

目次

论 文

土工合成材料的加筋作用及其分析计算.....王正宏,包承纲,李广信(1)

土工合成材料加筋土体工程应用实例.....王铁儒(11)

荷兰三角洲工程及土工织物在东谢尔德闸的应用.....刘宗耀(20)

土工织物加筋垫层处理油罐软基的变形观测与分析.....王铁儒,陈文华,杨华民(29)

土工织物在大目涂堤基中的应用——对土工织物处理软基若干问题的探讨.....石湘淼(42)

土工织物在土中沿不同角度的拉拔试验及加筋土的稳定分析.....李广信,魏弋锋(51)

# 土工合成材料的加筋作用及其分析计算

王正宏

包承纲

李广信

(华北水电学院北京研究生部) (长江科学院) (清华大学)

**[摘要]** 1991年10月15至18日中国水力发电工程学会,土工合成材料专业委员会等4个单位在杭州联合召开了“土工合成材料加筋土体学术讨论会”,本文是会议的两个总报告之一。

本文先概要地介绍了当前有关加筋土体分析计算方法总的现状和发展趋势,再谈到加筋机理的一般理解和对加筋材料的技术要求、影响加筋效果的一些主要因素。现在应用最广的计算方法是极限平衡法,为了剖析其优缺点,举例说明了个别方法的处理思路。最后,对本课题需要进一步研究的方面,提出了作者们的浅见。

编写本文旨在供会议讨论时作参考。

## 现状与发展

劳动人民利用天然材料加筋和改善土体性状已有久远历史。例如先人早用草秸等纤维掺入胶泥盖屋,用柴枝褥垫修路,中国汉武帝时以草枝等筑造长城,均有史可考。但将人工合成材料用于岩土工程加筋,并将单纯工程经验上升到理论分析,则是近三十年来的创举。在世界二次大战后,化纤工业迅速发展,发明了聚氯乙烯(PVC)、聚丙烯(PP)、聚乙烯(PE)和聚脂(PER)等新材料,为制造人工合成材料产品提供了根本条件,60年代初法国工程师Vidal发明“加筋土”,为加筋设计奠定了基础。目前土工合成材料主要用于陡坡加固、软土地基加固和兴建加筋土挡墙。此外也有用纤维丝、化纤网片和化纤条带加筋土体的。

土工合成材料因制造工艺不同,除具加筋功能外,尚具有反滤、导渗和隔离等其它功能。有时靠其降低土体含水量等使其达到加强,统称为土体加固。本文讨论的是“加筋”,即利用筋材的抗拉特性,通过它们与周围土界面的摩擦和咬合作用,产生应力传递,改变土体的应力场和应变场,增进土的强度和韧性,使土体稳定性和变形性有所提高的一种技术。加筋应为加固功能之一。

当今实用加筋分析法可归纳为两大类:一类是取脱离体借平衡条件求解的极限平衡法,已为广大技术人员新熟知。该法概念直观,计算简便,并且已积累了丰富经验,故成为加筋设计中最广泛应用的方法。另一类是有限单元法,它是解求物理、力学问题的数值方法,可以获得连续体的应力、应变及位移分布,可据其评价物体的稳定与变形。与前法相比,计算中可计及材料的非均质、非线性、荷载变化、水位起伏,故能求得施工到运行各期中土体性状的全过程。但因计算复杂和需借助计算机,除探讨特殊问题外,应用尚不普遍。

一般来说,上述两类方法计算时皆要列入土与筋材的界面反应;对于有限单元法,进

一步需要表征土、筋材的应力-应变关系的本构方程,使计算更为复杂,难期精确。故有的学者,针对某些情况,如地基加筋垫层等,建议按复合材料概念处理问题,即视土-筋系统为复合体,确定其本构关系和计算参数,按连续体力学原理求解。

但是,长期以来的理论与实践均表明,土的力学性复杂多变,而土工合成材料更是应力-应变非线性,具明显的蠕变性和时温效应,测试指标又是离散性大的材料,加上埋在土内时的力学性状与无侧限时的差别很大,故企图单纯凭借力学分析与理论计算来用定值法设计加筋土体,实属相当困难。为此,有的情况下,特别是以集中荷载和往复荷载为主的加筋土,半经验或经验方法仍然是求解的可行实用途径。这类方法的建立有赖于原型观测的大量积累和合理的反馈分析。

由以上的简要回顾不难看出,直到今日,土的加筋技术的理论远远落后于实践。

## 加筋机理浅识

对筋材起加筋作用的认识至今并不全面。但是根据室内试验、模型试验和力学分析、原体现测,仍可获得初步理解。

### 1. 侧压力增量理论

试研究水平地面下一点 $M$ 的单位压力状态,如图1。这时大、小主应力 $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$ 为:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \gamma z \\ \sigma_3 &= K_0 \sigma_1 = K_0 \gamma z\end{aligned}\quad (1)$$

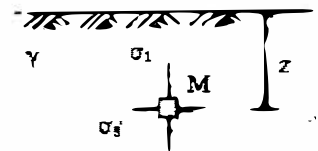


图1 一点的应力

式中  $z$ — $M$ 点的深度;

$\gamma$ —地基土容重;

$K_0$ —土的静止侧压力系数;

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2)$$

式中 $\varphi$ —土的内摩擦角。 $M$ 点的应力状态可用图2中的圆I表示。图中 $S$ 为土的强度线,该线不与圆I接触,故 $M$ 点处于弹性平衡。如果由于开挖或其它原因,使应力 $\sigma_3$ 减小,待其减小至 $\sigma_3 = K_a \sigma_1$  ( $K_a$ —主动土压力系数,  $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ ), 则圆I变化至图2中的

圆II,它与 $S$ 线相切,故 $M$ 点进入主动塑性平衡状态(破坏)。欲防止其破坏,可在土内铺放水平向筋材,通过它与周围土的界面摩阻及咬合,限制土体的侧胀,将等效于施加侧向应力增量,图2中所给 $\Delta\sigma$ 为保持原应力状态时的侧应力增量,一般 $K_a \sigma_1 < \sigma_3 < K_0 \sigma_1$ 。容易证明:

$$\frac{\Delta\sigma_1}{\sigma_1} = \frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_3} \quad (3)$$

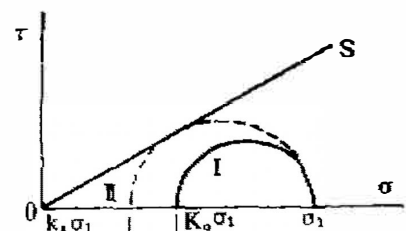


图2 应力圆

由此可见,由筋材作用提供的侧应力增量 $\Delta\sigma_3$ 使轴向应力增加 $\Delta\sigma_1$ ,即土的承载力提高了。

### 2. 视内聚力理论

在纯土试样中如铺放水平筋材,进行三轴试验,其应力过程将如图3所示,即在同样围压力 $\sigma_3$ 时,破坏大主应力 $\sigma_1$ 将有提高,产生应力增量 $\Delta\sigma_1$ 。试验表明,加筋土的内摩擦角 $\varphi$ 并无明显提高,但获得了视内聚力 $C_a$ 。由极限平衡条件,有:

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 + 2C_a \sqrt{K_p} \quad (4)$$

式中 $K_p$ —被动土压力系数,  $K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ 。

如果试样中水平筋材的垂直间距为 $S_v$ ,可以证明:

$$C_a = \frac{T_f \sqrt{K_p}}{2S_v} \quad (5)$$

式中 $T_f$ 是筋材单位宽度的抗拉强度。

由于 $\sigma_1 = (\sigma_3 + \Delta\sigma_3)K_p$ ,结合式(4)、(5)可得:

$$\Delta\sigma_3 = \frac{T_f}{S_v} \quad (6)$$

式(6)说明,筋材使土的侧压力增大,其值相当于筋材强度平均分配给垂直间距 $S_v$ 内的圆土柱的侧面。筋材抗拉强度愈大,侧压力增量愈大;相反,若 $T_f$ 小,或筋材被拉断或被拔出,加筋作用即失效。

### 3. 直观抗剪强度理论

用纤维加筋土时,加筋效果更易直观看出。图4表示一根与剪切带垂直的纤维受剪力后倾斜 $\theta$ 角。如果单位面积内有 $n$ 根纤维,每根纤维所受拉力为 $t$ ,则单位面积的总拉力为 $T = nt$ 。将 $T$ 分解,则竖向分力为 $T \cos \theta$ ,它使土的抗剪强度增加 $\Delta S_1 = T \cos \theta \cdot \tan \varphi$ ;另一个切向分力为 $T \sin \theta$ ,其方向与剪切力相反,每增加抗剪强度 $\Delta S_2 = T \sin \theta$ ,故抗剪强度增量总值为:

$$\Delta S = \Delta S_1 + \Delta S_2 = T(\cos \theta \cdot \tan \varphi + \sin \theta) \quad (7)$$

实际纤维土中的纤维系随机定向,并非都垂直于剪切带。但理论分析<sup>[1]</sup>和试验成果都证明,纤维的或然分布是与剪切带呈 $90^\circ$ ,故上述结论仍然成立。

需要指出,作为筋材的土工合成材料铺在土内还兼有隔离作用,并能提高土体的整体性和连续性,改变土体在荷载下的应力场和应变场,均有助于加强土体对外荷载的抗力,

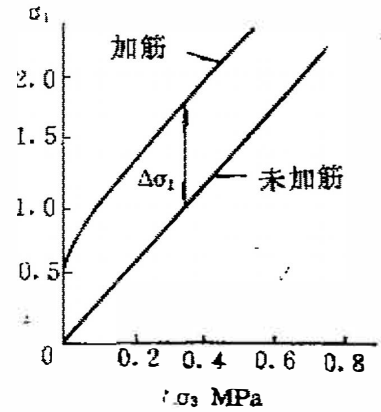


图3 加筋作用

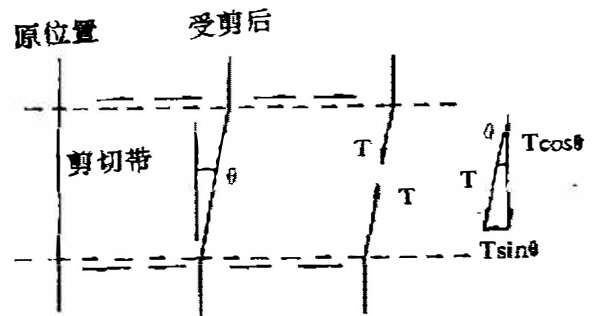


图4 纤维中的拉力



但迄今对这些作用尚未能给出定量分析。

## 对加筋材料及其施工的要求

### 1. 对加筋材料的技术要求

加筋材料自然应按工程需要来选取。从前面的分析得知,除应满足一般的技术要求,用于加筋的土工合成材料更需重视其强度、蠕变性和摩阻特性。

高分子聚合物的普遍属性是延伸率较大,且抗拉力随应变非线性增大。土工构筑物按其使用条件一般不允许过大变形,故加筋材料的延伸率亦应有所限制,并要求在限值内发挥较大强度,这就是要求其具备高强度、高模量。土工合成材料按制造工艺不同,延伸率高低不一。例如非织造土工织物延伸率大,有时破坏应变超过100%,编织型土工织物延伸率小得多,而土工格栅却往往低于10%。为此,土工格栅、编织物常是较佳选择。当然,有的情况应用非织造物也获得了成功。

附带指出,通常所说材料的应力-应变关系是指短期的无侧向约束时的试验成果。长期受荷载作用,多数土工合成材料表现缓慢的持续变形,即所谓蠕变。蠕变性的高低决定着设计中材料强度的取值。试验研究表明,高密度聚乙烯在 $\frac{1}{3}$ 极限荷载作用下持续500小时应变可达4%,而一种带芯的聚脂材料在 $\frac{1}{4}$ 荷载下经10000小时的应变才4.2%,可见聚脂材料的蠕变性较低<sup>[2]</sup>。对于蠕变性低的材料,一般用于短期强度的安全系数可以满足设计及长期蠕变的需要;相反,蠕变性高的材料,受荷后很快会达到其破坏应变,而且象高密度聚乙烯,还会随应变增大,由塑性破坏转变为不可预测的脆性破坏,对此,需借长期室内试验,推算出相应于设计寿命的“特征强度”。有资料报道,相应于120年的特征强度为其短期强度的 $(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2})$ 。

但是,比较明确的是,土工合成材料埋在土内有约束时的蠕变要比在空气中无约束时的小得多,具体规律尚需深入研究。

加筋材料的表面糙度是发挥土-筋界面作用的根本保证。为此,要求其表面产生足够摩阻(土工格栅的开口可提供良好的咬合效应)。国外有的厂家制造了专门的表面带刺或局部凸起的材料。

国内目前还没有合格的土工格栅产品,用得最多的加筋材料是编织型土工织物。为了弥补其某些性能之不足,常将其与其它材料如非织造织物、筋丝等结合制成组合材料,以提供表面保护(除冲击、穿刺),增加导水性(编织物平面导水性差,与非织造物结合,既利排水,又可消减孔隙水压力)和增大表面摩阻(针刺非织造物摩擦系数较大)等。组合材料是当前产品的大方向,因为它可满足工程的特定需要。

### 2. 施工注意事项

加筋效果不止取决于材料,某些设计施工细节也是很关键的问题,现择要说明:

#### (1) 筋材布置方位及层次

加筋工程各有其特点,颇难概论其合理布置方位。但加筋厥在于充分发挥材料的抗拉

能力，故在该方位应尽量与其在土内预计的最大拉应变方向相一致，同时材料的最大抗力方向也应力求与之吻合，故最好是针对未加筋土体的应力-应变分析，先估算出主拉应变方向。

曾有单位通过室内模型试验探讨过铺设方式与层次的影响<sup>[8]</sup>。系在直径为63cm的刚性圆筒内作承压板试验，模型压板直径10cm。板下按不同垂直间距铺设不同直径、不同层数的编织型土工织物，试验结果示于图5。图中  $\frac{S}{D}$  为板下沉量与板直径之比， $\frac{q}{q_0}$  为不加筋与加筋模型地基承载力之比 (BCR)；也作了筋材为非织造土工织物试验。对比来看：

a) 即使地基下沉量不大，甚至非织造织物也有一定加筋效果。当  $\frac{S}{D} > 0.1$ ，BCR增长明显，且随铺设层数增多而加大。在相同条件下，

编织物的BCR约为非织造物的二倍，b) 铺设层数和间距都有最佳选择，并非层数愈多，间距愈小，效果就愈好。究应如何具体合理布置是值得研究的问题。

(2) 筋材的固定

筋材端部固定对发挥其抗拉强度非常重要。资料<sup>[9]</sup>中也报道了固定方式对加筋效果的研究成果。研究中采用了三种固定方式，如图6。结果如下：a) 只要铺一层织物，那怕

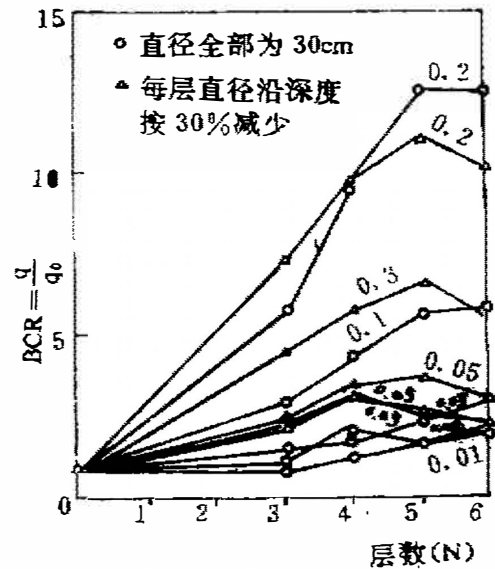


图5 编织物试验成果

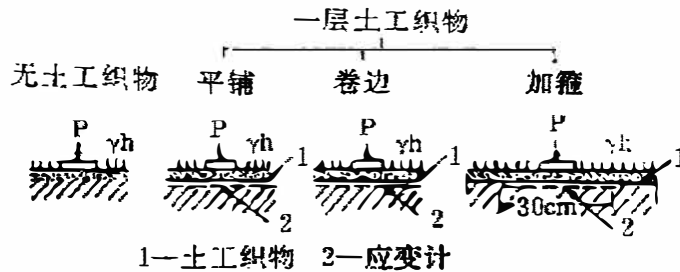


图6 织物布置及固定方式示意

是平铺，承载力也有提高；b) 固定愈牢固（加箍>卷边>平铺），承载力提高愈多，见表1；c) 固定愈牢，地基中的应力分布愈均匀，沉降愈得到均化。

在工程实践中要估算固定握裹力是否充分，如果有被拔出的可能，要采取适当措施，如将筋材端部弯转，见图7或在端底挖浅沟，把筋材埋入，并以其包裹薄砂砾垫层，见图8。对加筋土挡墙，远离墙面一端筋材

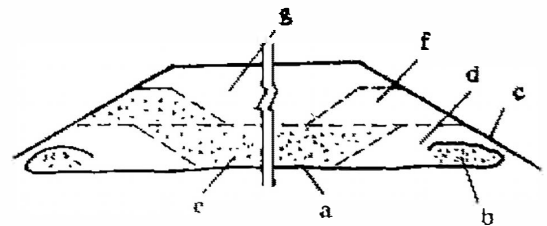


图7 筋材端部固定

对加筋土挡墙，远离墙面一端筋材

固定方式对承载力的影响

表1

承载力		承载力(R)t/m <sup>2</sup>	承载力比BCR = (R)/(R <sub>0</sub> )
不铺非织造织物		(R <sub>0</sub> ) = 1.6	1
铺一层非织造织物	平铺	9.6	6
	卷边	12.8	8
	加箍	20.8*	>13

注：\* 因限于加荷设备，试验未进行至破坏。

的固定，一般靠调整筋材被动段的长度来实现，故设计中要校核该段的握裹力是否足够，这就是内部稳定性校核的内容。

### (3) 筋材的变形

筋材强度只有在变形时才得以发挥。许多工程措施皆是为了实现此目的。例如许多资料都指出，只有软土上的低级道路，用土工织物才有明显效果。因为这类路允许较深路辙，深路辙促成的筋材变形调动了它的强度。不少人主张，路基的CBR指标低于3加筋才有效。

在施工时，不允许加筋料有折皱，要尽量拉平拉紧，是为了它们在受荷载时有足够应变。有的研究建议，最好对筋材施加预应力，使产生初应变，象预应力钢筋混凝土一样，会获得更佳加筋效果。

施工程序对加筋效果也有重要影响。要掌握的原则，是施工步骤要让筋材尽早处于受拉状态。图7是典型的施工程序：a) 铺加筋料；b) 两端填土；c) 折回筋材；d) 仍两端填土；e) 中心填土；f) 两端土增高；g) 最后中心填土。长江科学院以土工织物

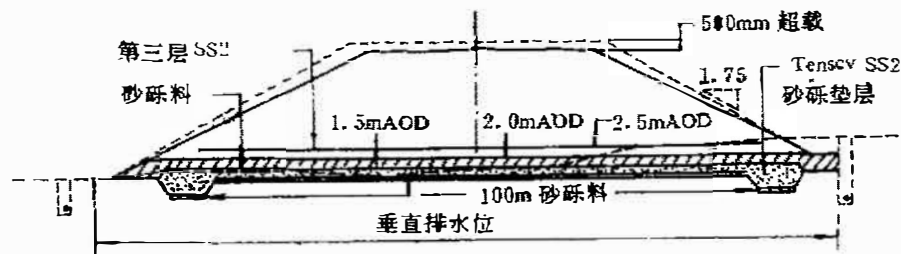


图8 铁路堤筋材布置

加固深圳机场软土安全带时，采用了B.B. Broms 建议的间隔施工法<sup>[4]</sup>，使织物初应变达到4~8%，被拉得很紧<sup>[5]</sup>，效果良好。作法是：在平铺织物两端先各建一道压堤，然后间隔填一道道平行的窄戗台，最后再填土料将戗台向两侧拓宽，这样织物形成波浪形而被崩紧。

## 计算方法举例剖析

土工合成材料用于堤坡、地基等加筋现在已有一些初步计算方法，大多为极限平衡法，且基本沿用传统土力学方法。为了说明其计算思路和探讨存在问题，现举简例如下。

1. 堤坝厚软基加筋

常在软基面上平铺土工织物筋材，再于其上填筑堤坝，如图9。分析方法仍多采用著名的瑞典圆弧条分法。人所共知，未加筋时其稳定安全系数 $F_s$ 按下式计算：

$$F_s = \frac{CL + \Sigma W \cos \alpha \cdot \tan \varphi}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (8)$$

加筋后筋材拉力  $T_r$  有助于稳定，故式(8)变为：

$$F_{s,r} = \frac{CL + \Sigma W \cos \alpha \cdot \sin \varphi + T_r \cos \theta}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (9)$$

以上各式中， $c$ 、 $\varphi$  为土的内聚力与内摩擦角； $L$  为全弧长；其它符号含义见图9。式(9)与(8)相减有：

$$F_{s,r} - F_s = \frac{T_r \cos \theta}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (10)$$

由几何关系和调项最终可得：

$$T_r = (F_{s,r} - F_s) \frac{e}{y} \Sigma W \quad (11)$$

设计任务在于先通过未加筋土坡分析，求取  $F_s$ ，再按要求的  $F_{s,r}$ ，反算所用筋材所需的强度  $T_r$  是否足够。如果不行，要另选筋材，或增加层数，但层间应加填土，否则易形成人为滑动面。

推敲上述方法，似可提出以下疑点：(1) 加筋后土坡的破坏形式是否仍与未加筋时相同？(2)  $T_r$  是否为材料的极限强度？达到该强度时的变形是否为土体所许可。(3) 平铺的筋材在土坡位移时不免要弯折，式(9)中  $T_r$  的作用方向仍视为水平，是否合理？如此等等。

2. 地基加筋

地基加筋后承载力的计算常用日本学者提出的改良太沙基(薄膜效应)理论公式(图10)：

$$q = CN_c + \left( \gamma' \Delta H + \frac{T_r}{R_c} \right) N_q + \frac{2T_r \sin \theta}{B'} \quad (12)$$

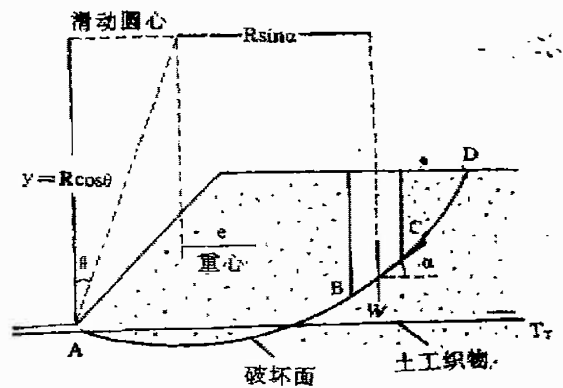


图9 底部加筋土坡稳定性核算

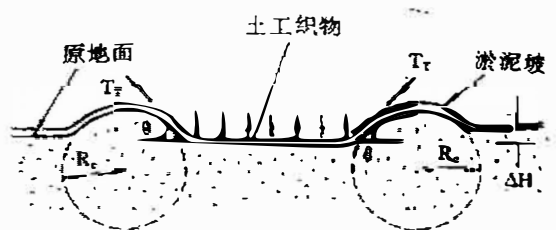


图10 加筋地基承载力计算

式中  $\gamma'$  为地基土的有效容重， $B'$  为基础宽，其它符号意义见图10。分析上式可知，式中的  $CN_c$  和  $\gamma' \Delta H N_q$  为太沙基公式的固有项，筋材作用反映在：(1)  $2T_r \sin \theta / B'$ ：筋材拉力的向上分力，起减小有效荷载作用；(2)  $T_r / R_c$ ：该理论假设基础边缘处的织物呈圆弧形，参照

水力学管流条件,认为织物拉力 $T_r$ 相当于管箍拉力,于是有 $T_r = p \cdot R_c$ ,则 $p = \frac{T_r}{R_c}$ 为织物作用于土体的压力(相当于管内压),相当于基础两旁超荷载。

上述计算在概念上尚属合理,但是亦有值得商榷之处:(1)认为织物变形呈圆形无非是一种未经普遍证实的假定; $R_c$ 、 $\theta$ 可能因工程而异,难以事先确定;(2)按管道压力估算 $\frac{T_r}{R_c}$ 是否合适?它对承载力的贡献可能估计过高。(3)地基与筋材的极限状态是否同步?如此等等。

以上两则就可以看到迄今的极限平衡法还有待完善。

### 3. 有限单元法

有限单元法求解与解求其它课题类似,包括连续体离散化,单元刚度矩阵建立,与单元集合体分析。但加筋土是一种复合体系,包括土体、筋材和两者的界面三个部分,故需分别建立它们的矩阵。

对土体,大多离散为三角形及四边形单元,其应力-应变通式为

$$[K_e]\{\delta_e\} = \{F_e\} \quad (13)$$

式中 $[K_e]$ 为单元刚度矩阵, $\{\delta_e\}$ 、 $\{F_e\}$ 分别为结点位移和力矢量。筋材单元只能受轴向拉力,故常假设为不能抗弯的直线单元,位移设为线性函数,其增量形式的应力-应变关系通式:

$$\{\Delta F\} = [K_r]\{\Delta \delta\} \quad (14)$$

式中符号意义同式(13)。考虑界面的相互作用仅为摩擦,多以零长度弹簧单元模拟,如图11,它连接土单元和筋材单元,应力-应变关系的增量形式类似于式(14)。但其刚度矩阵中包含水平弹簧常数 $K_x$ 和垂直弹簧常数 $K_y$ 。实际条件是只许可土沿筋材面的位移,为阻止竖向位移,常令 $K_y \rightarrow \infty$ 。

为对三个方面建立刚度矩阵,首先要分别确定它们的本构关系,不同学者对此有不同处理,故会有不同解答。

从以上可见,用有限单元法解加筋问题同样也要解决一些难点:(1)为各部分建立能反映实际的本构方程;(2)处理好各本构方程间的协调关系;(3)研究如何按算得的应力、应变场评价土体的稳定性。

