

用真空加固软土地基的机制与计算方法

阎澍旺 陈 环

(天津大学水利系)

提 要

本文结合用真空加固软土地基的实际工程问题,通过固结模型分析了真空对软基的作用机制,明确了土体在负压作用下发生的排水-变形过程与在正压荷载作用下的固结过程是相似的,都是通过孔隙水应力的变化将外荷载传递给土骨架的过程;二者的区别在于孔隙水应力的初始条件与边界条件不同,因此也可以用固结理论进行设计计算。在三轴仪中进行的土样在负压作用下的固结试验验证了这一结论。在计算方法上,本文给出负压作用下一维固结方程的理论解以及二维问题的有限单元分析方法,并与试验或工程实测数据进行了比较。

一、引 言

用抽真空来加固软土地基的方法,一般称为真空预压法,最早是由瑞典皇家地质学院杰尔曼(W.Kjellman)于1952年提出的¹。其后国内外都做了不少室内和现场试验,并在一些工程实践中得到应用。例如,美国费城国际机场的跑道扩建工程²;日本大坂南港的填筑工程^①都曾用这种方法来加固软土地基;苏联还曾用来解决土坡滑动问题³。我国50年代后期在一些单位开始进行了这方面的试验研究^②,但都未能达到工程实际应用的阶段。1980年以来交通部第一航务工程局科研所在塘沽新港进行了几次现场试验并获得成功。

实践表明,真空预压法同堆载预压一样,都可以使地基产生一定的预沉降,从而减少地基承载后的沉降量;同时使土骨架应力增加,提高地基的承载能力。与堆载预压相比,真空预压具有加固时间短,耗费资财、能源较少,地基在加固过程中不发生挤出破坏等优点,值得推广应用。但目前国内外对真空预压的机理研究得还不够,也缺乏合理的设计计算方法,本文主要探讨这两方面的问题。

为了后面叙述的方便,我们定义使土体产生正值孔隙水应力的外荷为正压;使土体产生负值孔隙水应力的外荷为负压。设大气压力为 p_a ,真空压力(绝对压力)为 p_v ,则负压的大小为 $p_n = p_a - p_v$ 。

二、负压对地基的作用机制

粘性土中由于某种原因发生渗流,使土孔隙中的水缓慢流出,体积逐渐缩减,这种现象称为土的固结。

① 正木澍山等,港湾大面积填筑工程的加固技术,邱基骅译,港口工程,1984年第1期。

② 赵令焯等,排水预压法的理论与实践,土工研究,1962年第2期。

在正压荷载作用下，饱和软土的固结过程一般可用图 1(a) 所示的固结模型来说明。其中，弹簧表示土骨架的受力变形性质；多孔隔板模拟土与渗流的相互作用；测压管水头的变化可以显示孔隙水应力随时间的变化过程。

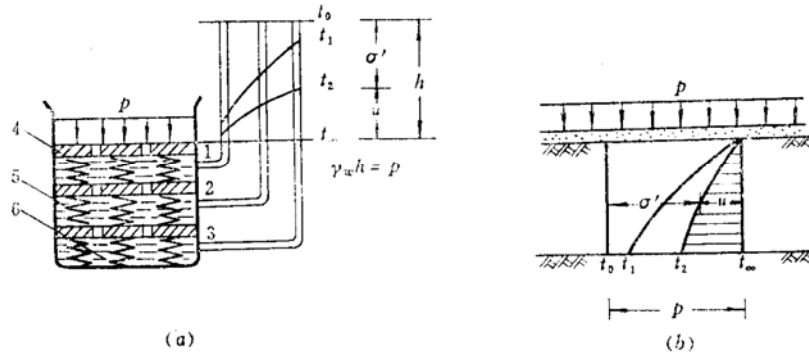


图 1 正压固结模型
1.2.3.测压管 4.多孔隔板 5.弹簧 6.孔隙水

在加荷的初始瞬时，模型中的孔隙水来不及排出，外荷载全部由孔隙水承担。即 $t = 0$ 时，模型中各层孔隙水应力都等于外荷载， $u_1 = u_2 = u_3 = p$ ；有效应力增量 $\Delta\sigma' = 0$ 。

