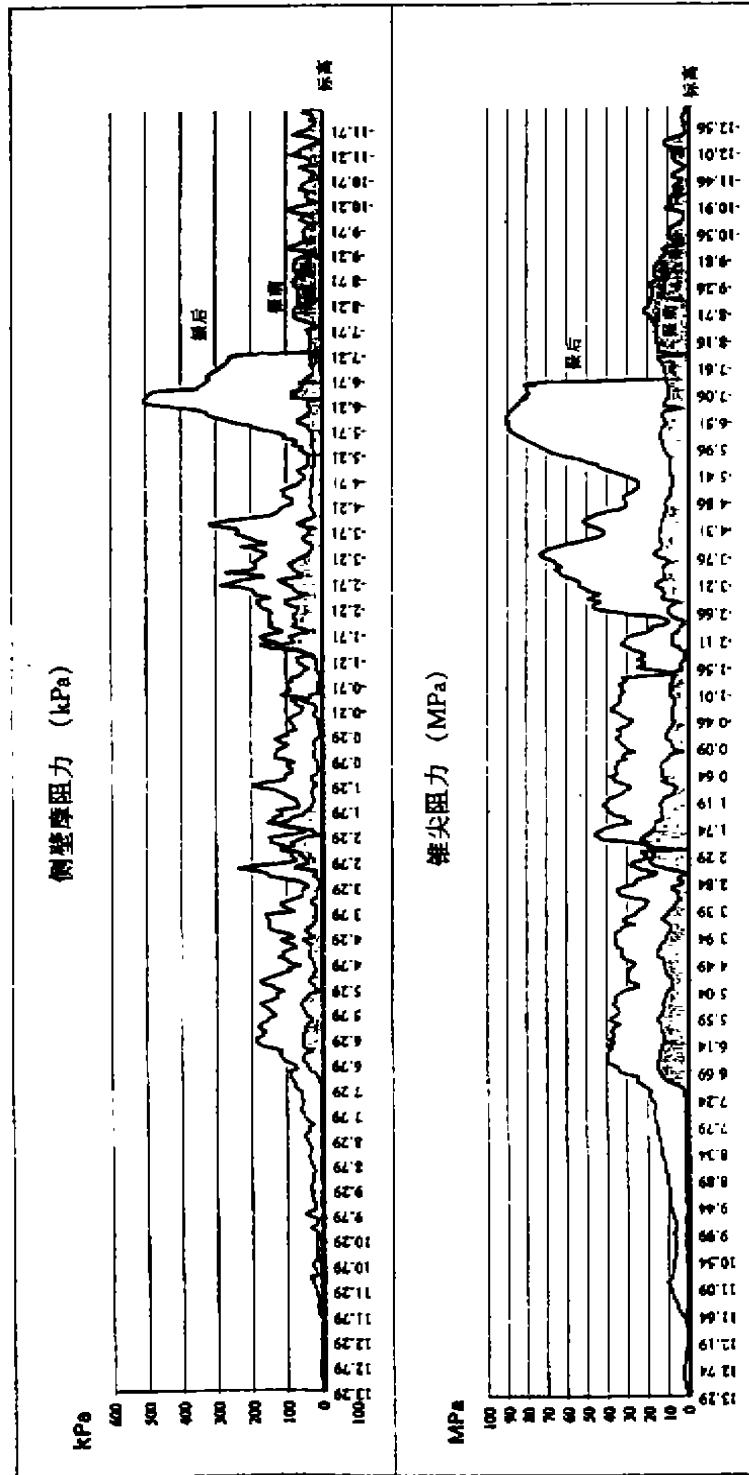


图4 155 试验区1(3.5m间距)振冲前后CPT检测情况对比

图 4-155

## (5) 静力触探 CPT 对比

振冲后,  $d = 3.0\text{m}$  试验区的平均锥尖阻力  $q_c$  值提高了 3~5 倍, 最高达 60MPa;  $d = 3.25\text{m}$  试验区的平均锥尖阻力  $q_c$  值提高了 3~4 倍, 最高达 48MPa;  $d = 3.5\text{m}$  试验区的平均锥尖阻力  $q_c$  值提高了 3~6 倍, 最高达 90MPa。以 3.5m 振冲间距方案为最佳(见图 4-153、图 4-154、图 4-155)。

从 SPT, CPT 曲线图中可以看出, CPT 的  $q_c$  值与 SPT 的  $N$  值反映的砂基强度曲线规律基本相同, 在 +13.5~+7.0m 堆载砂范围内, 振密效果明显, 在 -2~-10m 范围内, 振密效果突出, 但在有淤泥夹层和粒径偏细的砂层中振密无效果, 这与 SPT 取样情况正相符合。砂样呈现粉土和砂的混合物及粘质砂土, 当含泥量超过 30%, 则振冲加固是无效的, 这一结论与监理工程师也达成了共识。

试验区(1)振冲前后砂面沉降量表

表 2

序	$d = 3.0\text{m}$ 试验区高程(m)		$d = 3.25\text{m}$ 试验区高程(m)		$d = 3.5\text{m}$ 试验区高程(m)	
	振前	振后	振前	振后	振前	振后
1	13.190	11.425	13.283	11.695	13.360	11.775
2	13.273	11.345	13.183	11.910	13.405	11.680
3	13.297	10.985	13.178	11.925	13.420	12.035
4	13.301	11.875	13.213	11.805	13.430	11.805
5	13.345	11.835	13.283	11.837	13.435	11.910
6	13.380	11.850	13.308	11.895	13.450	11.795
7	13.330	11.640	13.268	11.860	13.475	11.645
8	13.310	11.860	13.203	11.832	13.525	12.050
9	13.355	11.645	13.178	11.750	13.425	12.110
10	13.335	11.920	13.158	11.875	13.385	11.765
11	13.345	12.015	13.193	11.998	13.430	11.875
12	13.350	11.880	13.223	11.935	13.390	11.810
13	13.360		13.118	11.540	13.450	
14	13.360		13.118	11.680	13.400	
15	13.370		13.150	11.715	13.455	
16	13.380		13.103	11.860	13.475	
17	13.355		13.188		13.360	
18	13.370		13.173		13.370	
19	13.335		13.163		13.357	
20	13.400		13.213		13.398	
21	13.400		13.253		13.450	

续表 2

22	13.380		13.066		13.412	
23	13.370		13.013		13.510	
24	13.365		13.156		13.490	
25	13.375		13.158		13.432	
26	13.480		13.173		13.432	
27	13.470		13.163		13.535	
28	13.440		13.113		13.475	
29	13.475		13.113		13.505	
30	13.475		13.018		13.450	
31	13.467		13.170		13.545	
32	13.488		13.128		13.558	
33	13.473		13.038		13.440	
34	13.480		13.003		13.480	
35	13.440		13.013		13.430	
36			13.093		13.435	
37			13.033		13.490	
38			13.028		13.440	
39			13.040		13.445	
40			13.078		13.480	
41					13.318	
42					13.390	
43					13.380	
44					13.455	
45					13.465	
46					13.400	
47					13.535	
48					13.460	
小计	468.319	140.275	525.747	189.112	645.232	142.255
平均高程(m)	13.381	11.690	13.144	11.820	13.442	11.855
沉降(m)	1.691		1.324		1.588	
平均沉降(m)	1.534					

振冲前后标贯测定值的综合比较

表3

试验区 I	3.0m 间距		3.25m 间距		3.5m 间距	
	振前	振后	振前	振后	振前	振后
频数 n	17	17	17	17	17	17
平均击数 N	14.38	28.94	14.21	27.00	18.71	39.00
均方差 $\sigma$	7.48	16.32	6.87	12.09	7.81	20.70
变差系数 Cv	0.52	0.56	0.48	0.45	0.42	0.53

## 振冲质量控制和效果检测

### 1. 振冲施工质量控制

(1)“密实电流”是反映砂基加固的密实程度,由试验确定电流值后,须严格掌握;注意避免错将瞬时电流误作密实电流,过早提升振冲器,引起虚振;特别是在砂层中遇到有淤泥夹层时,更要注意密实电流是否达到规定值。

(2)“留振时间”是指振冲器在加固地基内某一区段的工作时间,在振冲加密中,留振时间加长,可以使砂土“完全液化”和扩大影响范围;留振时间的长短视砂质而定,颗粒细,留振时间长。

(3)“砂体塌落沉降量”越大,显示地基密实程度越高。

以上三者是互相关联和互相保证的,只有在一定的砂体塌落沉降填补的情况下,才可能保证达到一定的密实电流,而这时也必须要有一定的留振时间,这样才能把砂挤紧振密。

(4)“振冲深度”必须达到设计标高。

(5)“区段提升高度”不能过大,以免某些深度欠振或漏振。

(6)定位要准确,偏位误差小于一个振头直径。

(7)注意控制振冲器与振杆的垂直度。

(8)不漏孔,如有漏孔及时补孔、补振。

(9)做好施工记录。内容包括:施工日期、时间、机号、区号、孔号、振冲间距、振冲深度、施工电压、密实电流、留振时间、障碍及修机情况等。

### 2. 振冲效果检测

(1)检测标准见本文《工程简况》4. 设计要求。

(2)检测密度按《技术规格书》要求,每 5000m<sup>2</sup> 作为一个单元进行一次试验。

(3)检测时间应在深层密实完成后两个星期进行。

(4)检测项目:

①静力触探  $q_c$  值,数量 1 点,连续测;

②标准贯入  $N_{63}$ ,数量 1 点,2~3m 打一次标贯。

(5)检测点位置由监理工程师确定,结果及时报监理工程师。

(6)不合格区的处理:

①5000m<sup>2</sup> 振冲区域检测 CPT、SPT 各一点,如其中有一点不合格(因土质因素造成不在此例),即认为该区域不合格;接着将该区域分成数个 20 × 40m<sup>2</sup> 的小块,每小块用 CPT(或

SPT)检测一次;检验合格表示该小块通过质检,反之,则该小块需返工重振加固;

- ②重振孔间距同原振冲孔距;
- ③重振孔位置于原振冲孔三角形中心处;
- ④重振加固深度至少在±0.00m标高以上范围;
- ⑤重振后小块再用CPT(或SPT)检测一次,检测深度同重振加固深度。

3. SPT, CPT 检测成果

SPT, CPT 检测情况表

项 目	SPT			CPT		
	检测总数	合格数	合格率%	检测总数	合格数	合格率%
跑道区	88	81	92	114	97	85
滑行道区	31	31	100	31	31	100

不合格区域,经返工重振,重新检测表明,复振后都满足了设计要求,因此,振冲质量总体上是好的。

实际施工振冲孔距情况

振冲间距	振冲面积 (万 m <sup>2</sup> )	占总面积 %	V23 型振冲面积		S 型振冲面积	
			跑道(万 m <sup>2</sup> )	滑道(万 m <sup>2</sup> )	跑道(万 m <sup>2</sup> )	滑道(万 m <sup>2</sup> )
d = 3.0m	0.16	0.4	0.16			
d = 3.5m	16.2	40.3	3.08		11	2.12
d = 3.75m	20	49.8	13.5	6.3	0.16	
d = 4.0m	3.8	9.5	0.48	3.3		
合计	40.16	100.0	17.22	9.6	11.16	2.12

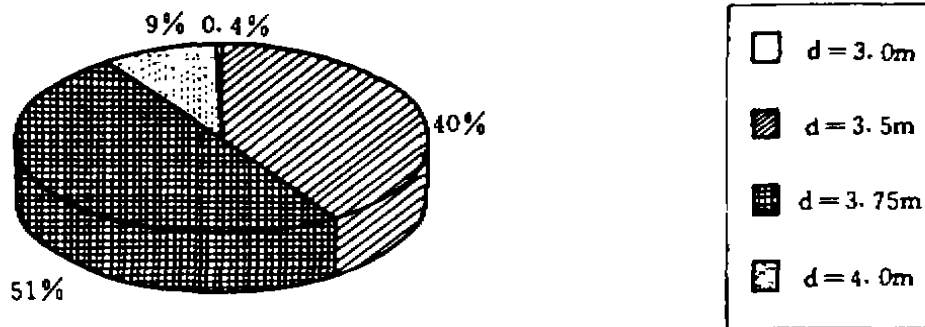


图 4-156 各振冲间距占总面积比例

振冲工程情况一览表

项目	北跑道	南跑道	跑道总长	南滑道	合计
长度(m)	1731.5	1674.5	3406	1565	
振冲面积(万 m <sup>2</sup> )	14.57	13.39	27.96	12.03	40
有效体积(万 m <sup>3</sup> )	277	255	532	186	718
完成孔数	13055	12099	25154	10161	35315

项目	区域	V23型振冲器	S型振冲器	共计
试验时间		1993.10.19~11.8	1994.1.18~21	
试验区号		N1B4	S2A4~A5	
施工时间	北跑道	1993.11.10~1994.6.19	1994.6.1~1994.7.21	280天
	南跑道	1993.12.1~1994.7.8	1994.1.22~1994.7.29	240天
	南滑道	1994.4.13~1994.10.26	1994.8.5~1994.9.24	195天
完成面积(m <sup>2</sup> )	跑道	169952	109728	279680
	滑道	99060	21240	120300
	小计	269012	130968	399980
占总面积%		67	33	100
完成孔数	孔	22613	12702	35315

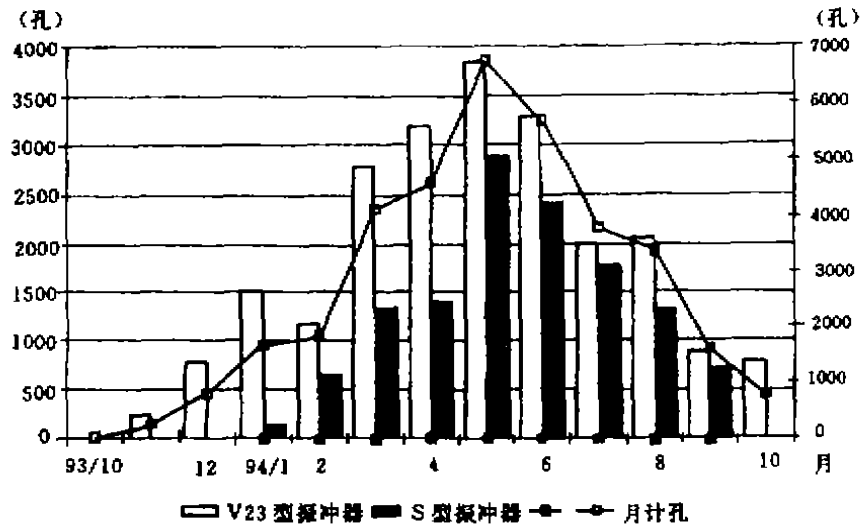


图 4-157 逐月完成振冲孔数情况

逐月完成孔数情况

月份	V23型振冲器		S型振冲器		月计孔	累计孔
1993/10	17	1			17	17
11	246	1			246	263

续表

月份	V23型振冲器		S型振冲器		月计孔	累计孔
12	778	4			778	1041
1994/1	1521	4	136	1	1657	2698
2	1175	6	646	2	1821	4519
3	2798	7	1345	3	4143	8662
4	3195	7	1412	4	4607	13269
5	3843	7	2896	4	6739	20008
6	3286	8	2428	5	5714	25722
7	2008	7	1793	5	3801	29523
8	2074	5	1328	2	3402	32925
9	888	5	718	2	1606	34531
10	784	3			784	35315
合计	22613		12702		35315	

单机平均月日产量(孔)

月份	V23型振冲器		S型振冲器	
	平均月产量/台机	平均日产量/台机	平均月产量/台机	平均日产量/台机
1993/10	17	0.6		
11	246	8.2		
12	195	6.5		
1994/1	380	12.7	136	4.5
2	196	6.5	323	10.8
3	400	13.3	448	14.9
4	456	15.2	353	11.8
5	549	18.3	724	24.1
6	411	13.7	486	16.2
7	287	9.6	359	12.0
8	415	13.8	664	22.1
9	178	5.9	359	12.0
10	261	8.7		
合计	3990	133.0	3852	128.4
平均	307	10	428	14



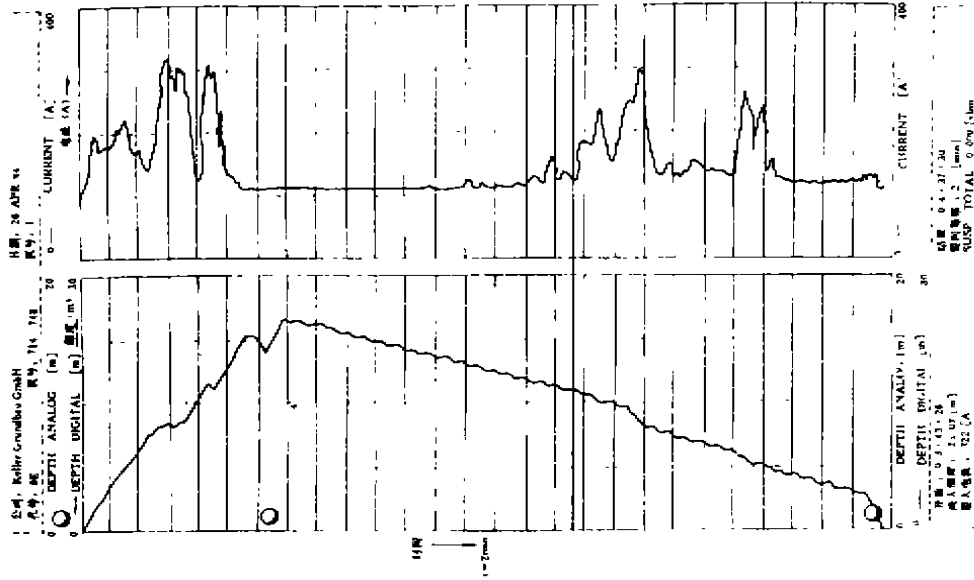


图4-159 振冲自动记录单

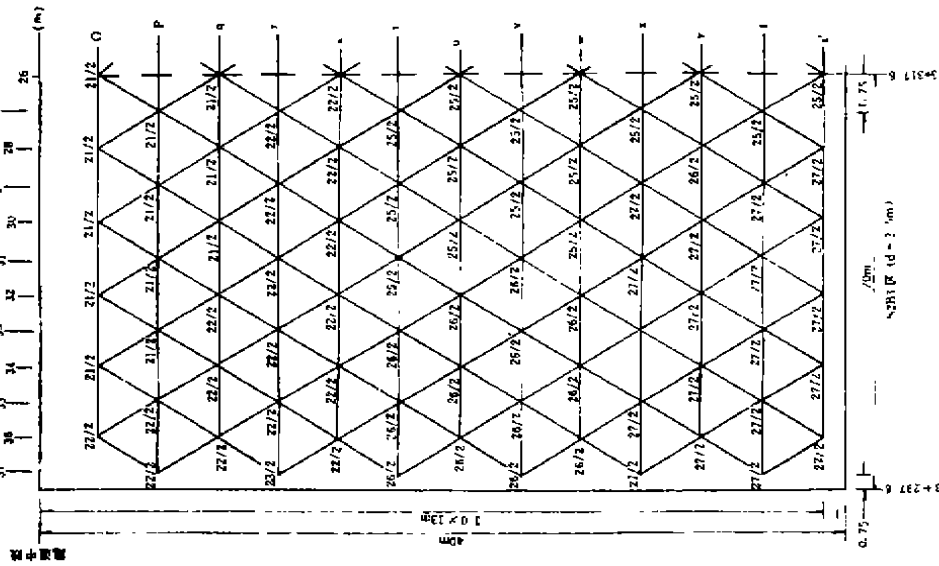


图4-158 振冲点位置图

## 施工进度与工效分析

本工程计划工期自1993年11月10日至1995年3月10日,共计483天。实际工期为1993年10月19日至1994年10月26日,共计343天,提前140天(4.7个月)完成计划。