## 建议与讨论

许多工程实例表明,以土工合成材料加筋土体确实收到成功效果,可是按分析计算却应归于失败<sup>[6,7]</sup>。种这现象反映了人们对筋材性状及分析方法等的认识与水平尚欠完善。笔

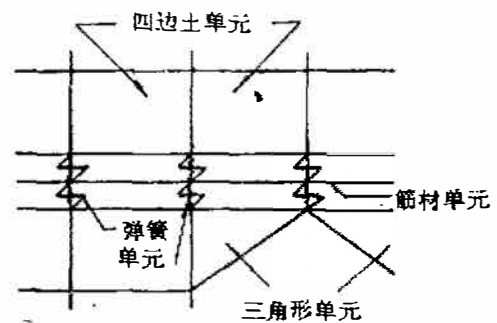


图11 FEM分析中的单元

者认为,对下列诸问题值得进一步研究:

### 1. 材料特性与测试技术

要研制高强度、高模量的加筋材料;土工格栅是加筋的优良材料,应尽快发展;要制造能满足工程特定需要的各种组合材料,例如既能加筋,又可加速排水的产品;纤维土也是加筋技术发展的一个方面,但要解决现场喷丝、均匀拌合和带自控装置的设备。

在材料性状指标测试方面,如今的拉拔试验、摩擦试验中还存在例如试样尺寸效应、加荷速率及其它细节问题,试验方法尚未标准化。材料的应力—应变关系一般是在侧向无约束条件下测得,它实际是在有约束的土内工作,两种关系差别很大,如何简便合理地得到后者,又如何据此确定设计指标,尚待探索。

蠕变涉及加筋土体的长期稳定,简便测试方法和推估设计寿命内的材料性状,也是要研究的课题。

### 2. 分析设计方法

众所周知,迄今的分析算法尚未逾越传统土力学原理的框架。实际土体内埋入土工合成材料,复合体性状有其自身特点,未必尽同于纯土,例如它将具有明显的各向异性,破坏形式也可能有改变等。

#### a) 破坏机理与破坏形式

极限平衡法的基础是合理截取脱离体以供力学分析。确定可能破坏形式是解题关键,还要依靠原型破坏观测,但作原型破坏试验代价太昂,作室内静态模型试验,因难以满足相似准则,也不易达到预期目的。看来离心模型试验却是探索加筋机理和破坏形式的较佳途径。有的单位作了这种尝试<sup>[8]</sup>,试验结果和现场压板承载力试验结果基本一致。此外该单位又进行了砂土陡坡加筋后破坏形式的探讨,由此建议了相应的计算公式<sup>[9]</sup>应该说是较为合理的。

如今加筋土挡墙的设计有朗肯土压力法、双折线破坏面法、能量法及其它,究竟何者更符合实际,都应该由实际破坏形式来检验。

#### b) 有限单元法

尽管这类方法有许多优点,计算也精确可靠,但是确定计算指标、本构关系及按计算成果作稳定性评价等,如前所述,都有不少问题犹待解决。

#### c) 复合体分析

复合体分析法因其可以避免繁琐计算颇有吸引力。但存在问题不少:何种情况可引用此概念?构成复合体的布筋准则?如何模拟现场布筋来进行室内指标测试?有的单位作过这样的尝试<sup>[10]</sup>,但是并未能完全解决上述问题。

### 3. 进一步设想

总的来说,探讨加筋机理归根结蒂离不开土—筋相互作用的深入研究。桩—土的相互作用、刚性防渗墙与地基的应力、位移协调等是人们熟知的课题。同样筋材与周围土的共同工作也需要深入了解,它有助于优选筋材,拟订合理测试方法、有效地布置筋材和建立符合实际的分析计算方法。

应进一步看到,当今的各项科学技术无不相互渗透,相互促进。针对加筋,力学分析对材料性能提出要求,相反,材料科学发展,也会促进力学新理论的建立。

从发展观点,加筋研究似不宜禁锢于传统土力学基础,也不能单纯指望靠力学手段来具体回答所有问题。一方面要重视工程原型观测、反馈分析和有效的现场与室内模型试验,也要开拓思路,引进其它学科的有用理论,譬如象数学领域的模糊理论、灰色理论等是否在这里也有用武之地?因为有些问题的相互作用本来就没有明确界限,硬要将其纳入某种计算模型,怎能给出正确答案呢?

### 参考文献

1. T. Namaan, et al (1974), Probabilistic analysis of fiber reinforced concrete, Journal of Eng'g Mechanics Division, ASCE, NO. EM2.
2. N.W.M. John (1987), Geotextiles.
3. \* 马时冬(1989), 土工织物软基处理效果的室内模型试验。
4. B.B.Broms (1987), Fabric reinforced Soil, Proc. Int. Symposium on Geosynthetics, Kyoto.
5. \* 林开球, 冯光愈(1989), 土工织物加筋软基的现场荷载试验研究。
6. 曾锡庭(1991), 应用土工织物处理前湾港防波堤地基, 交通部一航局科研所。
7. 石湘淼(1991), 土工织物在大目涂堤基中的应用, 浙江宁波市水利局。
8. \* 包承纲、林开球(1990), 织物加筋软基的实用算法及试验验证。
9. \* 林开球、包承纲(1990), 加筋陡坡设计的新方法及离心模型试验验证。
10. 金陵石油化工公司炼油厂、浙江大学土木工程系(1990), 土工织物加筋垫层和排水固结联合作用处理油罐软基的设计及研究。

## 化灌研究32周年暨我国首家专业 化灌公司成立十周年志庆

中科院广州化学所从事化灌技术的研究已有32年历史,1991年12月16日正值化灌研究32年以及广州化学所所属化灌公司成立10周年,中科院广州化学所邀来全国各行业的代表,在白云宾馆举行盛大庆祝活动,国家计委、国家科委、国家自然科学基金委员会、广东省、广州市各行业的领导出席了庆祝活动。中科院广州分院院长谢先德教授作了重要讲话。公司领导回顾了十年来公司所走过的历程,认为中科院广州化学所化灌公司从无到有、从小到大,走的是一条以科研为后盾把科研成果迅速转化为生产力的道路,因此取得了今天的成功。公司的发展也从另一个侧面标志着中科院广州化学所32年来从事化学灌浆研究的丰硕成果。庆祝活动自始至终沉浸在热烈的气氛中。

(熊厚金)

\*均载于《合成材料加固土体的机理、分析方法及应用研究成果论文汇编》(1988—1990)——国家自然科学基金资助项目。

# 土工合成材料加筋土体工程应用实例

王铁儒

(浙江大学岩土工程研究所)

## 前言

利用土工合成材料加筋改善土体的特性已在工程上开始应用,并取得了一些可喜的成果,引起了工程界的广泛兴趣。有些工程加筋的效果是显著的,有些则不明显,有些不但没有效果,甚至肇致工程失事。这就是应用得法则成,应用不当则败。土工合成材料一般是一种柔性纤维,它与工程上常用的钢筋及其刚性材料加筋不同,它只能承受拉应力,不能承受压力,受拉时产生较大的伸长和蠕变,因此,利用土工合成材料加筋时,务必注意加筋的机理,即土-筋体系的相互作用规律、合理利用筋材,使加筋达到预期的效果。然而对土筋相互作用的了解,目前尚处于粗浅阶段,还未能完成解析工程中出现的的问题,欲要认识土-筋体系的机理,应从实际出发,应从工程实测并配合各种室内试验和模型试验,进一步利用数值分析及反分析去研究。本文综述几项工程实例,以供共同探索合理利用土工合成材料。

## 工程实例

实例一、北京安慧桥土工聚合物加筋桥台,安慧桥系北京亚运会重点工程之一,如图1所示,桥台为分离式加筋土结构。以青岛麻纺织厂的土工编织布与轻亚粘土组成的加筋土为桥台的承重主体。挡墙面板为薄型的预制钢筋混凝土板,用土工拉带与加筋土体连接。面板与加筋土墙之间回填厚25cm的松粗砂。并设置锚定板调整偏心,这是一种新型的加筋土挡墙结构,缩短了施工周期,节省混凝土圪土 $2438\text{m}^3$ ,木材 $60\text{m}^3$ 。自1988年通车以来,使用状态一直良好。

加筋土体桥台是采用室内试验结构指导设计的。工程实测结果表明:

- (1) 土工编织布与亚粘土组成的加筋土体其承载能力与室内试验的结构是一致的。
- (2) 2\*桥回填土压缩变形的实测结果见表1,实测的沉降(2.35mm)值远小于桥台高的1%。
- (3) 由于竖向压缩产生的侧向变位,实测结果表明,最大侧向变形约为3—4mm,其

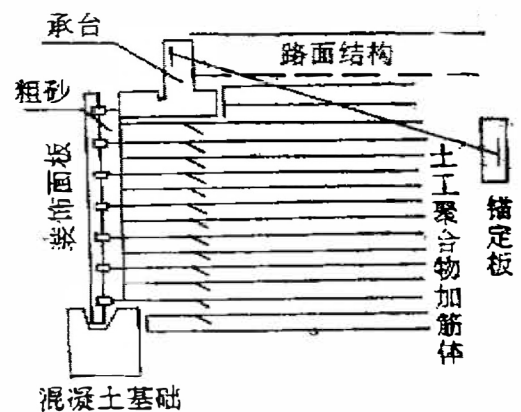


图1 土工合成材料加筋土桥台示意图



2°弯匝道桥台回填土相对压缩变形实测值

表1

I 传感器号	II 传感器间距(m)	III 距承台底距离(m)	IV 距墙面板距离(m)	施工期间压缩量(mm)				静载及运营期间压缩量(mm)			
				① 1988.6.28~ 1988.7.5	② 1988.7.5~ 1988.8.21	③ 1988.8.21~ 1988.9.27	④ ①②③ +	⑤ 1988.9.27~ 1988.11.23	⑥ 1988.9.23~ 1989.2.23	⑦ ⑤⑥ +	⑧ ⑦/II
4*	19.9	2.10	1.65	0.54	0.13	0.12	0.79	0.89	0.67	1.56	0.78%
1*	17.2	2.16	1.65	0.29	0.08	0.16	0.53	0.46	0.46	0.92	0.53%
2*			1.65								
3*	19.4	1.90	0.8			0.23		0.47	0.64	1.11	0.57%
5*			0.8								
9*			2.0								
10*	19.9	1.90	2.0			0.05		0.62	0.21	0.83	0.42%

位置在墙高的 $\frac{1}{2}$ 处, 与室内试验的结果一致。

(4) 在设计中采用纵向拉伸的18%强度, 实测结果, 加筋土体的土工聚合物的拉伸变形远低于18%。

(5) 土工编织布与土之间的摩擦参数 $c$ 、 $\phi$ 略高于土本身的 $c$ 、 $\phi$ 值, 实际工程中的 $c$ 、 $\phi$ 值比室内模型试验结果低, 存在尺寸效应的影响。

由此可见: 采用编织布与土组成的加筋复合土体作为支承体, 是土工合成材料在加筋土上应用有效的一种类型; 可以提高强度, 减少变形。通过模型试验, 加筋作用的机理, 指导设计计算, 预测加筋的效果是一种合理的设计方法, 但由试验预测与实测的结果比较还存在差距, 特别是编织布与土之间的摩擦和应变, 相差不小。土与编织布作用机理是比较复杂的, 有待进一步研究。

土工合成材料在这一工程的成功应用, 同样也可说明应用于加筋挡墙, 加筋陡坡也会得到有效的结果。

## 2. Stansted机场桩承堤

Stansted机场现曾大规模地扩展, 以承担作为第三国际机场的为伦敦服务的任务。扩展主要部分是机场的停机坪和现有伦敦-剑桥主干线的铁路衔接工程。

现有主干和机场支线间交接处的附近区段部分属洪泛平原, 交接处的地基条件为: 5—13m很软的冲积层和泥炭, 位于1—10m的硬冰碛粘土之上, 再下为白垩基岩, 冲积层和泥炭层的不排水剪切强度在10和20kN/m<sup>2</sup>之间。白垩基岩顶部1—10m深度内很软弱(VI级), 该区天然地下水位很高, 平均在自然地面下0.5~1.5m处。

现伦敦—剑桥线铁路路基大约在一百年前筑于洪泛平原上,从而路基非常稳定,沉降完全停止。

为使新机场支线的运行满足要求,必须使现有主干线和支线间的差异沉降保持在最小限度。从而,对铁路交接处附近新建铁路支线的地基处理技术进行了一系列调查研究(如,超载,碎石桩,开挖置换,灌浆,深夯实,桩基),其中超载是最经济的,然而由于完成支线的

时间限制,12个月的超压太长。工

期限限制的结果使其它方法在技术上难以执行,从而认为桩承堤方案是最佳选择。桩承堤设计横断面示于图2,堤断面的高度在3~5m之间,用就地供应的砾石粘土填充, ( $c=25\text{kN/m}^2$ ,  $\phi'=25^\circ$ ,  $\gamma=20\text{kN/m}^3$ )。基桩最佳为方柱网状,桩间距为2.75m,桩用部分预制混凝土,沉入白垩基岩(以达到足够的承载力),其总深度范围为20—35m,共沉桩约为1500根,桩帽直径1.4m,厚度为0.5m。

土工织物加筋设计采用简化方法分析得出,横穿堤方向初始伸长为4%时,设计工作荷载为170kN/m,沿堤纵向初始伸长为4%时,设计工作荷载为140kN/m,适合于该堤的土工织物加筋类型是一种叫的Paralink的复合材料。用Jewell和Greenwood(1988)提出的确定土工织物加筋长期承载力的方法来确定土工织物加筋所需极限拉伸特性,该方法考虑了施工破坏,长期蠕变以及桩帽—土工织物磨损的影响,从而选用Paralink的等级,横穿堤向的最小极限抗拉强度为425kN/m,而沿堤长方向为350kN/m。

为保证在桩区端部具有正常的土工织物所需的工作荷载,将土工织物缠绕在土管上(土管起推力阻块作用),并连续返回到堤内,以取得足够的锚固长度。

堤完工以后,主干线路堤与新的Stansted飞机场支线连接处附近,没有发现不均匀沉降。

### 结论

与常用的桩承堤结构比较,土工织物加筋桩承堤提供了一些技术效果和一定的经济效益,土工织物加筋的采用,可减小桩帽尺寸,并取消桩区边部的斜桩。

现行的简化方法是保守的,因为它过高地估计了土工织物加筋的拉力要求,其原因有两方面,一是简化方法根据经验关系,确定跨越相邻桩帽的拱作用。这常是保守的,二是简化方法不能精确计算土工织物加筋下部分基土的支承。要完整考虑该体系各结构部分间复杂的相互作用的特性,就需采用精确的模型分析法,如有限元法。

在Stansted机场铁路支线上土工织物加筋桩承堤技术的应用能使铁路堤与原有主干线路堤连接处未发生长期的差异沉降。此外,该技术能使堤的施工在最短时间内达到设计总高度,这也是很有意义的。

这是土工合成材料和桩联合作用的一项新技术,它能承受较大的荷载,而且变形很少,可应用于软基上的高填土,高速公路桥墩,及其它承重结构物。

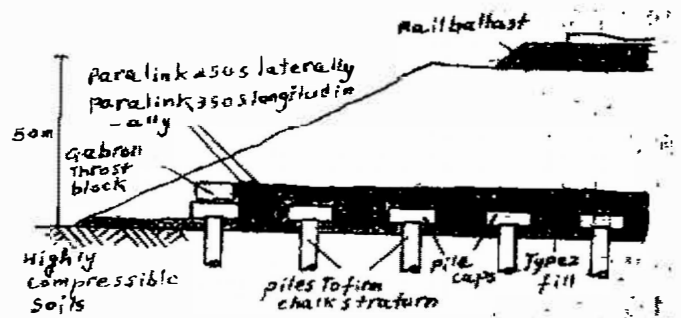


图2 Stansted机场桩承堤设计横断面

### 实例3、连云港吹填围堰工程

连云港是全国重点建设港之一，由于地基土极为软弱，过去都采用全清淤方法筑堤。1984年庙岭吹填土围堰采用堤基铺设土工布和砂垫层的方法处理软基，成功地建造了长<sup>2</sup>52m，坝高7—9m的围堰，迄今情况良好。

堤基土层上部为淤泥，厚约4m，含水量 $\omega = 80\%$ ，天然容重为 $\gamma = 1.56\text{t/m}^3$ ，天然孔隙比 $e_0 = 2.16$ ，塑性指数 $I_p = 26.3\%$ ，不排水剪切强度 $c_u = 0.3\text{t/m}^2$ ，固结系数 $c_v = 3.1 \times 10^{-4}\text{cm}^2/\text{s}$ 。下部为粘土。

堤用抛石填筑，其剖面如图3所示，先在堤及镇压层部位铺设编织布，然后铺厚0.5m砂垫层，在垫上抛石填筑，编织布为青岛麻纺厂产的2000旦聚丙烯编织布，经设计验算稳定性安全系数1.01至1.13。在堤基内埋置沉降、侧向位移，及孔隙水压力等观测设备。实测的结果如下。

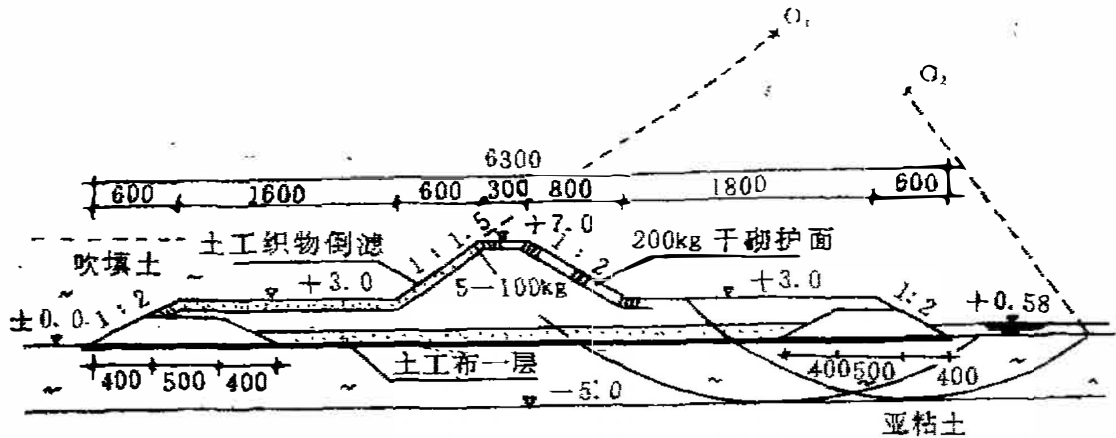


图3 围堰结构图

(1) 沉降观测：观测结果见表2，镇压层总沉降为0.615m，堤顶总沉降为0.967

堤顶、镇压层沉降量(m)

表2

施工阶段 测量位置	围堰施工阶段 S1(85.1—85.12)	吹填施工阶段 S2(86.1—87.9)	后期沉降 S3(87.10—88.10)	总沉降量 S(m) = $\sum S_i$
镇压层	0.405	0.19	0.020	0.615
堤顶	0.606	0.306	0.055	0.967

(2) 侧向位移：实测结果抛石部位向堤外位移；淤泥层部位向内位移，平均位移，抛石部位，最大每天0.8mm，总的位移无突然变化。

(3) 孔隙水压力：孔隙水压力，随着吹填土高度的增大而升高，呈线性变化，孔隙水压力与堤高的关系， $\frac{\Delta u}{\Delta p} = 0.857$ ，消散也比较快。

由实测结果的分析，土工织物加筋的作用主要有：

①在铺设砂垫层之前铺设一层编织布，有效地保证砂垫层的铺设质量和固结效果。

②由于土工织物能承受拉力，可以扩散抛石的局部荷载的破坏，放宽了填土的容许应变，可以加速填筑保持上部抛石的整体性。

③土工织物垫层的约束作用，改善地基土的强度和变形特性。土工织物铺设张拉愈紧，堤的变形愈小，反之，张拉较松则沉降较大。

④防止堤身的侧向位移，保持堤身的整体性和稳定性。

⑤加速地基土的固结，在抛填过程中，孔隙水压力迅速上升，经过4个月后，消散31%，排水固结的效果是显著的。

实例四、连云港铁路试验路堤

试验路段全长270m，其中土工织物试验段长45m，采用两种土工织物作为垫层的加筋材料，一种为热粘型聚丙烯连续长丝，另一种为编织型聚丙烯2000旦叠丝，土工织物置于厚0.6m砂垫层之间，上覆砂厚0.4m，下面砂厚0.2m，筑堤为坡度1:1.75的土堤，高4.3m。破坏后的剖面如图4所示。

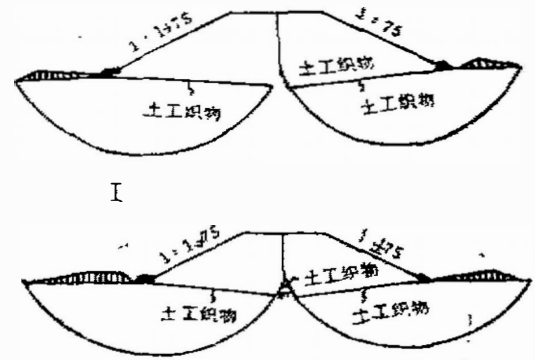


图4 破坏状态图  
I 热粘型区段 II 编织型区段

试验段区域地势平坦，表层为2.0m 褐黄色粘土，2.0~10.5淤泥质土，并夹粉砂薄层。粘土层含水量 $\omega = (48.6 - 56.8)\%$ ，孔隙比 $e = 1.24 \sim 1.64$ ，不排水剪强度 $c_u = (12 - 19)kPa$ 。淤泥质土，含水量 $\omega = (56 \sim 65.2)\%$ ，孔隙比 $e$ 为1.56~1.74，不排水剪切强度 $(c_u = 7 - 22)kPa$ 。

试验堤填土荷载分五级施加，第一级填土高1.1m，荷载压力为21.87kPa，第二、三、四、五级分别高为1.7m、2.6m、3.7m、4.35m，荷载为33.83kPa，51.4kPa，73.6kPa，86.5kPa。

两试验路堤（热粘型和编织型）都布置有沉降侧向变形和孔隙水压力，实测结果，其特点如下。

(1) 沉降：沉降随着加荷的增大而增大，在第三级荷载以后，第四级荷载施加后，沉降速率迅速增大，平均每天沉降约12—15mm，8天内沉降约120mm。第五级荷载，地基破坏。

(2) 侧向位移：侧向位移随荷载增大而逐渐增大，如图5所示。在第四级荷载以前，侧向位移的发展是正常的，第五级荷载后突然增大发展至破坏，最大位移达400mm。而在第四级荷载施加第六天，最大位移仅20mm。

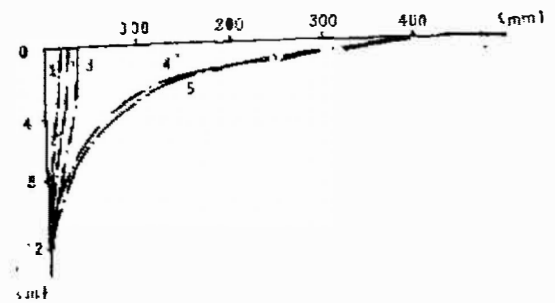


图5 侧向位移曲线

- 1.  $P = 51.40kPa$
- 2.  $P = 71.63kPa$
- 3.  $P = 71.63kPa$
- 4.  $P = 86.50kPa$
- 5.  $P = 86.50kPa$

(3) 孔隙水压力：在深4.5m和7.5m处的孔隙水压力测点，在荷载作用下，孔隙水压

力都是逐渐增大,从第三级荷载开始至第四级,孔隙水压力骤然增大,预示地基已处于临塑状态,施加第五级荷载时,路堤产生滑动破坏。

从实测结果看,可得到如下几点看法:

(1) 铺设一层土工织物垫层的作用并不明显,从路堤的破坏资料可以得到,路堤的极限高度为3.7m。从路基的不排水剪强度估算(平均不排水剪为12kPa)路堤的极限高度为3.6m所以其作用甚微小,因为一层土工织物抗拉力不足,不能约束地基土的变形,改变地基中的位移场,使路堤沿最大拉力处破坏,形成对称滑弧破坏,但是土工织物的作用是存在的,在路堤试验路段中,无土工织物的路堤,到达第四级荷载时实测的侧向位移比有单层土工织物试验段大一倍。只是单层土工织物的作用比较微小而已。如果铺设二层和三层土工织物并形成一整体具有一定刚度的垫层,其效果会显著的。

(2) 土工织物强度的发挥和破坏与地基土的变形有关,因为堤基土甚软弱。破坏前堤基土产生了较大的侧向位移,使土工织物的强度充分发挥而破坏,破坏后,侧向变形急剧增大。强度高的土工织物可约束地基土的侧向变形,提高地基的稳定性,反之,不起约束作用,发展成撕裂破坏,因此,土工织物加筋垫层,采用较高强度的土工织物才能起作用,强度不足可导致完全失效。

实例五、南京炼油厂油罐软基处理(参阅本期王铁儒、陈文华、杨华民:土工织物加筋垫层处理油罐软基的变形观测与分析)

南京炼油厂采用排水固结和土工织物加筋垫层处理油罐软基,于1988年底建成了五座 $20000\text{m}^3$ 浮顶原油罐,地基处理达到了预期效果,满足了设计要求,节约工程投资,并已安全运转了三年。并对土工织物加筋垫层的作用机理、效果及其特性作了一些研究。主要情况如下。