在超静水头 u 的作用下，模型中的孔隙水将随时间逐渐排出。由于上层水排出先于下层水，故有

$$0 < t < \infty \text{ 时, } u_1 < u_2 < u_3 < p$$

根据有效应力原理 $\sigma = \sigma' + u$ ，由于总应力不变(σ 等于 p)，将其微分可得 $\Delta\sigma' = -\Delta u$ 。此式表明孔隙水应力的减少量即为有效应力的增加量。当时间充分大时，各点孔隙水应力趋于零，

$$\text{即 } t \rightarrow \infty \text{ 时, } u_1 = u_2 = u_3 = 0, \Delta\sigma' = p$$

外荷载全部传递给土骨架，固结完成。

实际地基中孔隙水应力的变化过程与此相似，如图 1(b) 所示。

杰尔曼提出的真空预压的现场试验方法如图 2 所示。

将一个塑料或橡胶薄膜复盖于铺设在软基表面的砂垫层上，四边密封于地下水水位以下的粘土中，然后用真空泵抽气使薄膜下面的砂垫层中形成并保持一定的真空压力，使土中的气体和水沿着砂垫层被抽出。为了提高排水速度，可在地基中打入排水砂井或排水纸板。后来现场试验和施工基本上也都采用这种模式。

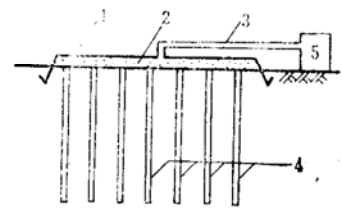


图 2 杰尔曼试验示意图
1.薄膜 2.砂垫层 3.抽气管
4.砂井 5.真空泵

为了研究负压作用下地基的固结过程，我们建立了如图 3 所示的负压固结模型。

在抽气管路抽气之前，隔板-弹簧系统处于平衡状态，孔隙水应力处于静止状态，测压管中的自由水面与模型中的水面相齐，孔隙水应力为大气压力(以绝对压力表示)，即

$$t = 0 \text{ 时, } u_1 = u_2 = u_3 = p_a, \Delta\sigma' = 0$$

在管路中抽气的瞬时，模型中各点的孔隙水应力不变，而管路中由于抽气而压力下降，

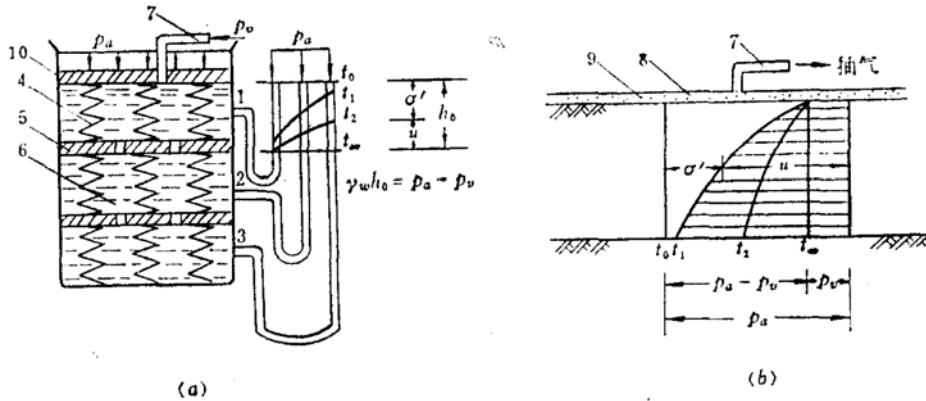


图 3 负压固结模型

1.2.3.U型侧压管 4.弹簧 5.多孔隔板 6.孔隙水 7.抽气管 8.薄膜 9.砂垫层 10.活塞

形成小于大气压力的真空压力，与模型中各点形成压力水头差，使孔隙水向抽气管中流动。设管路中的真空压力为 p_v （设其保持不变），而 B 为模型孔隙水中任一点，则 B 点与管路中真空压力的压差水头为 $h_0 = \frac{p_a - p_v}{\gamma_w}$ 。由于孔隙水流动需要克服阻力并维持一定的流速，因此该处的压差水头 h_0 的一部分转变成动能，造成该点位势水头降低，侧压管水头下降，表明该处的孔隙水应力降低。由于 B 点是任取的，说明模型中各点的孔隙水应力都随着抽气而逐渐下降。考虑到各层排水的先后，有