高峰时,使用13台(套)振冲设备,时间是1994年8月。

1994年7月创造了月产量6739孔(12台机)和平均每台机日产量18.7孔的最高记录。一般情况下,振冲完成一孔的有效工作时间约1小时左右。

根据统计分析,按月30天工作日、日24小时工作时间计,V23型振冲器平均日产量为10孔/台机;S型振冲器平均日产量为14孔/台机,具体情况见表。

## 结束语

由于清淤及吹填砂工艺的局限,在南北施工交汇的人工岛中部及其他局部区域的不同标高难免存在一些吹填砂混泥或软粘土夹层(最大达3~4m),振冲法加固此部位是无效的,而且利用延长留振时间也是徒劳的,由于这部分的淤泥或软粘土夹层的存在,阻碍了上部周围砂体的塌落充填,也影响了振冲质量和加固效果。

但是,因为在这部分淤泥夹层的上层和下层皆为透水性很好的砂层,且在下层插设了间距为2m呈三角形布置的塑料排水板,加上跑道、滑行道区顶部6~8t/m<sup>2</sup>预压堆载及砂基本身的荷载,所以这部分淤泥层在超载作用下双向排水固结,经60天以上预压后实测,固结度达到95%,含水量约28%,基本上完成固结。加上碎石、水泥稳定层组成的复合地基支撑着跑道面层,所以残余沉降及差异沉降不会超过国际民航的技术标准,对机场投产使用不会造成影响。

# 浅谈深圳地区市政道路工程中软弱地基的处理

周爱忠 雷和全

(深圳市南山区城建开发中心 518052)

[摘要] 本文根据深圳地区的地质情况及施工条件,结合市政道路工程的特点,对其软弱地基的处理进行了介绍和探讨。

## 前言

深圳市地处我国东南沿海,有较广阔的海岸线,随着深圳市的飞速发展,市政工程建设日新月异,在近年来的市政道路工程建设中经常遇到软弱地基这一不良地质情况。

市政道路工程具有其自身的特点。如市政道路一般荷载都不太大(高填方处除外),对地基承载力的要求不太高;同时对于刚性路面结构而言,路面结构整体性好,刚度比较大,对地基的变形有一定的适应能力;对于柔性路面结构而言,即使由于路基的少量不均匀沉降而导致路面产生的微小裂缝,只需稍加修补后也不影响道路的正常行驶,但道路上的市政管线对沉降要求就相对较高。这些特点决定了市政道路工程中软弱地基处理具有自己的特色。如何利用这些特点,并结合软弱地基的性状,去探求经济合理的处理方法,是一个比较复杂而又必须结合实际进行灵活运用的综合性问题,需要通过工程实践不断进行摸索与探讨,但也是我们在实践中必须引起重视的问题。

## 深圳地区软弱地基的基本特性

深圳市位于南海大鹏湾及深圳湾畔,大部分海岸线为淤泥质海岸,在地质上属第四纪全新世 $Q_4$ 土层,多为海相沉积层及海陆交互相沉积层,多属于饱和的正常压密粘土,土的分类多为淤泥、淤泥质中~粗砂及淤泥质粘性土。此外,还有在深圳建立特区以后,进行大规模开发建设形成的部分人工堆填成的松散填土。现将上述软弱地基土层的基本特性分述如下<sup>[1]</sup>:

### 1. 淤泥

主要分布于沿海及深圳湾沿岸,深灰~灰黑色,含较多有机质及贝壳碎片,微臭,底部含细砂,饱和,流塑,常见厚度为4~17m,天然含水量为57.9%~99.4%,孔隙比为1.51~3.34,压缩模量为1MPa~2.7MPa,内摩擦角为2~7度,粘聚力为4~8kPa,标贯击数为0~

\* 收稿日期:1999年5月

## 2.5击。

### 2. 淤泥质中~粗砂

主要分布于沿海及深圳湾沿岸局部地段,灰色,含淤泥、贝壳碎片及少量有机质,透镜体状,饱和,松散,常见厚度为1~6m。

### 3. 淤泥质粘性土

主要分布于沿海及深圳湾沿岸一级阶地,灰~灰黑色,含少量有机质及粉细砂,局部夹淤泥质砂,饱和,流塑~软塑,常见厚度为3~7m,天然含水量为40.2%~57.5%,孔隙比为1.09~1.47,压缩模量为1.2~3.7MPa,内摩擦角为3~10度,粘聚力为7~18kPa,标贯为0.5~10击。

### 4. 松散填土

主要分布于福田、南山、西乡沿海开发区,一般由粘性土组成,含有砂土和块石,1990年后堆填,结构松散,常见厚度为2~8m。

上述软弱地基除松散填土以外的饱和粘土,都具有含水量高、孔隙比大、强度低、压缩性高、透水性差、中等灵敏度的特性。这类土压缩量大,排水固结缓慢,地基稳定性差。同时这类土具有一定的结构性,结构性的形成随土的矿物成份、沉积环境、孔隙水的成份及沉积年代而不同。结构性的软粘土有以下特点:①其力学特性与应力水平有密切关系,应力水平较低时土的压缩性较低,应力水平较高时结构性受到破坏,压缩性较高,二者可以相差3~4倍,甚至更高;②结构性是不可逆的,一旦被破坏很难恢复,从而增大了土的压缩量;③具有结构性的土,其应力—应变关系具有一定的剪胀性。在此地基上建设工程,施工程序的不当会给工程质量带来不利的影响,甚至造成工程事故。

## 软弱地基对市政道路工程的危害

从软弱地基的基本特性可以看出,当软弱地基作为市政道路路基时,在道路路堤自重及汽车荷载作用下,往往会产生不同程度的沉陷或坍滑,从而危害工程质量,影响道路的正常使用,主要表现为下列两种情况:①在道路施工期间,当路堤填筑到一定高度以后,路基两侧会产生地面呈曲线状隆起,路堤土沉陷,乃至突然发生坍滑等路基失稳现象,直接造成工程损失和工期浪费;②在道路运营使用期间,长期不断的大量下沉或突然发生较大下沉,从而导致路面结构变形破坏,严重影响道路正常使用,甚至发生交通事故,堵塞交通。如在深圳市某区的部分道路工程,在运营期间,发生了沿中央纵裂的现象,纵裂缝宽度达2~3cm。

## 深圳地区市政道路工程软弱地基的处理

在市政道路工程建设中,当遇到软弱地基时,工程技术人员优选方案的顺序是:①先考虑不处理的可行性;②路基不处理不能满足稳定性及工后沉降的要求,则选择浅层处理方案;③浅层处理方案不行,再选择深层处理方案。

目前,市政道路工程中软弱地基的处理方法可以归纳为两大类:一类是改变受荷方式去适应地基的强度,即改变路堤本身结构形式的方法,如反压护道、铺设砂石垫层或土工织物等;另一类是改善地基性状,提高其承载力以适应路堤荷载要求,具体方法包括换填垫层法、

加载预压排水固结法、强夯法和深层搅拌法等。

对于前一类处理方法,反压护道往往受到道路用地红线限制等原因而一般不予采用,铺设砂石垫层或土工织物往往由于市政道路管线对工后沉降要求较高而在深圳地区较少采用。然而值得一提的是土工织物具有强度高、耐腐蚀性强、反滤排水效果好,施工简便及投资节省等优点,目前已在基本建设各个领域迅速推广,在高速公路浅层处理中也取得了较好的效果<sup>[2]</sup>。在市政道路工程中铺设土工织物主要作用在于:①排水作用。土工织物本身形成排水通道,把土中水汇集在织物内,沿着织物平面缓慢地排出土体;②加筋作用。土工织物理在土中可以充当抗拉元件,以分散土体所承受的应力,增加土体的模量,从而减小工后沉降。因此在深圳地区粗砂短缺、价格昂贵的条件下,在市政道路工程浅层处理中,利用土工织物替代中粗砂垫层,对降低工程造价,提高工效是非常有益的,应该进一步进行试验研究,并加以推广应用。

相比之下,后一类处理方法则应用较多。下面就深圳地区市政道路工程中常用的软弱地基处理方法作进一步阐述和探讨:

### 1. 换填垫层法

换填垫层法就是将路基一定深度范围的软弱土层挖去(采用人工或机械开挖等方式),换填好土、砂、石或石粉碴等材料,并经压(夯)实做成压缩性低、承载力高的垫层。

换填垫层法是最常用的软基处理方法之一,在地区市政道路工程中应用最多。但换填处理又有其局限性,只能在软土层厚度较薄的情况下使用,软土层较厚时,换填处理的工程量较大,施工比较困难,造价也不低。换填材料应以因地制宜、就地取材为原则,尽量利用廉价材料,以降低造价,换填方式也应根据具体情况确定。

#### (1) 换土法

换土法从根本上改善了地基,不留后患、效果很好,适用于软土层较薄(一般要求不超过2.5m为宜)且易于排水施工的情况。在道路建设中常遇到水塘、河沟等地段,软土层一般较薄且呈局部分布,采用换土法处理施工简单,工期短,是一种行之有效的办法。

#### (2) 抛石挤淤法

抛石挤淤法是强迫换土的一种形式。抛石挤淤不必抽水挖淤,施工简单,适用于湖塘、河流等积水洼地,水量大且地下水位高,常年积水且不易抽干,表面无硬壳,软土液性指数大、厚度薄,块石能沉至淤泥底部的情况。一般以软土层厚度3~4m为宜,抛填填石的大小视软土稠度而定,以不小于0.35m为宜,南山区桃园西路等工程抛石挤淤用的块石一般在0.35~0.6m,最大达0.8m。抛石时应自路堤中间开始,逐次向两旁展开,使淤泥向两旁挤出,在块石抛出水面后用重型机械碾压或压载挤淤。

#### (3) 爆破排淤法

爆破排淤也是强迫换土的一种形式。采用炸药爆炸时产生的张力作用,使软土扬弃或被压缩,并填块石以达到换土的目的。爆破排淤法换填深度较大,功效较高,适用于软土层较厚且表层有硬层,水位较高且不能抽干,路堤较高、工期较紧的情况,对填海建路工程中表层有砾砂层尤为适用。爆破排淤可分“先爆后填”和“先填后爆”两种施工方法。前者适用于液性指数较小、回淤较慢的软土,这种方法应事先准备好充足的填料,爆破后立即回填,以免回淤,后者适用于液性指数较大的软土,填石随爆随沉,避免回淤,此法要严格控制炸药,使之既能炸开淤泥,又不致扬弃已填路堤。沙头角填海工程的海堤道路就是采用先填后爆施

工的,取得了较好的处理效果。

爆破排淤法的缺点是爆破工艺比较繁杂,施工噪音大,爆破点附近会有少量淤泥或小石飞溅,施工时应注意安全。

### 2. 加载预压排水固结法

加载预压排水固结法是采用预先对地基加载,通过排水体排水,使地基土固结,以提高其承载力,并减少其工后沉降。

根据国内外的经验,对正常压密的深厚软粘土而言,加载预压排水固结法将是经济有效的,只有在某些特殊条件下,如工期急、荷载大等情况,才会考虑其他加固方案。尤其在市政道路工程中,可以结合利用路堤填土作为加载材料,因此应优先考虑。该方法必须假以时日,并且应设置排水系统,以提高效果,常见的是打砂井或袋装砂井及塑料插板,在本地区普遍采用塑料插板。若在塑料插板顶部铺设土工织物,既能提高路堤极限填土高度,又能减小工后沉降。塑料插板加载预压法在深圳地区已得到大量的应用,主要用于场道、港口等大面积的软基处理工程,如深圳机场站坪、停机坪工程、福田保税区工程、福强路、皇岗口岸二期工程及正在施工的滨海大道等,均取得了较满意的效果。对较为坚硬的超固结土,其本身抗剪剪强度高,采用加载预压法效果不大,对泥炭土及有机质土,由于其渗透性较差,固结速度慢,采用加载预压法难以得到预期的效果。

### 3. 强夯法

强夯是将重锤(10t以上)从高处(10m以上)自由落下,反复多次夯击土体,迫使一定范围内的土体压密,以提高地基土承载力,减少沉降。强夯法的优点是效果好、速度快,适用多种土,缺点是施工噪音和振动大。

#### (1) 普通强夯法

普通强夯法在深圳地区主要用于非饱和、粗颗粒含量较高的新近填土的加固,虽然这些新近填土的密实度的均匀性较差,水稳性不良,但其含水量较低、饱和度较低,有利于普通强夯的施工,也容易取得满意的加固效果。因此填土的土质条件好是深圳地区普通强夯取得成功的重要因素之一,并已得到愈来愈广泛的应用。如宝安区西乡商业区及龙岗大工业区等市政道路采用普通强夯均取得了较好的效果。

根据深圳地区多项普通强夯后的检测结果情况统计,一般普通强夯处理后的地基土指标如下:<sup>[3]</sup>①地基承载力大大提高,加固后地基承载力标准值  $f_k \geq 150 \sim 200 \text{kPa}$ ;②地基压缩性大大降低,加固后地基的变形模量  $E_v \geq 10 \text{MPa}$ ;③地基沉降量很小,差异沉降基本可以不计。

#### (2) 强夯挤淤法

强夯挤淤法类似于抛石挤淤法,是强迫换土的另一形式。当软土层厚度较厚,软土液性指数较小、表层有砾砂层,采用抛石挤淤法效果较差时,就可采用强夯挤淤法置换淤泥,使块石沉至淤泥底部。南山区后海路有一段要穿越海湾养殖场,淤泥层较厚且表层有类贝壳等砾砂层,在块石抛出水面后,从道路中间开始强夯,将淤泥向两旁逐渐挤出使块石沉底,取得了较好的效果。

#### (3) 强夯排水固结法

对于饱和淤泥或淤泥质土,直接采用强夯效果很差,甚至由此引起原有土体结构破坏,形成“橡皮土”,夯后地基承载力降低。为了提高在饱和软土中应用强夯的加固效果,近年来

在深圳地区采用在饱和软土中设置塑料插板等竖向排水通道,既有利于地下水的排出,又有利于超孔隙水压力的迅速消散。软土地表辅以铺设一定厚度的中粗砂使土中排出的地下水有横向通道而不致逸出地表造成施工困难,形成地表软化。这种方法在深圳地区有一些应用实例,如宝安区新中心城创业路和裕安路、春风路高架桥引道、福田保税区等。需要强调指出的是,这种方法实施时一定要选择高素质的施工队伍,必须采用信息化施工,即用孔隙水压力和其他监控手段控制,使每夯一遍,软土的宏观结构不致破坏,随排水固结孔隙水压力消散而土的抗剪强度增长,直至达到工程设计要求。由于强夯排水固结法施工速度快、造价低而理论尚不成熟,它将是非常具有吸引力的研究课题。

#### (4)强夯块石墩法

近年来,为了解决强夯在饱和软粘土中的加固效果,深圳地区利用强夯置换的原理,发展了强夯块石墩法。强夯块石墩法是将普通强夯的夯锤平底面改造成尖锥形底面,直径缩小,将其吊起后砸入地基内,形成锥形夯坑,将夯锤拔出后向夯坑内抛填块石形成块石墩,然后再次夯击,将块石墩的块石夯击挤入软土中,起到置换和加固效果。在深圳地区对饱和软粘土采用强夯块石墩法,取得了较好的效果,如深圳机场扩建停机坪、沙河西路及深圳湾填海区部分工程等。

强夯块石墩法加固效果检验,一般应采用单墩复合地基载荷试验,并辅以地质雷达测试、瑞利波检测等原位测试,不宜采用室内土工试验。根据深圳市多项工程统计<sup>[3]</sup>,采用强夯块石墩法处理后的复合地基承载力标准值 $f_{pk} \geq 180 \sim 250 \text{kPa}$ ,地基沉降量很小,差异沉降基本可以不计。

由于强夯法至今尚未形成一套成熟的设计计算方法,因此施工前应在现场选取典型试验区进行试夯或试验性施工,以指导工程施工,不断积累和总结经验。

#### 4. 深层搅拌法

深层搅拌法是用水泥或其他材料作为固化剂的主剂,通过深层搅拌机械将软土和固化剂强制搅拌,利用固化剂和软土之间所产生的一系列物理化学反应,形成具有一定强度的加固体。深层搅拌法分为喷浆搅拌法和喷粉搅拌法。当选用喷粉搅拌法时,软土含水量宜大于50%。深层搅拌法适用于高饱和和深厚软土,工期要求紧迫,路堤荷载较大且工后沉降控制较严(如市政道路中桥梁道路过渡的引道)的工程。选用深层搅拌法处理的工程除了应进行常规的岩土工程勘察外,还应注意查明填土层组成、地下水腐蚀性<sup>[4]</sup>及有机质含量等。施工前必须进行水泥土的室内抗压强度试验,选择合适的固化剂及外掺剂,为设计提供各种配比的强度参数。深圳地区采用深层搅拌法处理软土路基,收到了良好的效果,如宝安区创业路、福田保税区生活配套区道路及大楼沙盐梅路改造工程中桥台引道等。

## 结语

目前,深圳地区市政道路工程常用软弱地基处理的方法基本上为上述几种,但软弱地基处理方法还有很多,而且相关技术仍然在不断研究发展中,相信今后还会越来越多。尽管深圳地区的软弱地基具有一定的共性,但是同一地区不同区域的地质情况往往是千差万别的,甚至在同一工程中也有较大的变化,事实上在深圳地区也是如此。因此,这就要求工程技术人员(尤其是设计人员)应针对各个工程的地质情况,并结合市政道路工程的特点和施工条

件等,进行认真分析和方案比较,选择经济合理的软弱地基处理方法。

纵观我国近年来出现的重大工程事故,大部分是由于软弱地基处理不当所造成的,所以对软弱地基处理一定要引起足够的重视并采取慎重的态度。在此,我们对软弱地基的处理提出以下建议以供参考:

(1)设计是工程成败、好坏的先决条件。设计必须要有岩土工程专业工程师来承担,并应不断提高设计人员的技术水平。

(2)施工是工程成败,好坏的关键所在,施工必须要有岩土工程专业施工队伍来完成,并应精心组织施工、强化施工管理,尤其要强调的是应采用“信息化施工”。

(3)监理是工程成败、好坏的根本保证。监理必须要有岩土工程专业监理工程师来负责,并应由高素质的监理工程师来严把工程质量关。

#### 参考文献

- [1] 深圳市标准《深圳地区地基处理技术规范》(SJC04-96), 1996年
- [2] 张诚厚、袁文明、戴济群编著《高速公路软基处理》, 中国建筑工业出版社, 1997年
- [3] 常璐、朱炳明、张咏梅、史光金“强夯处理地基在深圳地区的应用与发展”, 《第四届地基处理学术讨论会论文集》, 浙江大学出版社, 1995年

## 书讯 《土力学与基础工程》

由同济大学博士生导师高大钊教授主编的教材《土力学与基础工程》已由中国建筑工业出版社出版,这是一本高等学校教学用书,供土木工程专业基础课“土力学”及“基础工程”教学之用,也适用于原专业目录中的建筑工程、桥梁工程、道路工程、地下建筑工程及岩土工程等专业。内容包括土的物理性质及其工程分类、土中水的运动规律、土中应力分布及计算、土的压缩性与地基沉降计算、土的抗剪强度、土压力计算、土坡稳定分析、地基承载力、天然地基基础设计、地基上梁和板的分析、桩基础、特殊性土地基、地基处理、支挡结构、动力机器基础和地基基础抗震设计等共十六章,七十多万字,并安排了大量的例题、习题和思考题。本书也可供从事土木工程勘察、设计和施工的技术人员参考,并已列为全国注册岩土工程师考试的指定参考书。