试验油罐建造在长江岸边河滩地带,油罐为钢制浮顶油罐,直径40.5m,高15.8m,设计基础高为2.5m。填土厚为4m,荷载为205kPa,地基表层为厚约18m的淤泥质粘土(含约1m硬壳),含水量 $\omega=46.6\%$ ,天然孔隙比 $e_0=1.32$ ,容重为 $17.5\text{kN/m}^3$ ;往下为粉细砂层夹粉质粘土层。由于油罐地基软土层很厚,强度较低,压缩较大,采用天然地基难以满足工程要求,经比较多种方案后,采用上述方案。即利用排水固结充水预压提高地基的强度,以满足油罐荷载的要求;利用土工织物加筋垫层,均化应力,调整不均匀沉降,以满足基础及油罐底板均匀沉降的要求。利用厚为4m的填土作为加筋垫层,土工织物加筋布置方案有两种,分别称为土工织物碎石袋垫层和土工布加筋垫层。前者用直径为300mm的编织布袋,内装碎石,制成碎石袋,分三层平行铺设,并以交角为 $60^\circ$ 交错堆叠而成,总厚约为1m。在厚4m填土内,相间铺设二层碎石袋和二层填土。后者用聚丁烯编织布水平交错铺设,两端回折,包裹填土,厚度为300mm,共五层,总厚1.5m,上面覆盖2.5m填土。地基排水固结也用两种方案,即天然地基排水固结和砂井地基排水固结。砂井直径为70mm,长18m,间距为1.2m。为了控制充水预压的加荷速率,防止地基破坏,检验垫层的效果,在油罐基础,土工织物垫层底面及地基中布置了沉降、分层沉降、基底压力、孔隙水压力和侧向变形等观测项目,埋设仪器进行观测,加筋垫层所用的土工织物为200旦聚丙烯编织布,厚约1mm,宽为1m,抗拉强度为 $200\sim 250\text{kg}/5\text{cm}$ ,延伸率为35%,与标准砂的摩擦角为 $23^\circ$ ,拉伸模量 $90652\text{kPa}$ 。

## 原位观测结果

### (A) 沉降观测

经过两次充水试压后沉降渐趋于稳定, 实测基础中心和周边的沉降分别为: 1780mm(5<sup>#</sup>), 1676mm(4<sup>#</sup>)和1266mm(5<sup>#</sup>), 1223mm(4<sup>#</sup>); 充水结束后, 投产充油运转二年仅产生沉降66mm(5<sup>#</sup>)。油罐基础底面和底板的沉降剖面呈碟形、中心比周边大, 未发现有周边切入现象。油罐底面的变形基本上也是平整的, 中心与周边的沉降差为497mm(5<sup>#</sup>)和398mm(4<sup>#</sup>)与直径之比约为0.011和0.010。充水结束后, 油罐环墙基础周边最大沉降差为95mm(5<sup>#</sup>)和100mm(4<sup>#</sup>), 与直径比为2.35%(5<sup>#</sup>)和2.47%。平面倾斜角为0.11度, 这是比较均匀的, 且比理论计算的小。

### (B) 基底压力实测结果

基础底面压力基本上是均匀的并与荷载的大小分布一致。荷载通过基础在垫层中产生扩散, 扩散后在垫层底面的应力分布也基本上均匀分布。按垫层面实测的平均应力计算扩散角约为40°。可见加筋垫层起均化应力和扩散作用。

### (C) 地基侧向变形实测的结果

在加荷期间, 侧向变形向外位移; 在加荷间歇期, 则向里收缩。在土工织物加筋垫层部位; 测向位移向里收缩; 在软土层中则向外位移。这说明土工织物加筋约束加筋垫层和软土层的侧向位移。

### 孔隙水压力观测与地基稳定性控制:

孔隙水压力观测的目的主要是监视地基固结动态的变化, 控制地基的稳定性。根据实测资料, 在充水加载的过程中, 孔隙水压力随荷载增大而增长, 随时间推移而消散。经过二次充水预压之后, 各测点的孔隙水压力渐趋于很小值。用实测孔隙水压估算, 5<sup>#</sup>罐(天然地基)和4<sup>#</sup>罐(砂井地基)的固结度达80%以上。

结合孔隙水压力观测, 采用如下方法控制地基稳定性,

1.  $K_u$ 控制法, 在充水加荷过程中控制各测点, 要求,

$$K_u = \frac{\sum \Delta u}{\sum \Delta p} \leq [K_u]_{控} \quad (1)$$

当 $K_u > [K_u]_{控}$ 时, 则减缓充水速度或停止充水,  $\Delta p$ 为短期充水荷载增量;  $\Delta u$ 为对应 $\Delta p$ 的孔隙水压力增量。当地基处于弹性平衡状态时, 设施加荷载增量 $\Delta p$ 时地基不排水, 测点的孔隙水压力增量为:

$$\Delta u = \Delta \sigma_v + A(\Delta \sigma_h - \Delta \sigma_v) = (K_s + K_{1s} \cdot A) \Delta p = K_u \cdot \Delta p \quad (2)$$

可见,  $K_u$ 是孔隙水压力和荷载增量的系数, 是应力系数 $K_s$ ,  $K_{1s}$ 和孔隙水压力系数 $A$ 的函数。实验证明当地基处于弹性平衡时,  $\sum \Delta u \sim \sum \Delta p$ 成线性关系,  $K_u$ 值为常数; 当测点土体进入塑性屈服状态,  $K_u$ 值增大。本法系利用这一原理, 利用早期充水加荷测得 $\Delta u / \Delta p = K_u$ 值, 作为 $[K_u]_{控}$ , 控制后期加荷速率。因为早期荷载较小, 可以认为地基处于弹性平衡状态。各测点实测的 $\sum \Delta u - \sum \Delta p$ 关系曲线如图6所示, 曲线呈良好的线性关系。各测点的 $K_u$ 值大小按应力分布有规律变化。这说明用此法能有效控制地基的稳定性。

2. 临界孔隙水压力控制法。临界孔隙水压力  $u_f$  是指测点位置地基土达到塑性剪切时的孔隙水压力，可以由理论分析求得。充水时控制实测  $u < u_f$  或  $K = \frac{u_f}{u} > 1$ ，当  $K < 1$  的测

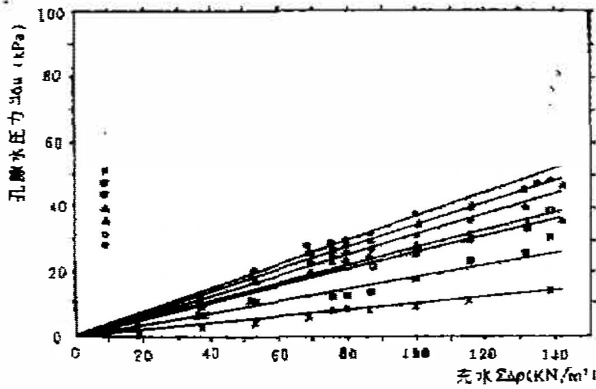


图6、5\* 罐  $\Sigma\Delta U \sim \Sigma\Delta P$  关系曲线

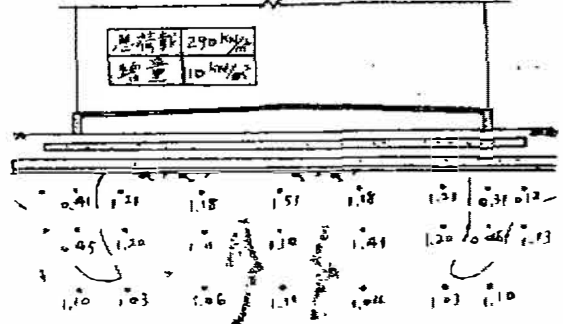


图7、5\* 油罐塑性区开展图

点认为出现塑性剪切。5\*罐最后一级荷载实测  $K$  值大小如图7所示；油罐地基出现局部塑性开展区，但范围不大。整个地基仍然是稳定的。

加筋垫层的作用机理与效果

1. 工程实践和观测结果证明：采用土工织物加筋垫层和排水固结联合作用处理油罐软基的构思是合理的，对于调整油罐基础及底板的不均匀沉降和提高地基的承载能力是有效的，满足了油罐荷载对地基稳定和变形的要求，经过油罐充油运转两年沉降很小，效果很好。

2. 土工织物加筋垫层的作用机理主要是增加横向抗拉断裂能力，防止剪切破坏，保持垫层的整体性，发挥垫层的刚度作用，约束地基侧向变形；扩散和均化应力的分布，相应调整不均匀沉降；改善垫层下浅层地基的位移场，缩小塑性开展区的范围（见图8），相应提高地基的承载力。

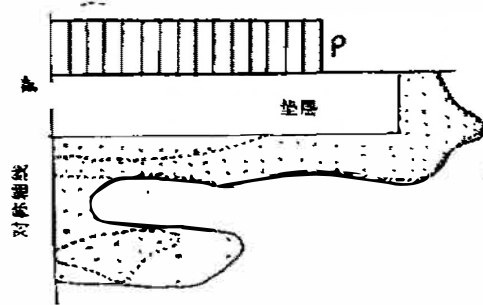


图8 5\*罐加筋对塑性区的影响

3. 理论分析和实测结果表明：影响加筋垫层的作用效果主要决定于垫层的挠曲刚度

$D = Eb \cdot H^3 / [12 \times (1 - \mu^2)]$  和各向异性因子  $n$ ，包括垫层的厚度  $H$ ，复合横量  $Eb$ ，加筋垫层的垫层材料和加筋材料的强度和模量及加筋的层数等，也明显影响其作用效果；加筋的层数作用效果的变化，但不显著，超过基础宽度半倍时影响显著减弱。必须指出：若在基础下只布置一、二层土工织物，又不注意在构造上采取措施，形成有一定厚度和整体性的垫层，其作用效果甚差，甚至无效。

我们曾怀疑，土工织物是一种可延伸的柔性材料，作为垫层的加筋体，能否起作用？

为此,按照油罐地基的条件和垫层材料,利用离心模型试验,分别模拟有无土工织物垫层两种情况进行试验,试验证明:有土工织物的垫层比无土工织物垫层油罐中心和边缘沉降均减少30%左右,这说明土工织物加筋是有作用的。

## 结语

1. 土工合成材料加筋在工程上的应用是广泛的,作为加强土体应用于桥台承重体,挡墙承重体,加筋陡坡及类似结构物,加筋作用的效果是明显的,应该是行之有效的。在堤坝软基中,作为坝基的加筋垫层处理软基其作用效果是多方面的,有条件的,作为坝体和地基的隔离层,防止地基局部破坏的发展,隔离坝体和地基塑性破坏区的发展,防止整体破坏,作为坝基的反滤层,提高地基的固结效果。作为加筋垫层,保持垫层的完整连续,约束浅层的侧向变形,扩散和均化应力,改变地基的位移场,调整不均匀沉降和提高地基的稳定性等。但是所用的加筋材料必须有足够的抗拉强度和较小的伸长率,并配合一定的构造措施,保证垫层的完整性和刚度,若所用的筋材强度较低、延伸率太大,又不配合构造措施。正如例四中的破坏一样。应用于结构物或建筑物地基的加筋垫层,工程实践的经验还不多,其作用效果也是有条件的,必须有足够强度的加筋材料,并配合一定厚度及较高强度的垫层材料,形成具有一定刚度的加筋垫层才能发挥其调整沉降均化和扩散应力,改变地基的位移场,提高地基的承载力的作用。一般土工合成材料加筋土体,都不能承受较大的荷载,把土工合成材料与桩共同作用组成的桩承台地基(或基桩)是一种应用于大荷载沉降要求的新技术,除此之外,在路堤路面基层的加筋其效果也是明显的。

2. 要发展土工合成材料在加筋工程上的应用,必须发展高强度,小延伸率的加筋材料。目前国产的无纺布和编织物,无论抗拉强度和延伸率都是偏小和偏大,难以满足工程的要求。许多学者否定土工合成材料加筋的作用,其主要的根据是强度太低、延伸率太大。

3. 要发挥土工合成材料加筋在地基处理的作用,要考虑与其他地基处理方法的联合作用,发挥材料的优点,避免其缺点。例如与桩结合的桩承堤;与排水固结结合调整沉降;与搅拌桩配合提高搅拌桩的承载能力等等。

4. 要发展多种土工合成材料加筋形式,不以用无纺布,编织布作为加筋材料是太单一了,不利于广泛应用。例如发展网片土,纤维土,加筋网络等等。

5. 积极结合工程应用,大力开展加筋复合土体的试验研究,模型试验,原型原位观测,研究加筋的作用机理,通过数值分析和反分析方法,提出实用的计算方法才能加快土工合成材料加筋的发展和应用。

## 参考文献

- [1] 铁道科学研究院等,土工聚合物加筋土桥台的实践与研究,全国第二届土工合成材料学术会议论文集,pp318~323,1960.
- [2] C.J.E.P.Jones et.al. Geotextile Reinforced Piled Embankments. 4th Interna-

(下转第28页)



# 荷兰三角洲工程及土工织物 在东谢尔德闸的应用

刘宗耀

(河北省水利厅)

第四届国际土工织物与土工膜会议,于1990年5月28日至6月1日,在荷兰海牙召开。我国代表一行5人,参加了这次会议。按照大会日程,部分代表利用一天的时间参观了荷兰三角洲工程。该工程包括十几项大型枢纽,自1957年开工,到1987年完成,历时30年,规模宏伟,效益巨大。在实施过程中,不断总结经验,修改规划,进行试验研究,采用了很多新技术,是本世纪一项比较突出的水利工程。通过参观,深深感到有很多值得学习的地方。只是时间过于短促,取得的资料很少。回国后又参考了一些材料,编写成这篇短文,供同志们参考。

## 三角洲工程简介

荷兰是一个地势低洼的国家,约有一半的土地处于海平面之下,海岸线长达900km。几千年来,荷兰人民一直与海水进行着顽强的斗争。他们修建堤坝以防止海水入侵,依靠抽排雨水和地下水以防止土地的涝渍和盐碱。现在很多城市的名称,如首都阿姆斯特丹(Amsterdam),著名海港鹿特丹(Rotterdam)等,最后都带有dam(即水坝)的字样。他们早期主要是抵御洪水和海潮的侵扰。自从13世纪以后,把消极的防御变为积极的开发,开始向大海索要土地,修建围海造田工程。14世纪发明了风车,18世纪以后相继发明了蒸汽机、内燃机和电机。这些工具的出现,加快了围海造田的进度。到本世纪的1927至1932年,在荷兰北部须德海(Zuidersee)海湾,修筑了长达30km的拦海挡潮大坝,几十年来,已开垦土地1500km,是一项巨大的造田工程。

三角洲工程是继须德海工程以后规模更大的拦海工程。该工程位于荷兰西南部莱茵河(Rhine)、马斯河(Maas)和谢尔德河(Scheldt)三大河流汇入北海的三角洲地带。该地的海岸线曲折漫长,形成了许多海湾和三角洲。沿海岸修筑了500km长的堤坝,以防止海水侵入陆地。这些堤坝大部分是用当地的砂料修成的,一迁到稍大的风浪和海潮,很容易溃决成灾。1953年2月1日,在北海发生了一次特大的暴雨和春潮,大部分堤坝遭到破坏,淹没土地20万公顷,有1835人丧生。47000幢房屋被冲毁,伤亡牲畜无数,造成了几百年来所罕见的灾情。起引了全国人民的震惊。为了堵口复堤,政府调动了大量的人力物力,直到1953年11月,才将最后一个口门堵闭。

为了防止类似的灾难重视,荷兰政府成立了三角洲委员会,经过两年的研究,提出三角洲规划。1958年荷兰国会通过了这个规划。规划的主要目的是防止海潮侵袭;缩短海岸

线,改善航运,加大鹿特丹港新水道(New waterway)的流量,防止咸水入侵。三条河流原有六个入海口门,计划在其中四个海口(Veers, Eastern Scheldt, Grevelingen和Haringvliet)修建闸坝,只留新河道和西谢尔德(Western Scheldt)两个海口,作为鹿特丹和安特卫普(Antwerp)两大港口的出海通道。

早于1956年,荷兰政府就开始筹建三角洲工程。这巨大工程是本着由小到大,由易到难,不断总结经验,分期发挥效益的精神逐步实施的。全部工程可分为6个部分,兹按照完工的先后分别介绍如下(图1)

### 1. 艾瑟河(IJssel)枢纽工程:

该工程位于新马斯河(即新河道)支流荷兰斯艾瑟河(Hollandse IJssel)河口,在三角洲规划中,这是一项施工最早的工程,完成于1958年,整个枢纽包括一座挡潮闸和一座船闸。艾瑟河两岸地势低洼,人口稠密。这一枢纽的目的是保护该地区大片的肥沃土地和人民的生命财产,挡潮闸为单跨,宽度达80m,高7m,船闸闸室宽24m,长320m。平时提起挡潮闸的闸门,船只通过挡潮闸行驶。迁到危险潮位,临时关闭挡潮闸,再利用船闸通航。

### 2. Veerse人工湖工程(三岛工程)

这项工程包括两座大坝,一座叫Zandkreek坝,完成于1960年,把北Beveland和南Beveland两个岛屿连接起来,另一座叫Veerse坝完成于1960年,把北Beveland和Walcheren两个岛屿连接起来,故这一工程也称“三岛工程”,在两座大坝之间形成一个人工湖,叫Veerse Meer,在这项工程中曾试用了一种新技术。先在海底铺一层沥青,再把巨大的带有闸门的混凝土沉箱放在沥青上面。在整个河口未堵闭以前暂不关闭闸门,以免造成过激的水流,待所有沉箱排满河口以后,把沉箱上的闸门同时关闭。然后再向沉箱中抽填当地的海砂。

### 3. Grevelingen人工湖工程

包括两座规模巨大的拦海坝,一座叫Grevelingen坝,另一座叫Brouwers坝,两坝之间形成的人工湖,称作Grevelinoen Meer。

Grevelingen坝位于湖的东端,长6km,跨过两个低槽。修筑该坝时,应用了两种施工方法。在较窄的低槽上,仍采用“三岛工程”的方法,先以沥青铺底,上面安放沉箱。在较宽的低槽上,采用另一种方法,在海滩上架起缆索,利用缆车把块石倾倒在海中,直至露出水面,上面再用抽砂的方法填筑坝体。该坝于1965年完成。Brouwers坝位于Grevelingen湖西端的海口处,采用同样的施工方法,于1971年完成。

Brouwers坝建成后,在坝后形成了人工湖。由于与海水隔绝,湖水水质日益变淡。原

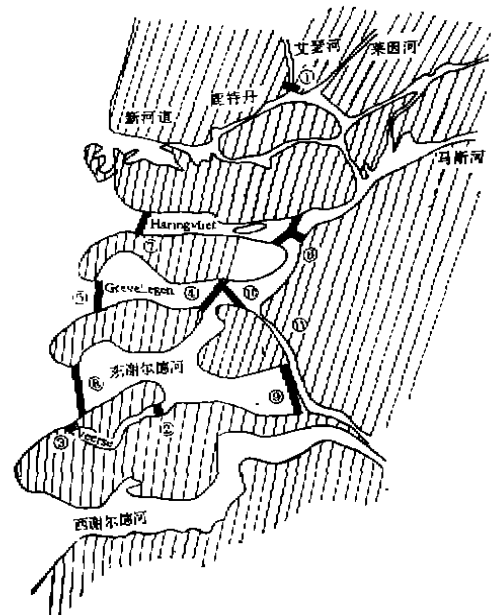


图1 三角洲工程规划图

- |                |                |
|----------------|----------------|
| ①艾瑟河枢纽工程       | ②Zandkreek坝    |
| ③Veerse坝       | ④Grevelingen工程 |
| ⑤Brouwers坝     | ⑥Volkerak枢纽    |
| ⑦Haringvliet枢纽 | ⑧东谢尔德枢纽        |
| ⑨牡蛎坝           | ⑩Phillips坝     |
| ⑪莱茵—谢尔德运河      |                |

来生长在咸水中的动植物逐渐绝迹。为了恢复该地的自然环境,便在 Brouwers 坝上修建了一座水闸,海水可以通过该闸放入湖内,同时又在 Grevelingen 坝上也修了一座水闸以引入淡水。通过这两座闸来控制湖内的水质,使其含有一定的盐分和氧气以利于生物的繁殖,目前该湖已成为渔业和旅游业十分发达的自然保护区。

#### 4. Haringvliet 海湾工程

该工程位于三角洲北部,包括两个枢纽工程,东端为 Volkerak 枢纽,西端入海处为 Haringvliet 枢纽。

Volkerak 枢纽完成于1965年,包括两座大坝,一座船闸和一座公路桥。它把三角洲的南部和北部分割开来,截断了莱茵河与马斯河向南串流的通道。

Haringvliet 枢纽完成于1971年,包括一座长4.5km的拦海大坝和一座17孔的挡潮泄水闸。这一枢纽的作用有二:一是防止海水入侵,另一是截断了莱茵河与马斯河的一个主要入海口。在一般情况下,闸门关闭,促使这两条河的来水全部由鹿特丹新河道入海,加大新河道的淡水流量,以防止海水倒灌,影响内陆的地下水水质和土地的盐碱化,当这两条河流发生较大的洪水时,则将闸门提起,由该闸分滞一部分洪水,以防止两河上游水位过高,淹没土地,同时也防止新河道的流量过大,影响航运,由于该闸在复杂的河流系统中起着十分重要的作用,故被称为“荷兰的龙头”。

修建这两座大坝时,仍采用 Grevelingen 坝的施工方法。根据不同的条件,有的地方使用沥青铺底和沉箱填砂,有的地方使用缆索抛石。上部坝体用海砂填筑。Haringvliet 闸的施工,则采用传统的方法,包括修筑围堰,抽水,打桩,浇筑混凝土等工序,难度较大,工期达14年之久。

#### 5. 东谢尔德(Eastern Scheldt)枢纽工程

按照三角洲规划,原计划在东谢尔德河口修建三座砂坝,全长9 km,把河口的三个岛屿——Roggenplaat, Neeltje Jans 和 Noordland 以及一个沙滩联接起来,从而把河口全部堵闭。该工程于1968年开工,到1973年,已在浅滩部位完成砂坝5 km。其余4 km,位于深槽部位,计划于1978年完成。

从70年代初期开始,不少科学家对原制订的东谢尔德工程规划,提出很多批评意见。他们认为在天然河口附近,动植物资源十分丰富,一些拦门沙和浅滩,低潮时露出水面,是很多鸟类的天然饲养地。该河口又是北海鱼类的繁殖场。如果封闭,就完全破坏了这一地区的生态环境,因此反对修筑东谢尔德坝。而另一部分科技人员则认为,要防止象1953年那样的灾害,必须截断潮水,防止海水入侵,故主张维持原订的规划。到1976年,才取得一致意见,决定在河口修建几座可以启闭的挡潮闸。平时闸门开启,海水可以随着潮位自由出入,迁到暴风雨或特高潮位时,临时关闭闸门。这样既保护了自然生态环境,又防止了海潮对内陆的威胁。

这是一项很复杂的枢纽工程,要综合考虑生态环境,防洪、渔业、航运等多方面的要求。对于工程布置,结构型式,施工方法都做了大量的试验研究工作,最后确定在低槽部位修建三座挡潮闸,共63孔(一座32孔、一座16孔、一座15孔),全长2800m。为了节约投资并避免破坏自然环境,决定不修施工围堰。所有建筑物的构件都是在附近坞场内预制的,然后运到现场安放。(见图2)

闸墩为钢筋混凝土整体式,最大的一座重量达18000t,高度达53米,下部为一空箱,闸墩就位后再向内部填砂。该闸墩用特制的浮吊船(名Ostrea)拖至现场。各闸墩之间用毛石从海底填起形成闸栏,在闸栏上面安放一根钢筋混凝土梁。该梁既可充当支承闸门的底栏,又是联接两个闸墩的下横梁。另外在上部再安放一根钢筋混凝土上横梁。闸墩、毛石、闸栏、下横梁和上横梁四部分组成了支承闸门升降的框架。闸门是钢制的,每扇尺寸为43m×(5.9~11.9)m,重300~535t,靠圆筒式水力启闭机升降。为了防止海底冲刷,在闸门的上下游各600米范围内铺放了大面积的混凝土块软体排和沥青碎石软体排。闸墩下面的地基是细砂、粉土和淤泥,承载力很小,必须挖除,换填新砂,同时使用特制的振动机船(叫Mytilus)把振动夯插入地基,深18m,通过振动把砂基夯实(图3)。在闸墩下面,铺放了两层由粗砂和砾石构成的反滤排,以防止接放闸墩时由于底部流速过大而冲刷砂基。在这几种软体排中都使用了大量的土工织物,后文将作详细介绍。

闸墩和软体排都是预制的,体积和重量都很大。海水深达30~40m,这些庞大的构件必须准确地安放在预定的位置上。为此设计和制造了一系列新的加工、运输和安装机械,全部工序依靠监测仪器和计算机控制,最大允许误差不超过1cm。

东谢尔德挡潮闸于1982年11月开工,1986年10月竣工,全部投资23亿美元。在施工过程中,没有发生过较大的技术事故。这一工程的完成,标志着荷兰的水利工程技术达到一个新的水平。大量的土工织物的应用,在工程技术界也是空前的。

#### 6. 牡蛎坝和Phillips坝

这两座坝位于东谢尔德枢纽工程的上游,其作用有三:

①限制东谢尔德河的纳潮量,减轻了由于挡潮闸缩小海口对潮差的影响,有利于贝壳类和牡蛎的生长。

②防止潮汐对莱茵—谢尔德运河的影响。

③将咸水和淡水分隔。在上游形成一淡水湖,名叫Zoom Meer。

这两座坝全部用砂料填筑。由于有东谢尔德挡潮闸的保护,施工比较容易。牡蛎坝(Oester)完成于1986年。Phillips工程比较复杂,除大坝外,还有两座大船闸和两座小船闸,船闸的设计比较新颖,利用盐水和淡水比重不同的原理,设置了一套盐水和淡水分离的充水泄水系统。另外在东西谢尔德河之间,还开辟了一条泄水道,当东谢尔德河上游来水较大时,可以泄入西谢尔德河。以上工程均于1987年竣工。至此三角洲规划已全部完成。