$$0 < t < \infty \text{ 时, } p_v < u_1 < u_2 < u_3 < p_a$$

再看表示土骨架受力变形性质的隔板-弹簧系统。我们取一层多孔隔板为隔离体（表示土骨架实体），略去平衡的静力系的作用及摩擦力，如图 4 所示。设隔板下面在某时刻孔隙应力降低值的大小为 Δu ，则隔板由于受力不平衡而向下移动，压迫弹簧变形，于是这部分压力差就转移到弹簧上。写成表达式，即 $\Delta \sigma' = -\Delta u$ 。当模型中各点的孔隙水应力降到与抽气管路中的真空压力相同时，压力水头差消失，渗流终止，大气压力与真空压力的压力差全部由弹簧承担，即

$$t \rightarrow \infty \text{ 时, } u_1 = u_2 = u_3 = p_v, \Delta \sigma' = p_a - p_v$$

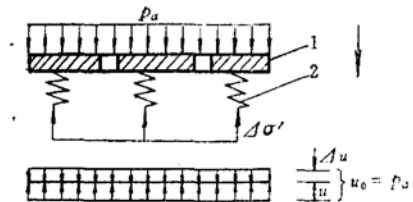


图 4 隔板受力分析

1.多孔隔板 2.弹簧

实际地基中孔隙水应力及有效应力的变化过程如图 3 (b) 所示。

通过上面对正负压两种固结模型的对比分析，我们可以看出，尽管负压与正压作用时地基中孔隙水应力的初始条件、边界条件及固结终了时的状态不同，但由孔隙水应力的变化将外荷载传递给土骨架的过程则基本相同。因此描述这一过程的固结方程对于正负压两种情况都应该适用，只是两者的初始条件及边界条件不同。

三、室内负压固结试验

为了验证负压作用下饱和软土地基的固结机制，检验固结方程对负压固结问题的适用性，我们用新港粘土和连云港粘土各三个土样在三轴仪中进行了负压固结试验。

(一) 试验概况

试验装置如图5所示。为了缩短试验时间,试样高度取为2cm,直径3.81cm。试样装在压力室之中,用橡皮膜与压力室中的水相隔离。三轴仪中原来接排水管的管路与抽真空系统相连接。利用体变管和孔隙水应力测量系统来测定试样在负压作用下固结时的体积变化与试样底部的孔隙水应力变化。

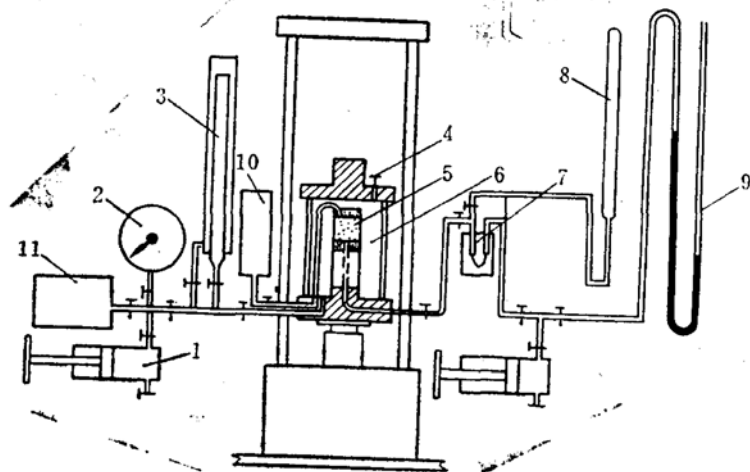


图5 负压固结试验示意图

1. 调压筒 2. 周压力表 3. 体变管 4. 排气孔 5. 试样 6. 压力室 7. 零位指示器
8. 量管 9. 测 σ 系统 10. 真空压力系统 11. 周压力系统