(同济大学 李镜培)



## 用BP网络预估强夯有效加固深度

汤 磊 陈正汉

(重庆后勤工程学院建筑系 重庆 400042)

**[摘要]** 鉴于现有各种计算强夯有效加固深度的理论存在较多缺点,本文提出了一种基于人工神经网络的强夯有效加固深度预估方法,并以湿陷性黄土地区为例介绍了它的建模方法和应用实例。计算结果表明该方法不仅有效,而且能定量预估、计算精度较高,具有较好的应用前景。

### 前言

强夯法是法国工程师梅那(L. M'enard)于1969年首创的地基加固新技术。它是将8~30t(约80~300kN)的钢或钢筋混凝土重锤,起吊到6~30m高的空中,让其自由落下冲击地面,使地基内出现强大的应力波,从而使地基在动力作用下固结,降低了土的压缩性和渗透性,提高了密实度和承载力。因此,在工程界将强夯法也常称作动力固结。

强夯法加固地基工艺简单、施工速度快、所需劳动力少、节约三材、费用低,在许多情况下能满足工程要求。目前在世界范围内已得到广泛应用。我国自1979年潘千里将此项技术引进后,进行了大量的工程实践,取得了良好的效果。然而由于强夯法加固地基的机理比较复杂,影响因素众多,因此国内外目前还没有一套成熟的理论和设计计算方法,仍处于经验积累阶段。这就给设计人员在选择强夯法加固地基时带来了困难——无法较为准确地预估其有效加固深度。

近年来,国内外许多科研人员在大量工程实践的基础上从不同角度提出了许多强夯有效加固深度的计算公式和理论<sup>[1-6]</sup>,取得了大量的科研成果,对于现在的强夯工程设计起到了重要的指导作用,但笔者经过分析总结认为:这些理论存在着一个共同的弱点,那就是以图表的形式或一些具体的数学表达式来总结这样一个非常复杂、具有高度非线性问题时,均不可避免地要做一定的假设和简化,忽略一些影响因素,并或多或少地伴随着一些存在一定变化范围的经验系数,而这些所带来的影响恰恰是结果的不准确,本文从宏观实用的角度出发,以湿陷性黄土地区为例,在实际工程资料的基础上,应用人工神经网络模型来预估强夯后的有效加固深度,并与实际的工程检测结果相校核,取得了较好的效果,可供采用强夯加固地基设计时参考。

## 有效加固深度的定义

强夯法加固地基深度的定义目前还不够明确,诸多文献众说纷云,其主要原因在于地质条件的复杂性。在分析比较了现有各种提法之后,笔者赞成如下观点:在能够满足承载力要求的前提下,根据土类不同特点给出“有效深度”的定义:对细砂来讲,以消除今后某一震级下液化可能达到的深度作为有效深度;粘土应为消除今后有害沉降可能达到的深度为有效深度;黄土应以消除今后湿陷可能的深度作为有效深度<sup>[5]</sup>。

## 神经网络模型简介

人工神经网络是80年代后期迅速发展的一门新兴学科,它最主要的特征是大规模并行处理、信息的分布式存储、连续时间非线性动力学、全局集体作用、高度的容错性和鲁棒性、自组织、自学习和实时处理<sup>[7]</sup>。它以很多神经元的“微”活动构成神经网络的“宏”效应,因而能模拟人脑的某些智能行为,如知觉、灵感、形象思维等。

人工神经网络模型有许多种,本文采用的是由Rumelhart等人发展的目前应用最广泛的BP(Back Propagation)网络模型。BP网络模型是一种有指导训练的模型,主要由输入层、隐层和输出层组成。图1所示为一个三层BP网络模型结构,它是通过学习来调节各层与层之间结点的连接权 $W_{ij}$ ,使网络“记忆”各训练样本(实例),把每一训练样本的输入和输出问题转变成一个非线性优化问题,在其迭代运算求权值的过程中使用优化计算中的梯度下降法<sup>[7]</sup>。它通过大量训练样本的学习,获得输入与输出的高度非线性映射关系。另一方面,影响强夯有效加固深度的因素众多,并且存在高度的非线性,通常的解析表达式难以胜任此项工作;而这正是BP网络的优势所在,因此,将其用于强夯有效加固深度的预估可望建立接近于实际情况的计算模型。有关BP网络的深入讨论可参见文献[7]及[8]。

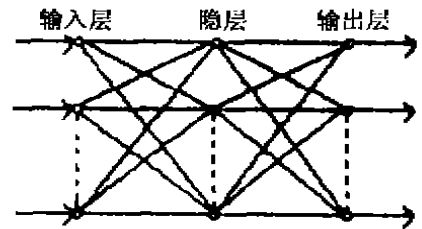


图1 BP网络结构图

## 预估强夯有效加固深度的神经网络法

根据上述讨论,加之大范围内的统计资料训练BP网络不一定有良好的效果<sup>[9]</sup>,笔者认为应依据实际地区地质条件的差异,因地制宜,在有条件的地区根据该地区实测资料确定BP网络模型参数。下面就以湿陷性黄土地区为例来说明神经网络的应用。

### 1. 影响因素的确定及其预处理

强夯有效加固深度影响因素是神经网络模型的输入。因此,训练样本收集首先涉及到的就是因素的确立。按工程地质研究方法,影响因素基本上可分为内外两大因素,内因主要是地基土类别及物理特性等,外因则主要是强夯各主要参数。根据文献[10]~[11]中有关湿陷性黄土地区的强夯资料及前人已经取得的科研成果,初步将土的湿陷等级、含水量、

表1

样本及计算结果

湿陷等级		含水量	锤重 X	落距	锤底面积	相邻夯点间距	夯击数	消除湿陷深度	$\rho_c > 1.5$ 深度	神经网络计算结果				
II级	III级									自重	非自重	消除湿陷深度	相对误差	$\rho_c > 1.5$ 深度
1	0	1	0	0.58	0.78	1.00	0.83	0.96	0.86(12)	0.87(9)	0.845(11.8)	0.018	0.864(8.9)	0.007
1	0	1	0	0.58	0.62	0.71	1.00	1.00	0.64(9)	0.68(7)	0.607(8.5)	0.052	0.700(7.2)	0.030
1	0	1	0	0.58	0.38	0.57	0.83	0.57	0.50(7)	0.58(6)	0.506(7.1)	0.013	0.554(5.7)	0.044
1	0	1	0	0.58	0.24	0.57	0.83	0.57	0.43(6)	0.48(5)	0.444(6.2)	0.033	0.513(5.3)	0.069
1	0	1	0	0.81	0.12	0.57	0.33	0.54	0.36(5)	0.48(5)	0.372(5.2)	0.034	0.472(4.9)	0.016
1	1	1	0	0.83	0.12	0.57	0.50	0.54	0.43(6)	0.58(6)	0.434(6.1)	0.010	0.574(5.9)	0.011
1	1	1	0	0.60	0.19	0.57	1.00	0.65	0.57(8)	0.58(6)	0.551(7.7)	0.034	0.583(6.0)	0.006
1	0	1	0	0.48	0.16	0.57	0.50	0.39	0.39(5.5)	0.44(4.5)	0.423(5.9)	0.086	0.507(5.2)	0.152
1	0	1	0	0.48	0.23	0.57	0.50	0.43	0.50(7)	0.60(6.2)	0.472(6.6)	0.055	0.556(5.7)	0.073
1	0	0	1	1.00	0.12	0.46	0.30	0.60	0.47(6.6)	0.53(5.5)	0.447(6.3)	0.048	0.547(5.6)	0.033
1	0	0	1	0.91	0.14	0.59	0.38	0.39	0.36(5)	0.48(5.0)	0.376(5.3)	0.046	0.467(4.8)	0.027
0	1	0	1	0.69	0.21	0.70	0.42	0.39	0.57(8)	0.36(3.7)	0.580(8.1)	0.017	0.363(3.7)	0.009
0	1	0	1	0.69	0.18	0.54	0.37	0.39	0.57(8)	0.44(4.5)	0.558(7.8)	0.021	0.439(4.5)	0.002
1	0	0	1	0.78	0.26	0.56	0.50	0.96	0.36(5)	0.84(8.7)	0.368(5.1)	0.024	0.839(8.6)	0.001
1	1	1	0	0.50	1.00	0.70	0.83	0.87	0.76(10.7)	0.99(10.2)	0.804(11.2)	0.058	0.875(9.0)	0.116
1	1	1	0	0.50	1.00	0.70	0.62	0.87	1.00(14)	1.00(10.3)	0.900(12.6)	0.100	0.940(9.7)	0.060
1	1	1	0	0.50	1.00	0.70	0.83	0.60	0.76(10.6)	0.60(6.2)	0.804(11.2)	0.058	0.682(7.0)	0.137
1	0	1	0	0.58	0.25	0.64	0.83	0.56	0.50(7)	0.58(6.0)	0.481(6.7)	0.037	0.511(5.3)	0.119
1	0	1	0	0.58	0.12	0.64	0.83	0.56	0.43(6)	0.48(5.0)	0.431(6.0)	0.002	0.477(4.9)	0.005
1	0	1	0	0.70	1.00	0.71	0.83	0.74	0.96(13.4)	0.92(9.5)	0.854(12.0)	0.110	0.834(8.6)	0.093
1	0	1	0	0.70	1.00	0.71	1.00	0.96	0.71(10)	0.78(8.0)	0.768(10.7)	0.082	0.812(8.4)	0.041
1	0	1	0	0.70	0.81	0.71	0.83	0.94	0.70(9.8)	0.75(7.7)	0.762(10.6)	0.088	0.792(8.1)	0.055
1	0	1	0	0.70	0.38	0.71	0.67	0.65	0.59(8.3)	0.53(5.5)	0.568(8.0)	0.037	0.568(5.8)	0.072

注:深度栏内括号内数字为实际深度,单位为 m

锤重×落距、锤底面积、夯点间距、击数选做输入参数,并将各项指标进行归一化处理,即用每一样本的指标项  $x_i$  除以样本集中  $x_i$  的最大值,即  $x_i/(x_i)_{\max}$ 。由于土的湿陷等级取值常表现为属性和类别的“是”与“否”,因此,可采用二值逻辑运算的“1”和“0”分别表示其属性的“有”与“无”,具体数据参见表1。

### 2. 有效加固深度的预处理

在湿陷性黄土地区强夯后有效加固深度的衡量指标重点应用湿陷系数  $\delta_s$ , 辅之以土的干密度  $\rho_d$ 。根据《湿陷性黄土地区建筑规范》(GBJ25-90)规定  $\delta_s$  的界限值为 0.015,  $\rho_d$  则是根据大量经验证明取  $1.5\text{g}/\text{cm}^3$  为界限值。因此,在网络中选取  $\delta_s < 0.015$ 、 $\rho_d > 1.5\text{g}/\text{cm}^3$  两个深度作为输出。在应用时以前者为主,后者为辅,同样,在样本中也须将两项指标进行归一处理。具体数据见表1。

### 3. 学习样本及计算结果对比

本文基于表1的因素指标及加固深度结果构造-3层的BP网络模型。该模型输入层9个结点、隐层30个结点、输出层2个结点。用表1中23个实例作为学习样本,经学习收敛,误差为0.062。用收敛后的网络结构及参数预测表1中的实例,其预测结果同列于表1中,不难发现结果是令人满意的。

## 结语

1. 经过文中分析与计算,将神经网络用于预估强夯有效加固深度是可行的,而且计算结果比较精确。

2. 神经网络的优势在于可表达一种高度非线性的映射关系,通常的解析表达式就难以胜任此项工作,将其用于强夯预估可考虑较多影响因素,从而避免了一般理论难以摆脱的简化、假设、经验系数和复杂的计算。

3. 由于所收集工程资料不够详细,本文在影响因素中没有考虑地基土的分层现象,原状土的弹模、孔隙比、泊松比等对加固深度的影响;同时也缺少在相似条件下的对比试验资料来分析各因素的相关性,例如,仅改变其中一指标,考察其对结果影响程度的大小;另外,BP算法固有的一些不足其它场地条件的强夯加固深度预估输入参数选择的合理性以及如何进一步提高计算精度等问题都需要在今后的工作中不断地积累、改进、提高。

### 参考文献

- [1] Menard, L & Broise, Y. (1975); "Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation", *Geotechnique*, 25, No. 1, pp3-17
- [2] 范维垣. 强夯法机理——宏观与微观的研究现状与发展方向. 第四届全国土力学与基础工程学术会议论文. 1983
- [3] 左名麒. 震动波与强夯法机理. *岩土工程学报*. Vol. 8, No. 3. 1986
- [4] 王钟琦等. 强夯机理及其环境影响. 第四届全国土力学与基础工程学术会议论文. 1983
- [5] 钱家欢等. 动力固结的理论与实践. *岩土工程学报*. Vol. 8, No. 6, pp1-17. 1986
- [6] 王成华. 强夯加固深度估算的等效拟静力法. 第六届土力学及基础工程学术会议论文集. 1991
- [7] 周继成等. 人工神经网络. 北京: 科学普及出版社. 1993
- [8] 庄镇泉等. 神经网络与神经计算机. 北京: 科学出版社. 1992

- [9]刘兴远、郑颖人. 嵌岩桩承载力及沉降计算的神经网络模型. 岩土力学与工程. 大连理工大学出版社
- [10]《地基处理手册》编写组. 地基处理手册. 北京: 中国建筑工业出版社. 1998
- [11]阎明礼等. 地基处理技术. 北京: 中国环境科学出版社. 1996

## 地基处理技术新发展及基坑工程围护设计学习班 通 知

为了交流地基处理技术新发展、基坑工程围护设计,介绍新鲜经验,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决定于 1999 年 10 月在杭州西子湖畔举办地基处理技术新发展和基坑工程围护设计学习班,邀请浙江大学土木工程学系教授主讲,有关事项通知如下:

1. 时间 1999 年 10 月 16 日报到,10 月 17 日至 10 月 24 日讲座及参观、考察。
  2. 参考资料(1)地基处理新技术,1997 年,龚晓南著,陕西科学技术出版社。  
(2)深基坑工程设计施工手册,1998 年,龚晓南主编,中国建筑工业出版社。
  3. 学费 1170 元(包括资料费 120 元,现场参观考察及交通费 350 元)。如不参加考察,可免交考察费。
  4. 学员要求,从事土木工程(土建、交通、水利、市政工程等)设计、施工、勘察、监理等工作的技术人员和管理人员。
  5. 食宿费自理,低、中、高档标准自选。
  6. 地点 杭州市西湖区杭大路紫云饭店(黄龙饭店后面)。乘火车到杭州者从火车东站乘 28 路公交车,在杭大路下车。
  7. 欲来学习者请将回执寄至:邮编 310027,浙江大学土木工程学系欧阳晶泓,并寄定金 100 元(报到时退回学员),或将学习费用通过银行汇至:杭州农业银行浙大分社,帐号:70620113303974,收款单位:中国土力学及基础工程学会地基处理学术委员会。预交学费者可不付定金。
  8. 要求发结业证书者请携带照片壹张。
- 欢迎来美丽的西子湖畔学习地基处理新技术和基坑工程围护设计。
- 咨询电话:0571-7952077 联系人:欧阳晶泓

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  
1999 年 8 月 8 日

# 水泥土搅拌桩加固饱和粉土地基的应用

张武全 阎从正 常秋华

(河南省商丘地区建筑设计院 商丘 476000)

## 前言

豫东地区地处黄河下游华北新生代的大型凹陷区内,地基土属第四系全新统新近沉积的粉土夹薄层粘土,虽然地下水位埋深在10.0m以下,由于粉土中粘土夹层的隔水作用,使粉土长期处于饱和状态, $f_k = 100 \sim 120 \text{kPa}$ ,有部分地区 $f_k$ 低于 $100 \text{kPa}$ 。自八十年代中期开始,为解决部分地基土不能满足5~6层建筑物天然地基设计要求,采用碎石桩复合地基,后采用双灰桩、灰土桩复合地基,由于饱和粉土具有较高的灵敏性和触变性,拔管后缩孔,常出现断桩,因此,其应用受到限制,碎石桩复合地基承载力 $f_{sp,k} < 150 \text{kPa}$ ,且造价高。九十年代初开始,水泥土搅拌桩被广泛应用于一般民用建筑。具有价格低廉,施工速度快,无振动,桩身强度高优点,近几年还逐步用于6层以上建筑物的独立柱基础及高层建筑物地基。商丘地区电业局6~8层的天宇商厦、天宇大酒店和天宇商贸城,采用搅拌桩复合地基,取得了令人满意的效果。本文以天宇商厦为例,作一介绍。

## 工程地质条件及建筑物概况

场地地层在19.0m以上为 $Q_{4-3}^{\text{al}}$ 新近沉积的饱和粉土和粘性土,第八层以下为 $Q_{4-2}^{\text{al}}$ 沉积的细砂层,各层土物理力学指标见表1。

各层土物理力学性质统计表

表1

层号	土层名称	层厚 (m)	$\omega$ (%)	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$e$	$I_L$	$S_r$ (%)	$E_s$ (MPa)	$f_k$ (kPa)
(1)	填土	1.0~2.0							
(2)	粉土夹粘土	2.5~3.1	29.9	18.9	0.860	0.91	98.3	4.0	100
(3)	粉土	2.1~3.0	27.0	18.6	0.787	0.59	97.8	7.2	135
(4)	粉质粘土	1.2~1.4	33.4	18.3	0.892	0.48	96.9	4.2	110
(5)	粉土	2.6~2.9	26.8	19.6	0.739	1.08	97.8	10.5	160

• 收稿日期:1997年10月

续表 1

层号	土层名称	层厚 (m)	$\omega$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$I_L$	$S_r$ (%)	$E_s$ (MPa)	$f_i$ (kPa)
(6)	粘土	0.8~1.1	37.6	18.3	0.977	0.70	99.3	3.8	110
(7)	粉质粘土	6.1~8.0	25.9	19.8	0.742	0.33	98.1	8.1	160
(8)	细砂	7.0	21.3	19.5	0.634		89.3	26.0	250

天宇商厦位于商丘火车站广场西南角,西邻6层住宅楼,东靠7层粮贸大厦,南为低层住宅区,商厦总建筑面积15280m<sup>2</sup>,底层面积2340m<sup>2</sup>,1~4层商场,5~6层宾馆,部分8层办公,总荷载161000kN,基础埋深±0.00以下2.3m,采用框架结构,独立柱基础,柱距8.2~13.0m,单桩最大荷载标准值6380kN。

## 地基处理方案的比较

由于场地地基承载力低,采用天然地基基础不能满足设计要求,必须考虑地基加固处理。现就目前饱和粉土地基处理常采用的钻孔灌注桩,沉管灌注桩与搅拌桩复合地基方案进行比较:

1. 钻孔灌注桩:设计桩长20.0m,桩径0.6m,桩端伸入到第(8)层细砂层,单桩承载力标准值1150kN。

2. 搅拌桩复合地基:复合地基承载力标准值设计要求按240kPa,有效桩长7.0m,需布桩1900根,地基处理经济技术指标比较见表2。

几种地基处理方案比较

表 2

处理方案	主要材料				桩数 (根)	桩长 (m)	造价 (万元)
	水泥(吨)	钢筋(吨)	石子(m <sup>3</sup> )	砂(m <sup>3</sup> )			
钻孔灌注桩	549.3	32.0	1043.3	490.3	217	20.0	103.1
沉管灌注桩	455.7	35.7	980.2	443.2	344	16.0	102.6
水泥搅拌桩	743.3				1900	7.0	44.3