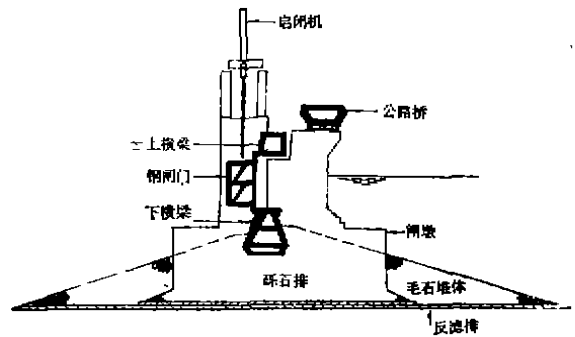


图2 东谢尔德闸侧视图

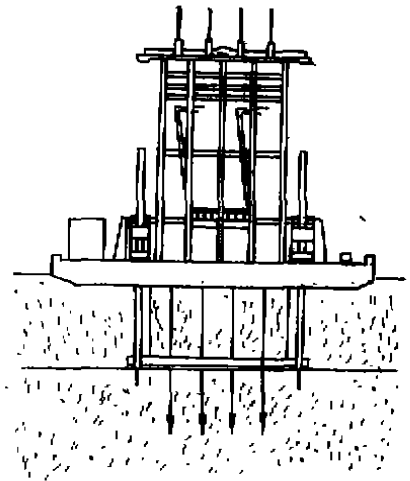


图3 砂基夯实示意图

三角洲工程规模庞大, 布局复杂, 技术先进。既照顾到防洪、渔业、航运等综合效益的发挥, 又注意到自然环境的保护, 从1957至1987历时30年, 共完成大型枢纽工程十余项, 使荷兰的海岸线缩短了几百公里。随着工程的逐步实施, 已经发挥着显著的效益。竣工四年, 运用情况良好, 今后必将更大地造福于荷兰人民。

## 土工织物在东谢尔德间的应用

荷兰人与洪水和海浪进行过长期的斗争, 荷兰的水利工程, 具有悠久的历史, 尤其在防止堤坝及基床的冲刷方面, 曾积累了丰富的经验。荷兰传统的防冲措施, 与中国相似, 多采用柳木和梢料, 制成软体排, 上面用块石压盖, 沉放在被保护的岸坡或基床上。这种软体排, 全靠人工拼制和需要大量的木材, 较多的技术工人。和大量的块石(荷兰本国缺少石料, 全靠从国外输入)。三角洲工程规模庞大, 如应用这种传统的软体排, 不但投资巨大, 施工期也要延长, 而且三角洲是蛀虫孳生的地区, 木制的排体, 不可能有较长的寿命。

荷兰的工程师们, 从50年代末期, 就研究如何利用合成材料来代替木料。开始他们试用塑料膜与钢丝网来制造软体排, 仍使用一部分梢捆。由于塑料膜是不透水的, 效果并不太好。在60年代初修建三岛工程时, 他们改用轻型的尼龙布代替塑料膜, 透水性能仍不太好, 效果也不令人满意。以后他们选用了一种重型的丙纶有纺织物, (重量为 $750\text{g}/\text{m}^2$ , 断裂强度为 $150\text{kN}/\text{m}$ ), 结合一部分木料作成排体, 木料的作用是在拖运时, 可以增加排体的浮力, 在沉放时, 可以作为加筋构件。施工方法也做了改进: 排体用两个浮筒拖至现场, 排的一端系以一定重量的混凝土块, 使其下沉到海底, 上面再用块石压盖, 把整个排体下沉到准确的位置上。排的四周用 $800\text{kg}/\text{m}$ 的混凝土块压住。这种软体排具有很好的反滤作用和透水性, 是成功的, 迄今仍应用于荷兰的很多护岸工程上。

在东谢尔德工程中, 防冲的面积很大。使用上述型式的软体排仍需要较多的石料和木料, 也需要大量的人工在现场铺放, 施工进度太慢。为了解决这些问题, 工程技术人员曾做了大量的试验研究工作, 来改进排体结构和施工方法, 最后设计了四种新型的软体排——沥青碎石排, 混凝土块排, 反滤型排和砾石袋。这些类型的软体排, 应用于东谢尔德挡潮闸上, 取得了良好的效果。现在分别介绍于下:

### 1. 沥青碎石软体排。(Fixtone Mattress)(图4)

这是一种由丙纶有纺土工织物, 碎石沥青玛珞脂和钢丝网构成的软体排。织物的孔径,  $0.90 \leq 0.15\text{mm}$ 毫米。是按照被保护砂的粒径选定的, 碎石的粒径为20至40mm。沥青玛珞脂由60%的砂, 20%的石灰石和20%沥青混合而成。每块排宽17m, 长150~200m, 重650~850t, 端部系以混凝土重块, 使排体能够紧贴海底, 在每块排上还配有18根钢丝绳, 把

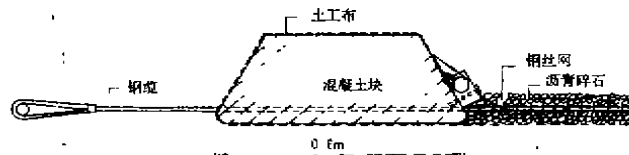


图4 沥青碎石软体排

排体与钢丝网和混凝土块联接起来。软体排是在特制的工作船(叫Jan Heijmans)上加工制造的,先把碎石与沥青玛瑞脂混合起来,再分两层摊铺在土工织物上,总厚度为0.17m。在两层沥青碎石之间,夹有钢丝网和钢丝绳。软体排分段加工,最后绕在一个圆筒上。铺放时把工作船锚定在工程位置上,随着船身的徐徐移动,从而把整块软体排铺放在海底。每块排的面积 $17\text{m} \times 400\text{m}$ ,加工时间约为10小时,铺放时间约为3小时。一般均在低潮位时铺,在整个过程中使用回声探测仪进行监测。

## 2. 混凝土块软体排(Block Mattress)(图5)

这种软体排是由混凝土块和土工织物组成的。土工织物用作软体排的底布,采用重量



图5 混凝土块软体排

为 $1200\text{g}/\text{m}^2$ ,抗拉强度为 $250\text{kN}/\text{m}$ 的丙纶有纺织物。其渗透性,滤砂性,抗磨、抗生物及化学侵蚀等性能,都满足工程的要求( $0.90 \leq 0.3\text{mm}$ )。底布宽 $30\text{m}$ ,由6幅 $5\text{m}$ 宽的土工织物拼成,每块软体排面积为 $30\text{m} \times 200\text{m}$ ,上面排列着混凝土块。每个混凝土块的尺寸为 $0.4 \times 0.4 \times 0.17\text{m}$ ,重 $67\text{kg}$ ,用4根塑料插针固定在底布上。两个混凝土块的间距为 $0.2\text{m}$ 。每块软体排共有混凝土块18000块,需塑料插针72000根。软体排加工时,每 $2\text{m}$ 分为一段,将模板排列在底布上,浇入混凝土,用高频振捣器捣固,送入温度为 $50^\circ \sim 60^\circ$ 的温室内,经过蒸汽养护。待混凝土凝结后,再把软体排缠绕在直径为 $10\text{m}$ ,宽度为 $42.5\text{m}$ 的浮筒上。每加工一块 $6000\text{m}^2$ 的软体排,所需时间约为15小时。

铺放时,把浮筒拖到工程位置上,用特制的测量仪器控制,把排体准确地沉入水深 $40\text{m}$ 的海底,每块沉放时间约为1.5小时。

在整个的施工过程中,对软体排的构造,加工,运输铺放等技术不断的进行改进。例如原设计的底布,只有一层有纺织物,以后又加了一层无纺布。以适应被保护砂的粒径。又如为了延长丙纶在海水中的寿命,曾在聚丙烯原料中掺入不同配方的稳定剂,进行老化试验。最后选用的一种稳定剂,估计可使工程寿命延长到200年以上。类似的技术改进还很多。

选用混凝土块软体排,需要做很多准备工作。要修建巨大的加工工厂,购置各种大型施工设备,这些都需要很大的投资。因此,只有在防冲面积很大的工程上,使用这种软体排才比较经济。在东谢尔德挡潮闸工程中,共铺放混凝土块软体排 $450\text{万m}^2$ ,每 $\text{m}^2$ 单价仅为23荷兰盾(约合12美元),约为传统防冲措施单价的一半。

## 3. 基础褥垫(Foundation Mattress)

基础褥垫铺放在闸墩底板之下,其主要作用有二、一是传递闸墩的荷载,使其比较均匀地分布在海底砂基上,另一是要保护砂基,不要被水流所冲刷。为了有效地分布荷载,基础褥垫必须具有足够的厚度。但这些褥垫又都是在工厂加工制造的,受运输条件的限制,每块的重量不宜太大。最后把褥垫分为两层,上层为砾石软体排,下层为反滤软体排。各层软体排均由土工织物和填充材料所构成,总面积为 $70\text{万m}^2$ 。

上层软体排共66块,每块面积为 $60 \times 30\text{m}^2$ ,直接放在闸墩底板之下,填充料为粗砾石,分三层铺放在土工织物上面,总厚度为 $0.36\text{m}$ 。单位重量为 $600\text{kg}/\text{m}^2$ ,每块重量为 $1100\text{t}$ 。

下层软体排(即反滤排)也为66块,每块面积为 $200 \times 42\text{m}^2$ ,厚度也为 $0.36\text{m}$ ,重量为 $5000\text{t}$ 。如上所述,当闸墩向海底沉放时,在底板下部可能产生较大的流速,造成海底砂层的冲刷。此外,在防潮闸建成后,闸门关闭时,上下游有一定的水位差,沿闸墩基础产生百分之几的水力梯度,也可能造成海底的冲刷。为了有效地保护海底砂层,下层软体排的填充料,是按反滤的原则选择的,共分三层,最下层为砂料,粒径为 $0.3\text{--}2\text{mm}$ ,厚度 $110\text{mm}$ ;中层为细砾料,粒径为 $2\text{--}8\text{mm}$ ,厚度为 $110\text{mm}$ ;上层为粗砾料,粒径为 $8\text{--}40\text{mm}$ ,厚度为 $140\text{mm}$ 。(图6)



图6 反滤软体排

下面主要介绍一下反滤排的构造和施工方法

反滤排中的土工织物共有四层:最下层为底布,其主要作用是承担排体的各种荷载,中间有两层隔离布,用于隔离不同粒径的填充材料,最上层为顶布,与底布缝接起来,把软体排裹成一个整体。另外在垂直方向还用土工织物作成U形兜状的隔离层。

软体排是在组装工厂预制的,制成后卷绕在浮筒上,拖至现场,沉放在水深达 $35\text{m}$ 的海底。在加工,运输及沉放过程中,由于排体本身的重量及海浪冲击等作用,软体排将承受很大的荷载。这些荷载主要靠底布来承担。经过计算,底布的极限设计抗拉强度,在纵向需要达到 $800\text{kN}/\text{m}$ ,在横向需要 $80\text{kN}/\text{m}$ 。一般化纤织物很难具有这么高的强度。最后制造了一种由丙纶织成的有纺织物,在织物的经线中,加入直径为 $2.7\text{mm}$ 的钢丝作为加筋材料,使其满足纵向强度的要求。底布的长度为 $200\text{m}$ ,宽度为 $42\text{m}$ ,每块底布需要9幅织物用尼龙线缝制而成,单位面积重量为 $4900\text{g}/\text{m}^2$ 。

中间两层土工织物的作用,是防止不同粒径的填充材料互相掺混,因此,织物的孔径必须满足滤层的要求。位于砂料与细砾之间的织物是丙纶非织造型的。位于细砾与粗砾之间的织物是乙纶单丝有纺型的。这两种织物的幅宽为 $1.5\text{--}5.0\text{m}$ ,用搭接的方法拼合成 $42\text{m}$ ,搭接的宽度为 $0.5\text{m}$ 。总计使用有纺织物 $150\text{万m}^2$ ,无纺物 $80\text{万m}^2$ 。

顶布位于软体排的最上面。当软体排被卷绕在浮筒上时,顶布将产生较大的伸长。为了适应这一特点,顶布应具有较大的应变量。最后选用以尼龙丝为经线,以涤纶为纬线的有纺织物。其纵向抗拉强度为 $100\text{kN}/\text{m}$ ,应变量为 $25\%$ ,横向抗拉强度 $80\text{kN}/\text{m}$ ,应变量为 $15\%$ 。这种织物的幅宽为 $4.9\text{m}$ ,顶布是以9幅织物用尼龙线缝合而成的。顶布的两侧,用尼龙线与底布缝接,将软体排裹成一个整体。织物的使用量为 $75\text{万m}^2$ 。

垂直向的隔离层,是由无纺物和钢丝做成的U形布笼。其主要的作用是防止软体排中的充填材料,在运输和沉放的过程中出现纵向移动,从而造成厚薄不均的现象。

在软体排上,插有垂直向的钢钎,从顶布一直贯穿到底布,两端锚固。其作用是使各层填充材料密实,并防止U形布笼前后移动。钢钎的直径为 $6\text{mm}$ ,间距为 $0.35\text{m}$ 。共用钢

钎600万个。

由于反滤排的体积和重量都很大,需要一整套组装,拖运和施工设备。组装工厂包括一个生产大厅和一个启运码头,备有9组同步链式输送机,把加工好的软体排由生产大厅送到启运码头,再卷绕在直径为15m的浮筒上,由特制的工作船运送到铺放

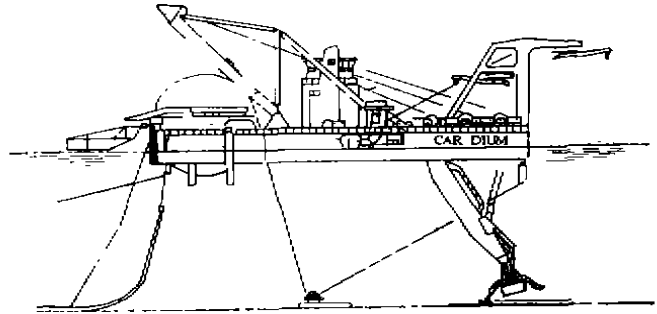


图7 CARDIUM工作船

地点。工作船名叫Cardium(图7),船身长72m,宽80m。船的前部设有抽砂泵,船的尾部与浮筒相连。在未铺放反滤排之前,先利用抽砂泵把砂基清理平整,然后再把反滤排展放在海底。每块 $200\text{m} \times 42\text{m}$ 的反滤排从开始组装到铺放完毕平均需要40小时。

#### 4. 砾石袋(Gravel Bag)(图8)

砾石袋是在土工织物作成的圆形长筒内装入砾石,也可叫砾石枕。它在东谢尔德挡潮闸中具有多方面的用途:

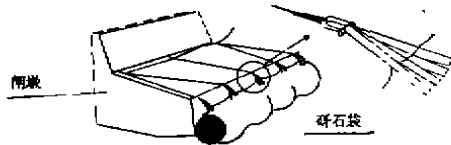


图8 砾石袋

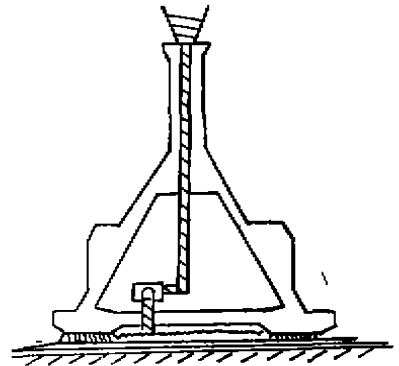


图9 灌浆示意图

①当预制的闸墩安放在软体排上以后,在闸墩底板与软体排之间,形成一个空洞。这一空洞要保留到工程后期才用水泥砂浆回填起来。砾石袋沉放在闸墩底板的周边,以防止泥沙流入空洞。

②在回填灌浆时,砾石袋可以充当模板,防止砂浆溢出。(图9)

③在运送闸墩的过程中,砾石袋围在周边,防止闸墩被碰撞损伤。

由于砾石袋的多重作用,它必须满足以下几点要求:①制造砾石袋的土工织物,孔径不能过大,要保证能够阻止细颗粒的泥砂和水泥砂浆通过。但也需要具有一定的透水性,以便在回填灌浆时空洞中的海水可以顺利排出;②砾石袋围在闸墩的周边,必须能够与基础软体排和闸墩底板的表面紧密相贴,以防止泥沙进入或砂浆漏出;③砾石袋最后将埋在闸栏堆石的下部,要与堆石紧密结合,不得有架空情况;④砾石袋不能太轻,以免被水所冲动,也不能太重,以免给施工造成困难。砾石袋将成为闸栏的一部分,其寿命应与防潮闸的寿命相同,起码不少于200年。

为了满足这些要求,砾石袋的原料,构造和施工方法,都是经过反复的设计和试验选



定的。

砾石袋是由宽8m,长100m的涤纶有纺织物缝制而成,内部填入粒径为8~40mm的粗砾,单位重量为1400kg/m。织物的透水性很小,其抗拉强度为150kN/m,极限应变为150%。沿着圆筒每隔1m,留出0.5m宽的增加筋位置部分。该部分在启吊时将与吊环相连,以承担砾石袋的重量。砾石袋的底部系有一根橡皮条带,当砾石袋沉放在基础排上时,可与排面紧密相贴。在巨大的混凝土闸墩预制完成后,便利用钢丝绳和吊环把砾石袋悬挂在闸墩底板的周边,保护闸墩,以免在拖运过程中被碰撞。当闸墩安放定位以后,则将钢丝绳解开,使砾石袋下沉到基础排上,把闸墩底板的周边封闭起来。

砾石袋在加工,组装,悬吊和沉放的过程中,受力的情况是很复杂的。不可能利用计算的方法进行分析。最后通过大量的原型试验,才选定了各种构件的尺寸和材料的规格。

### 参考文献

- [1] "Dams in the Delta" Ministry of Transport and Public Works, Information, Division, Hague, 1988
- [2] "Oosterschelde Barrier" Rijkswater Staat, 1985
- [3] Koos Van Harten, "Storm Surge Barrier-Operational in the Netherlands" IGS News, April, 1987
- [4] R. Veldhuijzen Van Zanten "Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering" A.A.BALKEMA/ ROTTERDAM/ BOSTON/1986
- [5] Visser, T. & Mouw, K.A.G. "The Development and Application of Geotextiles on the Oosterschelde Project" 2nd International Conference on Geotextiles, 1982 pp265-270.
- [6] Dorr, H.C. & DE, Haan, D.W. "The Oosterschelde Filter Mattress and Gravel Bag" 同上书 pp271-276.
- [7] Van Harten K. "Analysis and Experimental Testing of Load Distribution in the Foundation Mattress" 同上书 pp277-282.
- [8] Wisse, J.D.M. "The Long-Term Thermo-Oxidative Stability of Polypropylene Geotextiles in the Oosterschelde Project" 同上书 pp283-288.
- [9] 水电部华东院上海分院赴荷考察团 "赴荷兰王国考察水利和报告" 1986
- [10] 廖远祺 戴泽衡等: "赴荷兰参加世界围垦国际学术讨论会和参观访问的报告" 1982.

(上接第19页)

- tional Conference on geotextiles Geomembranes and Related Products pp155~159, 1990.
- [3] 吴正友 土工合成材料吹填土在围堰工程中的应用, 全国第三届土工合成材料学术会议文集, pp. 376~381, 1990.
- [4] 铁道科学研究院 土工织物加固软土地基现场试验研究, 全国第二届土工合成材料论文集, pp.343~347, 1990.
- [5] 王铁儒, 陈文华, 汤华民, 土工织物加筋垫层处理油罐软基, 全国土工合成材料加筋土体学术讨论会论文, 1991年.

# 土工织物加筋垫层处理油罐软基的 变形观测与分析

王铁儒 陈文华

杨华民

(浙江大学)

(金陵石化公司炼油厂)

[摘要] 本文介绍某一二万立方米的大型油罐工程采用土工织物加筋垫层处理软基后,地基与基础的沉降、地基的侧向变形的实测结果,并用多种方法进行分析。同时,也讨论了土工织物加筋层的作用效果。

## 工程概况

该工程座落于长江岸边的河漫滩软土地基上,油罐为二万  $m^3$  的浮顶式油罐,内径 40.50m,高 15.80m。罐体、罐内充水、基础及场地填土等荷载共计  $288kN/m^2$ 。地基的土层分布及物理力学性质指标见表 1。③层土的抗剪强度指标见表 2,现场十字板强度随深

地基土层分布

表 1

土层号及名称	层厚(m)	岩性描述
(1) 表层土	0.30~0.50	含杂草芦苇根系,新沉积的淤泥质土。
(2) 粘土	1.30~2.30	可塑~软塑,湿~很湿。
(3) 淤泥质粘土	12.00~18.00	灰色流塑下部略带褐色,土层中含有植物根茎和木质类腐植物,含少量云母片,层中存在着很多 1~2mm 厚的薄粉砂夹层,水平层理发育,有“千层状”结构。该层厚度由西向东,即由 1°罐往 5°罐逐渐加厚,共厚度递增率约为 2.30%。
(4) 淤泥质粘土与粉砂层	2.20~0.30	灰色,流塑,含少量腐植物,水平层理发育,互层结构变化较大,“透层状”与“千层状”结构都有出现。
(5) 细砂	6.10~11.50	饱和,稍密~中密,分选性良好,该层顶层埋深由西向东,即由 1°罐向 5°罐递增。
(6) 淤泥质亚粘土与粉砂	16.20~28.30	流塑,稍密,饱和,水平层理发育,该层可分为两个亚层
(7) 碎石土夹粘土	5.70~0.50	为侏罗纪下流象山组石英砂岩,表面 0.60~0.70m 厚强风化层,埋深 45~60m
(8) 基岩		

度的变化见图 1,其相关方程为

$$C_{cu} = 12.8 + 1.20Z (\text{kPa}) \quad (1)$$

经高压固结试验表明,大部分土层均存在轻微的超固结,如图 2,

③层土的抗剪强度指标

表2

试验方法		C(kPa)	$\psi^\circ$
直剪	快剪	6.0	18
	固结快剪	10.0	22.5
	不固结不排水剪	12~17	0~1
三轴剪切	固结不排水剪	总应力法	21
		有效应力法	0
			15
			30~32

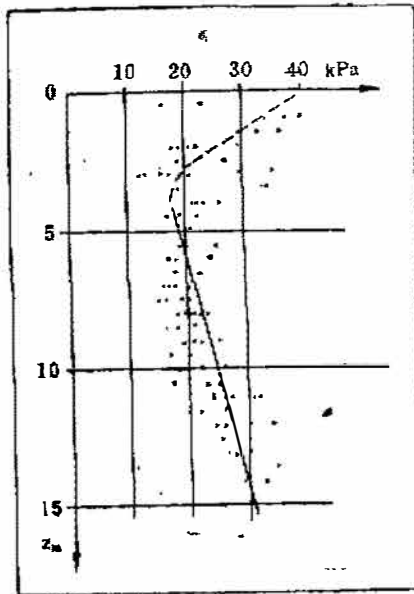


图1  $C_u \sim Z$ 相关曲线  
 $C_{cu} = 12.8 + 1.20z$

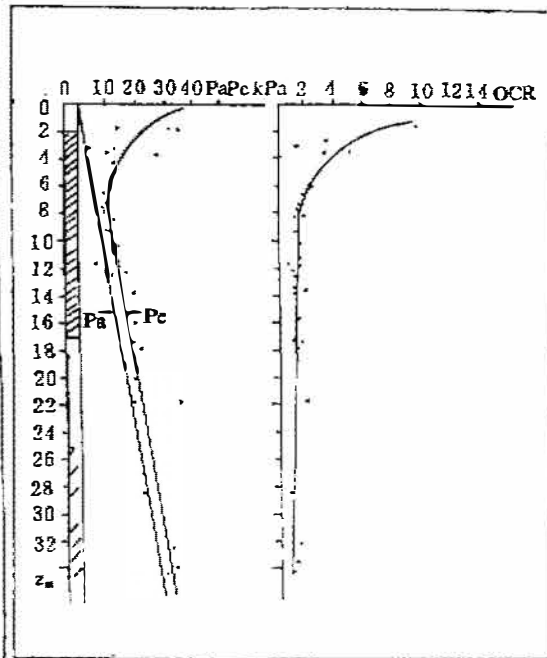


图2  $P_c \sim Z$ 及OCR相关曲线

根据生产及运行要求,该油罐地基与基础技术上要求满足:(1)能承受  $288\text{kN/m}^2$  荷载;(2)油罐整体倾斜  $\Delta S_D \leq 0.04 \sim 0.05$ , 周边沉降差  $\Delta S/L < 0.0022$ , 中心与边沿差为  $\Delta S/D < \frac{1}{45} \sim \frac{1}{44}$ ;(3)控制最终沉降不超过预留高度。因此,必须对地基进行处理。

该油罐采用土工织物加筋垫层和天然地基排水固结充水预压方案处理下卧软基,如图3,图4。土工织物加筋垫层由二层碎石袋组成,上层直径为  $50.50\text{m}$ , 下层直径为  $64.50\text{m}$ , 两层间距  $1.90\text{m}$ 。每层碎石袋由三片互成  $60^\circ$  交错叠合的碎石袋组合而成,每条碎石袋的直径  $30\text{cm}$ , 以间距  $60\text{cm}$  平行铺设,每条碎石袋间以碎石充填密实。

为了保证地基的工程质量,预压过程中地基安全稳定,指导施工过程和顺利投产、安全运转;也为了探讨土工织物垫层和排水固结联合处理油罐软基的作用机理和效果,在该油罐工程中,埋设了沉降板、溢流式沉降计、沉降观测点、侧斜管、分层沉降管、压力盒