(二) 试验结果

试验后土样平均体变分别为25.4%(新港粘土)和32.6%(连云港粘土)。试验前后试样的物理性指标变化如表1所示。

表1

土类	时间	γ (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	w (%)	c	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	I_L
新港 粘土	试验前	17.4	11.2	56.0	1.77	44	19	25	1.48
	试验后	19.6	14.1	38.5	1.24	—	—	—	0.78
连云港 粘土	试验前	15.3	8.53	78.3	2.14	57.5	24.5	33.0	1.63
	试验后	17.3	11.3	54.3	1.66	—	—	—	0.90

从表中可见,经过真空处理后,土样的含水量减少,孔隙比降低,容重增加,表明土的强度提高,工程性质改善。

图6是由试样体积变化算得的固结度随时间变化的情况,图中的实线为理论值(计算公式见下节)。图7是试样底部孔隙水应力试验值与理论计算结果比较。时间滞后现象是由于量测系统中残存的气泡以及压力传递过程中的延迟作用引起的。试验结果与固结理论计算结果基本一致。

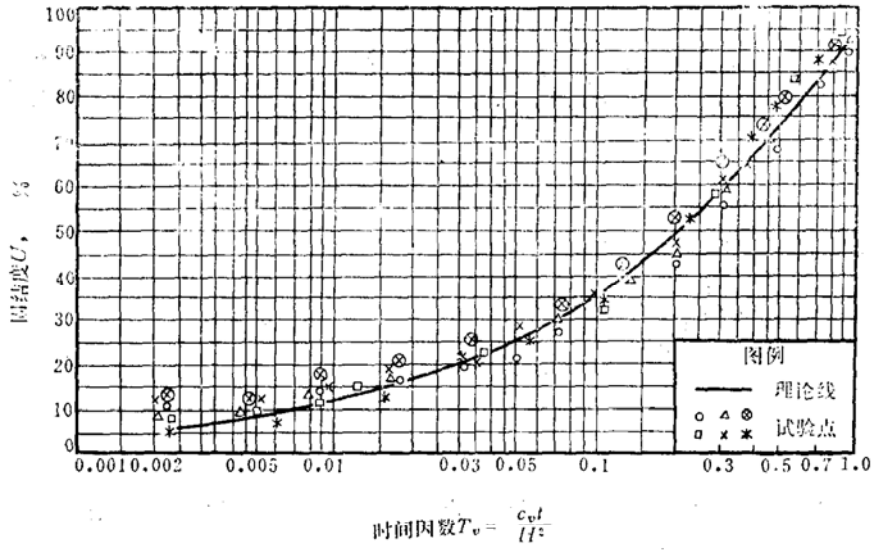


图 6 时间因数 T_v -固结度 U 曲线

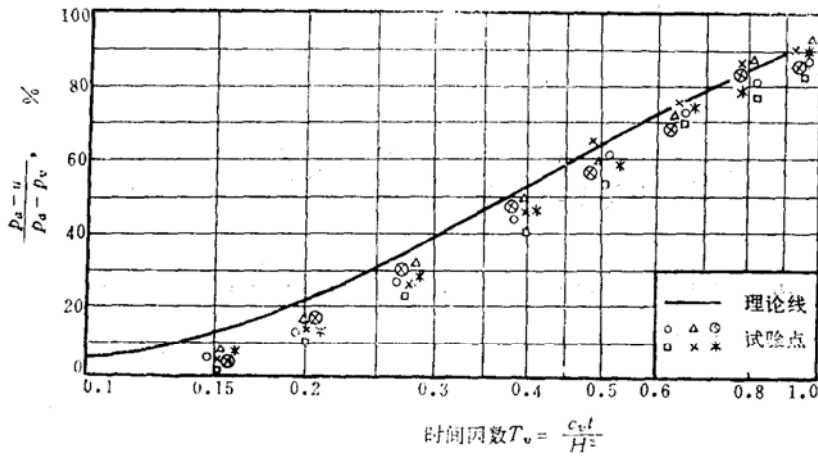


图 7 试样底部孔隙水应力消散曲线

四、负压下一维固结方程的解

在图 2 中，当薄膜复盖面积较大时，则近似为一维问题。一维固结方程为

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1)$$

设在距地面 H 米深处有一不透水层，参照固结模型可确定边界条件及初始条件如下：

$$\left. \begin{aligned} u|_{z=0} &= p_v \\ \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=H} &= p_a \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$u|_{t=0} = p_a \quad (3)$$