从表2可以看出,水泥搅拌桩无论是工程量、工程造价,还是施工工期,都优于前二种处理方法。

## 搅拌桩的设计计算

经计算:

复合地基承载力标准值为284.7kPa。

复合地基加固区的压缩变形为10.92mm,下卧层的固结变形为32.50mm,总沉降量为43.42mm。

## 施工要求

搅拌桩属半刚性桩,根据以往载荷试验表明,浅层桩身破坏一般发生在3~6倍桩径深度范围内,因此,要求在上部有效桩长3.0m内进行复搅,以提高桩身上部强度。

为保证搅拌桩的质量,应首先保证让水泥的喷射量连续、均匀地搅拌至加固的土体中,不允许有断粉现象,如遇钻头堵塞等断桩,应立即补喷,补喷的重叠段长度不得小于0.5m。

为保证搅拌桩的水泥土无侧限抗压强度不低于2000kPa,设计要求实际水泥掺和比为15%,采用425#水泥,每米桩体的水泥用量不低于55kg。

水泥和地基土搅和均匀程度直接影响搅拌桩身强度,如提升速度过快,致使水泥和地基土搅和不均,选用Ⅱ挡0.97m/min的速度提升喷粉。

## 质检、静载试验和沉降观测

### 1. 桩身质量检测

根据《建筑地基处理技术规范(JGJ79-91)》要求,除观察搅拌桩桩头均匀程度外,同时用轻便触探击数用对比法判断桩身强度。对每天开挖抽查的2~3根搅拌桩中成桩时间在24小时左右进行了轻便触探试验,见表3。

$N_{10}$ 触探试验检测桩身结果

表3

测试深度 (m)	最大实测击数 (击)	最小实测击数 (击)	平均实测击数 (击)	占总桩数 (%)	质量评定
0~0.3	35	20	32	1.3	搅拌均匀
0.3~0.6	>40	31	>40	1.3	搅拌均匀
0.6~0.9	>40	>40	>40	1.3	搅拌均匀
0.9~1.2	>40	38	>40	1.3	搅拌均匀
1.2~1.5	>40	30	38	1.3	搅拌均匀
1.5~1.8	>40	26	>40	1.3	搅拌均匀
1.8~2.1	>40	32	37	1.3	搅拌均匀
2.1~2.4	>40	22	38	1.3	搅拌均匀
2.4~2.7	>40	28	>40	1.3	搅拌均匀
2.7~3.0	>40	23	35	1.3	搅拌均匀

根据试验结果可以看出,在桩长3.0m范围内,每锤击0.3m的击数均在20击以上,平均击数大于30击,说明复搅后的水泥与土更均匀,桩身强度增大,根据搅拌桩的有关规范规定,认为桩身强度能够满足设计要求。

### 2. 静载荷试验

#### (1) 单桩载荷试验

单桩试验3根,龄期分别为25天、26天、28天,压板直径为500mm,与桩直径一致,试验



按《JGJ79-91》附录一,确定采用慢速维持荷载法进行加载。共分12级,每级加载量为30kN,3根试桩的 $P-S$ 关系曲线见图1。

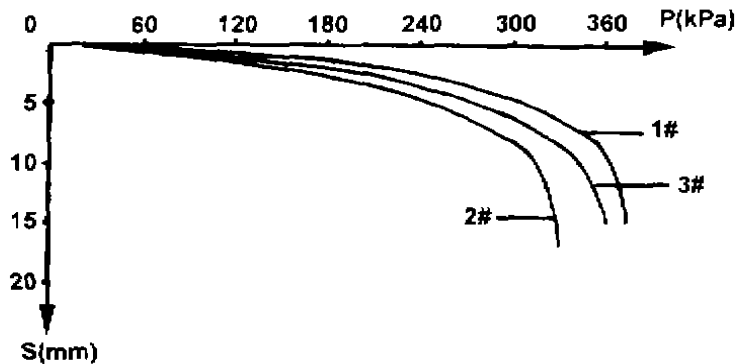


图1 单桩 $P-S$ 曲线

由图1可见,3根试桩 $P-S$ 曲线拐点所对应的荷载分别为325kN(28天,桩身出现裂隙)、343kN(26天)、366kN(30天),说明单桩承载力在162.5kN至183kN之间(安全系数取2),比计算的单桩承载力大,同时,按照水泥土强度随龄期的增长而增大,单桩承载力随着时间的增加还会得到提高。

### (2)复合地基载荷试验

该工程做了2组单桩复合地基载荷试验,试验的压板面积为 $0.85 \times 0.85\text{m}^2$ ,置换率为26%,接近单桩所承担的复合地基面积,最大加载量为360kPa,其复合地基试验结果 $P-S$ 曲线见图2。

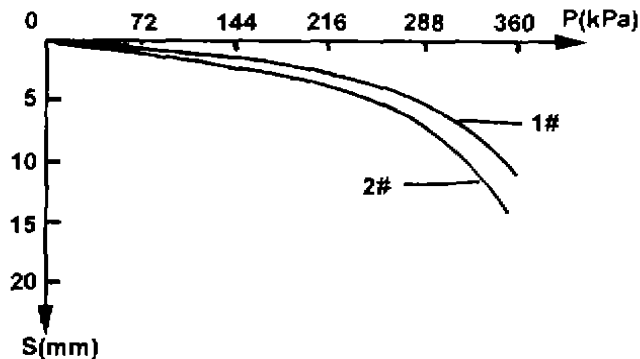


图2 复合地基 $P-S$ 曲线

复合地基承载力按《JGJ79-91》附录一相对变形值确定,将 $S/P = 0.004 \sim 0.001$ ,取0.007所对应的荷载确定为复合地基承载力,查图2 $P-S$ 曲线,当沉降量为5mm时,两试点复合地基的沉降均未出现第一折点,此时的荷载即为288~312kPa。说明经搅拌桩加固地基后,改变了饱和粉土的工程性质,复合地基承载力满足和超过设计要求。

### 3. 建筑物沉降观测

在建筑物转角处,共设4个观测点,从一九九四年十月建筑物第一层框架结束开始观测,到一九九五年七月竣工,沉降为19.6~21.1mm,平均20.4mm,竣工后七个月,九六年二月沉降到29.7mm,以后沉降过程线已趋平缓,见图3。根据沉降发展趋势,最终沉降量小于

或接近计算沉降量43.42mm。

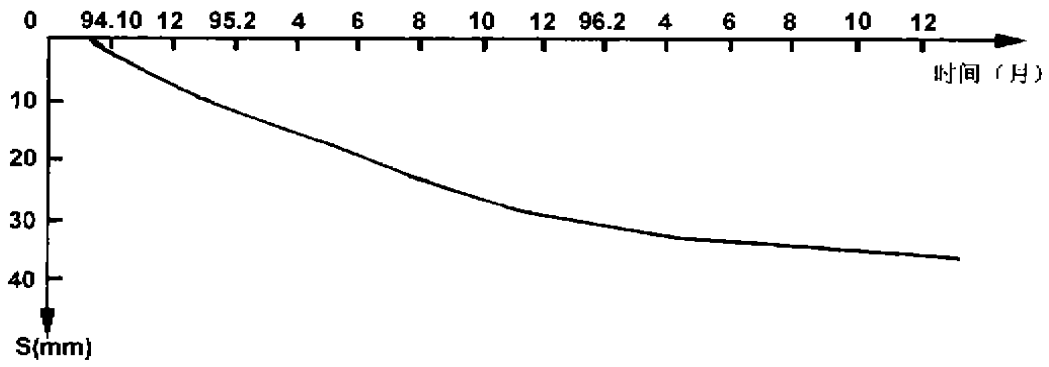


图3 建筑物沉降曲线

## 结束语

1. 饱和粉土地基,采用水泥搅拌桩复合地基处理,是一种技术可靠、施工速度快的好方法,值得借鉴。其工程造价、工程量、均较节省。
2. 通过对建筑物的沉降观测,竣工七个月后,沉降过程线已趋平缓,实测最终沉降量接近理论计算沉降量。通过载荷试验说明,搅拌桩实际确定的承载力比理论计算的承载力有所提高。

# 快速施工基坑围护的工程实例\*

钱忠晓 王家峰

(宁波华丰建设集团公司 宁波 315040)

## 工程概况

M3污水泵站位于上海市区,两侧面临道路,另两侧与旧房屋毗邻,周围环境复杂。道路下有煤气管道,旧房屋下虽有桩基础,但距离近,影响大。泵站的地下水池连同泵房,均属地下工程,地下工程的结构组成包括底板、地梁、承台、外墙板,底板面标高-4.20m,底板厚500,局部400厚,承台和地梁下翻1000,外墙板300厚。工程桩为 $\Phi 500$ 预应力管桩,桩长28~34m,水池泵房为框架结构。该工程的地质条件如下表所示:

序号	土层名称及性状	含水量 %	平均层厚 (m)	重度 kN/m <sup>3</sup>	孔隙比	固 快	
						$\varphi$ 度	C kPa
	杂填土 松散		0.91				
①	黄灰色粘土 可~软塑	30.0	1.09	19.4	0.85	14.9	29
② <sub>1</sub>	灰色淤泥质粘土 流塑	44.0	1.56	17.6	1.24	8.3	13
② <sub>2</sub>	灰色淤泥质粉质粘土流塑 夹粉土(局部)	40.3	2.94	18.2	1.10	15.7	11
② <sub>3</sub>	青灰色粉土夹淤质粉质粘土 松散	35.5	7.22	18.5	0.98	27.2	9
② <sub>4</sub>	灰色淤泥质(粉质)粘土 流塑	43.8	3.60	17.6	1.23	8.4	12
③	青灰色粉土夹粉质粘土(局部)西南角缺失 稍密—中密	26.9	4.22	19.5	0.76	23.6	10
④	灰色淤质粉质粘土 流塑	43.9	4.35	17.6	1.24	10.8	16

自然地面相对标高-0.85m,底板的垫层底标高-5.20m,承台和地梁垫层底标高-6.20m。由于承台、地梁四周贯通,实际挖深5.35m,围护结构据此挖深计算。该基坑具有挖深适中,地层土质差,渗透系数不算小,基坑周围房屋和道路管线近,工期紧等特点。

## 围护方案设计

合理的基坑围护方案,应针对具体情况,综合考虑周围环境、开挖深度、围护桩形式、降

\* 收稿日期:1998年10月

排水措施、围护桩施工、土方开挖及围护费用、工期影响等多方面的因素,进行方案比较后,选择符合实际、安全可靠、经济合理的方案。如前所述,本基坑工程实际挖深按 5.35m 计算。针对该实际挖深和现场地质条件,悬臂式灌注桩围护和水泥搅拌桩重力墙式挡墙无须考虑。可供选择的有内撑式沉管灌注桩和内撑式钢板桩围护方案。前者施工速度较慢,约 242 根长为 12m~14m 的桩需施工 10~12 天,首层土方开挖 1m 后钢筋混凝土支撑又须施工和养护 20 天左右,合计至少 1 个月方可大规模开挖土方,优点是造价经济,围护结构刚度大。后者施工速度快,约 356 根长为 10m 的拉森式钢板桩,用反铲挖土机一边开槽 1.8m 深,一边压入钢板桩,约须 10 天可全部压完,然后在第一层开挖土方 2m 深的同时做好护坡,并安装 I 字钢围檩和钢管角撑,在工期上可提前约 20 天,缺点是造价比前者贵,需做型钢围檩和钢管角撑。根据本工程实际情况,应采用钢板桩加内撑围护方案。

#### 1. 土压力计算

根据朗金土压力理论和现场地质条件,计算主动土压力系数  $K_a = 0.52$ ,被动土压力系数  $K_p = 1.67$ ,画出主动和被动土压力图。计算被动土压力时,考虑基坑稳定的实际情况,应对  $C$ 、 $\psi$  值乘 0.8 经验折减系数。

#### 2. 坑底插入深度和支撑力计算

根据“单撑浅埋板桩”理论和土压力图,对桩顶即支撑作用点取矩代数和为零,得插入坑底深度  $L = 5.15\text{m}$ ,考虑一定安全系数,实取  $L = 6.15\text{m}$ ,即钢板桩桩长度为 10m。根据钢板桩两侧作用力的代数和为零的条件,计算得桩顶支撑力  $R = 54.6\text{kN}$ 。

#### 3. 计算钢板桩弯矩并选择断面型号

对钢板桩上剪力零点取矩,可得最大弯矩  $M_{\max} = 87.4\text{kN}\cdot\text{m}$ ,选取拉森式 III 型钢板桩,根据其抗弯模量验算钢板桩抗弯强度; $f \leq 1/2[f]$ 。

#### 4. 围檩和支撑计算

基坑围护布置图如图 1。

根据围护布置图,按水平荷载作用下的不等跨连续梁计算围檩,得型钢围檩为  $I_5$  围檩和钢板桩的连接见图 2。支撑按桁架式角撑布置,见图 1,支撑简化为轴心受压构件计算,得大撑杆件为钢管  $\Phi 609$ ,小杆件为钢管  $\Phi 377$ 。

由于大撑杆比较长,故须用立柱支撑,考虑现场施工条件,立柱由 12 根  $\Phi 48$  钢管组成构架式,先用反铲挖土机压入单根  $\Phi 48$  钢管,上端用  $\Phi 48$  钢管焊接好,支承住支撑杆  $\Phi 609$  钢管,随着逐层向下挖土,再用  $\Phi 18$  钢筋作缀杆四围焊接好,成为构架式立柱。如图 3 所示。

## 基坑施工

围护工程和土方工程施工工艺如下。

测量放线→挖土开槽→压入钢板桩→做围檩→挖第 1 层土至 -2.85m→做内支撑→做混凝土护坡→挖第 2 层土至 -5.00m→人工修土→砖胎模→毛石混凝土嵌边。

#### 1. 钢板桩和围檩施工

围护用拉森式 III 型钢板桩 356 根,每根重约 620kg,事先用反铲挖土机放坡开槽 1.8m 深,用吊车吊运就位不脱钩,然后用反铲挖土机压到设计标高。当钢板桩入土 4m 后脱去吊车的吊钩。要求钢板桩入土保持垂直度,用经纬仪校直,相邻钢板桩咬接,以防渗漏水。按

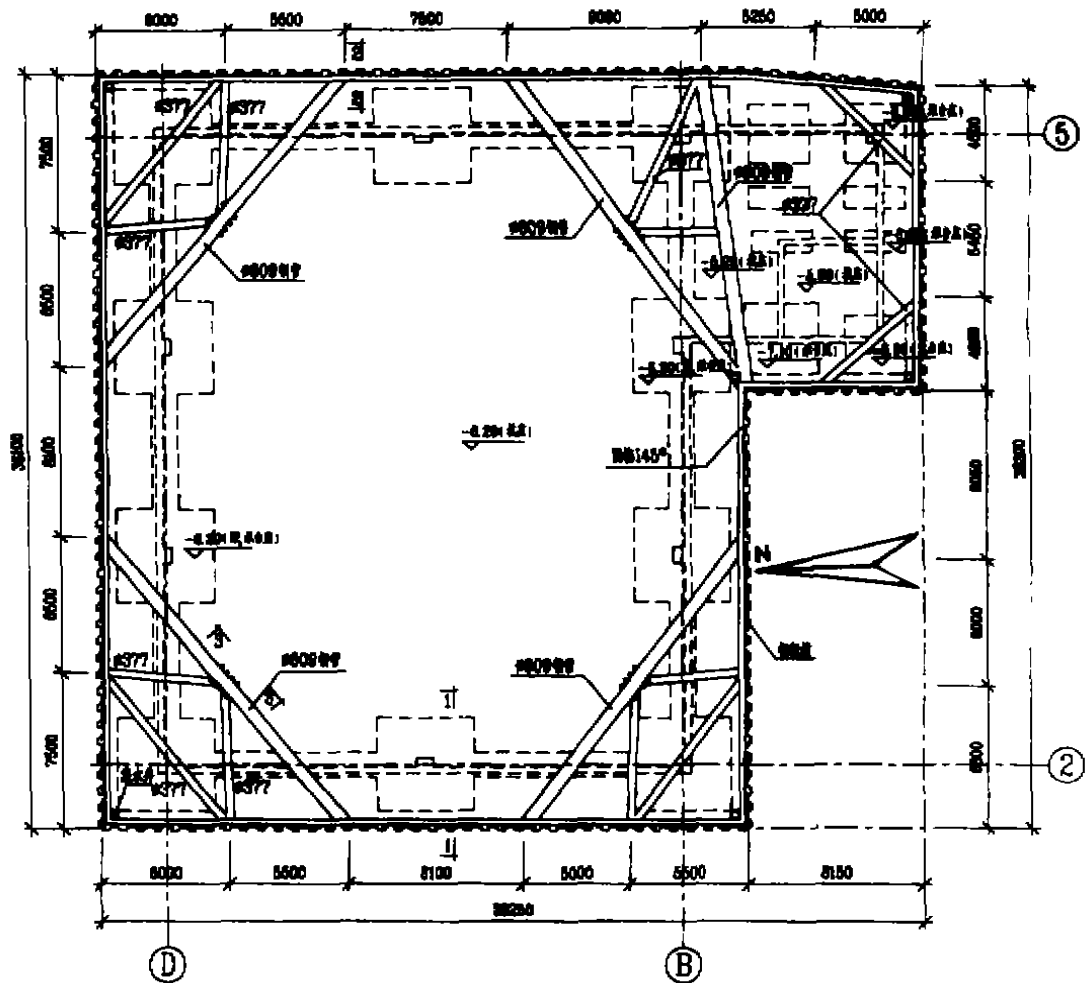


图1 平面布置图

一天一夜2个台班计,共用10天压完。6只阴阳角用拉森转角型钢板桩包护。施工完一段钢板桩立即用 $\Phi 14$ 螺栓连接围檩 $I_6$ ,拧紧螺栓, $\Phi 14$ 螺栓应留有余长,以便钢板桩侧面不平时可予调整。

### 2. 开挖第一层土和立柱施工

第一层土用反铲挖土机挖至 $-2.85\text{m}$ ,用1台反铲挖土机( $1\text{m}^3$ 型)和10台自卸汽车下坑,南侧留有出土坡道,坡道可用钢质路基板或建筑垃圾回填成。坑内及时用集水井和潜水泵排水,然后测量放线定出支撑立柱位置,用反铲挖土机压入单根 $\Phi 48$ 钢管,压入6m长 $\Phi 48$ 钢管后再用电焊对接接长,继续压入到设计标高。或在现场按图将4根 $\Phi 48$ 钢管电焊组装成10m长再用反铲挖土机一次压下到位。该组合式钢管立柱的缀杆随着第2层土方的开挖自上而下施工,把12根 $\Phi 48$ 钢管连成构架式整体柱子。

### 3. 安装钢管支撑

随着第一层土的开挖,做好角撑。挖出一角,立即放线测量,先安装小角撑 $\Phi 377$ ,再安装大角撑 $\Phi 609$ 钢管,最后安装斜杆 $\Phi 377$ ,分别与围檩 $I_6$ 焊接,钢管在安装中用吊车就位,长