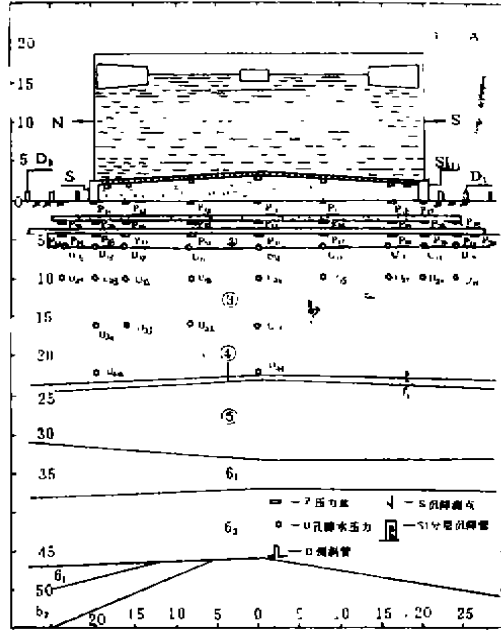


图3 土工织物垫层地基剖面及测试件埋设布置图

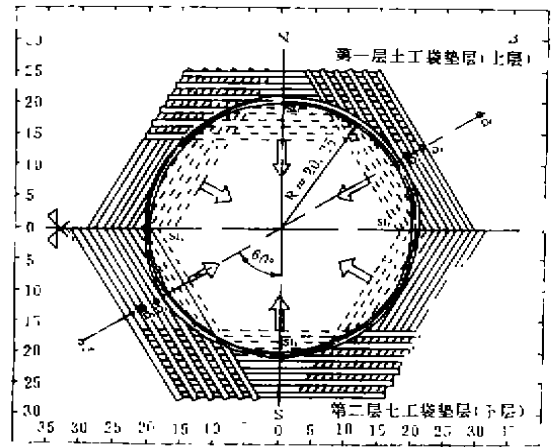


图4 土工织物垫层平面构造图

及孔隙水压力测头, 如图3、图5和图6, 测量地基及基础变形、基底及垫层底的压力和地基的孔隙水压力等。本文仅对沉降和侧向变形结果作介绍和分析。

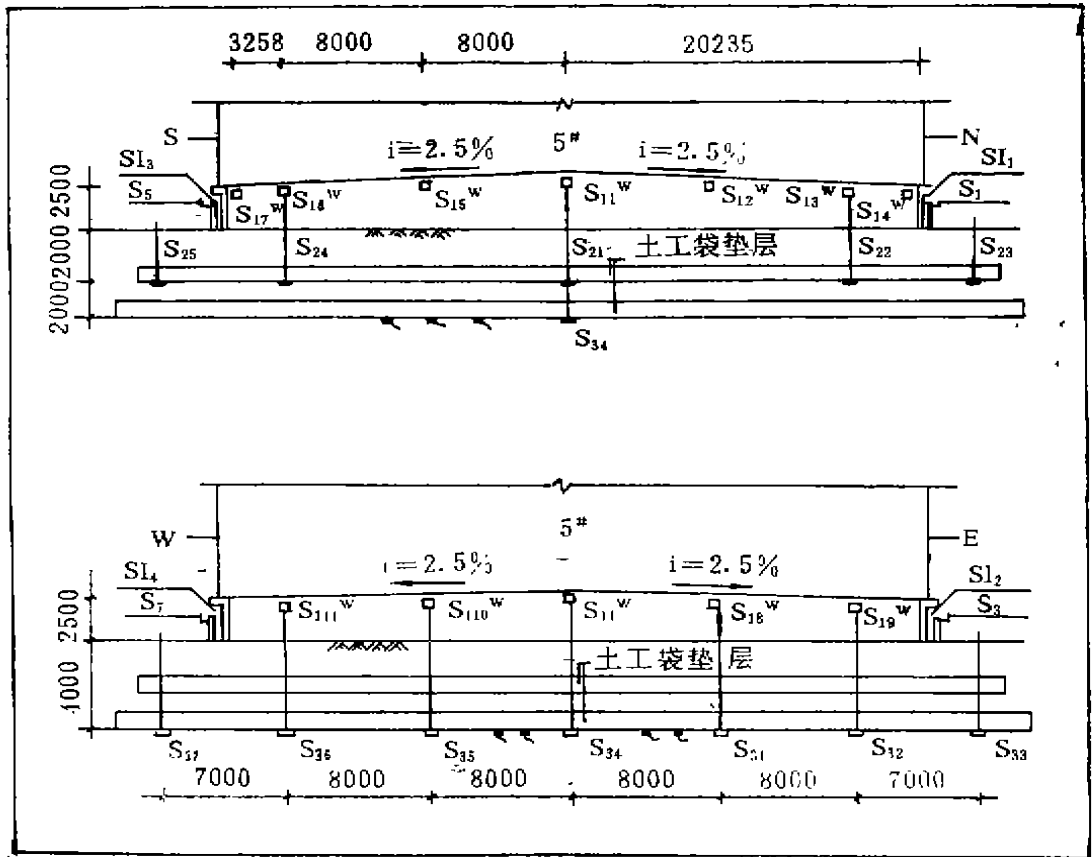


图6 沉降板及溢流式沉降计布置

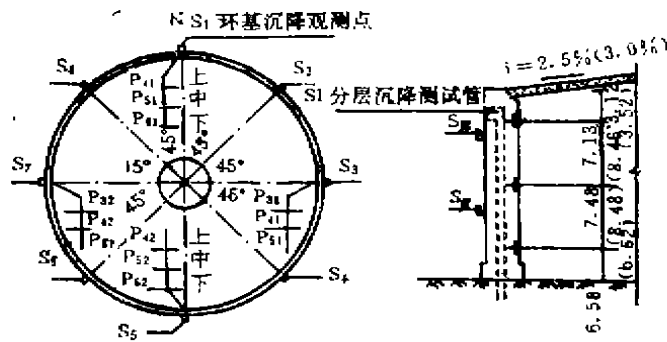


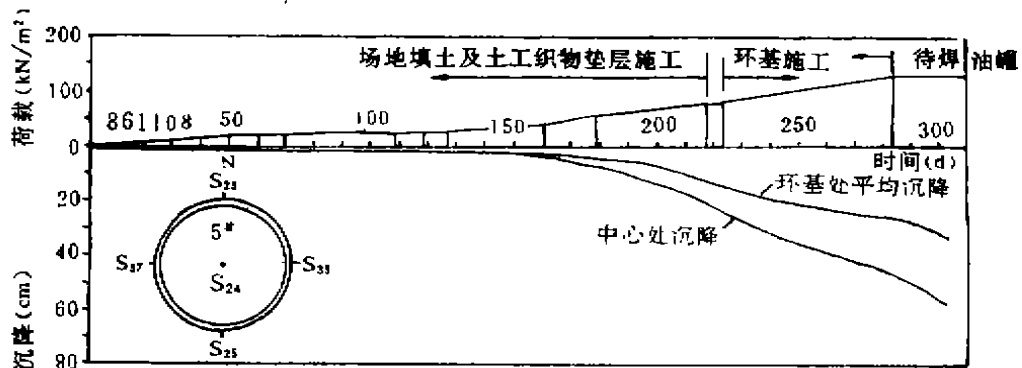
图5 油罐环基沉降观测点及环内壁侧压力盒埋设布置

### 观测与分析

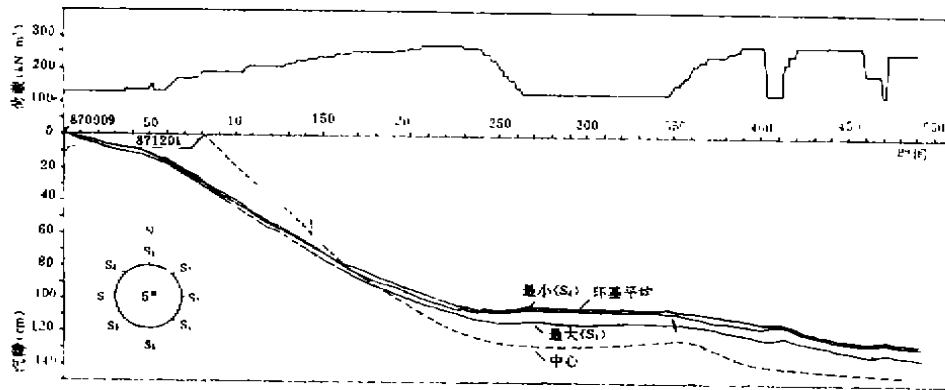
#### (一) 沉降观测结果与分析

##### 1. 油罐基础与周边沉降

图7为油罐沉降发展过程线。根据实测的结果，从填土、施工基础以及多级充水过程



(a) 填土和施工基础阶段



(b) 充水预压阶段

图7 油罐沉降与时间关系

中各阶段的沉降值见表3。从表3中可以看出沉降的发展大致可分为三个阶段，即填土和施

油罐沉降值

表3

	填土期 基础施工		充水试压期				实测①总沉降(mm)	罐基②总沉降(mm)
	(mm)	(mm)	第一次(mm)	第二次(mm)	第三次(mm)	充油投产(mm)		
罐中心	264	315	1544	158	33	10	2324	1745
罐周边	178	201	1082	84	90	10	1645	1260
周边累积沉降差			87	94	101	96		
中边沉降差	86	114	462	74	-57	0	679	479
回弹值				23	10			
荷载(kN/m <sup>2</sup> )	80.0	130.0	279.6	279.1	279.0	253.8		
持续时间(天)	219	72	349 (147)	65 (41)	60 (2)	1 (1)		

注：1. 实测总沉降系指垫层底面总沉降；

2. ( )中数值为充水及恒压所用时间。

工钢筋混凝土基础阶段，第一次充水阶段和尔后多次重复充水加荷阶段，从填土开始至第一次充油投产的过程中，第一阶段的沉降占总沉降的(23~26)%，油罐中心和周边的沉降差为200毫米；第一次充水建罐期荷载引起的沉降量最大，占总沉降的66%，中心和周边的沉降差为462mm，重复加荷阶段的沉降逐渐减少，仅占(8~11)%。

油罐基础底面和底板的沉降沿水平面的分布如图8，沉降剖面的形状如平底，油罐底板较环墙基础的下沉大，基础外地面的沉降略比基础沉降小。中心和边缘沉降差 $\Delta S$ 为479毫米，与直径 $D$ 之比 $\Delta S/D$ 为1.11%，由于基础及地基的沉降引起油罐底板的变形，见图8，底板基本上是平整的，也形似平底。油罐底的中心与边缘实测的最大沉降差为192mm，与半径的比 $\Delta S/R = 0.97\%$ 。相对来说，这是比较平整的。另外，环墙基础与罐外地面的沉降差也是比较平缓的，未见有急陡的情况。

油罐周边的沉降也是油罐设计关心的问题之一。根据实测结果，油罐的周边沉降是随着荷载增大而变化。未充水前油罐基础向西倾斜24mm，充水后向东倾斜，至投产前最大沉降差达95毫米，为油罐直径的0.23%，这比之预测的不均匀沉降要小得多(预测值 $\Delta S/D = 0.61\%$ )。油罐环形基础的倾斜及扭曲如表4和图9。由此可见，油罐基础不论由于沉降引起的倾斜，沿周边引起的扭曲沉降差都是比较均匀的。

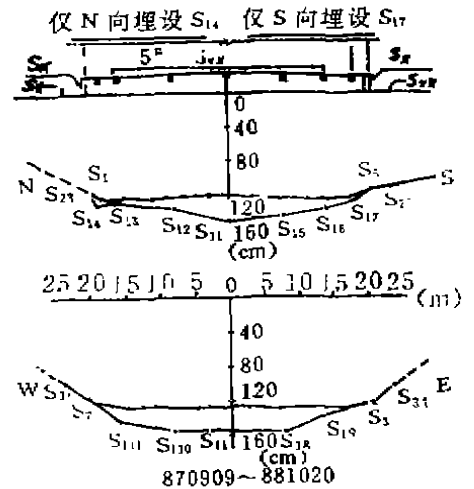


图8 油罐底板及基础底面沉降剖面

870909~881020

环墙基础倾斜表

表4

倾斜面方程	倾斜方位角(度)	倾斜坡度(%)	最大相邻沉降差(mm)	SAG(mm)
$Z_i = 1251.8 + 38.81\cos(\psi_1 + 90)$	90	1.9	32.11	25.31

根据油罐控制标准,对于浮顶罐要求经向点的沉降 $\Delta S/D < 0.5\%$ ,非平面扭曲沉降 $S_i < 40$ 毫米,满足了油罐控制标准。

2. 几种沉降分析方法

(1) 最终沉降推算方法

(a) 三点法

在沉降-时间-荷载曲线中,在最大恒荷载时段内,取三点 $S_1, S_2, S_3$ ,且 $t_3 - t_2 = t_2 - t_1$ ,则可用下式推算最终沉降 $S_\infty$ 和反算固结系数 $C_v$ 。

$$S_\infty = \frac{S_3(S_2 - S_1) - S_2(S_3 - S_2)}{(S_2 - S_1) - (S_3 - S_2)}$$

$$C_v = \frac{4H^2}{\pi^2 \Delta t} \ln \frac{S_2 - S_1}{S_3 - S_2}$$

(b) 沉降速率法

设  $S_\infty = m \cdot S_c$

$$S_t = \left[ (m-1) \frac{P_t}{P_0} + U_t \right] \cdot S_0$$

$$U_t = 1 - ae^{-\beta t}$$

在恒荷载 $P_0$ 条件下,可求得沉降速率为:

$$S_t = A \cdot S_c \cdot e^{-\beta t}$$

$$A = \frac{8}{P_0 \pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} q_n (e^{\beta T_n} - e^{\beta T_{n-1}})$$

$q_n$ 为第 $n$ 级的加荷速率, $T_n, T_{n-1}$ 为第 $n$ 级加荷的终点和始点时间。将实测沉降速率 $S_t$ 和时间 $t$ 绘制 $\log S_t \sim t$ 关系曲线,其截距为 $A \cdot S_c$ ,其斜率为 $\beta$ ,这样 $A$ 可算出,则可求得 $S_c$ 及 $m$ 值和最终沉降 $S_\infty$ 及 $C_v$ 。

(c) 指数函数拟合法

设任何一时间的沉降为:

$$S_t = S_d \cdot \frac{P_t}{P_0} + S_c \cdot (1 - a \cdot e^{-\beta t})$$

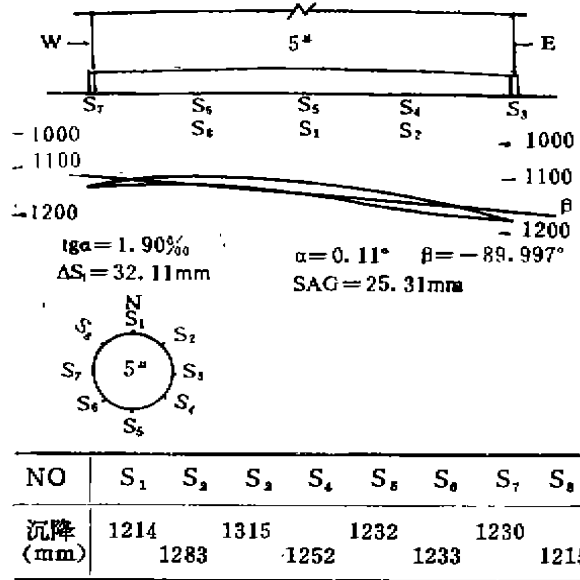


图9 油罐环基挠曲图

然后根据实测结果选择若干组( $S_i, t$ ), 用最小二乘法取极小值逼近求 $S_d, S_c, \beta$ 三个数值和相应得固结系数 $C_v$ 。

(2) 考虑土工织物加筋垫层作用的沉降分析方法

(a) 规范法

基础的最终沉降量 $S$ 系以按分层总和法计算的固结沉降 $S_c$ 为基础, 配合工程实践经验, 给出综合性经验系数 $m$ , 求得, 即

$$S = m_0 \cdot S_c = m_0 \sum_{i=1}^n \Delta S_{ci}$$

(b) “DD”法

该方法设沉降包括如下三部分, 即

$$S = S_d + S_c + S_e$$

$$S_d = I_p \cdot \frac{q \cdot D_e}{2E}$$

$$S_c = \rho \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\Delta e_i}{1 + e_{ci}} \Delta H_i$$

$$S_e = C_e H_{11} \log \frac{t}{t_p}$$

上述式中,  $I_p = f(D_e, \gamma_s)$ , 可由图10查取。

$D_e = D_0 + 2H \tan \beta$ ,  $D_0$ 为油罐直径,  $H$ 为加筋垫层厚度,  $\beta$ 为应力扩散角,  $\beta = 35^\circ \sim 45^\circ$ ,  $\rho$ 为修正系数, 如图11, 可根据 $A, H$ 值查取。 $H$ 为压缩层厚度,  $D_e$ 为荷载面积直径,  $A$ 为孔压系数;

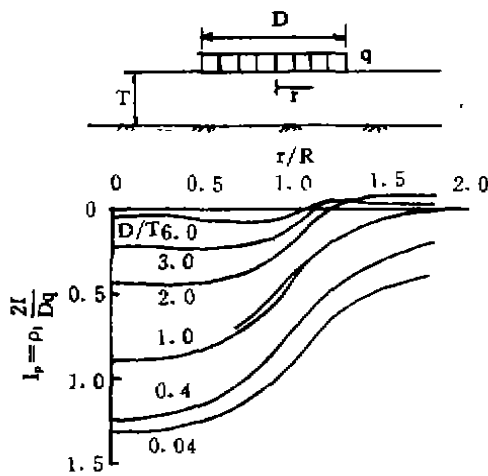


图10 瞬间沉降计算系数 $I_p$ 值图

$$\nu = 0.5 \quad p_1 = I_p \frac{qD}{2E}$$

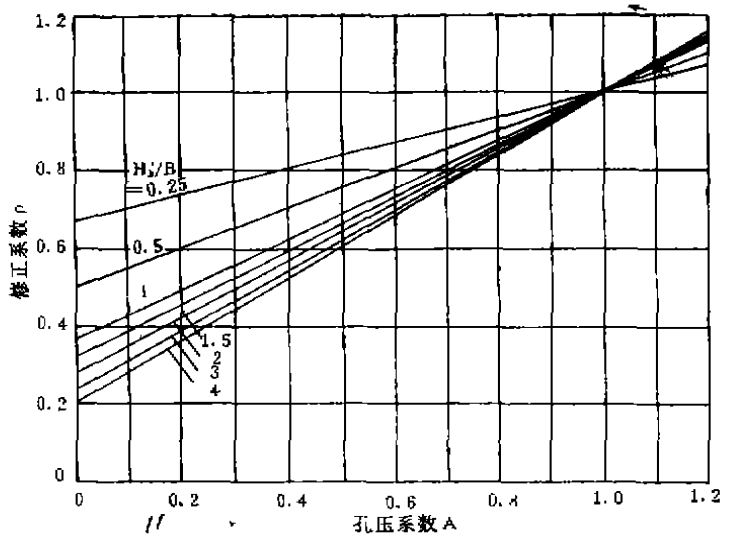


图11 固结沉降修正系数 $\rho$ 值图



$$\Delta e_1 = C_c \log \frac{\sigma_{c1} + \Delta \sigma_1}{\sigma_{c1}}$$

$C_c$ 为压缩指数,  $\sigma_{c1}$ 为初始应力,  $\Delta \sigma_1$ 为附加应力,  $e_{c1}$ 为初始孔隙比,  $\Delta H_1$ 为压缩层厚度;  $C_{\alpha}$ 为次压缩指数,  $H_{\alpha}$ 为次固结开始时土层高度,  $t_p$ 主固结结束时的时间。

(c) 双参数法

这一方法把土工织物垫层看作柔性薄板, 用弹性地基上柔性板理论求解油罐基础的沉降, 详见参考文献<sup>[1]</sup>。

(d) “NLC”法

该方法把土工织物加筋垫层视为加筋复合体, 用试验所获得复合体的非线性应力应变关系, 地基土采用邓肯-张模型, 并考虑Biot固结理论编制的有限元程序, 分析基础和垫层的沉降及其它变形。详见参考文献<sup>[2]</sup>。

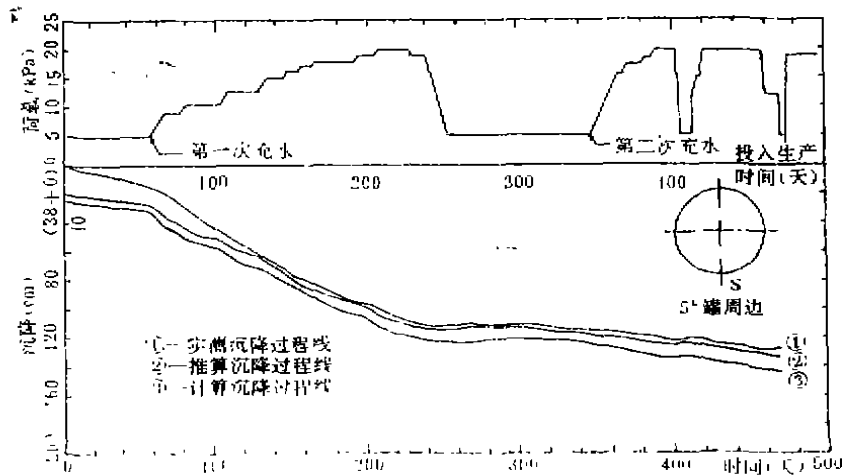
3. 实测沉降的比较与分析

实测沉降值与各种方法计算值比较见表5, 图12为用DD法计算的结果, 配合固结计

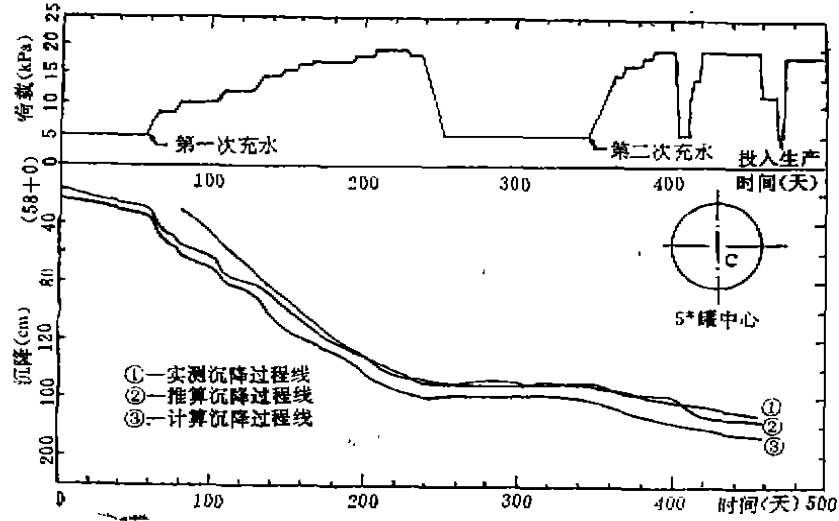
实测沉降与理论计算比较 表5

	三点法	沉降速率法	指数拟合法	规范法	“DD”法	双参数法	“NLC”法	实测沉降 (1988年12月25日)
罐中心	2447	2186	2283	3364	2602	1989	2359	2324
罐周边	1781	1946	1617	2714	1982	1399	1622	1645

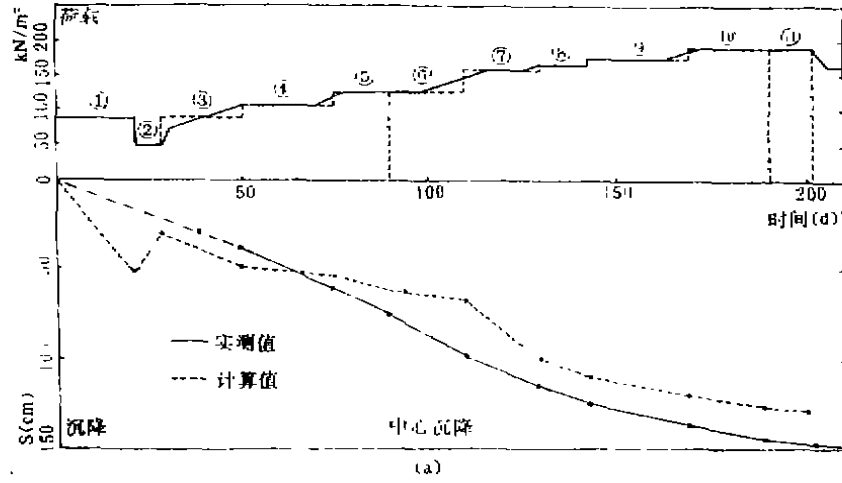
算得到的沉降与荷载随时间变化的过程图。图13为用NLC法计算的沉降和荷载随时间的变化曲线, 用双参数法计算基底面最终沉降沿水平方向分布如图14。从中可知三点法推算沉降与实测符合较好, 这主要是油罐地基为超固结土体, 沉降速率法和最小二乘拟合法的计算模型不能反映其影响。规范法计算的结果偏大, 其原因它不考虑地基的初始固结状态, 也没有考虑基础底面积与压缩土层厚薄的缘故, 使所用的天然固结压力偏小, 附加应力又偏大, 因此得到结果偏大。双参数法分析结果与实测沉降比较是偏小的。主要原因是用一



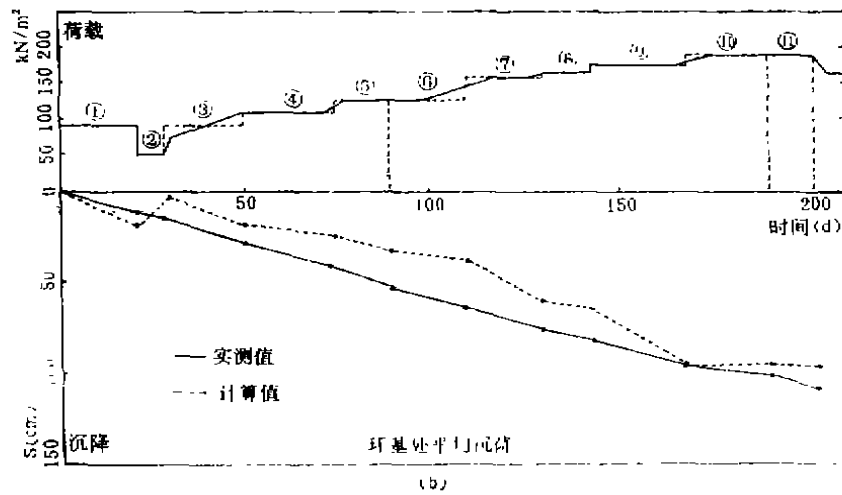
(a)



(b) 图12 “DD”法沉降过程线



(a)



(b)

图13 NLC法沉降曲线

般分层总和配合计算结果偏小,“DD”法和“NLC”法计算的结果比较接近实测规律。后者是一种合理的分析方法,但计算参数不易准确确定,目前虽可用反分析方法确定计算参数,但计算工作量很大,因此不易普遍应用;而“DD”法所用参数无需进行特殊土工试验,可用一般土工试验参数进行分析,它不仅能考虑土体超固结的影响,而且还考虑压缩层厚度、荷载面积、垫层应力扩散,三向应力状态等的影响。对于油罐地基条件来说,是一种比较合理的沉降分析方法。但是,“DD”法不能考虑加筋垫层挠曲刚度对变形的影响,沉降剖面不完全贴合实测结果。如果采用双参数法配合“DD”法计算沉降,计算结果更接近实际。