将式(1)~(3)适当变换后,可求得解为

$$u = \frac{4(p_a - p_v)}{\pi} \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{1}{n} \exp \left[-c_v \left(\frac{n\pi}{2H} \right)^2 t \right] \sin \frac{n\pi}{2H} z + p_v \quad (4)$$

由此可求得土层的平均孔隙水应力

$$\bar{u} = \frac{8(p_a - p_v)}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{1}{n^2} \exp \left[-c_v \left(\frac{n\pi}{2H} \right)^2 t \right] + p_v \quad (5)$$

对于一维问题,固结度的概念既表示某时刻的沉降值与最终沉降的比,又表示该时刻孔隙水应力的平均消散程度,其定义为

$$\bar{U} = \frac{u_0 - \bar{u}}{u_0 - u_0} \quad (6)$$

对于负压固结问题, $u_0 = p_a$, $u_0 = p_v$, 代入式(6), 可得

$$\bar{U} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{1}{n^2} \exp \left[-c_v \left(\frac{n\pi}{2H} \right)^2 t \right] \quad (7)$$

此式与正压作用时的固结度公式相同。对于多维固结问题我们可得同样的结果。

我们用式(4)与式(7)对室内三轴仪中的土样负压固结试验进行了分析计算, 计算结果已见于图6和图7。

五、真空预压的有限元分析

太沙基固结理论仅对一维问题是正确的, 对工程中常见的二维和三维问题, 宜用求解比奥(Biot)固结方程的有限单元法进行分析计算。

自从桑德赫(Sandhu)和威尔逊(Wilson)1969年提出解比奥固结方程的有限单元公式以来, 用数值方法计算土体在正压荷载作用下的固结问题已经得到很大发展, 提出了不少的计算机程序。前面已论证过在负压作用下地基的固结规律与正压作用时是相同的, 满足同样的固结方程, 因此已有的有限单元公式对于负压固结问题也是适用的, 本文不再列出, 可参考文献[4], 本文仅讨论其在真空预压中的具体应用。

(一)初始条件及边界条件

1. 初始条件

真空预压的现场试验或施工方法基本上都是与杰尔曼试验相似(参见图2)。

假定在进行真空预压前, 各单元结点孔隙水应力皆为大气压力。为解方程的方便, 我们以下都取相对压力, 即设 $p_a = 0$ 。于是有

$$\{\beta_0\} = \{0\} \tag{8}$$

式中 $\{\beta_0\}$ ——非边界结点的孔隙水应力初始值。

设在抽气的初始瞬时，砂井及砂垫层中立即达到相同的负压值，且保持不变。

假定结点初始位移为零，即

$$\{\delta_0\} = \{0\} \tag{9}$$

式中 $\{\delta_0\}$ ——初始结点位移。

2. 计算模型的简化及边界条件

砂井地基的计算显然是三维空间问题。但由于进行真空预压时地基中的砂井布置较密，所以，当加固区上复薄膜的两向尺度相差较大时，可以假定砂井在纵向连成一片砂墙，按平面问题处理。