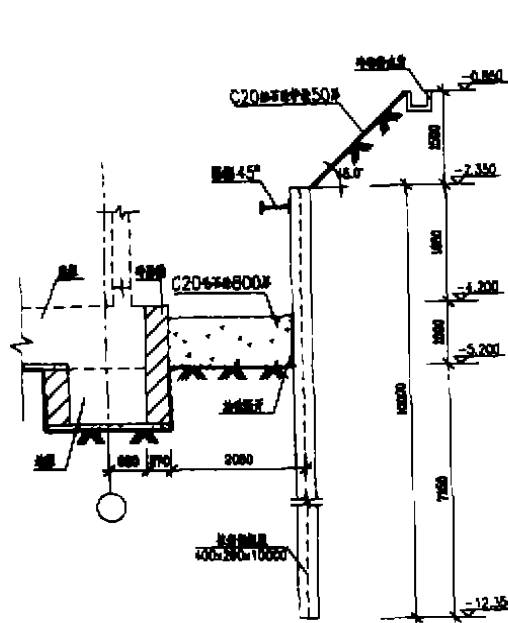


图2 剖面图

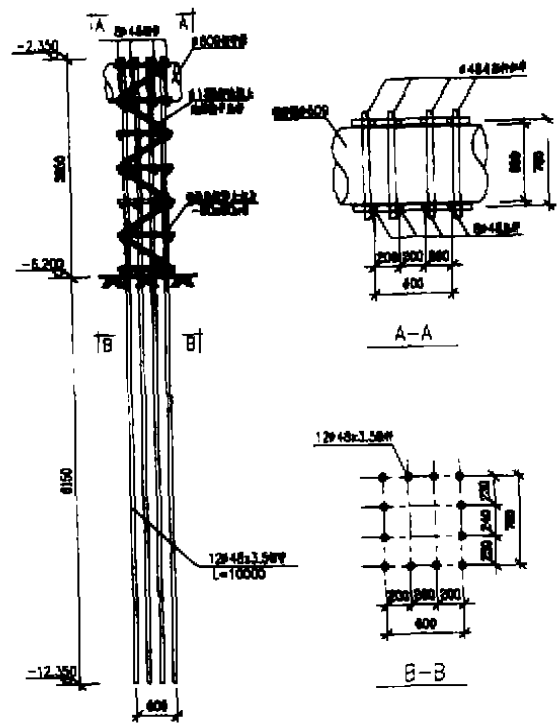


图3 构架式立柱

钢管事先在现场电焊对接,钢管下用砖墩垫平,便于钢管和围檩焊接,也便于钢管之间焊接,要求焊缝饱满。

4. 做混凝土护坡和排水沟

基坑四周自然地面至钢板桩顶应做细石混凝土护坡,以防此层松散杂填土坍塌,影响表层土体位移。在基坑四周坡顶做好砖砌排水沟,挡住地面水流入基坑。基坑内的水用潜水泵排入此沟,沉清后排入城市地下排水系统。

5. 开挖第二层土方

用反铲挖土机开挖第二层土方至标高-5.00m,余下20cm厚用人工修挖。开挖四角第二层土方时,应用钢质路基板垫于支撑柱子上再用挖土机挖土,难于开挖部分的土方用人工挖至吊斗上,再用塔吊运出。死角处人工挖土方用木制溜槽集中于一处,再由反铲搬运装车。最后挖除运土坡道的土,可用2台反铲挖土机接力运至自卸汽车运走。承台和地梁下翻部分土方用人工修挖,待基坑四周砖胎模达强度后,用C20毛石混凝土嵌填至钢板桩,事先在钢板桩侧面用油毛毡隔开,以利底板浇筑后拔除钢板桩。

6. 坑内排水措施

基坑内四周设集水井6只,净尺寸500×500×300(A×B×H),四周用盲沟连通,不断地用潜水泵排水至坡顶排水沟,保持基坑干燥。在最深的承台之一角设砖砌集水井,以使该处承台施工中干燥。集水井布置见基坑围护平面布置图。

## 结语

该污水泵工程地下部分已全部完工,施工中遇到下列教训应予以重视。

1. 该基坑所处的第②<sub>2</sub>层灰色淤泥质粉质粘土和②<sub>3</sub>层青灰色粉土夹淤质粉质粘土的渗透系数稍偏大,而钢板桩的垂直度未控制好,钢板桩之间咬口不严密,引起坑壁多处渗漏,影响基础底板施工,故控制钢板桩垂直度和位置准确很重要,应在钢板桩定位下沉时采用导向装置,并且钢板桩咬边处涂以黄油或沥青油膏,增强锁边密闭抗渗性。

2. 运土坡道设置于基坑阳角处并最后开挖比较合理,可以抵消阳角处部分主动土压力,有利于基坑的稳定。

3. 大角撑Φ609钢管在支撑立柱处的变形,经测量观察,上抬15mm,这是偏心受压所引起,说明支撑立柱不够深,抗拔力不足。

4. I字钢围檩在大跨中侧向弯曲变形较大,有27mm,另加位移29mm,桩顶的斜面护坡出现裂缝数道,说明围檩刚度偏小。若基坑中布置了桁架式对撑,则有利于围檩抗弯,但不利于挖土,故对本工程讲,四角布置角撑是有综合效益的。

5. 拆除支撑和围檩后,即用反铲挖土机拔出钢板桩,应从阻力较小的四角部分开始。基坑各边拔第1根桩不宜过急,挖机下应垫钢板路基箱,以利扩散接地压力。本工程在钢板桩和毛石混凝土之间垫了油毡,在拔第1根桩时仍很吃力,故用卷扬机和导向架滑轮组间歇启动,松动钢板桩后,再用挖土机拔出钢板桩。

\*\*\*  
来函照登  
\*\*\*

编辑同志:

贵刊第10卷,第1期,(1999年3月),所刊登的一题一议“Priebe方法确定碎石桩复合地基强度指标的修正”,文中 $\omega = m\mu_p$ 误写为 $\omega = m \cdot n$ 。致使计算分析

$$m = 0.25 \begin{cases} n = 2, C_p^p = 0.6C, \text{非} 0.5C, \\ n = 4, C_p^p = 0.43C, \text{非} 0 \end{cases}$$

其差距应为:

$$\frac{C_p - C_p^p}{C_p} \times 100 = (20 \sim 43)\% \text{非} (33 \sim 100)\%$$

特此更正。对此给贵刊和读者所造成的不良影响,深表歉意!

此致

敬礼!

何广讷

1999.4.19.

## 注浆技术在海塘、河塘加固中的应用

姚金岳 阮建中 周霄 周清

(浙江省水电建安公司)(杭州市政监理公司)(杭州市南星桥粮库基建科)

**[提要]** 海塘、河塘由于长期处于江水、河水的冲刷、浸泡之中,土质逐渐疏松,采用压密注浆技术能使土体加固,并能起到防渗作用,本文介绍注浆技术在海塘、河塘护坎地基加固中的应用。

### 注浆原理

灌浆法的实质是用气压、液压或电化学原理,把某些能固化的浆液注入各种介质的裂隙或孔隙,以改善地基的物理力学性质。压密注浆是通过钻孔在土中灌入极浓的浆液,在注浆点使土体压密而形成浆泡,向外扩张的浆泡将在土体中引起复杂的径向和切向应力体系,紧靠浆泡处的土体将遭受严重破坏和剪力,并形成塑性变形区。在此区内土体的密度可能因扰动而减小,离浆泡较远的土体发生弹性变形,因而土的密度有明显的增加。

浆泡的形状一般为球形或圆柱形,在均匀土中浆泡的形状相当规则,非均质土中则很不规则。浆泡的横截面直径可达1m或更大,实践证明,离浆泡0.3m~2m以内的土体都能受到较明显的加密。

### 工程实例(一)

#### 注浆技术在海塘加固中的应用

##### 1.1 工程概况

钱塘江北岸某江堤位于海宁,属鱼鳞石塘,堤基土主要有素填土,粉质粘土,粘质粉土等组成。浅部土层Ⅰ,为人工填土,土质不均,局部见淤泥质土,塘身填筑土含水量偏高,该层含泥粉细砂,厚度不稳定。Ⅱ层粉质粘土属中低压缩性,中等强度,土质好。但其厚度变化大,部分塘脚缺失。下卧Ⅲ层淤泥质土,埋深浅,高压缩性。低强度,土质差。是地基压缩变形和地坡稳定的控制土层。

##### 1.2 加固的必要性

石塘内的堤身部分,由于受到江水不断冲刷,土质已疏松,塘身多处已下陷,甚至有几处塘身有空洞。对塘身进行注浆处理,不仅能使塘面沉降减小。而且使浆体充实堤身的疏松部分。充填其空隙,使其土质致密,达到防渗的目的。

##### 1.3 方案确定和实施

• 收稿日期:1998年10月



考虑到成本原因,原计划塘身加固采用黄泥注浆。试桩60棵,深度为4m。成分黄泥75%,水泥25%。以三次复灌不吃浆为终止标志。结果发现;由于黄泥浆凝固速度较慢,相当部分浆液渗过鱼鳞塘身缝隙注入江中。部分浆液被潮水带走,效果甚微。为加快凝固,对原计划进行修改。确定增加水泥用量,用粉煤灰,加石灰代替黄泥,并加入适量水玻璃注浆。比例:水泥52%,粉煤灰42%,石灰6%,水灰比0.55,注浆管上端孔口压力不小于 $5 \times 10^4 \text{ Pa}$ ,当浆液冒至孔口连续复灌不吃浆终止。注浆顺序,先边排,后中排,梅花形布孔,孔距 $80 \times 120, 130 \times 150$ 。

#### 1.4 实施效果

注浆后,堤微隆起,开挖目测,缝隙明显被充实,土体密度有较大增加。

## 工程实例(二)

注浆技术在河塘护坎地基加固中的应用

### 2.1 工程概况

市内某河南段驳坎整治工程,位于望江门,全长约900m。

在一级驳坎的施工中,其中多处发生墙身,基础断裂现象。为此对原地基进行补勘。

补勘结果分述如下:

①-1 杂填土;灰褐色,湿至饱和,松散。含瓦砾砖约为25~30%,含碎石,局部夹块石,少量石灰渣及有机质。

①-2 素填土;灰褐色,饱和,松散。含少量砖瓦。

①-3 河道淤泥,深灰色,饱和,松散。含少量有机质。

②-1 砂质粉土;青灰、褐黄色、饱和、松散。

②-2 砂质粉土;褐黄色,饱和、稍密。

### 2.2 方案确定

原方案是在清除人工填土和老河道淤泥。以②-1砂质粉土层为驳坎基础持力层。基底用碎石或短木桩加固。而在实施过程中,部分短桩无法打下,且上浮造成基底上凸,部分墙身断裂。根据地质情况,现场条件,经济等考虑,采用压密注浆加固基底,桩型布置为梅花型。间距为1m,注浆每延米水泥用量为80kg,注浆穿透②-2层2m,注浆顶面标高到驳坎基础面,经过注浆完成后,再进行井点降水。然后基槽开挖至基底标高。为了加快水泥凝固。在水泥中加入3%的水玻璃,以使水泥浆早凝。

### 2.3 施工控制

施工质量采用双控,即灰量结合压力控制。当灰量每延米达到80kg以上,即可停止注浆,或当灰量未达80kg/m,而压力达0.5MPa,持续3分钟不吃浆,亦可停止注浆。

### 2.4 实施效果

完工开挖目测,挤压效果明显。护坎墙身不再发生断裂。地基承载力提高。

## 结论

在疏松土体中低压注入水泥浆液,堵塞孔隙裂隙,降低渗透系数,能有效地加固土体,增

加密实度,并且对原土的搅动也较小。此外,压密注浆其工艺相对简单,设备轻巧、耐用、移动灵活,特别适合不宜大型设备进出的场合。

## 《实用桩基工程手册》出版

中国建筑工业出版社的重点书——《实用桩基工程手册》经编审委员会及出版社近二年的共同努力已编成付印,定于1999年5月出版发行,提前向祖国五十周年华诞及北京'99第20届世界建筑师大会献礼。

该手册分六篇40章;第一篇导论(2章);第二篇桩的承载力与变位(7章);第三篇桩基设计与计算(11章);第四篇桩基施工技术(10章);第五篇桩的特殊应用及事故防治(5章);第六篇桩基测试与检验技术(5章)。全书共150余万字,16开,970余页,精装。

鉴于桩基工程是当今我国和世界的一大热点学科,其理论技术日新月异不断演进,在实践中又形成了勘察、设计、施工、监理、质监、试验、咨询等一系列紧密相关的部门和专业分工,该手册内容作上述安排,旨在使其中的每一篇章都能分别满足上述不同专业部门日常工作的需要,而各篇相联,它又成为本学科的一部体系完整、覆盖面广的大型工具书。

该手册由我国著名的桩基工程专家史佩栋主编,刘金炳主审并作序,张旷成、刘祖德等任副主编。全书20余位作者和审稿人都是我国桩基工程领域知名的资深专家或后起之秀;他们的工程经历遍及全国乃至国外,他们各献其长、相互配合,从而形成了该手册编审群体的极大优势。因此,该手册实际上是我国桩基工程界和学术界在世纪之交对本学科的一次较全面的总结与展望,反映了我国迄今在本学科所达到的理论技术水平、所积累的工程经验和科研成果以及最新的科技动态,还引入了部分国外先进经验和适用技术,以资借鉴。

该手册贯穿各篇章的指导思想是立足于阐明理论、原理和技术,侧重于工程实用。对于工程中至关重要的标准、规范,鉴于科技的发展常领先于标准、规范的制订,该手册凡涉及我国现行标准、规范或规程之处,一方面对其作充分诠释以利于贯彻实施,另一方面不受其具体约束,而同时介绍有关的新方法、新技术,或进行比较研究,以开阔读者思路,促进科技进步。

通览全书还可以看到,该手册除了对现有的浩瀚文献进行较系统的综合介绍外,还反映了一系列新思路、新观点。例如:提出了广义桩的概念,把水泥土和加劲水泥土桩等纳入了桩的范畴;除了介绍桩在传统意义上的各种功能外,还以专篇介绍了桩在解决工程问题中愈来愈发挥重要作用的各种特殊应用,诸如围护、纠倾、隔离、促沉、“帮桩”等功能;把上部结构与地基基础共同作用的设计方法扩大应用于各类建构物;对疏桩基础,分述了控沉疏桩和协办疏桩;对桩基震害这一工程难题,根据实测典型震害资料分析,提出了桩基抗震设计的实用方法和措施,等等。

该手册的特点还在于:对各类建构物,包括桥梁、港口、码头、高耸杆塔和动力机器等的桩基的设计计算,对各种型式承台结构的设计计算,均作了具体介绍;对各种传统的和新出现的重要桩型及其在陆地、水上施工和嵌岩施工,均分别有所阐述;对桩的测试,除了静载、动测外,还介绍了各种模型试验和原型观测;对静载试桩,除了传统的抗压、抗拔和水平荷载试验方法外,还介绍了国外最新的桩底加载法和桩身中部加载法等等。书中许多内容尚为同类书籍所未见。

笔者有幸获读该书原稿和请样,乐于及时作此初步介绍,以飨广大读者。

(张璋、张美珍供稿)

## 复合地基褥垫层技术的工程应用实例

张利新 吴金维

王亚东

(河北省石油化工规划设计院 石家庄 050051) (河北省中原工程建设监理公司)

【摘要】 本文提供了合理确定复合地基褥垫层厚度,减小地基变形及消除地基不均匀性的工程实例。

褥垫层技术是复合地基的核心技术。通过复合地基褥垫层的设置,可使得在地基荷载施加的全过程中,桩和桩间土始终共同承担荷载,并可减小基础底面的应力集中;通过褥垫层厚度的变化,还可以调整桩和桩间土的荷载(竖向荷载和水平荷载)分担比例及地基变形。因此在工程实践中合理地利用复合地基褥垫层的工程特性,将使工程更加经济与合理。

某高层建筑是一主、裙楼连为一体的超百米高层建筑。主楼筏基面积为  $30.5\text{m} \times 30.5\text{m}$ ,基底压力  $f = 645\text{kN/m}^2$ ,基础埋深  $10.8\text{m}$ ,坐在中粗砂层上。天然地基承载力标准值  $f_k = 180\text{kPa}$ ,而设计要求地基承载力标准值  $480\text{kPa}$ 。该工程采用了素混凝土灌注桩复合地基,桩径  $\Phi 400\text{mm}$ ,桩长  $12.6\text{m}$ ,桩距  $1.3\text{m}$ 。原设计为使桩间土承载力得以充分发挥,褥垫层厚度确定为  $200\text{mm}$ ,计算得复合地基承载力标准值  $f_{pk} = 546\text{kPa}$ 。满足设计要求。

复合地基静载试验是在施工完成的复合地基上随机抽取的 4 点做单桩复合地基静载试验。褥垫层厚度按原设计为  $200\text{mm}$ ,压板面积  $1.3\text{m} \times 1.3\text{m}$ ,试验方法为堆载法。试验结果如图 1 所示。取  $s/b$  等于 0.01 所对应的荷载为复合地基承载力基本值  $f_{sp}$  ( $s$  为压板沉降量,  $b$  为压板宽度),则

$$\text{点①: } f_{sp1} = 553.8\text{kPa}$$

$$\text{点②: } f_{sp2} = 544.4\text{kPa}$$

$$\text{点③: } f_{sp3} = 340.8\text{kPa}$$

$$\text{点④: } f_{sp4} = 402.6\text{kPa}$$

显然,点③、④的试验结果不能满足设计要求。

点①、②位于地基北半部,点③、④位于南半部。从图 1 可以看出,点③、④的  $p-s$  曲线在较低的荷载水平下就与点①、②的曲线离散。根据复合地基的承载特性,在较低的荷载水平下,荷载主要由桩间土分担,随着荷载水平的提高,桩分担荷载的比例增大,桩间土分担荷载的比例减小。因此,点③、④在荷载水平较低,桩间土承担大部分荷载的情况下  $p-s$  曲线与点①、②之曲线离散,应该是由于浅层土软弱所致。从工程地质勘察报告提供的地质剖面图上看,在基础底面以下  $1.9 \sim 2.5\text{m}$  以下为一较软弱的粘土层,层厚为  $3.7 \sim 5.7\text{m}$ ,在主楼基础范围内南厚北薄,南北厚度差  $2\text{m}$ 。从土层结构上看,也是地基浅层土北硬南软,与试验

结果相符。

既然地基南部由于浅层地基土软弱造成较大的地基变形,因此希望通过减小桩间土的荷载分担比例,增大桩的荷载分担比例,再做点⑤试验。根据复合地基褥垫层的工程特性,褥垫层越厚,桩间土分担荷载的比例越大,桩分担荷载的比例越小;褥垫层越薄,桩分担荷载的比例越大,桩间土分担荷载的比例越小。因此通过减小褥垫层厚度,减小桩间土分担