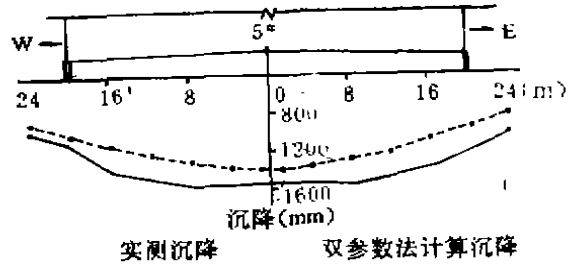


图14 双参数计算与实测比较

(二)侧向变形观测与分析

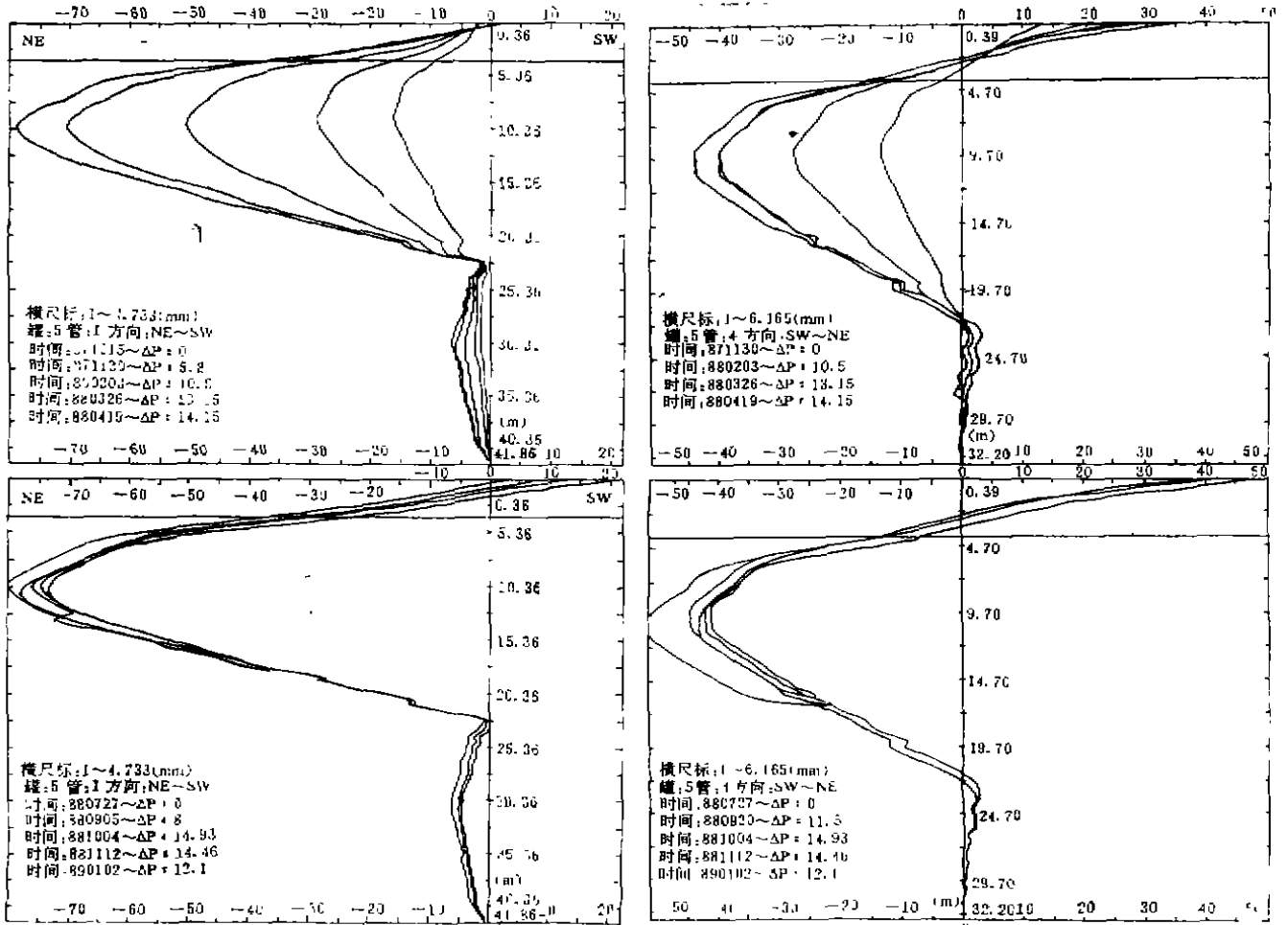


图15 油罐侧向变形随深度变化图

油罐实测的侧向变形随深度的变化如图15所示。从图中可知：1. 侧向变形随充水荷载的增大而增大；2. 在充水加荷的间歇期，由于地基的排水固结，侧向变形向里收缩；3. 经过1~2次充水预压之后，继续充水加荷，侧向变形基本上稳定不变；4. 变形模量大小不同的土层，他们的侧向变形各自形成独立的体系，淤泥质粘土层与细粉土层中的侧向变形分别为两套侧向变形曲线；5. 每一土层的侧向变形随深度的变化呈抛物线，最大位移的深度约为土层的厚度的(1/3~2/5)处；6. 侧向变形具有明显的界面反映特性，在土工织物加筋垫层和下卧地基土的界面上，前者出现负的位移，后者出现向外位移，在淤泥质粘土层与细粉砂的界面上，侧向变形出现转折。

### 土工织物加筋垫层对地基变形的影响

在土中布置土工织物形成的加筋垫层，其主要作用表现在由于土工织物约束作用，改变了素土垫层的受力变形特性，相应地，在荷载作用下，改变了垫层及浅层地基的位移场，如图16所示，从而起到调整地基的不均匀沉降，约束地基的侧向变形作用。

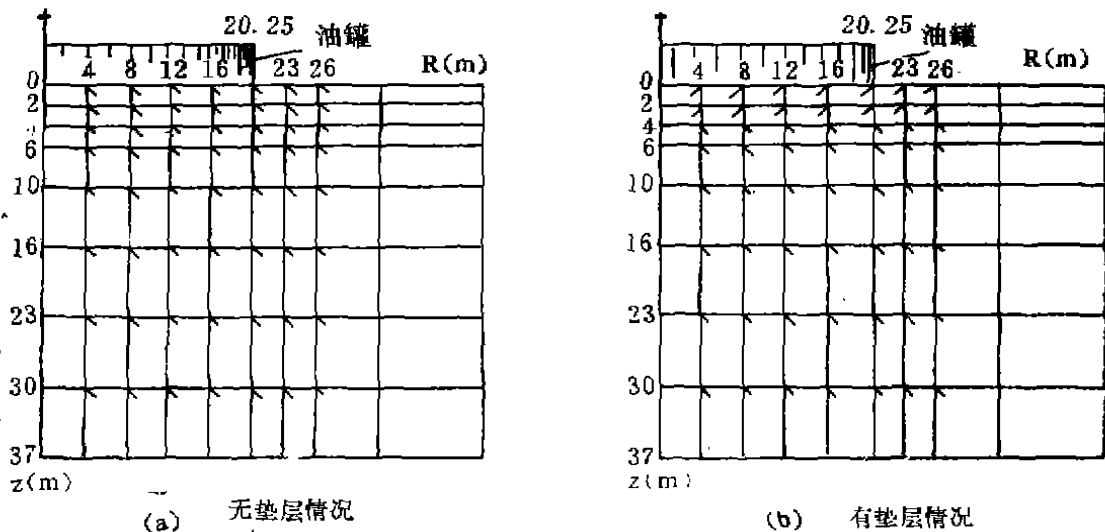


图16 油罐地基的位移场

根据实测基础和垫层底面的沉降剖面，见图8，可以看出，油罐基底和底板沉降比较平缓，形如碟形、无锅底现象；基础边缘到油罐外地面的沉降剖面也比较平缓，无明显的切入现象。利用“NLC”分析法，即通过实测的沉降、孔隙水压力和侧向变形的结果进行参数识别，然后利用识别后的参数计算地基底面的沉降。对于加筋垫层情况，则考虑加筋垫层的各向异性和抗拉强度；无加筋情况，则作为均质各向同性，垫层土不能承受拉力，两者计算结果如图17所示。利用“DD”分析法，对于加筋垫层的情况，荷载通过垫层后，产生应力扩散；对于无加筋的情况，则不考虑应力扩散的作用，按均质弹性体计算地基中的应力和计算地基的沉降，两者计算结果如图18。可以看出，有加筋垫层情况，油罐中心部位的沉降比无加筋情况的沉降小，而在油罐边缘以外的沉降则比较大。这些均表明土工

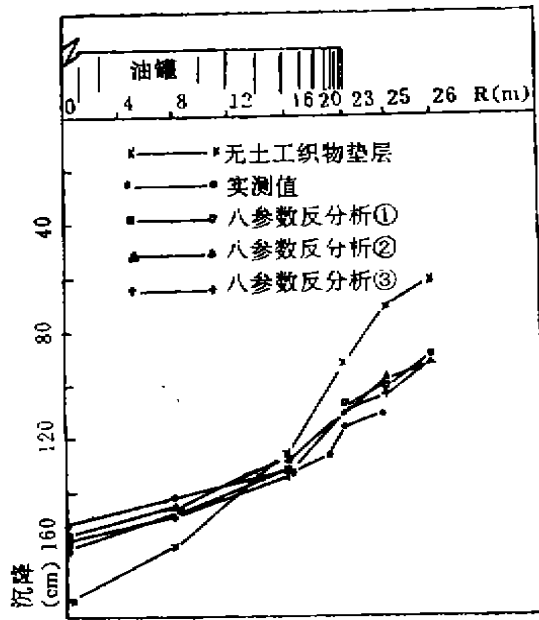


图17 “NLC”分析法分析有无加筋垫层沉降对比

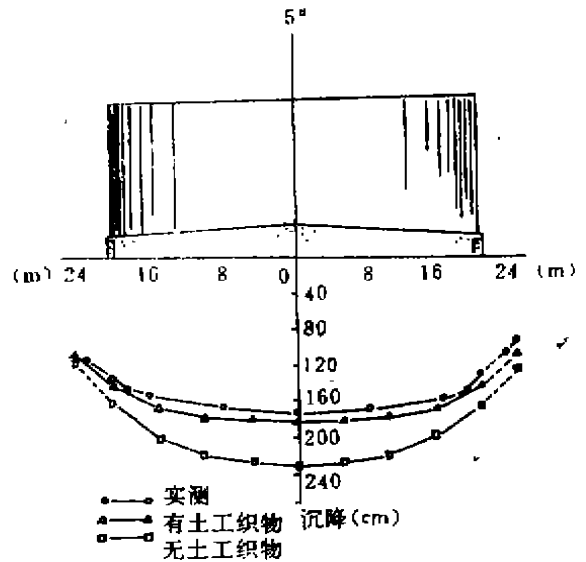


图18 “DD”分析法分析有无加筋垫层沉降对比

织物加筋垫层调整了基础底面的变形。

根据侧向变形的实测结果，见图15，在土工织物加筋垫层内，侧向位移向油罐中心收缩，相应约束地基土的侧向位移。比较分析了有无加筋垫层侧向位移的理论曲线，如图19，更明显地看出无加筋的垫层情况理论分析曲线比有加筋情况的实测曲线大得多，其最大的侧向变形在土层浅部，无约束向里收缩现象。这说明了加筋垫层具有约束作用。

### 小结

1. 从实测沉降的结果看，采用土工织物加筋垫层和排水固结联合作用处理油罐软基，取得良好的效果，环梁和基础底面的沉降比较均匀，满足油罐基础设计要求。基础周边沉降为 $1266\text{mm} < 1500\text{mm}$  (设计的要求)，环梁基础的倾斜 $\Delta\rho/D = 1.9\% < 5\%$ ，基础底板中心与周边的沉降差与油罐直径之比 $\Delta S/D = 0.004 < 0.015$ ，底板最大和最小沉降差与油罐半径之比 $\Delta S/R = 0.011 < 0.025$ 。

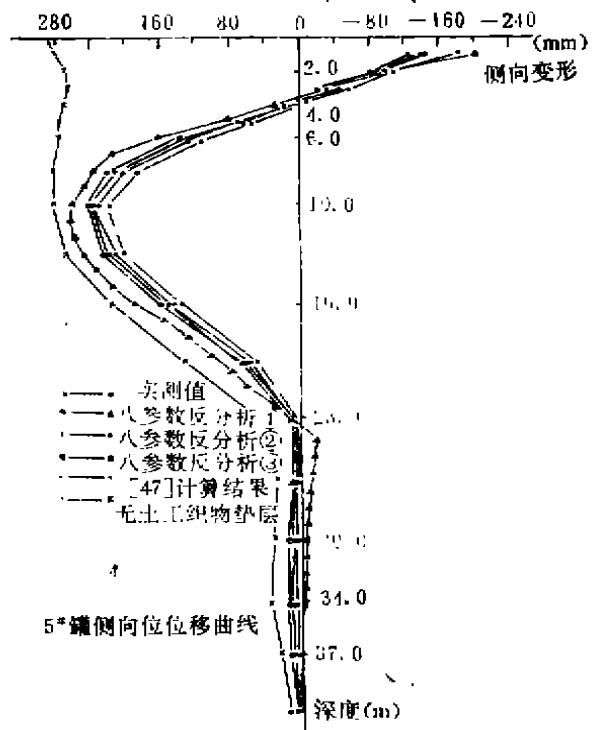


图19 侧向变形理论曲线

2. 实测结果表明,土工织物加筋垫层对于防止垫层的抗拉断裂,保持垫层的整体的性,约束地基土的侧向变形,改善地基的位移场,调整不均匀沉降均获得良好的效果。

3. 油罐基础面积大,基底应力变化复杂,特别是有土工织物加筋垫层的情况,采用常规的沉降计算方法分析,不易得到符合实际的结果。本文考虑有垫的作用和软土层厚度及初始固结状态的影响,提出了用“DD”法,双参数法与沉降计算配合法和非线性各向异性有限元分析法等计算方法,计算结果与实测比较,符合较好,可供工程应用。

4. 工程实践和理论分析证明,利用土工织物加筋垫层和排水固结联合作用,处理油罐软基方案的构思是正确合理的,它们之间是不可分割的,前者的作用是调整沉降,后者的作用是提高地基承载力,两者共同作用才能满足油罐对地基的要求。

#### 参考文献

- [1] 王铁儒、魏新江《土工织物加筋垫层变形的双参数法分析》、《土工织物加筋垫层和排水固结联合处理油罐软基的设计与研究》(研究报告)金陵石化公司,浙江大学P.P.147~153.
- [2] 陈文华、王铁儒《土工织物加筋垫层油罐软基分析研究》、《土工织物加筋垫层和排水固结联合处理油罐软基的设计与研究》(研究报告)金陵石化公司,浙江大学,PP132~141.

## 1991年全国灌浆技术讨论会

由中国科学院数理化局主持,中国科学院广州化学研究所主办的1991年全国灌浆技术学术讨论会于1991年12月17日至20日在广州召开。

国家计委、国家科委、国家自然科学基金委员会、广东省、广州市、中科院广州分院等单位的领导出席了会议。全国政协副主席卢嘉锡为会议题了词。广东省副省长卢钟鹤教授到会作了重要讲话。

会议共收到论文92篇,中科院、能源、水利、冶金、黄金、建筑、煤炭、铁路、化工、部队等系统的124个单位的专家代表共180人参加了会议。国际土力学与基础工程学会常务理事、意大利土力学与基础工程学会主席、意大利比萨斜塔保护委员会主席米切尔·亚米尔柯夫斯基应邀到会作了关于比萨斜塔演变过程及保护整治措施的精采演讲。与会代表从灌浆机理、材料、工艺等多方面进行了高水平的学术交流,与会代表高度评价本次学术讨论会洋溢着严谨科学精神和浓厚的学术气氛,认为这是灌浆技术学术交流的一次盛会,它将对我国灌浆技术的研究和发展产生深远的影响。

(熊厚金)

# 土工织物在大目涂堤基中的应用

## ——对土工织物处理软基若干问题的探讨

石湘森

(宁波市水利水电勘测设计室)

**【摘要】** 本文介绍了土工织物在大目涂海堤处理软土地基中的应用,已取得明显的效果。并对稳定分析中考虑土工织物的作用提出了一种改进方法。

### 前言

从1980年以来,大目涂工程反复进行了可行性研究、勘测和设计,做了大量工作。本工程长达5km海堤,采用近期迅猛发展的土工织物处理软基,取得了较好效果。而且使用土工织物规模之大,数量之多,可谓我市海堤工程之首,为研究这种新型材料的机理又增添了一项工程实例。

### 工程概要

1. 工程概况:大目涂工程位于象山县境内,距丹城10km。围涂面积1000ha,垦为对虾养殖基地,系世行贷款项目。涂面高程从西接老塘2m(黄海基面下同),以1:1200坡度向外海伸延。即直堤涂面从2m逐渐降至-1.0m高程;横堤涂面均在-1.0m左右。设计高潮位3.68m,低潮位-2.49m。全长5110m,由四个堤段组成。横堤从炮台山、小门山、大门山至北顾山,依次称I、II、III号堤,堤长分别为500m、656m和1184m,堤顶高程7.0m,堤高8m。直堤从北顾山至岳头咀,称IV号堤,长2715m,由于地形和地质的差异,又分A、B、C三堤段,相应长度为1020m,811m和939m。直堤顶高程6m,堤高由7m渐变至4m。海堤平面位置如图1。海堤断面以III号堤为例,如图2。海堤工程量约200万 $m^3$ ,1988年10月动工,目前(1991年3月上旬)施工情况正常,石坝顶高程接近5m,闭气土方各堤段进程不一,最高3.0m,最低1m,计划1991年3月份堵口,1992年底完成。

2. 地质条件、堤基软土属第四纪滨海相沉积,主要为淤泥质粘土和亚粘土两大层。显然对于海堤稳定起控制作用的是第一层,属于低强度,高压缩性土层,其主要物理、力学性指标见表1。本工程与秦山海堤比较,海堤高度相同,但地基天然强度只有秦山的三分之一,大目涂的固结强度相当于秦山的天然强度<sup>[1]</sup>如图3,而且软土层厚,总之,地质条件很差。

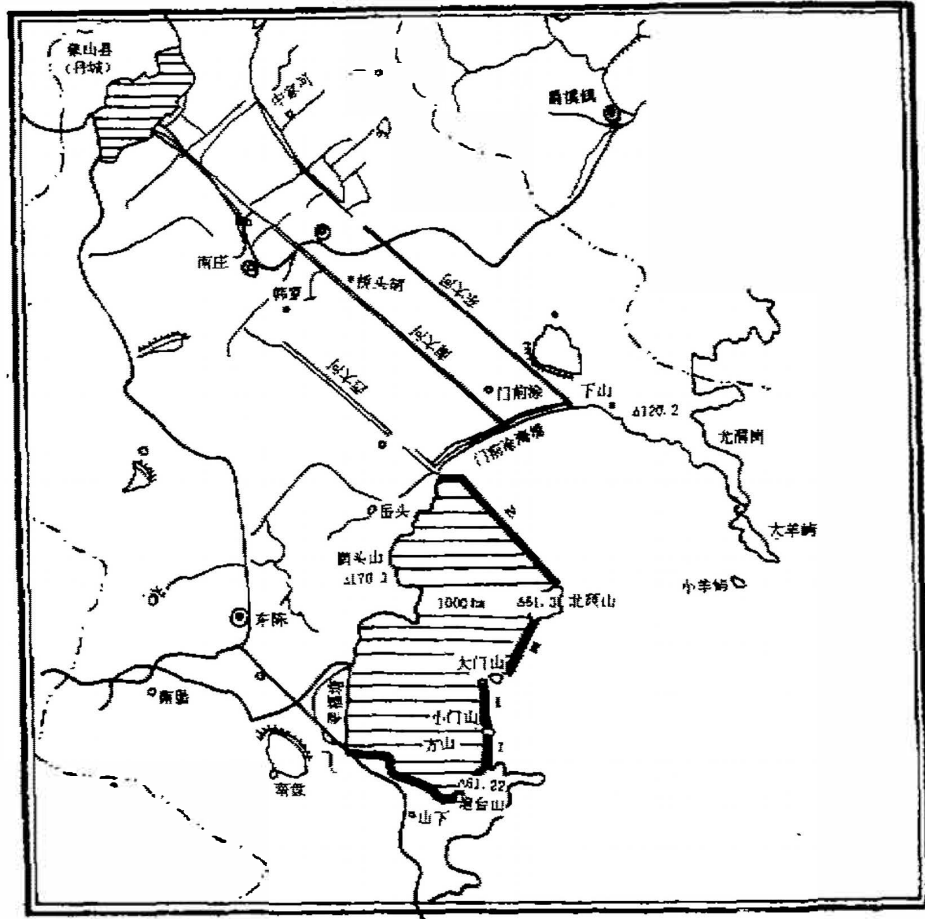


图1 大目涂工程位置图

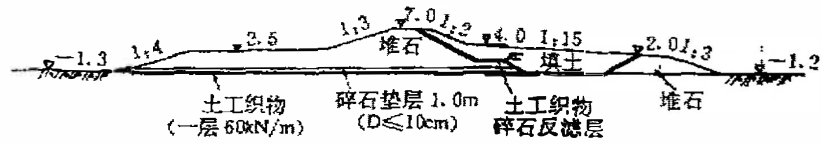


图2 III号海堤设计断面图

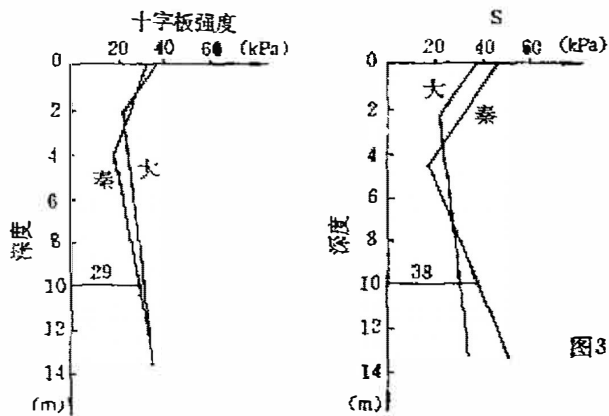


图3 大目涂固结强度与秦山天然强度比较图



大目涂海堤土层主要物理力学性指标

表1

堤段	名称	厚度 (m)	含水量 $\omega$ (%)	容重 $\gamma$ (kN/ $m^3$ )	液限 $\omega_L$ (%)	塑性指数 $I_p$ (%)	压缩系数 $a$ ( $MPa^{-1}$ )	固结系数 $C_v$ ( $cm^2/s$ )	直快剪		直固快		地表 硬壳 层厚 (m)	粉细砂夹层	
									$C_q$ kPa	$\phi_q$ ( $^\circ$ )	$C_{cs}$ kPa	$\phi_{cs}$ ( $^\circ$ )		离地表 深(m)	层厚 (m)
I	1.淤泥 质粘土	12	48.9	17.3	40.2	18.5	1.35	$1.67 \times 10^{-3}$	8.0	3.0	5.0	14.6	0 1.3	5.7	0.8
	2.亚粘 土	3.7	34.7	18.5	33.2	14.0	1.0	$3.3 \times 10^{-3}$	14.0	7.0	16.0	17.0			
II	1.淤泥 质粘土	15	45.0	17.8	36.6	15.4	1.22	$2.3 \times 10^{-3}$	5.0	5.0	6.0	15.4	1.4	6.0	1.2
	2.亚粘 土	11	34.7	18.5	35.2	14.0	1.0	$3.3 \times 10^{-3}$	14.0	7.0	16.0	17.0			
III	1.淤泥 质粘土	16	47.6	17.5	40.0	17.4	1.31	$1.85 \times 10^{-3}$	7.0	4.0	4.0	14.3	0.8 1.0	/	/
	2.亚粘 土	12	32.1	19.0	28.4	7.8	0.85	$4.78 \times 10^{-3}$	14.0	19.0	14.0	21.0			
IV (A)	1.淤泥 质粘土	14.7	52.1	17.2	41.4	19.2	1.45	$1.31 \times 10^{-3}$	8.0	3.8	5.0	12.4	0	/	/
	2.亚粘 土	9.3	31.4	19.0	20.7	7.6	0.88	$5.6 \times 10^{-3}$	6.0	21.0	16.0	22.0			

## 地基处理方案及效果

1. 地基处理方案：本工程地基特征是软土厚、强度低、平均抗剪强度10kPa，设计堤高约为极限高度的三倍，而且工期紧迫。因此，地基处理是必然的。鉴于本工程系世行贷款项目，要求技术可靠。根据地质条件，附近又蕴藏着丰富沙源、及尽量采用新技术、新工艺等情况。经技术经济比较：I号和II号堤，因在涂面以下6m左右埋有0.8~1.2m厚的夹砂层、采用垫层和土工织物方案；IVC和IVB堤段，因堤身较低，涂面有较厚的硬壳层，分别采用碎石垫层和垫层加土工织物方案；III号堤和IVA堤段，由于地质条件差、软土深厚、渗水差、固结慢。利用海相沉积呈水平成层，土层水平向渗透性比垂直向渗透快2~5倍的特性，为了加速固结，缩短排水途径，采用垂直排水与水平渗径相连，形成高效率的排水系统。因此该两堤段采用袋装砂井结合垫层加土工织物方案。并经世行评估同意后，进行了初设工作。但后来情况起了变化：第一、象山县府决定：附近海湾开辟旅游场地、砂场不准开采用作建材；第二、海上打袋装砂井需要专用船只设备、资金、材料和时间都跟不上；第三、缺乏海上袋装砂井的施工经验，对其造孔定位及施工质量等问题均有疑虑。经技术会议研究，又将III、IVA堤段改为土工织物结合碎石垫层的方案。碎石垫层厚1m，碎石粒径小于10cm。土工织物采用杭州新丰塑料厂出品，数量达20余万 $m^2$ ，其有关物理、力学性能及规格和各堤段采用的规格见表2和表3。