比奥固结方程的边界条件有两类，即孔隙水应力边界条件和位移边界条件。其确定方法如图 8 所示。

设砂垫层和砂井中所有结点的孔隙水应力为常量，砂垫层以外地表处的孔隙水应力为零，其他边界的孔隙水应力皆未知。设地表面自由变形。

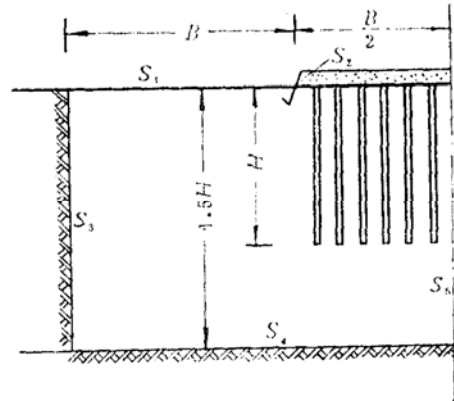


图 8 边界条件的确定

S₁. 透水边界 S₂. 负压边界 S₃. 自由边界
S₄. 不透水边界 S₅. 对称边界

(二) 荷载处理

在砂垫层中抽真空时，负压作用在孔隙水上，使土中水部分流出土体，从而孔隙水应力降低，土骨架应力增加，而结点荷载始终为零，所以荷载向量

$$\{R\} = \{0\} \tag{10}$$

在解有限单元公式的方程组时，将负压边界(砂垫层、砂井)上的结点孔隙水应力的已知值乘以总系数矩阵中相应系数，移到方程右端作为荷载向量。

(三) 工程算例

根据上面的分析，我们用 FORTRAN IV 语言编成适合求解负压作用下地基的固结问题的有限单元法计算机程序，并对交通部第一航务工程局科研所的真空预压现场试验进行了分析计算。以下是计算结果之一，以及与实测值的比较。

在塘沽新港进行的一次现场试验中，试验区面积为 $25 \times 50 \text{ m}^2$ ，砂井长 10 m ，间距 1.3 m ，砂井半径 3.5 cm ，正方形布置；抽真空后薄膜下面砂垫层中平均真空压力为 62.48 kPa 。由室内试验得到各土层的平均体积压缩系数 m_v 之值为 $0.46 (\text{MPa})^{-1}$ ；工程经验表明 $c_v = 1.1 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s}^{[6]}$ 。

图 9 是计算所得的位移场。可以看出在负压作用下，整个地基呈收缩趋势。这与正压荷载作用下(如堆载预压时)地基的沉降过程有明显的区别。正压作用下地基中各点的位移过程如图 10 所示。在加荷之初始瞬时，由于土中水来不及排出，土体发生剪切变形而体积不变，土向荷载两侧挤出，表层出现隆起。随着土中水的排出，土体固结，体积收缩，强度增加。如

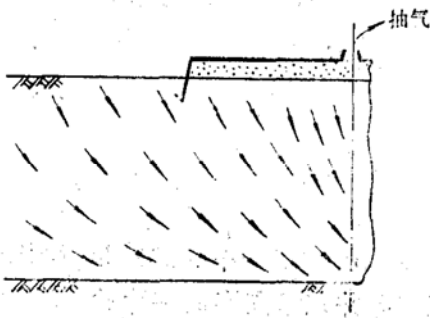


图9 正压时的位移场

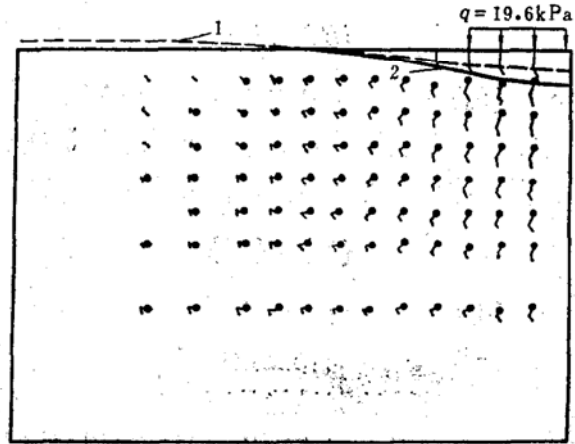


图10 负压下的位移场

1. 初始变形地面线 2. 固结終了地面线

果一次加荷过大，就会使地基发生很大的塑性变形而破坏，因此一般要采用分级加载以保证地基的安全。而在负压作用下，地基始终处于排水-收缩状态，不发生向两侧挤出的瞬时变形。第一航务工程局在现场试验中，曾使砂垫层中的真空值一次加到78kPa并未引起地基破坏，而在同样的地基上一次施加78kPa的正压荷载是不可能的。

图11是60d时的沉降分布的计算曲线（以固结度表示）与实测曲线的比较，同时给出用差分法解太沙基固结方程的计算结果。可见差分法的计算结果与实测相差很大，而有限元法的吻合程度较好。由图中还可以看到，薄膜以内的加固区的沉降值很大，而膜外的沉降则随着距离增加而急剧减小。