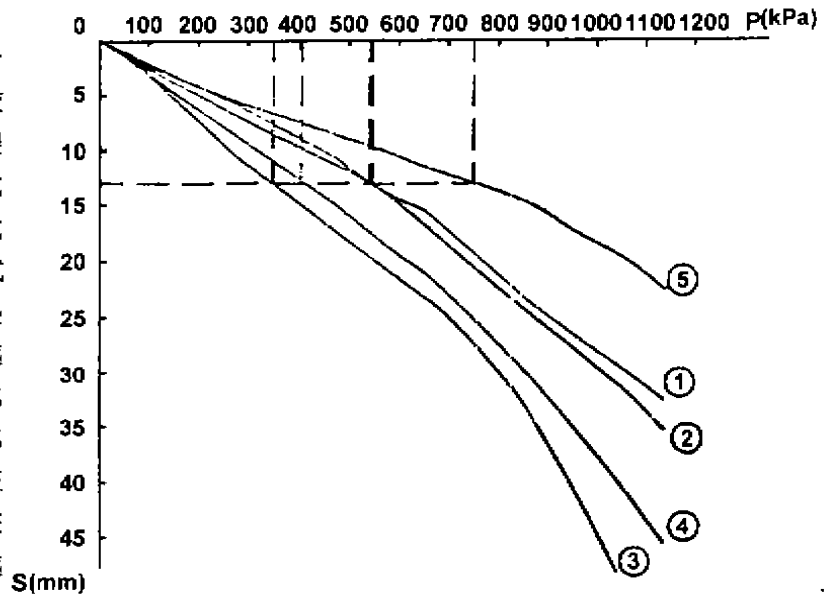


图1 p-s曲线

荷载的比例,增大桩分担荷载的比例。为使试验结果便于与前面试验结果比较,试验点⑤取在最软弱的试验点③附近。褥垫层厚度减至100mm,其它与前面试验完全相同。其试验结果见图1曲线⑤,其承载力基本值为 $f_{sp0.5} = 741.2\text{kPa}$ 。显然点⑤试验结果满足设计要求。

综合分析五个试验点的试验结果认为:1. 本工程的复合地基能满足设计要求;2. 从点⑤试验可以看出,本工程复合地基,桩分担荷载的能力潜力较大,应通过减薄褥垫层厚度,以增加桩分担荷载的比例,减小桩间土分担荷载的比例,减小地基变形,以利于协调主、裙楼间的不均匀沉降(本工程为主、裙楼连为一体的结构,对不均匀沉降较敏感)。3. 本工程地基虽然通过复合地基得以加固,但从试验结果看,仍然是北硬南软,故利用复合地基褥垫层厚度的不同可以调整桩、桩间土荷载分担比例和地基变形的特性,做变厚度褥垫层。由北向南地基由硬到软,褥垫层厚度由厚到薄,以消除地基的不均匀变形。经分析,最后将褥垫层厚度确定为由北向南为150~100mm。

本工程1995年设计,95年底破土动工,97年8月主体工程完工,现内外装修已基本完成。沉降观测沿主楼外围每柱设一观测点,共12个观测点,从地下二层顶板浇注完后设点观测,到主体结构完工,各观测点累计沉降量最大为14.6mm,最小为13.4mm,各点平均沉降量为14.03mm。据98年4月12日观测结果,累计沉降量最大21.1mm,最小17.3mm,各点平均沉降量18.9mm。地基变形较小且较均匀。

本工程通过合理确定复合地基褥垫层厚度;调整地基变形,消除地基的不均匀性,取得了令人满意的结果。

# 某住宅楼的纠偏

周荣祥

翁樟强

(浙江省富阳市建筑工程质量监督站 富阳 311400) (电力部杭州机械设计研究院 杭州 310000)

章胜南

杨晓军

(浙江省电力设计院 杭州 310007) (浙江大学土木系 杭州 310027)

**[提要]** 应用钻孔取土方法对两幢产生相向倾斜并已在顶部产生碰触的住宅楼进行了纠偏,取得了良好的效果。

## 工程概况

某单位两住宅楼均为六层砖混结构,基础采用天然地基上的条形基础,原设计两住宅在结构上连为整体,后因一住宅缓建,改在两楼间设沉降缝,沉降缝宽为16.5cm。两住宅平面图见图1。

首先完成东楼的建造,东楼建成后一年建造西楼。建造西楼的过程中,发现东楼向西倾斜,同时施工中的西楼则向东倾斜,根据观测结果,表明西楼竣工八个月后,东楼顶部向西倾斜94mm,西楼顶部东倾71mm,

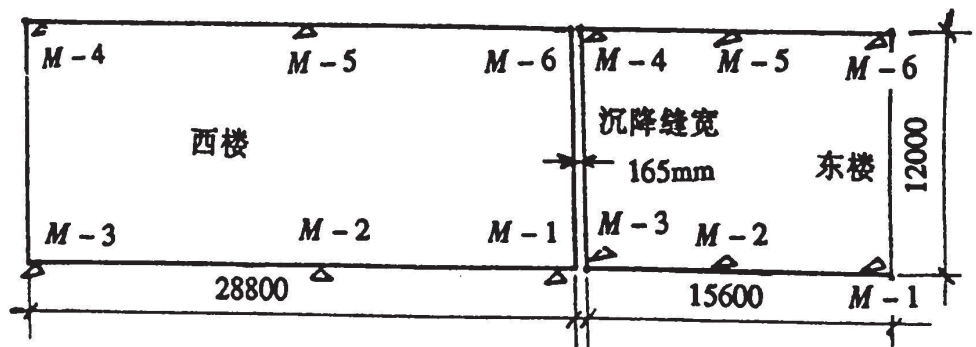


图1 两住宅及沉降缝平面图

△沉降观测点

东西两楼在相邻端顶部已产生碰触。根据沉降观测结果及住宅区的工程地质状况分析,住宅的沉降速率虽已较缓慢,但仍在发展。如任沉降继续发展,则势必使两住宅相邻墙体靠拢而对住宅结构产生不利影响。西楼竣工后八个月(98年6月27日)。各沉降观测点的沉降量如表1。

两住宅(98年6月27日)各沉降观测点的沉降量及沉降速率

表 1

楼号	东楼						西楼					
	沉降观测点	m-1	m-2	m-3	m-4	m-5	m-6	m-1	m-2	m-3	m-4	m-5
沉降量(mm)	23	71	98	96	69	22	79	61	30	28	62	76
沉降速率(mm/d)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.09	0.05	0.08	0.08	0.05	0.08	0.05	0.05

两住宅楼下地层结构如下:

1. 耕作土,呈灰色,湿~饱和状,可塑,含植物根系,厚0.30m。
2. 粘质粉土,呈灰黄色,结构稍密,含铁锰质结核、云母碎片,厚2.65m~3.00m。
3. 粉土,呈灰色,饱和、稍密,厚0.80~3.30m。
4. 淤泥质粉质粘土,呈青灰色,饱和,流塑状,含有机质,厚13.60~16.70m。
5. 砂卵石,灰黄色,湿,稍密,卵石以4~8cm为主,成分为火山岩、砂岩,含量65%,为泥砂质胶结,厚度大于4.3m。

各土层物理力学指标见表2。

各土层物理力学指标

表 2

层号	土层名称	层顶标高(m)	层厚(m)	$\omega$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	压缩模量(MPa)	快剪指标		承载力(kPa)
								c(kPa)	$\varphi$ (°)	
2	粘质粉土	7.05~7.10	2.65~3.00	26.0	19.3	0.77	8.4	18.0	12.5	110
3	粉土	3.25~4.85	0.80~3.30	29.5	19.3	0.82	9.3	19.8	10	80~90
4	淤泥质粘质粉土	0.80~3.85	13.60~16.70	39.2	18.6	1.05	3.2			60
5	砂卵石	12.50~12.80	>4.30							

### 纠偏方案选择

根据东西两楼的沉降观测数据,绘制两楼的沉降~时间曲线,分别见图2及图3。由两楼的沉降曲线可看出,两楼在横轴方向沉降均匀,基本没有倾斜,而在纵轴方向产生相互靠近的倾斜。

根据表1,两住宅的沉降速率已较小并将逐步趋于稳定,因此不必对两住宅进行地基补强加固处理,而仅进行纠倾处理。根据两楼仅在纵轴方向产生倾斜,因此只对纵轴方向纠倾即可。

纠倾的方法有多种,但各种方法各有优缺点,各有适用范围,因此选择一种具有经济技术优越性的方法是很重要的。

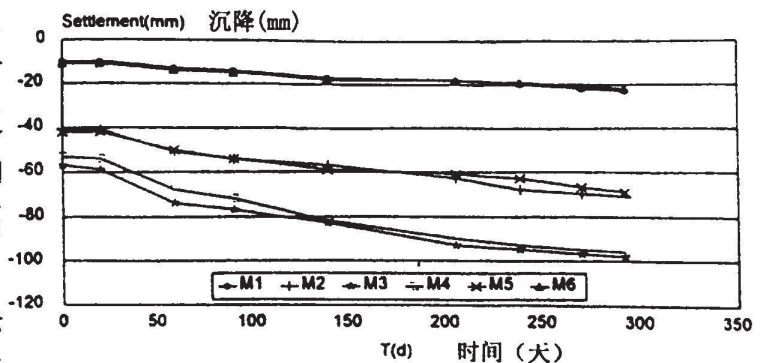


图2 东楼沉降~时间曲线

经过多种方案的比较,我们选择了钻孔取土方案,钻孔取土方案具有如下优点:

1. 施工操作在地面上进行,安全可靠。
2. 取土量确定,容易控制,如发生沉降过大过快的情况,可立即回填钻孔以阻止沉降,不会危及结构安全。
3. 沿房屋纵轴传递沉降均匀,不会使建筑物产生过大的曲率而产生开裂。

4. 钻孔可斜打可直打,视建筑物及工程地质情况灵活确定。

但钻孔取土方法须注意其适用性,如用于某些土层,则达不到较好的效果,甚至毫无效果。

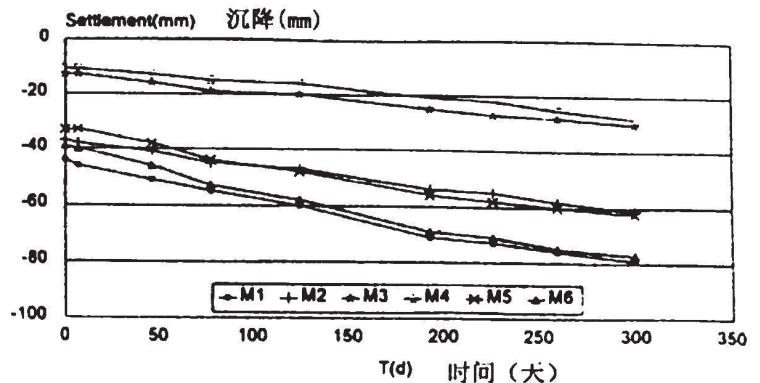


图3 西楼沉降~时间曲线

## 纠偏实施

对比东西两楼的结构状况,很明显东楼的结构刚度高于西楼,且东楼的长度亦小于西楼。故我们选择了东楼作为纠倾的对象,纠倾的钻孔布置范围见图4。

钻孔采用直径 $\Phi 300$ ,钻孔深10m,斜孔为斜打,斜度约80度。钻孔共计55只,分三次完成。钻孔结束后,孔内用砂土回填。根据表1沉降速率的观测值,东西两楼仍将产生少量的相向倾斜,故在向孔内回填砂土时,仍预留部分孔隙,使封闭部分孔隙而产生一定量的自然纠偏,以抵消两楼仍要产生的相向倾斜。

纠偏过程中各沉降观测点的沉降~时间曲线见图5。

纠偏过程中两楼楼顶沉降缝南北点缝宽~时间关系曲线见图6。

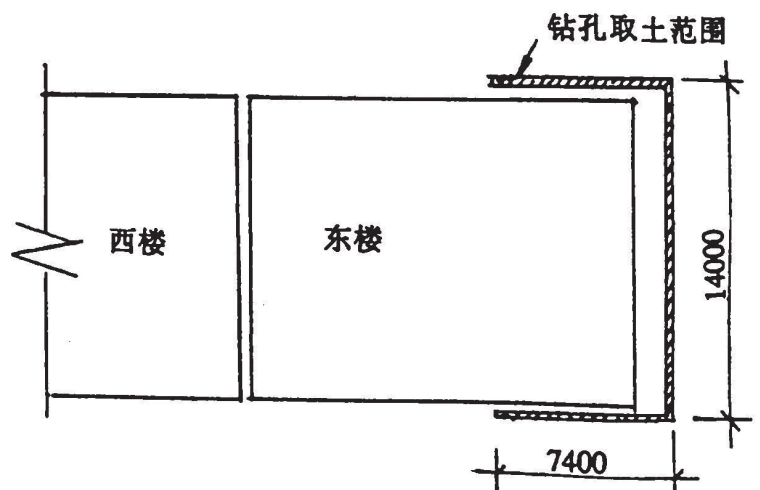


图4 钻孔取土范围布置

## 纠偏效果

从纠偏实施及观测结果看,纠偏工作是成功的。首先,纠偏过程中很好地控制了沉降速率,结构未出现扭转、裂缝等损坏现象,结构是安全的。其次,纠偏达到预期目的。纠偏前沉降缝已闭合,缝宽为零,纠偏完成时,缝宽在沉降缝南侧为79.5mm,在沉降缝北侧为75mm。

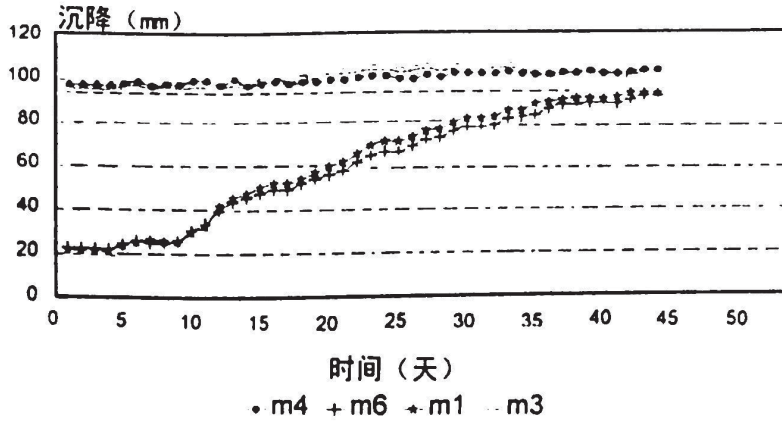


图5 纠偏过程中东楼各观测点沉降~时间曲线

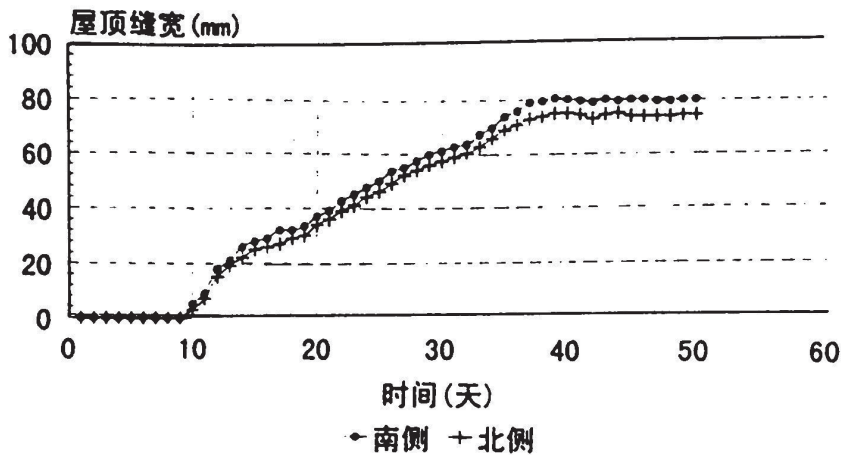


图6 纠偏过程中东西两楼屋顶缝宽~时间曲线

### 关于《地基处理》征稿简则中请作者注意的事项

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。用电脑打印稿或16开400字稿纸,一式两份。一份可用复制件。译稿并需附原件或其复制件。来稿文责自负。请勿一稿两投。来稿不退请留底稿。
2. 文章篇幅以6000字为限(专稿不限),文前提要以300字为限,一题一议、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. 插图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。(电脑制图要求图字清晰)。照片需附黑白照片(“介绍”插图尽可能附黑白底片,以保证版面清晰)。

编者 1999年3月





主持人: 龚晓南

## 强度和强度指标

魏汝龙

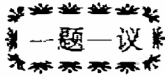
(南京水利科学研究院土工所 南京 210024)

笔者完全同意去年第4期“岩土工程勘察报告中常见的几个问题”中提出的意见,但是对文中最后指出的问题还有一点不同的看法。

上文作者指出,“曾遇到过勘察报告中提供的粉土的内摩擦角为 $26^\circ$ ,而标贯击数却仅为7.7击,这显然是不合理的”。其中似将强度指标与强度混同一谈了。

实际上,土的抗剪强度一般是指它在破坏面能够发挥出来的最大阻力;而强度指标则代表土体的强度随着其上荷载而增长的规律。例如,土的固快剪阻角正切  $\tan\varphi_{cq} = \tau_f/\sigma_c$  就表示土在不排水剪切过程中强度随着固结应力而增长的速率。显然,单凭  $\varphi_{cq}$  或  $\tan\varphi_{cq}$  无法完全判定土的强度的高低,因为其强度  $\tau_f = \sigma_c \tan\varphi_{cq}$  还与它在剪切前受到的固结应力有关。同样,上述粉土的内摩擦角也只能表示粉土强度的增长规律,仅仅根据其内摩擦角为 $26^\circ$ 还不能确定其强度的大小。如果上述标贯击数7.7是在浅埋的粉土中测出的。则该处的上复土重  $rh = \sigma_c$  很小,故  $\tau_f = rh \tan 26^\circ$  也不会太大,这两个结果似乎还是一致的。只有当这个7.7击是在粉土深处测出时,它才会与内摩擦角 $26^\circ$ 相矛盾。

如上所述,强度和强度指标显然具有完全不同的意义。但是,由于它们都涉及土的强度问题,有些人在不注意的时候,往往会对它们不予严格区分。例如,多年前曾有一设计单位的总工程师对于某种淤泥质粘土的固快剪阻角的试验值达到 $15^\circ$ 提出怀疑,认为软粘土的强度决不可能如此高。由此可见,上述这些不注意区分强度和强度指标的情况,似乎还不是个别的例子,必须引起重视。



一题一议

主持人: 龚晓南

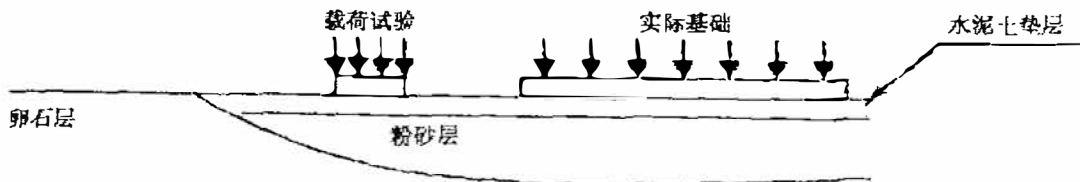
## 关于垫层上的载荷试验

李广信

(清华大学 北京 100084)

在北京某地,一个28层的楼房的地基情况及处理方法如下:根据地质报告,预计9m的基坑将开挖到卵石层。但开挖后发现基坑底有三分之二为粉砂层,其土质较差,并含有少量腐枝烂叶。因而设计者和施工者将粉砂开挖70cm,与一定比例的水泥混合后再压实形成垫层(见下图)。要求的承载力是320kPa。并要在垫层上做载荷试验来确定承载力是否达到要求。这存在三个问题:在严冬气温下,试验时水泥土不易硬化;建筑物可能发生不均匀沉降;载荷试验得到的承载力不应直接用于建筑物的基础设计。

其中,最后一个问题很值得讨论。如果使用1m×1m的载荷板进行试验,扩散角为30°,试验结果承载力达到了要求的320kPa,这时垫层下粉砂层上的垂直应力约为100kPa;而设此高层楼房的基础是10m宽的条形,在320kPa的荷载作用下,垫层下粉砂层的垂直应力约为310kPa(见下图)。因而不可能满足承载力的要求。