2. 土工织物结合碎石垫层实际效果，(1)从十字板试验结果看：1990年11月由

杭州新丰塑料厂生产的聚丙烯编织物性能和规格表

表2

品种规格	经纬密度 (根/10cm)	幅度 (m)	重量 (g/m <sup>2</sup> )	经向抗拉强 度(kN/m)	经向延伸 率(%)	渗透系数 (cm/s)	孔径O <sub>90</sub> (mm)
1. PBT-40	56×48	6.0	225	40	27.0	1~3×10 <sup>-2</sup>	0.199
2. PBT-60	56×48加强	6.0	341	60	34.0	2×10 <sup>-2</sup>	0.185

各堤段土工织物采用品种和布置长度

表3

堤段	I	II	III	IV <sub>A</sub>	IV <sub>B</sub>
径向长度(m)	56	57	61	45	31
土工编织物品种	PBT-40	PBT-40	PBT-60	PBT-60	PBT-40

省水科所土工室进行现场十字板试验,成果见图4~图7,其中图4在无土工织物堤段试验,其

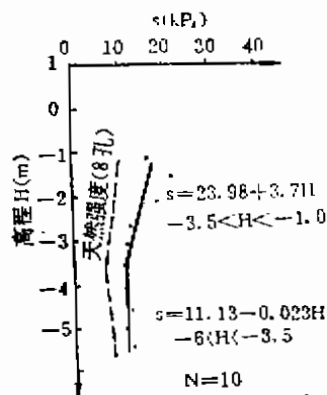


图4 I号堤强度比较图  
(无土工织物)

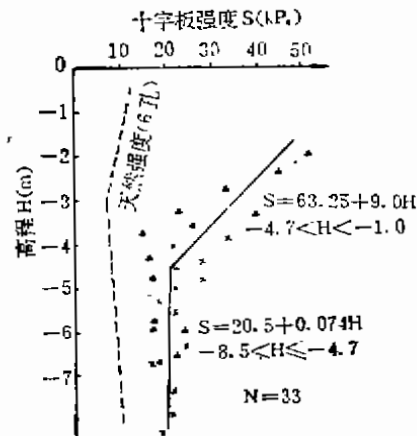


图5 III号堤强度比较图  
(有土工织物)

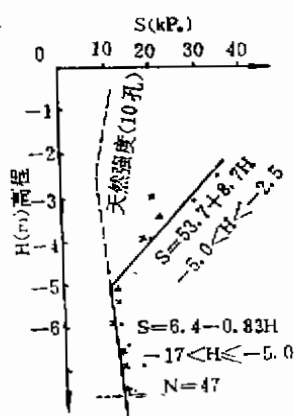


图6 III号堤强度比较图  
(有土工织物)

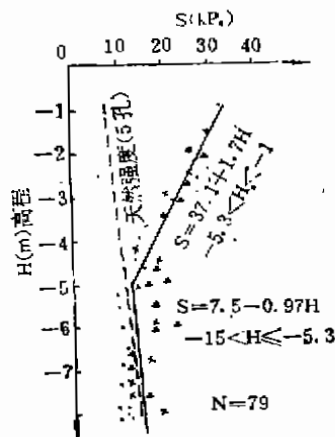


图7 IV<sub>A</sub>堤强度比较图  
(有土工织物)

余均在铺有土工织物的堤段试验。固结强度比天然强度的增长率见表4。由此得出：

大目涂堤基固结强度比天然强度的增长率

表4

图号	图 4	图 5	图 6	图 7
地基高度H(m)				
-4.7<H<-10	1.67	4.10	2.47	2.50
-8.5<H<-9.7	1.44	2.20	/	/

a)、土工织物结合碎石垫层的地基固结深度均在5m左右,与胡陈港的砂垫层的作用类似<sup>[2]</sup>,如图8仍属浅层处理; b)、I、II号堤在-6m左右有粉砂层,从十字板强度曲线状态表明是双向排水; c)、III、IV A堤段十字板强度曲线形态为单向排水,表明地质条件比I、II号堤差; d)、图4因在软土上直接抛填碎石,使土石混杂,降低垫层的渗透性和排水固结作用,图5比图4的平均强度大1.5~2.5倍,说明土工织物的效果显著;碎石垫层的规格必须按设计要求加以控制,不然会影响排水效果; I号堤比II号堤施工早一年多,实践表明垫层的排水性能好、比固结时间长更为重要。

(2) 从施工现状看: I号堤在桩号0+000~0+200没按设计铺土工织物,当石坝填高到4.5m时,观测其沉陷量达25%,两侧堤趾隆起20~30cm,堤头隆起80cm,影响范围5.0m左右,并在堤顶出现横向裂缝;而在铺有土工织物堤段,同样情况下,沉陷量为18%,堤脚、堤头均未产生挤淤、隆起现象,也未出现开裂、显示土工织物的明显效用。

### 3. 土工织物结合碎石垫层施工的经验教训:

(1) 遵循软基筑堤的规律进行施工,软土地基强度随着荷载增加而逐渐变化,而且要使地基强度的增长与剪应力的增长相适应,这是在软土地基上筑堤必须遵循的规律。施工图设计、对加荷速率、施工程序及操作流程均作了明确规定,要求土工织物和碎石垫层的施工,分段分层,一气呵成。土工织物必须垂直于堤轴线整条铺设,严禁在径向搭接,每幅横向搭接宽度为0.5m。铺好一段土工织物用竹签固定,碎石垫层紧跟上,以防潮水冲走。填石先做反压平台,后加高堤身,分期填筑、均衡上升。闭气土方要紧跟,特别注意二期填石必须在第一期土方完成后方可进行,以确保海堤稳定,大部分堤段都照上述要求进行,施工顺利,情况正常。

III号堤的纵向开裂,在桩号0+990~1+020堤段、当时堤顶高程3.5m,1990年4月24日发现堤顶有纵向裂缝3条,缝长20m,缝宽5~8cm,裂缝走向与堤轴线成30°角,向内坡倾斜并下沉50cm,有明显向内滑动的趋势。分析原因,主要加荷速率过快,在2月23日至4月24日二个月内填高3.5m,同时向内侧拓宽4~6m,增加了滑动力矩,这是没有遵守设计要求,盲目进行施工的必然结果。后来采取立即停荷,并在内坡抛填土方和小石坝反压等措施,终使恢复正常。

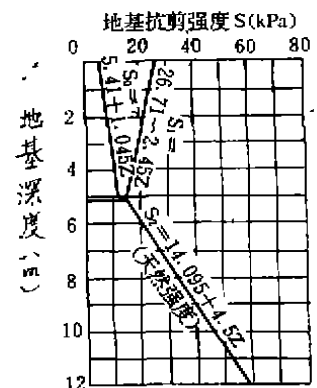


图8 胡陈港—9m高程断面砂垫层的地基强度增长

(2) III号堤龙口段的严重冲刷、龙口段留在桩号0+250~0+650宽400m作为汛期度汛之用。其中0+250~0+400为水獭礁、高程开凿至1.0m, 0+400~0+650地基为软土,设计要求宽度在600m以上,先将土工织物和垫层做好护底,才许可缩狭口门,但是由于施工缺乏经验在0+400~0+650软基段抛石只到-0.3m高程,薄而不匀、又没及时整平、存在16个坑洼,由于潮汐涨落,随将坑洼连成5~6条水沟;断面没有做足、外海小石坝也没有抛填,而在两侧:0+000~0+230堤段已填到2m高程;0+650~1+180堤段已填到,4m高程以上。此外,大门山排水闸、净宽24m,闸底高程-1.5m,因未通水,不能发挥分流调节作用,大潮时2000余万 $m^3$ 潮水吞吐量,使口门水流流态恶化。更甚者,不是及时填平水沟,而又在口门从-0.3m填筑一条子埝至0.3m高程。使口门局部地段越缩越狭、流态更加恶化,最后子埝口门只剩8m宽时,因大潮来临,措手不及、越冲越大、最后冲宽到50~70m,冲深外海侧高程到-5.5m,内侧到-3.5m,平均冲深4m比原涂面深3m,最大流速达8m/s左右,冲走土石方2万余 $m^3$ 。后来根据先疏后堵,先平堵、后立堵,大潮巩固和小潮突击、口门形成宽而浅,以及迅速将水獭礁段开凿低到-0.7m高程等措施。经过几个小潮汛突击抢修,终于把口门恢复起来。这次教训十分深刻,利用土工织物,在其上面要有一定厚度的保护层,而且要保质保量,均匀平整,还要遵照龙口的施工原则,严格按设计要求进行,才能避免损失。

## 对土工织物处理软基若干问题的探讨

1. 土工织物对软基海堤的作用和机理。土工织物是一种新型的建筑材料,由于它具有突出的高抗拉强度,高抗腐蚀性及良好的整体性和水理性等工程性能,其应用面几乎涉及土木工程的各个领域。没有一种材料能象它那样可以解决如此众多的工程问题,但目前最突出的问题是理论落后于实践,土工织物用作地基加固其作用机理尚未弄清,推广应用缺乏理论分析和可靠的设计方法,从而不能充分发挥它应有的作用。虽然在荷载作用下土工织物置于土中的相互作用机理错综复杂,各种材料产品的性能千差万别,但大量的工程实践已显示出显著的经济效益和强大的生命力。许多学者在理论结合实践上做了大量工作,认为在堤基上铺设土工织物主要起着加筋、隔离和排水等多重作用。虽其机理有待于继续研究,但也得到一些规律,(1)由<sup>[3]</sup>对于土工织物与上部填土的共同作用,能约束横向变形,降低横向压力,从而提高地基的稳定性。在垫层中土工织物和拉伸模量是单独一块土工织物的2~3倍,拉伸模量越大,则抗拉强度越高,对地基处理的效果也就越好。(2)土与土工织物界面特性十分重要,土工织物的摩擦力和拉力是同时发生的,仅在不同部位所起的主导作用不同而已,土工织物在滑弧面上是抗拉强度起控制作用,而在滑弧面的两侧是摩擦力起控制作用。摩擦力的发挥须有足够的相对位移,当相对位移大于3.0mm时,摩擦力即可充分发挥,最大摩擦力与垂直压力成线性关系,而且在同一压力下,最大摩擦力与固结度亦成线性关系。此外,用同样的土工织物在碎石——土工织物——中砂或碎石——土工织物——淤泥质土的条件下,试验结果,前者的拉力比后者拉力大。上述试验证明,土工织物置于砂中比直接置于软土中的效果好。

总之,目前认为土工织物加筋垫层的作用机理<sup>[4]</sup>主要是约束地基的侧向变形,改变地

基的位移场和应力场, 扩散和均化地基应力, 提高下卧软土层的抵抗极限破坏能力, 及调整或减少不均匀沉降。

## 2. 土工织物对堤坝稳定作用及其计算方法

先举两个工程实例, 实例1: 美国科罗拉多州试验堤, 堤长100m, 高5m, 在土工织物加筋垫层上填筑, 尽管填高到6m, 仍然稳定。用毕肖普法进行滑弧分析, 得出最危险滑弧的安全系数为0.67。实例2<sup>[5]</sup>铁道部四院在三茂线基塘段进行高路堤试验, 地基软土层厚9m, 孔隙比3.15~5.14, 强度很低,  $\phi_u = 0 \sim 4^\circ 35'$ ,  $C_u = 5 \sim 14 \text{ kPa}$ 。原设计地基处理采用砂井( $d_w = 30 \text{ cm}$ ,  $D_e = 200 \text{ cm}$ )结合两侧反压平台(宽15m、高4m), 堤高9.2m, 按 $Ch = 1.2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{Sec}$ 计算固结度达到78%, 需时6个月, 才能满足路基稳定系数1.2, 为了缩短工期, 后来改用砂井砂垫层加二层土工织物的方案(每层抗拉强度50kN/m)。同时取消两侧反压平台, 设计断面如图9。这样竟然在43天(时间缩短3倍)内就填高9.2m, 地基稳定, 真是奇迹。这在无土工织物条件下断难办到。以荷兰和瑞典法验算, 分别得出稳定安全系数为0.799和0.792。上述两例都说明理论上不稳定, 但实际上稳定。可见用现成的计算方法, 难以评价土工织物处理软基堤坝的稳定性。

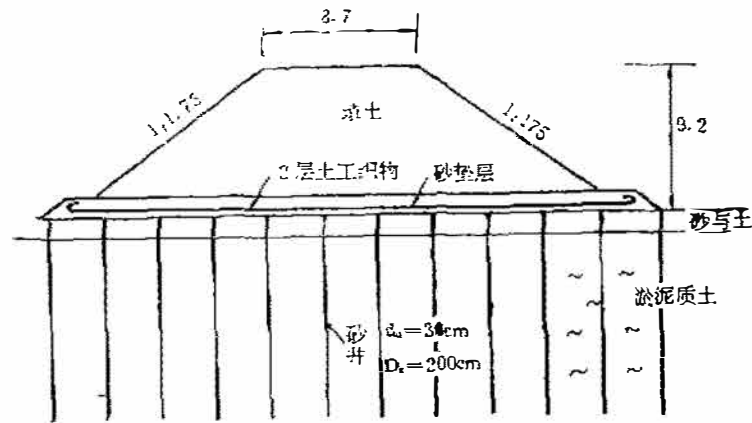


图9 基塘软基路堤设计断面图

笔者根据实例2资料进行反算:(1)先用原设计断面(砂井结合反压平台的方案), 加荷180天, 算得地基强度:  $S_1 = 39.97 + 1.78Z$ ,  $S_2 = 31.31 + 1.78Z$ ,  $S_3 = 18.12 + 1.78Z$ , (天然地基强度 $S_0 = 5.28 + 2.23Z \text{ kPa}$ ), 求得安全系数  $K = 1.199$  (与原设计的 $K = 1.2$ 吻合)。(2)后用断面图9, 加荷43天, 地基强度:  $S_1 = 25.71 + 2.23Z$ ,  $S_2 = 17.8 + 2.23Z$ ,  $S_3 = 7.62 + 2.23Z \text{ kPa}$ , 式中 $Z$ ——地基深度 $m$ 。天然地基强度 $S_0$ 同上, 求得 $K = 0.828$ 。(3)将第二种计算情况加以分解。

$$\text{即: } K = \frac{M_{\text{抗}} + M_{\text{织物}}}{M_{\text{滑}}} = \frac{R \cdot (F_{\text{抗}} + F_{\text{织物}})}{R \cdot F_{\text{滑}}} = \frac{F_{\text{抗}} + F_{\text{织物}}}{F_{\text{滑}}}$$

式中:  $R$ —滑弧半径;  $F$ —分别代表各种力。若要稳定, 令 $K = 1$ , 调整土工织物的抗拉强度, 从电算中得出:

$$K = \frac{823.4 + 280}{1089} = 1.013$$

$F_{\text{织物}} = n \cdot t = 280 \text{ kN/m}$ , 相当于2层,  $t = 140 \text{ kN/m}$ 的土工织物(目前这样高抗拉强度的土工织物尚无生产);或者相当于6层,  $t = 50 \text{ kN/m}$ 的土工织物(实际只有2层)由<sup>[6]</sup>指出:土工织物的设计强度取其极限强度的20%;在基塘试验路堤中实测土工织物的最大拉应力仅发挥了抗拉强度的35%。从应变而言,2层50kN/m的抗拉强度的土工织物只利用35kN/m( $2 \times 17.5 \text{ kN/m}$ )。而实际上发挥了280kN/m的作用,两者相差8倍。这矛盾现象的影响因素非常复杂,一时难以说清。为了使用常规的滑弧分析法,来评价其稳定性,暂且引用综合效应系数 $\xi$ , 权作综合考虑土工织物的多重因素,即 $F_{\text{织物}} = n \cdot t \cdot \xi$ 式中: $n$ ——土工织物层数; $t$ ——土工织物抗拉强度; $\xi$ ——土工织物综合效应系数。如本例的 $\xi = 8.0$ ,  $F_{\text{织物}} = n \cdot t \cdot \xi = 2 \times 17.5 \times 8.0 = 280 \text{ kN/m}$ ,这只是初步设想,有待于工程实践中验证和修正。

### 3. 土工织物与地基沉降的关系:

目前对土工织物能否减少沉降量尚有不同观点,B. Maius等人<sup>[7]</sup>根据有限单元法分析结果认为:路堤地表面的加筋,不仅提高地基承载能力,而且约束了地基的侧向位移,有利于减少沉降量。室内模试和离心机模试都表明和有限单元法的分析都得出类似的结论。利用土工织物加固地基,只要布置得当,大小合适,而土工织物的强度能满足工程要求,可以显著地提高地基承载力,减少地基的沉降量及控制不均匀沉降。但J. R. Bell等人在极软弱土地基上筑堤的工程实践结果指出:土工织物的作用主要是防止地基的极限破坏,而对于沉降的影响不显著。浙江秦山和大目涂海堤也有相同情况。笔者认为要看土工织物是否布置得当,大小合适,特别是其布置能否提高垫层的刚度,如采用杭州印染厂气柜的垫层结构<sup>[8]</sup>: $\phi 250 \text{ mm}$ 袋装碎石(或砂)垫层,分四层交错设置总厚度不小于1m,其刚度很大,对提高承载力和减少沉降量十分显著(减少沉降量达46%)。象秦山和大目涂海堤只铺薄薄一层土工织物,增加刚度很小,两者作用迥然不同,关键还在于土工织物垫层如何铺设。加筋垫层的厚度,宽度及其结构是设计垫层的主要问题,它直接影响地基处理的效果。垫层的厚度主要取决于它的挠曲刚度和约束作用,厚度越大,刚度越大,结构合理,则扩散应力和调整沉降的功能越好,地基稳定性也就越佳。垫层也要一定宽度,才能充分发挥加筋垫层的功能。

### 4. 有关土工织物加筋垫层的一些试验

从土工织物对土体的加固功能考虑,需要了解土工织物的张力特性,应变特性与土相互作用的摩擦特性及蠕变特性等,才能逐步弄清其作用机理。以往在海堤稳定分析时没有考虑土工织物与土界面的影响因素,只考虑土工织物本身的拉力,则在计算中得到增加稳定的安全系数微不足道(约增加3%~5%)这与实践效果相差很大,(若采用综合效应系数考虑土工织物的多重作用因素,则可提高安全系数25%以上)。下面例举土工织物加筋垫层的一些试验数据:

(1)<sup>[8]</sup>对于一般淤质粘土与土工织物加筋垫层的扩散角, $B = 40^\circ \sim 50^\circ$ ,它与加筋垫层地基土的压缩性和垫层的挠曲刚度有关。

(2)<sup>[8]</sup>同一种土工织物与砂土的摩擦试验土工织物的抗拉强度为40kPa,伸长率为40%,弹模 $3.9 \times 10^5 \text{ kPa}$ 与砂土的摩擦角 $\phi = 31.3^\circ$ ,摩擦系数 $f = 0.608$ ,与粘土的摩擦角 $\phi = 22.35^\circ$ , $f = 0.411$ ;与福建标准砂 $\phi = 35^\circ$ 摩擦系数 $f = 0.700$ 。

(3) 不同型号的土工织物与砂或碎石的摩擦试验: 杭州产3号土工织物与中砂的  $\phi = 30^{\circ}52'$ ;  $f = 0.598$ ; 青岛产7号土工织物与中砂的  $\phi = 29^{\circ}23'$ ;  $f = 0.563$ ; 青岛产7号土工织物与碎石的摩擦角  $\phi = 33^{\circ}$ ;  $f = 0.649$ ; 杭州产3号土工织物与碎石摩擦角  $\phi = 30^{\circ}$ ;  $f = 0.577$ ; 常州产10号土工织物与碎石摩擦角  $\phi = 25^{\circ}$ ;  $f = 0.466$ 。

由此可见: a)、同种土工织物与砂或碎石的  $\phi$  角基本相近, 但与粘土的  $\phi$  角就小得多; b)、土工织物的不同型号与碎石的  $\phi$  角也相差很多, 关键在于土工织物本身的强度和其表面的糙率有关。

此外, 土工织物的相互作用, 主要以剪切和拉拔两种破坏形成。影响其作用的因素诸多, 相互作用极为复杂, 一般认为用试验得到土与土工织物界面的拉拔破坏强度指标并不困难, 但要精确地获得拉拔条件下土与土工织物界面的应力应变关系和土工织物在土中的应力应变关系都很困难。近期浙江工学院和浙江大学共同研制成一台等应变控制的多功能土与土工织物界面摩擦特性试验装置。利用该装置可测定复合土体内土工织物的变位、研究界面上真实摩擦特性和界面效应规律, 还可测得沿试样长度的拉拔阻力分布, 土工织物的应力、应变分布, 以及土工织物弹性模量的变化规律。这种新的测试方法, 可以较好地模拟工程实际中土工织物的工况, 为加筋垫层相互作用机理的研究和工程设计提供资料有着重要意义和实用价值。

### 参考文献

- [1] 郑祖植、徐雄审、土工织物在秦山核电厂海堤工程中的应用, 岩土工程学报第8卷第5期1986年。
- [2] 石湘森、苏德源、宁波地区土石坝软粘土地基处理, 水利学报第11期1983年。
- [3] 吴林权、土工织物共同作用分析研究, 东南大学硕士研究生学位论文, 1990年。
- [4] 王铁儒、杨华民、土工织物加筋垫层和排水固结联合处理油罐软基的设计及研究, 金陵石化公司, 浙江大学土木系1990年。
- [5] 乔正寿、土工织物与砂井综合处理软土地基——基塘软土地基的高路堤试验总结。铁道部第四勘测设计院1986年。
- [6] 俞仲泉、顾家龙、深圳赤湾港西防坡堤堤基处理及其稳定分析。河海大学1986年。
- [7] 王铁儒等, 土工织物在一气柜软基上的应用, 浙江大学土木系。浙江石化设计院1986年。
- [8] 吴炎曦等, 土—土工织物相互作用的特征研究。浙江工学院1990年。

### 书 讯

## 《土石坝加固》一书出版

由白永年、吴士宁和王洪恩等编著的《土石坝加固》一书已由水利电力出版社出版(1992年3月第一版, 定价30.50元)。该书系统地介绍了近年来具有国内先进水平的病险土石坝工程加固治理技术的研究成果及应用实例。是理论与实践结合的精湛著述, 对我国水库、堤防等工程防洪安全建设, 具有重要的实用价值和学术价值。

全书分十章, 主要内容包括: 土石坝的病态和失事; 土石坝、堤防工程隐患探测; 土石坝砂壳抗震加固技术; 土坝坝体劈裂灌浆加固技术; 堤坝地基劈裂灌浆; 高压喷射灌浆防渗技术; 基岩及岩溶灌浆; 浆液; 其他防渗加固技术; 排水反滤及坝内建筑物病害处理。

# 土工织物在土中沿不同角度的拉拔试验 及加筋土的稳定分析

李广信 魏弋峰

(清华大学水电系)

**〔摘要〕** 本文介绍了可进行织物在土中沿不同角度拉拔试验的装置,通过这类试验,研究了有足够锚固长度时土的正压力和拉拔角度对织物拉力变形关系、断裂强度及断裂时拉出位移量的影响规律,以及拉拔过程中织物的变形规律,给出了反映这些规律的数学表达式。

利用所得的数学表达式,可对织物加筋挡土墙或陡坡的滑裂面形式、位置以及稳定安全系数进行预测计算。用室内一个织物加筋挡土墙模型试验进行了验证。结果表明:所建议的方法能合理地预测极限荷载,建议的方法能合理地反映土工织物与土的联合作用,一定程度上反映了结构物的变形情况。计算与模型试验结果均表明,传统的极限平衡法偏于保守。

## 前言

目前在加筋挡土墙、陡坡、土堤和地基的稳定分析中,主要使用极限平衡法。这类方法通常是在一些经典的极限平衡计算方法中,将加筋材料的作用等效于一个外加拉力,然后考虑滑动土体的极限平衡。

在加筋挡土墙的设计中,筋材要满足断裂安全和拔出安全。为此要确定多层加筋结构中织物的最大拉力。在库仑理论中,设均匀布置的筋材拉力线性分布,则最大拉力为:

$$T_{max} = \frac{n}{n+1} K_a \gamma H \Delta H \quad (1)$$

其中,  $n$  为层数,  $H$  为墙高,  $\Delta H$  为层距,  $\gamma$  为土容重,  $K_a$  为主动土压力系数。在朗肯土压力理论中,填土面为水平,墙背垂直,最大拉力为:

$$T_{max} = \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \gamma H \Delta H \quad (2)$$

此外,还有假设滑裂面为双楔体、对数螺旋线等不同计算方法。

考虑到织物与土的联合作用以及结构物变形过程中筋材形状与方向改变, Grouc 等人提出了位移法<sup>[1]</sup>。它仍以极限平衡法为基础,但考虑了筋材的变形及土与筋材间相互作用。这无疑是很大的进步。但计算较复杂,且土的抗力系数是很难确定的物理量。

在用极限平衡法计算时,筋材——土工织物的拉力大小一般从无约束条件下的拉伸试验确定,即拉伸强度除以一定安全系数;拉力的方向一般为织物的初始布置方向。这两个



假设都有明显的缺陷。它完全忽略了土的约束对织物拉伸强度的影响,忽略了结构物变形时织物的形状改变。因而若通过在土中沿不同角度拉拔织物的试验,确定在不同变形阶段织物在土中形状变化以及最后抗拉强度在不同土压力及不同拉拔角度下的变化,从而对结构进行稳定分析,则应当更加合理。

在图1所示的织物加筋挡土墙中,假设它沿一滑裂面破坏。设第*i*层织物初始方向与滑裂面间夹角为 $(90^\circ - \beta_i)$ ,织物的变形相对于滑裂面对称,则织物对滑动体ABO的拉力 $T_i$ ,其大小与方向可通过织物在土中沿不同角度(与垂直方向成 $\beta_i$ )的拉拔试验确定。这就是本文的指导思想。

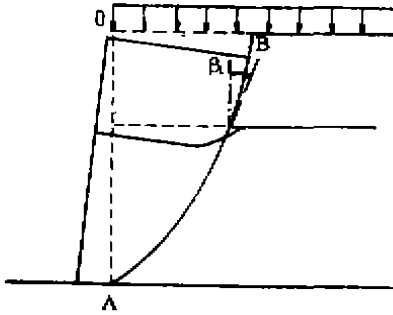


图1 筋材在土中的变形

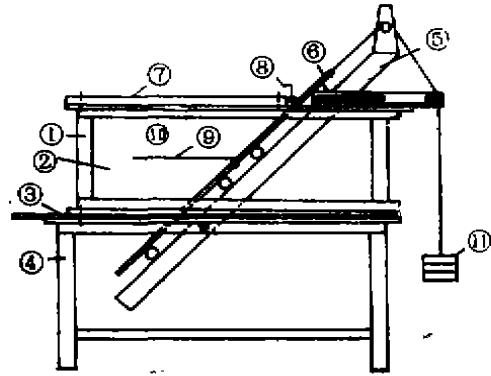


图2 不同角度拉拔试验装置

## 试验装置与试验材料

不同角度拉拔试验的装置如图2所示,槽内侧尺寸为长94cm、宽18.7cm、高30cm。两侧为20mm厚的有机玻璃板②,底板为钢板③,可活动;可调角度的导滑架用槽钢制成⑤;在导滑架上放置滑板⑥,滑板用两个滑移小平车搭接而成,通过导向滑轮用法码加载;在上部为气囊加压盖板⑦,可通过气囊在砂土表面施加压力。这个装置很容易改装成水平拉拔仪。如图3表示,若将织物粘贴在滑板上,同时将滑板水平放置,它也可进行较大尺寸的直剪试验。在水平拉拔试验中,在织物拉伸端采用一很薄的钢性拉拔板并伸入砂土内,以保证织物在土中变形而不被拉出砂土外。

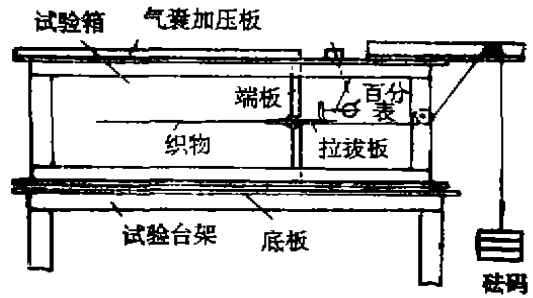


图3 水平拉拔试验装置

试验所用砂土为干的承德中密砂,平均粒径为 $d_{50} = 1.8\text{mm}$ ,相对密度为64%。此砂级配均匀,有棱角,内摩擦角 $\phi = 33^\circ$ 。

试验所用土工织物为针刺无纺布,单位质量为 $45\text{g/m}^2$ ,材料为聚酯PET,由沈阳非织造布有限公司提供。

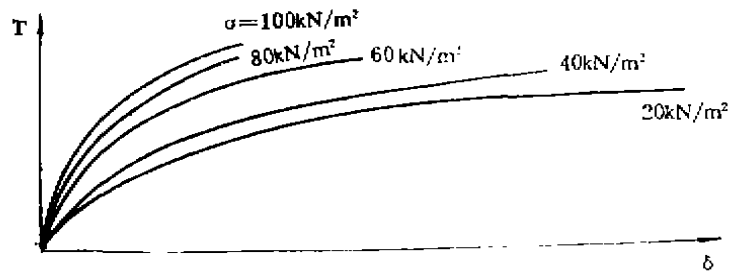


图4 不同压力下的水平拉拔曲线

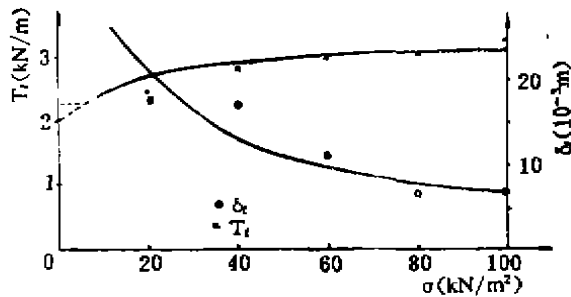


图5 断裂强度与断裂变形所受压力的关系

### 织物在土中的水平拉拔试验

将裁好的宽15cm长50cm的织物粘接在拉拔板上。将干砂用撒砂器均匀撒入试验槽中，分层控制密度，整平。将织物平铺在砂面上，再撒砂直到与槽顶部齐平。固定上盖，通过气囊施加预定压力。稳定半小时后，对织物施加水平拉拔力，每级加法码 50N，每两分钟加一级荷载，用百分表记录端点位移量。直至织物破坏为止。（均为拉断而不是拔出）。

在垂直压力为20, 40, 60, 80及100kN/m<sup>2</sup>的情况下，分别进行了上述试验。

图4与图5表示了试验结果。从其中可得到如下一些结论：

1. 与无约束下的宽条拉伸试验相比，断裂强度有明显提高，一般提高20%~40%。
2. 织物的强度与变形均与所受的土的压力值σ有关。σ值越大，单宽断裂强度T<sub>r</sub>越高，断裂时的变形δ<sub>r</sub>越小。
3. 单宽拉力T与织物端点拉拔位移δ间可近似用双曲线模拟：

$$T = \frac{\delta}{a + b\delta} \tag{3}$$

其中1/b反映了曲线的水平渐进线，1/a反映了曲线的初始斜率。试验结果表明b对于同一种材料可近似当做一个常数，而a与所加正应力σ有关：

$$a = a_0(\sigma/Pa)^n \tag{4}$$

4. 织物断裂时的极限位移 $\delta_f$ ,也与 $\sigma$ 有关,可近似表示为:

$$\delta_f = \delta_0 (\sigma / Pa)^n \quad (5)$$

因而织物的断裂强度 $T_f$ 为:

$$T_f = \frac{\delta_f}{a + b\delta_f} \quad (6)$$

对于上述试验用的土工织物,各种试验常数可见表1。

水平拉拔试验常数

表1

$a_0$ (m <sup>2</sup> /kN)	$n$	$\delta_0$ (m)	$m$	$b$ (m/kN)
$0.64 \times 10^{-3}$	-1.0	$6.8 \times 10^{-3}$	-0.7	0.23

### 织物在土中沿不同角度的拉拔试验

制样的方法与水平拉拔时相似。在撒砂前调节并固定好导滑架,使其处于某一给定的角度(见图3)。把夹固好织物的滑移板放置在导滑架上并临时固定,撒砂并使织物平铺在砂中间。施加垂直压力半小时后用砝码给滑移板施加拉力 $P$ 。每级加50N,间隔两分钟,用百分表量测滑移板的位移,并量测织物的变形情况及端部织物的切线方向与滑移板间的夹角。

在垂直压力为20, 40, 60, 80和100kN/m<sup>2</sup>的情况下,分别进行了拉拔方向与垂直方向夹角 $\beta$ 为15°, 30°, 45°和60°的试验。图6、图7表示了其中两套试验的板的拉力 $P$ 与拉拔端位移 $\delta$ 间的关系曲线。图8表示了织物在拉拔过程中的变形。图9表示了织物的变形曲线半径 $r$ 与土压力 $\sigma$ 及拉拔角度 $\beta$ 间关系。

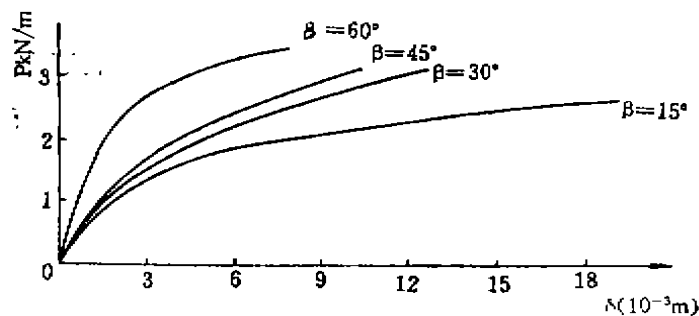


图6  $\sigma = 40 \text{ kN/m}^2$ 时沿不同角度的拉拔曲线

从以上试验的结果可以得出如下几点结论:

1. 与水平拉拔时相同,土压力值 $\sigma$ 越大,相应于织物断裂时的板的最大拉拔力 $P_f$ 越大,断裂时端位移 $\delta_f$ 越小。
2.  $P_f$ 与 $\delta_f$ 不但与作用的土压力 $\sigma$ 有关,而且与拉拔的角度有关。有同样 $\sigma$ 条件下,

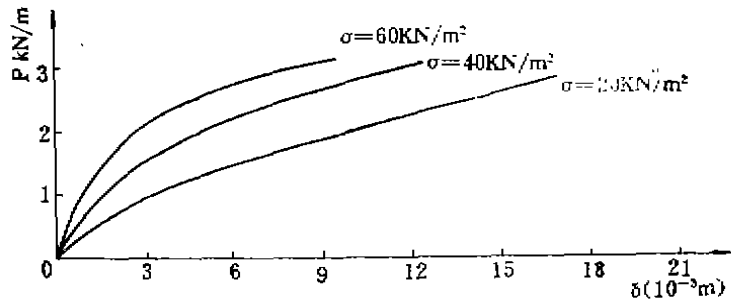


图7  $\beta = 30^\circ$ 时不同压力下的拉拔曲线

拉拔角度越平缓 ( $\beta$  越大),  $P_f$  越大,  $\sigma_f$  越小。

3. 织物在拉拔过程中发生形状变化。变形后的织物, 可看作一段圆弧, 圆弧半径  $r$  大小不随位移  $\sigma$  增加而变化, 当位移很大时。织物端点与滑板方向相切, 即图 8 中  $\alpha = 0$ 。在拉拔过程中,  $\alpha$  的变化可用下式表示:

$$\begin{cases} \alpha = \arcsin(1 - \delta \cos \beta / r) - \beta \\ \alpha = 0 \quad \delta > r(1 - \sin \beta) \cos \beta \end{cases} \quad (7)$$

织物变形后圆弧的半径  $r$  与受正应力  $\sigma$  及拉拔角度  $\beta$  有关。从图 9 可见, 在同样拉拔方向时, 正应力越大变形圆弧半径越小; 在同样正应力  $\sigma$  时, 拉拔角度越平缓 ( $\beta$  越大) 变形半径也越大。可用下述经验公式来描述:

$$r = K_1 \frac{\pi/2 + \beta}{\pi/2 - \beta} \left( \frac{\sigma}{p_0} \right) K_2 \quad (8)$$

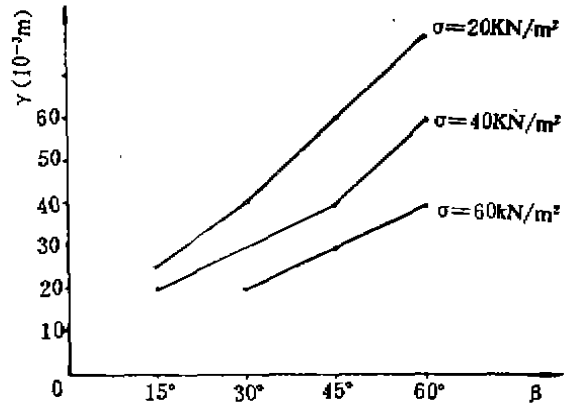


图9 不同条件下织物变形曲线的半径

与在水平拉拔时相似, 板的拉拔力与位移间的关系也可用一双曲线来近似:

$$P = \frac{\delta}{a' + b'\delta} \quad (9)$$

正如试验结果所显示的, 参数  $a'$  与织物所受正应力  $\sigma$  及拉拔角度都有关系, 可取如下经验公式:

$$a' = c_1(1 - c_2 \sin \beta)(1 - c_3 \sin \beta)(\sigma/Pa) - c_3 \quad (10)$$

$b'$  为与  $\sigma$  和  $\beta$  均无关系的只与材料有关的常数。

4. 织物断裂时的极限位移  $\delta_f$  也与所受压力  $\sigma$  和拉拔角度  $\beta$  有关, 可用如下经验公式

表示:

$$\delta_f = c_4(1 - c_3 \sin \beta)(\sigma/Pa)c_6 \quad (11)$$

相应的破坏拉力 $P_f$ 为:

$$P_f = \frac{\delta_f}{a' + b' \delta_f} \quad (12)$$

以上所有的试验常数见表2。

不同角度拉拔的试验常数

表2

$b'$ m/kN	$c_1$ m <sup>2</sup> /kN	$c_2$	$c_3$	$c_4$ m	$c_5$	$c_6$	K1 m	K2
0.23	$1.2 \times 10^{-3}$	0.66	0.58	$8.9 \times 10^{-3}$	1.0	-0.7	$6.6 \times 10^{-8}$	-0.7

值得指出的是, 试验中的拉拔力需要率定。率定方法是在同样条件下作一套无织物的滑移板移动试验。从有织物试验中拉力扣除无织物的拉力就认为是织物拉力在滑移板方向的分力。

## 织物加筋挡土墙的稳定分析

### 1. 织物的拉力 $T$ 与滑移板拉拔力 $P$

在上述的不同角度拉拔试验中, 由于在拉拔过程中织物端部切线方向与滑移板运动方向不重合(见图8), 只有在较大位移下, 二者方向才一致。所以从试验拉拔力 $P$ 可确定织物的拉力 $T$ 。

$$P = T \cos \alpha + T \sin \alpha \tan \phi_p = \frac{T \sin(\phi_p - \alpha)}{\cos \phi_p} \quad (13)$$

其中 $\phi_p$ 为板与砂间摩擦角。

在土体内发生相对滑动时, 若 $\phi_p$ 与砂土的内摩擦角 $\phi$ 相同, 则 $P$ 就相当于织物沿滑裂面产生的总阻滑力。

### 2. 稳定分析的原理

在上述试验结果的基础上, 假设加筋挡土墙或陡坡沿一滑裂面滑动, 用极限平衡法计算其安全系数, 然后变化滑裂面位置和形状, 计算的最小安全系数就对应可能滑裂面。本文假设滑裂面为对数螺旋线与直线两种, 用计算机程序进行了搜索计算。

### 3. 对数螺旋线滑裂面

假设滑裂面形状为对数螺旋线形状, 即

$$P = A e^{-\theta_0' \theta^2}$$

并假设滑裂面过墙趾, 如图10所示, 则

$$A = \sqrt{(H - y_c)^2 + Xc^2} e^{\theta_0' \theta^2} \quad (15)$$

其中 $(x_c, y_c)$ 为原点坐标,  $\theta_0 = \arctg \frac{-x_c}{H - y_c}$ 。

在第*i*层织物与滑裂面的交点处,  $\theta_i$ 可用下式确定:

$M(x, y)$

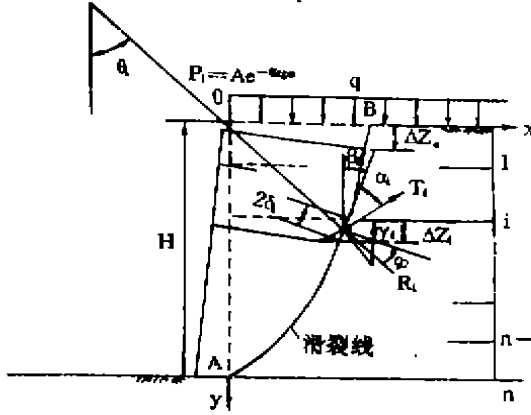


图10 对数螺旋线滑裂面的稳定分析

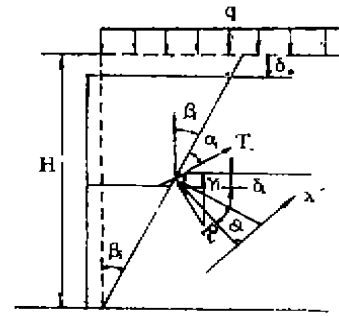


图11 直线滑裂面的稳定分析

$$AP_i \cos \theta_i - i \Delta H + y_c = 0 \quad (16)$$

$$P_i = Ae^{-\theta_i \tan \phi} \quad (17)$$

$$x_i = P_i \sin \theta_i + x_c \quad (18)$$

则土的对原点O的滑动力矩:

$$M_S = \sum_{i=0}^{n-1} \frac{x_i + x_{i+1}}{2} \left( \frac{x_i + x_{i+1}}{4} - x_c \right) \gamma \Delta H + x_0 (x_0/2 - x_c) q \quad (19)$$

织物引起的阻滑力矩:

$$M_R = \sum_{i=1}^n p_i \rho_i \cos \phi \quad (20)$$

对于无粘性土, 安全系数可计算如下:

$$F_s = M_R / M_S \quad (21)$$

整个挡土墙的破坏, 可认为各层织物在滑裂面处位移 $\delta_i$ 相同, 且最下一层织物发生断裂(由于此处 $\sigma$ 最大,  $\delta_f$ 最小)

#### 4. 直线滑裂面

与库仑土压力理论相似, 设滑裂面为过墙趾的直线, 与垂直向夹角为 $\beta$ 。当土工织物水平布置时, 则在滑裂面上, 各层织物的拉拔方向与垂直向夹角均为 $\beta$ 。见图11。

作用在楔体ABO上的力有:

楔体自重  $W = 0.5\gamma H^2 \tan \beta$

顶部均布荷载:  $Q = qH \tan \beta$

滑裂面上土体反力:  $R$ , 对于砂土 $R$ 与滑裂面法向夹角为 $\phi$ 。

织物对土体的阻滑力  $P = \sum_{i=1}^n P_i$ , 其方向沿滑裂面。

以上各力方向与  $R$  垂直方向  $x'$  投影:

$$\text{滑动力 } x_s = (W + Q)\sin(\phi + \beta)$$

$$\text{抗滑力 } x_R = \sum_{i=1}^n p_i \cos\phi$$

$$\text{安全系数 } F_s = x_R/x_s$$

将  $\beta$  变化, 求出最小安全系数, 所对应的滑裂面为最可能滑裂面。

与对数螺旋线滑裂面计算相同, 认为各层织物  $\delta_i$  相同, 以最底层织物达到断裂定义为墙体破坏。

5. 算例

设一织物加筋挡土墙, 墙高2.0m, 织物水平等间距布置, 间距  $\Delta H = 0.2\text{m}$ , 10层。砂土及织物性质与试验材料相同。见图12。

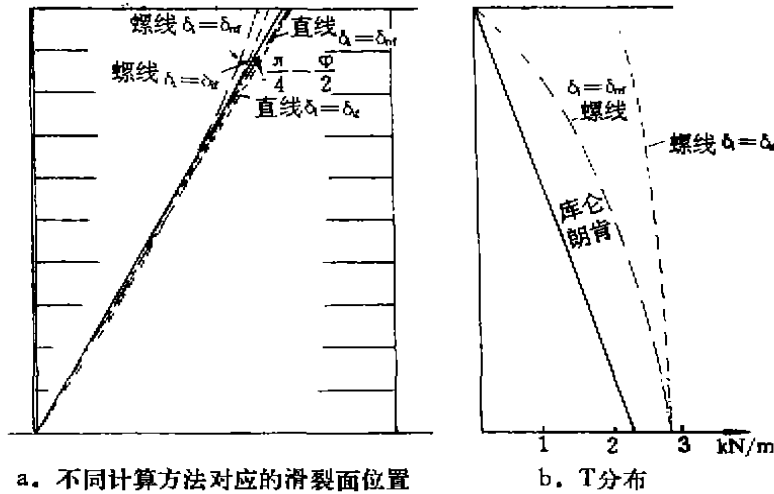


图12 加筋挡土墙算例

分别采用前述的对数螺旋线和直线滑裂面的假设, 并采用不同角度拉拔试验中所测得的拉拔力, 进行了挡土墙的稳定分析。另外也用通常采用的朗肯及库仑理论[见公式(1)和(2)], 以无约束的宽条拉伸试验得到的织物极限抗拉强度  $T_l$  与算得的最大拉力  $T_{max}$  之比为安全系数。计算此算例的安全系数见表3。

不同计算方法得到的安全系数

表3

方 法	库 仑 法	朗 肯 法	对数螺旋线	直 线
$F_s$	1.28	1.16	2.17	1.90

计算所得的可能滑裂位置各种方法相差不大。见图12。其中  $\delta_i = \delta_{nf}$  为设每层织物同时

达到断裂强度的情况。

从以上结果可见,传统的方法采用无约束的织物抗拉强度,忽略了土对织物的约束作用,忽略了沿不同角度滑裂时织物强度、断裂变形等因素影响,计算结果偏于保守。本文建议的方法,采用了沿不同角度拉拔试验的成果,反映了土与织物的联合作用,所用织物抗拉力提高。另外,除最下层织物达到断裂外,以上各层均采用相应于该处位移 $\delta$ 的织物拉力,所以一定程度上考虑了结构物的变形与织物拉力间关系。

### 室内模型试验的验证

在前述的试验槽中分四层做一包裹式挡土墙。两有机玻璃侧壁内侧贴一薄塑料膜并用凡士林

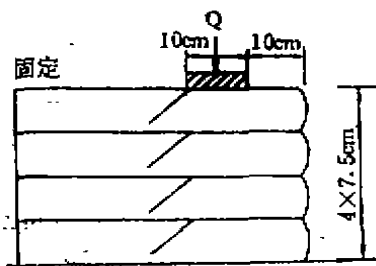


图13 织物加筋挡土墙模型试验示意图

油润滑。用三轴加压系统通过一垫块施加附加压力,0.9mm/min,同时量测荷载与顶部沉降,直至破坏。示意图如图13。试验结果见图14。

从图14可见,两次试验结果一致性较好,这种用无纺织物加筋的挡土墙达到最大荷载时的沉降量很大,相当于墙高10%以上,而屈服点沉降约在墙高30%左右,图15所示的破坏滑裂面极接近于对数螺旋线。试验后发现四层织物全部断裂。

若假设此条形荷载沿 $\phi$ 角扩散,则可用上述的对数螺旋线滑裂面验算安全系数,对实际产生的滑裂面进行分析。用本文建议的方法验算后,

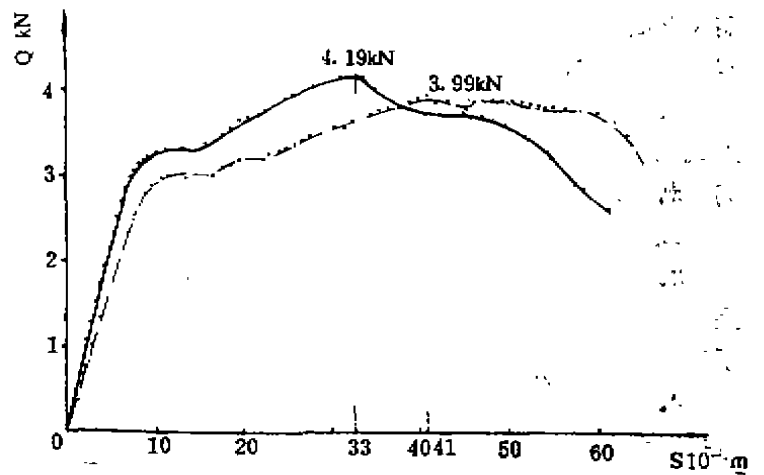


图14 两次平行试验得到的荷载沉降曲线

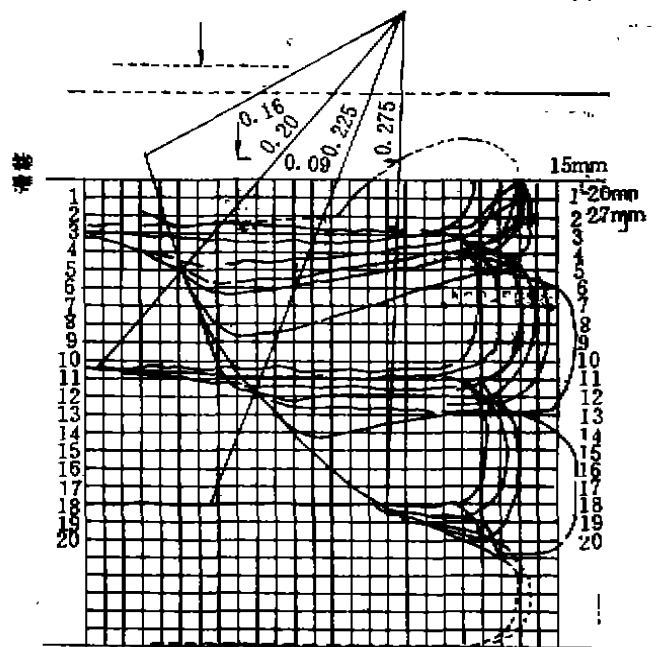


图15 不同试验阶段下织物变形情况和滑裂面形状(试验I)



$$F_s = 1.02$$

若采用局部荷载下的朗肯土压力理论计算, 则:

$$F_s = 0.61$$

可见本文建议的方法预测结果较合理。而经典的计算方法偏于保守。

## 结论

1. 通过在土中水平拉拔织物的试验, 发现随着正应力的增大, 织物拉拔曲线的初始斜率和断裂强度增大; 断裂时位移量减小。与一般无约束宽条拉伸相比, 拉伸强度有明显提高。拉拔曲线可用双曲线表示。

2. 在土中织物沿不同角度的拉拔试验结果表明, 拉拔角度和正应力对织物的拉力变形关系均有影响。在拉拔角度一定时, 土的正压力越大, 拉拔曲线越陡, 断裂强度也越高, 断裂时拉拔点位移越小; 当土压力一定时, 拉拔角度越平(与竖向夹角 $\beta$ 越大)拉拔曲线越陡, 断裂强度越高, 断裂时拉拔点的位移越小。拉拔曲线近似双曲线。

3. 在不同角度拉拔试验中, 织物端点拉力的方向在拉拔过程中是变化的, 在位移大到一定值时, 它与拉拔方向一致。织物本身的变形近似于圆弧, 且半径在拉拔过程中近似不变。

4. 直接用本文试验成果确定织物的拉力, 可计算织物加筋挡土墙及陡坡的可能滑裂面与安全系数。本文分别假设滑裂面为对数螺旋线和直线对织物加筋挡土墙进行稳定分析, 并与传统的计算方法进行了比较。结果表明, 传统的计算方法偏于保守。

5. 在室内进行了织物加筋挡土墙模型试验。发现其沿对数螺旋线破坏。用本文建议方法合理地预测了极限荷载。

## 参考文献

- [1] 王正宏(1989), 加筋挡土墙设计方法概述, 河海科技, 第一期。
- [2] Gourc, J.P., Patel, A., (1988) Design of Fabric Retaining Walls: the "Displacement Method", Proc. of 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Vienna, Vol.II, p293-294.
- [3] 王钊(1988), 土工织物加筋土墙的设计与模型试验, 武汉水利水电学院博士论文。