类似的情况也发生在另一个工程例子中。一个浆砌块石粉煤灰挡墙高6m,底宽5.2m,要求承载力不小于120kPa。由于地基土是淤泥质土,承载力不足。用Φ50的粉喷桩加固形成的复合地基仍达不到设计承载力。设计者用PP编织布与砂石料一起做成0.5m厚的垫层。在垫层上的载荷试验结果表明承载力不小于130kPa,设计者认为已经达到了设计承载力的要求。但是,若将垫层下的复合地基当成软弱下卧层,则挡土墙基础的垫层下,复合地基上的垂直应力仍然会大于复合地基的承载力。

从上述的例子可以看出,在均匀地基和桩式的复合地基情况下,载荷试验的结果(后者载荷板应当覆盖桩及其影响的桩周土)可以作为承载力的标准值或者设计值用于工程设计

• 收稿日期:1999年1月

中。但是对于基底存在硬土层以及人工垫层的情况下,控制的因素是硬层下的软弱下卧层。由于垫层的扩散角常常是不变的或者是随着建筑物的底宽增加而减小。所以对于大尺寸基础的建筑物情况,相对较薄的垫层实际上是无效的。小尺寸的载荷试验一般是没有什么意义的。

### 《地基处理协作网》资料站资料库目录

编号	书名	邮购价
1	第三届全国地基处理学术讨论会论文集,1992年,秦皇岛。主编:龚晓南。浙江大学出版社。	44元
4	第二届华东地区岩土力学学术讨论会论文集,1992年,九江。主编:沈珠江,龚晓南,殷宗泽。浙江大学出版社。	22元
5	地基处理(1993年合订本)地基处理编辑部。	15元
7	土力学及基础工程实用名词词典,1993年。主编:龚晓南,潘秋元,张季容,审校冯国栋。浙江大学出版社。	8元
8	基础工程施工实例,1990年。浙江省土木建筑学会施工学术委员会编。浙江大学出版社。	10元
13	第七届全国土力学及基础工程学术讨论会论文集,1994年,西安。中国建筑工业出版社。	42元
23	《桩基工程手册》1995年,桩基工程手册编委会,中国建筑工业出版社	70元
24	建筑环境与结构工程最新发展,1995年,主编:那向谦,龚晓南,吴硕贤。浙江大学出版社。	16.5元
25	浙江省第二届岩土力学与工程学术讨论会论文集,1995年,宁波。主编:龚晓南,张士乔,严平,浙江大学出版社。	50元
26	第四届全国地基处理学术讨论会论文集,1995年,肇庆。主编:龚晓南,张航。浙江大学出版社	68元
27	工程材料本构方程,1995年。龚晓南等编著。中国建筑工业出版社	15元
30	高等土力学,1996年,龚晓南著。浙江大学出版社。	12元
31	上海市地基处理规范,1996年,主编:叶书麟等。	60元
34	地基处理(1996年合订本),地基处理编辑部。	15元
36	地基处理新技术,1997年,龚晓南著。陕西科技出版社。	27元
37	第五届全国地基处理学术研讨会论文集,1997年,武夷山。主编:龚晓南,徐日庆,侯伟生。中国建筑工业出版社。	88元
41	《第二届全国建筑振动学术会议论文集》,1997年,主编:徐建,陈龙珠。中国建筑工业出版社。	43元
42	第三届岩土力学与工程学术讨论会论文集,1997年,金华。主编:龚晓南,严平,俞建霖。中国国际广播出版社。	29元
43	地基处理(1997年合订本),《地基处理》编辑部。	15元
44	深基坑工程设计施工手册,1998年。主编:龚晓南。中国建筑工业出版社。	78元
45	高速公路软弱地基处理理论与实践研讨会论文集,1998年,无锡。主编:龚晓南,徐日庆,郑尔康,上海大学出版社	45元
46	地基处理(1998年合订本),《地基处理》编辑部。	15元
47	江南韶院土工问题论文选集,1999年。中国建筑工业出版社。	23元
48	第五届河北省地基基础学术会议论文集,1999。主编:吴廷杰。	20元

上述资料由《地基处理协作网》资料站发行,欢迎邮购!

地址:杭州,浙江大学玉泉校区土木工程学系,邮编:310027

联系人:订购单及购书款寄欧阳晶泓。通过邮局汇款的地址见上栏,通过银行汇款的请见下栏。

收款单位:中国地基处理学术委员会,账号:70620113303974,开户行:农行杭州浙大分社。

咨询电话:0571-7952077

## 地下排水设计(续)

浙江大学岩土工程研究所编译

### 第六部分 施工方法

#### 排水沟

有土工织物加衬的排水沟的施工,与普通的管道排水管的施工方法大致相同。这种构筑方式的优点在于排水沟可以受土工织物的保护以免淤塞,使渗透性大的粒状排水介质(无论是否有多孔的管)起到排水的主要作用。

##### 排水沟的开挖

依照设计、使用普通的挖掘工具(如锄头或挖土机),必须将沟挖至设计要求的深度和宽度。沟床必须修整及清除日后可能堵塞水流沿沟流动的通道。根据安全第一的原则,在有人进入的壕沟,必须设置挡板并支撑,进行分隔开挖。

##### 土工织物的铺设

土工织物应沿沟的底边及两侧壁展开、松弛地铺设。无论何时,铺设一块以上的土工织物时,两块之间要有0.15至0.3米长的最小搭接段以保证过滤层的连续性。而且尽可能地沿水流方向进行搭接。在土工织物必须切断的地方,卷起,再用链式锯或手工锯锯开。

##### 骨料的回填

在大多数情况下,对土工织物的铺盖层可作简单的骨料回填。例如使用反铲机(a front and loader)回填。如果使用多孔管,应先在沟里铺一浅层骨料作为多孔管的底座。应将多孔管下半部先用骨料填埋好,然后将排水沟回填至设计标高。当铺设骨料时,重要的是确保不能戳破或划破土工织物。有一方法可以避免出现这种情况,铺设时,使土工织物有一定的“松弛”度,这样,在骨料的重力作用下,可以随排水沟的底面起伏紧贴沟的边角,而且不会产生过大的拉伸。

##### 土工织物末端和排水沟的铺盖

在骨料的上侧必须铺设土工织物,且要有0.15和0.3米的交接,以避免细颗粒通过排水沟上侧交界处流进沟里。

同一般排水沟一样,加衬土工织物的排水沟可以铺设天然土而密封。但是这些重塑回填土应有足够的渗透性允许渗透水通过。在有相当多的水竖向渗入排水沟的情况下,要铺设一层干净砂或小粒径砾石作为覆盖材料。这样可以保证土工织物反滤层能调节竖向的水流。

## 排水垫层

在设有排水垫层时,在骨料和地基之间铺设土工织物反滤层。在许多情况下,亦可以在骨料和沟上部的回填材料间铺设。

### 地基的清理

在多数情况下,地基是不需要作特别的清理,但必须清除掉尖锐的大块物,如石头和残树枝,以免施工时,划破土工织物。当地基起伏不平时要进行平整,起伏落差不得超过 100 毫米。

当现场的清理可以降低至最小程度及地基含有的有机质土层不会影响基础时,就不应该破坏地表的植被,因为它可以在施工时提供额外的保护。

### 土工织物的铺设

土工织物必须直接铺在地基上(如它是排水垫层中的上一层土工织物,则是在骨料层上),因为即使是轻微的风也可以吹动土工织物,所以在用骨料或回填土铺盖之前,建议每次只把土工织物铺开 10 至 15 米(取决于土工织物在排水垫层中的位置),其边角可以用骨料或土压着(视具体的情况而定),使其不会移动位置。

在施工过程,在土工织物肯定会被划破的地方,可以另剪一块覆盖于其上。

在土工织物的宽长大于排水沟时,要求土工织物卷绕起来,连接处可用搭接、缝接或肘形钉连接。

**搭接** 搭接的长度取决于地基的条件,通常是 0.3 至 1.0 米,在地基越软的情况下,搭接长度要长些。在预估沉降量较大的地方(如泥炭土),搭接长度要延长至 1.5 米。在回填骨料或土时,为避免扰动土工织物,卷起的搭接段要置于铺开的土工织物下面。在土工织物铺设时边角要用少量的骨料或回填土压着,以免其产生移动。

**缝接** 可以用高韧性的涤纶线或棉线缝接。最合适的缝接方法为图 56 所示的“褥势”缝接方法。

用单针缝接还是用双针缝接视施工的具体情况而定。(对于土工织物反滤层通常用单针)。

现场缝接时,可以使用带有 25 米长涤纶线的便携式手工操作以电池驱动的缝纫机,可以提供输送双线的链式针,一旦做好缝接准备,就能做出满意的施工进度。但是要知道:在现场条件下施工会出现一些问题。例如:摩阻会引起线或针断掉;线圈架要包起来(可以用塑料包来包裹),等等,必须使机器处于良好的状态,并与缝纫机制造商委托的销售代表保持密切联系。

**用肘形钉搭接** 可以用肘形到钉搭土工织物,更可取的方法是如图 57 所示的折接缝法。可用工业用的打钉机来打入防锈钉,但接缝强度要比缝接的低得多。

### 在土工织物上铺盖骨料或回填土

理想的情况是:不要将骨料直接倾斜在土工织物上,而要用铲斗式铲到薄膜上。为避免推土机铲斗挖破土工织物或剧烈地摊铺骨料使土工织物划破,骨料应平铺至设计标高。

应注意骨料初始层的厚度,按正常的经验,在土质较好的基础上,可以铺 200mm 厚左右;在很软的地基上,应慎重考虑设计铺设的厚度至少 300mm,这厚于通常的 200mm。在竖

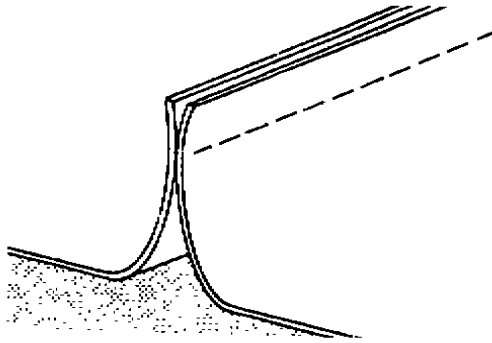


图 56 “搭接”缝接方法

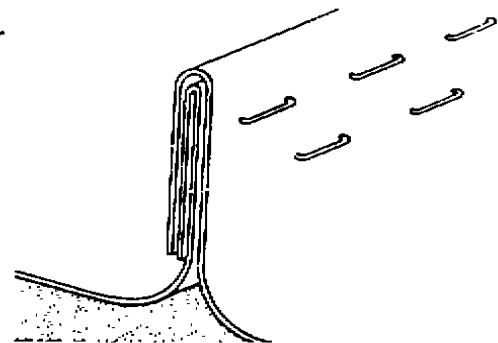


图 57 肘形钉的缝接方法

向的土工织物上,不允许直接倒入骨料。

### 竖直支撑结构后的排水板

排水板通常与排水管道相接,管道先穿孔打眼,通过可渗透的回填土压实,使排水板与其产生水相连接,或排水板直接插入不透水塑料管的开缝进行排水。

当排水板紧靠支挡结构时,可以用钉子、胶粘剂或临时支撑来固定。

排水板用连接块一块块地对接。正常情况下,在排水板材料上盖土工织物,覆盖住对接处,可以防止填土进入排水孔里。

应精心地铺设回填材料以保证其渗透性至少要与被替换的天然土相当。特别要注意不能在紧接排水板的地方形成空隙。

还要小心,防止较大的石块弄破排水板无掩蔽面上的土工织物,或防止使用夯实机械时不小心磨损土工织物,可在用搭脚架的木板充当临时防护。

### 非竖直结构后的排水板

对填筑或开挖的土坡,可在它们的表面上直接铺土工织物。应注意;排水板排水能力会因不当的施工而变得很差。应注意如下几点:

- 把排水板铺设平整没有起伏;
- 确保所有交接处完好;
- 在有序的间隔里提供足够的出孔。

## 第七部分 土工织物反滤层的检测方法

### 引言

正如本手册第2章所描述的一样,决定土工织物是否发挥其作用的因素在于它的力学性能、水力学性能及它所处的环境。室内试验是评价和测试这些性能的手段。测试系统使用所谓的“指标试验”——即试验用作如下的目的:确定一种产品的不同性能以区别于其它产品,由此来表明其适用性。这些测试涵盖了土工织物所要求的范围:物理、力学、水力学、耐环境性能及其成分。

“指标试验”的优点在于通过相对简单的经验关系来推测土工织物的现场实际参数。简单的试验室试验可以给出一致的结果,籍此来预估土工织物的现场性能。

本章仅涉及与土工织物相关的那些试验,及这些试验的简要步骤。

如果要得到有代表性的结果,土工织物样品的选择要遵循技术规则。因为不同的结构(固估体纤维和孔隙),土工织物表现出比固体材料更大的变异性。所以,尽管测试方法正确,土工织物试样的尺寸,及样品的选择比固体材料更大程度地影响其的变异性。但是,普通的试验规程仍在使用——试验试样的尺寸愈小,不同样品间测试的结果的差异愈大。为得到整个产品的代表性数据,在试验室中为测试而剪下的土工织物沿其卷起的全宽不得小于1米(如大约4~5米<sup>2</sup>),然后沿其长度随机剪取。压平其面将剪下的土工织物对折二至三次,使其达到要求的尺寸,就得了试样。不允许离土工织物边缘仅50mm的地方取试样。遵循上述过程可为土工织物产品提供一个合理的试样。

对于一种特定的试验方法,为获得理想的统计成果(平均值或标准误差),必须完成一定次数的试验。最小试验次数由下列统计公式决定:

$$\text{方程 3: } n \geq 0.154\tau^2$$

式中  $n$ ——达到理想的成果而要求的最小试验次数;

$\tau$ ——结果的变化系数,用百分比表示。

公式在95%的可靠度时的误差率为 $\pm 5\%$ 。

### 物理性能

物理性状可以通过“视觉和触觉”,来描述因为它们通常可用来衡量材料的外观特性

与土工织物反滤层有关的物理性能指标是:厚度和每单位面积的质量。厚度可用作确定土工织物的渗透系数或渗透性能。而质量则可作为监测土工织物的易变性,或确定对倒入的骨料的抗摩性能。

许多土工织物的厚度随作用于其上的压力而变化。当土工织物是铺设于土中,其厚度因此受施加于其上的土重的影响。土工织物厚度的测量有现成的标准方法。土工织物的每单位面积质量可以衡量每单位面积的纤维的数量。这是重要的物理性质,对决定抗顶破性能也有意义。因为土工织物中纤维含量越多,抗冲击荷载的能力越强。测质量也有现成的标准方法。

在表述土工织物的总体均匀性的变异系数,质量亦是一个有用的参数。

### 力学性能

在土工织物起构造作用的地方,或要求土工织物施工中不被破坏或不被集中应力拉破,力学性能具有重要的意义。

测试土工织物时,在长期和短期的力学性能,后者与排水有更多的关系,而前者与蠕变等有关。

短期的力学性能试验可以分成两类:一种与应力应变有关;一类与整体特性有关(如图58),通过拉伸试验可以获得应力应变的特性,撕破试验和顶破或指定方向的撕破试验可获得整体性能。

拉伸试验用以确定土工织物作为土中构造组成部分的可靠性。在这些应用中,受荷拉伸性质是重要的。用来阐明土工织物的拉伸性状的三种试验是:条形拉伸试验,拉拔试验和平面应变试验。对于地下排水,并不要土工织物起结构作用,因此,对于这种应用,拉伸试验可以忽略。

撕破和顶破试验(整体性能试验),通常用作确定土工织物在施工当中或之后抗集中应力的能力。确定这些性状的最常用的三种试验是:梯形撕顶破试验,CBR顶破试验和落锥试验。列于图58的其它试验与土工织物根本没有直接的联系。

用作地下排水的土工织物易受集中应力和施工过程的破坏,因此如要使其达到预期的反滤效果,则土工织物维持其整体性状的能力是至关重要的。所以整体性状的测试用来确定土工织物作为排水反滤的力学性状的适用性。

土工织物的二个整体特征必须提到:有关撕裂和有关顶破,抗撕裂强度是从现有孔洞或刺破撕开土工织物的力的大小。抗顶破强度是顶破土工织物所需力的大小能量。

如图58,有数种不同的撕裂试验可以用于土工织物测试。然而,最合适的似乎是梯形撕裂试验。因为力是施加于土工织物试样的平面内(与实际工程中的应力情形相似)。梯形撕裂试验方法如下。在土工织物试样上,沿中心画出一个梯形的外轮廓。即平行于沿土工织物长边100mm和25mm的连线。在25mm的那边正交方向先撕开一个15mm的口子,如图59所示。沿梯形两腰用75mm宽的夹片夹住,然后试样的每分钟300mm的常应变速率进行拉伸,记下撕裂过程中达到的最大荷载。

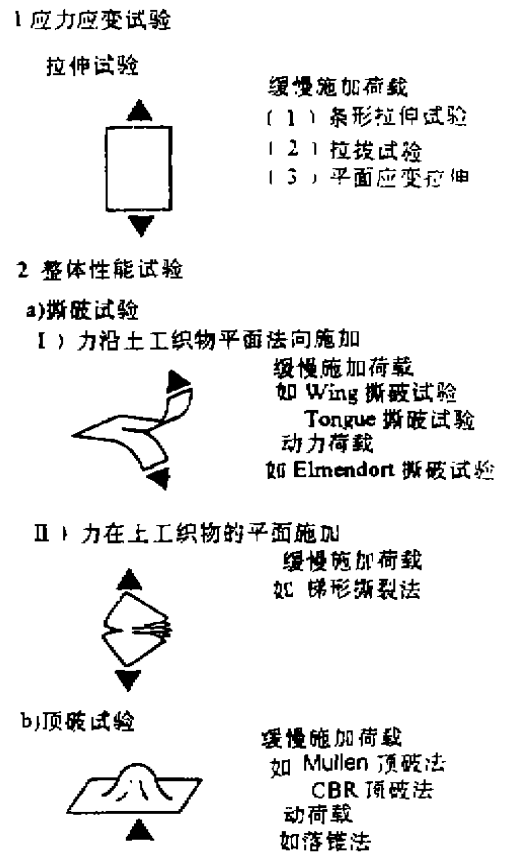


图58 土工织物中短期力学性能试验的分类



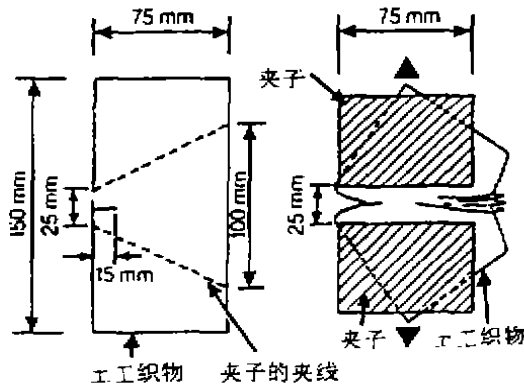


图 59 ASTM D4533 的梯形撕裂试验

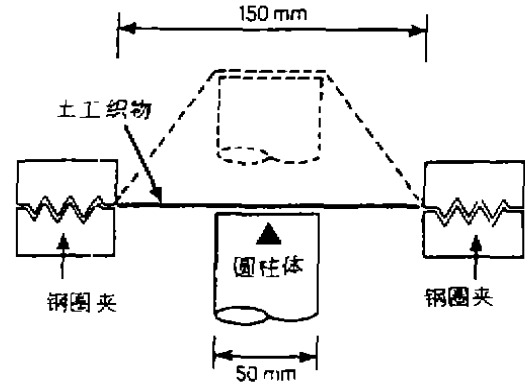


图 60 DIN 54031 的 CBR 顶破试验

上述试验是参照 ASTM D4533-85, 它已取代了 ASTM D1777 和 ASTM D2263 的方法, 其它相似的方法是 NFG38015, 它的试样尺寸比 ASTM 方法的试样更大, 因而有更大的阻力值。

第二部分图 13b 和 14b 所涉及的梯形拉伸阻力准则由上述 ASTM 试验方法所规定。

与顶破试验相关, 反映土工织物反滤层的综合性能的情形有二: 其一是一旦排水沟开始施工, 骨料沿土工织物铺盖时, 土工织物必须承受推挤, 随之产生的应力集中是缓慢施加荷载引起的; 其二是在排水沟施工期间, 土工织物要经得住直接往其倾倒的骨料。在这种情况下, 产生于土工织物的集中应力是由于动荷载引起的。

在土工织物过滤层必须经受得起由其相邻的骨料摊铺时所产生的集中应力情况下, 最可取的试验 CBR 顶破试验。图 58 是通过的标准试验方法, 即 DIN 54037、SN 640550, BS(建议的)、AS(建议的)。图 60 为 CBR 试验方法。土工织物试样夹在两个内径为 150mm 的钢圈中, 一个直径为 50mm 的柱(与用于土的 CBR 试验相似), 以常应变(50mm/分钟)速率垂直向地推向土工织物在钢圈之间的轴线。记下最大荷载以及荷载伸长曲线。

如第二部分图 14a 所示, CBR 顶破阻力测定可遵循上面列出的标准方法所规定。

对土工织物反滤层经受下落骨料冲击所引起的集中应力, 图 58 列出了可运用的落锥试验。其方法是最大直径为 50mm 的圆锥, 以 1kg 从 0.5 米高度落至土工织物试样上。记录截破孔的直径。主要因为试验所提供的理想结果对土工织物来说是有限的, 所以尽管其操作简单, 但仍有不足之处。对于无纺土工织物来说, 通过落下的锥子, 至少产生  $140\text{g}/\text{m}^2$  的能量, 足以使锥子穿过土工织物。因此, 此试验对于这些材料是不合适的。

对于超过  $300\text{g}/\text{m}^2$  无纺土工织物, 和有纺土工织物, 都由自由下落的锥子方法, 不足以不同的土工织物提供都适合的情况。显然, 如果探索其它合适于整个系列的土工织物的试验方法是有益的。

落下的骨料会对土工织物产生冲击力, 土工织物的耐冲击可用每单位面积质量来衡量。质量愈大(其中的纤维含量愈大), 它就有更好的耐损性能。不象落锥试验, 质量测试试验对于不同类型和结构的土工织物都适用。如物理性状中所提供的, 可用标准的试验方法来测质量。这些试验都要使用  $1\text{m}^2$  的试样。

如第二部分采用 13a 所示的单位质量可在标准试验方法中确定。

### 水力学特性

当土工织物用作反滤层,其水力学性能明显是最基本的要求。土工织物的尺寸,纤维部分的形状和扎法的几何形状都会影响其水力学性能。对于土工织物所进行的水力学性能试验可分成三组:表观的孔径试验;水的渗透性试验(土工织物的平面法向);平面内水渗透性试验(在土工织物平面切向)。

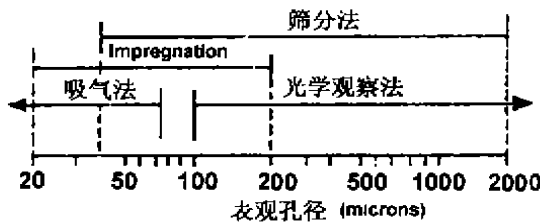


图 61 不同方法发出的孔径尺寸的范围

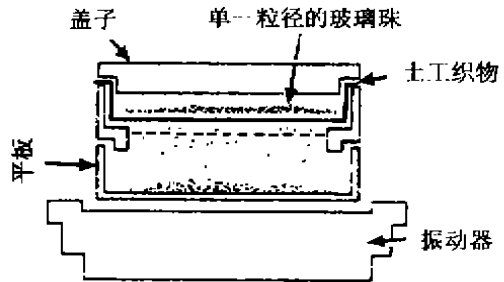


图 62a 干筛法试验

#### 表观孔径(AOS)

土工织物表观孔径是衡量其孔隙通道的有效直径。因为要生产出孔隙均匀的土工织物是不可能的。所以 AOS 通常用孔径级配的百分比来表示。有纺土工织物通常在整个结构上的有相对确定的孔径,而无纺土工织物的孔径变化较大。贯穿它们结构的相对确定孔径是有纺土工织物的普遍特征,反之,变化的孔径是无纺土工织物的普遍特征。

现已有多种试验方法可以确定孔径分布和 AOS,这些方法包括筛分(Ogink [18], Schober 和 Teind [19]; Fayoux [20] 及 Heersten [21]), 浸透法(Masounave 等 [22]), 吸气引液法(Paute 和 Chene [23] Dennis 和 Davies [24]) 以及观察法(Calhoun [25])。因为不同技术都有局限性,所以单凭一种方法难以测定所有土工织物的孔隙分布。而且,对于同一土工织物试样,不同试验方法会得出不同的结果。运用每种方法所获得到的孔隙范围如图 61 所示。

上述的孔隙测试方法中,筛分法最常用。它涉及到细颗粒通过未知的土工织物孔隙来筛分。而这些颗粒粒径是预先测定的。无论是干筛法(Ogink [18]; Schober 和 Teindl [19]) 还是湿筛法(Fayoux [20], Hearter [21]) 都已使用过。

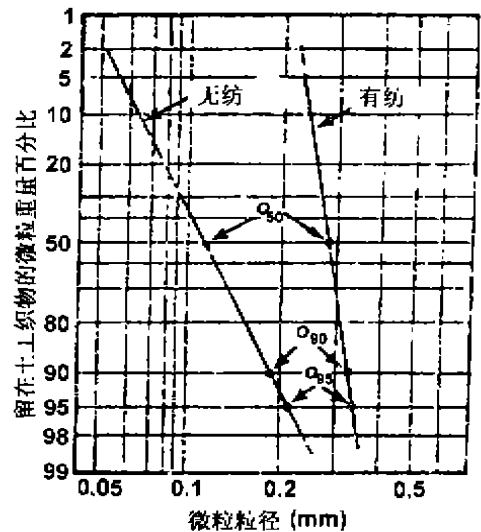


图 62b 无纺和有纺土工织物的累积曲线

图 62 通过筛分法确定的表观孔径

正如上述,同一试样,不同试验方法会得出的不同的结果,所以要比较不同土工织物的孔径级配,方法的确定就至关重要。

干筛法可以利用砂粒或更为普遍的是用预先测定粒径的玻璃珠。用图 62a 所示的振动筛,这些颗粒依次通过土工织物的试样,留在土工织物上不同粒径的颗粒数量用分布曲线图画出,如图 62b 表示。图 62b 所示的是无纺和有纺土工织物典型的孔径分布曲线形状。因为有纺土工织物主要是单一的孔径。所以其孔径分布曲线几乎是垂直向的。而无纺土工织物有着不同的孔径,所以它的曲线较平缓。

从孔径分布曲线,可以确定 AOS。AOS 对于土工织物来说是特殊的孔径值,通常是由特殊的孔径来表征,在其右下角标明某一孔径的累积百分比。因此  $O_{90}$  的 AOS 值指的是土工织物某孔径,小于该孔径的累积百分比为 90%,图 62b 画出了三个土工织物可能的 AOS 值—— $O_{50}$ 、 $O_{90}$ 、 $O_{95}$ ,显然,对于依赖于指定的百分比值的单个土工织物试样,可以得到许多其它的 AOS 值。根据近年的研究成果,人们采用了更高百分比值(如  $O_{90}$  和  $O_{95}$ )来评估土工织物的特征孔径。

AOS 通常应用有效微孔尺寸来描述(比如用毫米或微米),在许多年前北美洲就用与  $O_{95}$  值相对应的等效孔径(EOS)来描述了,要不是引用微孔尺寸这样的术语来引用 EOS,而是用美国标准筛数字来估计 EOS,下面表 5 是美国标准筛数字与实际 AOS 尺寸的比较,美国标准筛数字与土工织物 AOS 尺寸的关系。

目前,还没出版过土工织物干筛技术的国家标准,然而,BS,ASTM 和 AS(均已提出)都是基于玻璃珠的干筛测试方法,且都只是在设计的先期阶段。第二部分给出的 AOS 标志应当是限于用玻璃珠的干筛技术土工织物平面的透水性标准。

到目前为止,有四种不同方法描述土工织物的透水性,它们是:达西系数,修改的达西系数,“介电常数”值和体积流量。达西定律最普通的描述流体通过有孔介质流动关系的方法:

$$\text{方程式 4: } q = k_s \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \cdot A = k_s \cdot i \cdot A$$

这里,  $q$  是指通过土工织物的体积流量,  $k_s$  是表示土工织物渗透性的达西系数,  $\frac{\partial h}{\partial x} = i$  是指作用在土工织物上的水力梯度,  $A$  是指水流通过的截面积。

美国标准筛数字与 AOS 尺寸的关系 表 5

美国标准筛数字	AOS(mm)
200	0.075
170	0.090
140	0.106
120	0.125
100	0.150
80	0.180
70	0.212
60	0.250
50	0.300
45	0.355
40	0.425
35	0.500
25	0.600
20	0.850
18	1.000
16	1.18
14	1.40
12	1.70
10	2.00
8	2.36
7	2.80
6	3.35
5	4.00
4	4.75

用达西系数描述土工织物渗透性的明显好处是容易把土和土工织物的渗透性联系起来,主要缺点是达西定律假定的是层流条件,而流体通过土工织物却常显示出紊流或半紊流的特性,因此,严格说来,达西定律并不适用土工织物这种类型。

图 63 表示层流(这里应用达西定律)和完全紊流条件下流速与水力梯度之间的关系。对层流而言,流量与水力梯度的比值是一常量,而对完全紊流而言,流量是随水力梯度的平方根变化的。大多数土工织物的流量 - 水力梯度之间的关系(层流和完全紊流条件下)如图 63 阴影部分所示。流体通过针织无纺型土工织物时很近似地满足层流条件下的达西定律。“大重量”的热压无纺型土工织物也是如此。“小重量”的针织无纺型、热压无纺型、编织型和缝粘型土工织物和大多数有纺型土工织物如图 63 阴影部分所示,通过单纤维有纺型土工织物的流体近似于完全紊流条件。

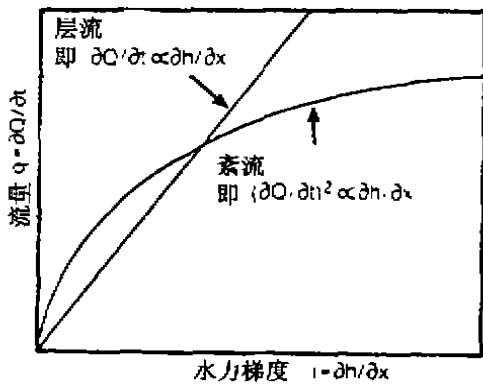


图 63 通过土工织物的不同流动条件

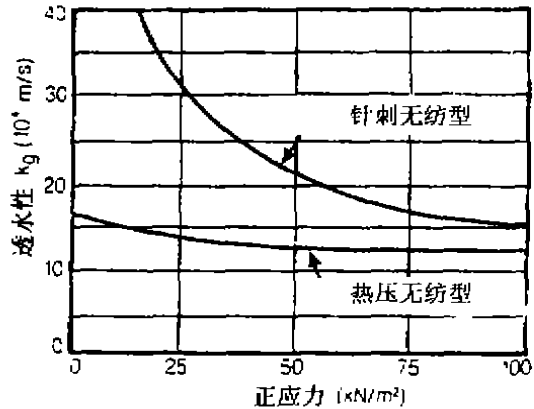


图 64 两种土工织物随限制应力不同渗透性的变化

为适应使用达西定律带来的限制条件,Ogink[18]提出用修正的达西定律来描述水流通过土工织物的流动规律。

$$\text{方程 5: } q^n = k_g \cdot i \cdot A$$

这里  $q, k_g, i, A$  含义同方程 4,  $n$  是表示水流通过土工织物时紊流程度的一个因子,范围从 1 至 2,对于层流  $n$  等于 1(这里方程 5 与方程 4 相同),而在紊流状态下,  $n = 2$ 。

土工织物的透水性不仅与水流状况有关,它还随施加在其上的总的正应力的不同而变化。当土工织物置于土中承受土的自重荷载时透水性降低。在针刺无纺型和热压无纺型土工织物上施加外荷对渗透性的影响见图 64,相对而言,热压型土工织物的透水性能相对不受外部应力的影响。

在一些场合用“介电常数”值来描述通过土工织物的流体流量和水力梯度之间的关系。“介电常数”值可通过重组达西定律各项得到(方程 4)

$$\text{方程 6: } q = (k_g / \partial x) A \cdot \partial h = \Omega \cdot A \cdot \partial h$$

这里  $\Omega = k_g / \partial x$  是土工织物的介电常数(等于渗透系数除以厚度),  $\partial h$  是指通过土工织物的水头改变值,严格说来,介电常数仅与层流有关(因为它依赖于达西定律)然而,不管流体流动是否符合达西定律,近来都用“介电常数”来描述通过土工织物的水流。

描述土工织物渗透特性的最简单方法是用特定常水头下的体积流量,这种方法的好处在于试验容易做,且它的可靠性不依赖于达西定律,而且很容易用它来比较不同土工织物的渗透性能。

体积流量试验可用图 65 的装置完成,土工织物试样夹在装置里,再在这上面加一个常水头,记录下每单位时间通过土工织物的流量。试验在任意水头下进行都是可以的,但现在已经标准化了,常水头都是 10cm。

测试体积透水性的一些标准方法,叫 NFG38016 和 ASTM D4491 修改版,而另一些标准,叫做 BS, AS 和 DIN 都还在不同的发展进程中。

第二部分图 11 提出的体积水流标准特指加在土工织物试样上的 10cm 常水头。

#### 平面内透水性

如果土工织物用作排水板,那么测量平面内透水性就非常重要了。就象前几节所讨论的,排水板是要求在它内部排水的,因此,它传输水的能力就显得非常重要了。

正象测试土工织物法向过平面透水性能一样,测试排水板平面内排水特性的试验也是必不可少的。除非沿长度方向的水力梯度大于沿厚度的方向的水力梯度。

平面内透水性标准的方法是用“传输率”来表示,它可表述为:

$$\text{方程 7: } \Phi = k_p \cdot T_x$$

这里  $\Phi$  指的是排水板平面内的“传输率”, $k_p$  是排水板平面内渗透性的达西系数, $T_x$  是排水板的厚度。

排水板的“传输率”按标准是用图 66 的装置测试的。排水板的试样放在装置里,随水头和围压变化来测量它的平面内流动能力。因为排水板随施加在试样上的围压而变,所以“传输率”和围压之间的关系非常重要。

排水板的结构决定了它在不同围压下的“传输率”,图 67 表明围压对两种不同结构材料(一种是厚针刺无纺型土工织物,另一种是排水板复合物)传输率的影响。

对针刺无纺型土工织物而言,随围压的提高,“传输率”显著下降,而复合排水板相对不受影响。

目前,还没有一种测试“传输率”的标准方法,不过,好几种测试方法如 ASTM, NF, DIN, AS 都在不同的发展进程中。

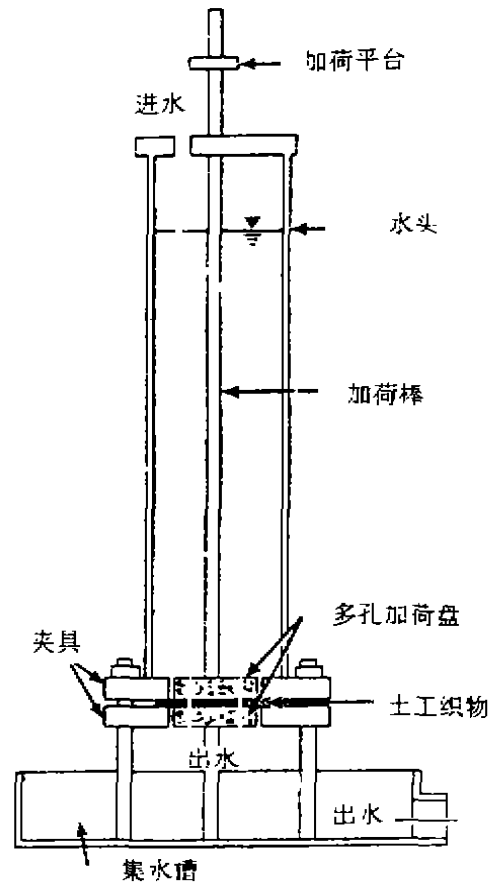


图 65 透水性装置详图

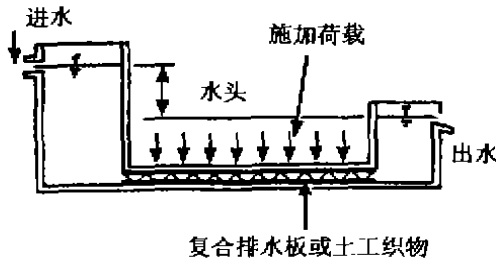


图 66 平面内水流装置详图

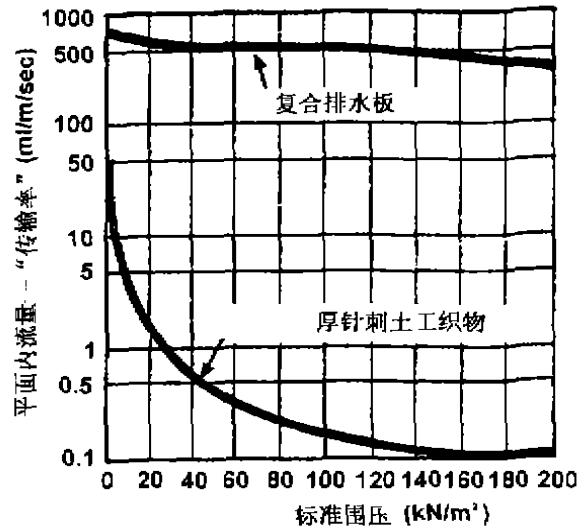


图 67 从平面内水流装置中得来的两个结果

参考文献

书目(地下排水、地面排水)略

(本译文刊完)

《地基基础设计与施工丛书》介绍

由同济大学博士生导师高大钊教授主编的《地基基础设计与施工丛书》将于1999年第三季度由机械工业出版社出版,这套丛书由《天然地基上的浅基础》、《桩基础的设计方法与施工技术新进展》、《地基加固新技术》、《深基坑工程》和《地基基础测试新技术》等五本专著组成,参加编写的有叶书麟教授、祝龙根教授、陈忠汉教授和叶观宝副教授等,这套书反映了地基基础领域的最新技术成果和一些重要技术热点的发展现状,是高等学校师生的教学参考书,可供从事建筑工程、岩土工程勘察、设计、施工和检测工作技术人员参考,也可作为技术干部继续教育和岗位培训的教材,对于全国注册岩土工程师考试也是一本重要的参考书。

(机械工业出版社 劳瑞芬)