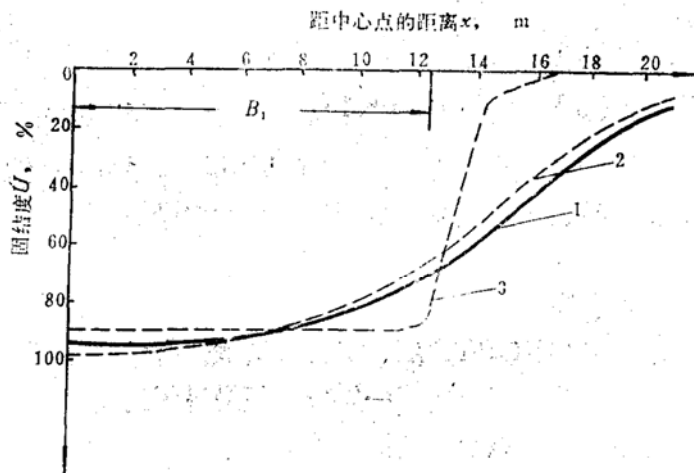


图11 沉降分布曲线

1. 实测曲线 2. 有限元计算结果 3. 差分法计算结果 B₁. 抽气区

图12是地表面处侧向位移的分布曲线。可以看出最大侧向位移发生在薄膜外缘处。图13是该处的侧向位移随深度变化曲线，可见地表面处有向内的最大水平位移。由于受抽气影响膜外的上部土层逐渐固结而塑性降低，可能在地表出现裂缝，这在第一航务工程局的试验现场可明显观察到。

图14是中心点沉降计算值与实测值的比较，二者相差很小。

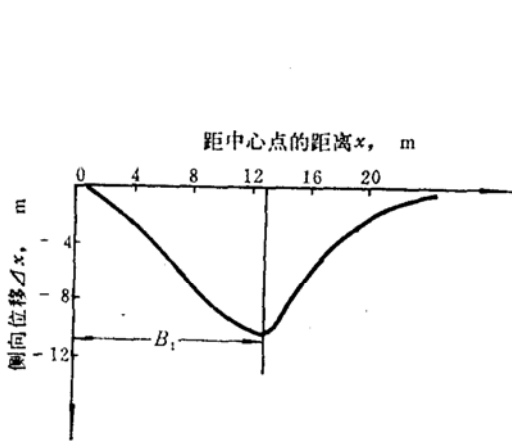


图12 侧向位移分布

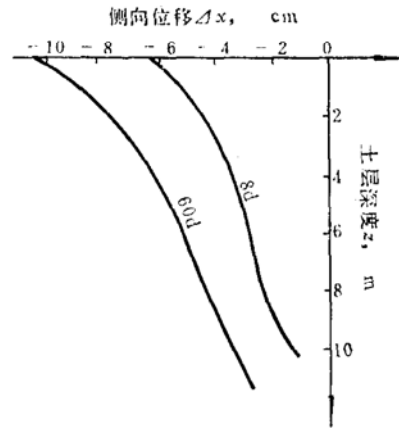


图13 侧向位移随深度变化曲线

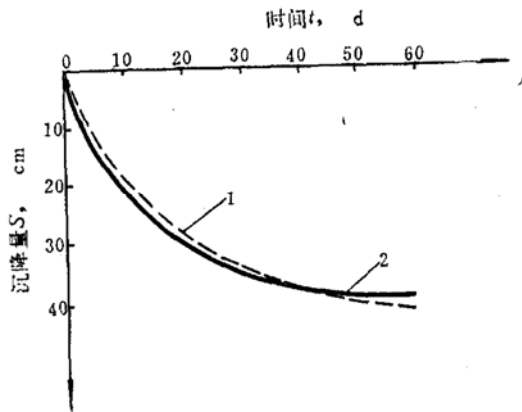


图14 中心点时间-沉降曲线
1.实测曲线 2.有限元计算结果

六、结 论

1. 软基在负压作用下发生的排水-变形过程与在正压荷载作用下的固结过程是相似的,都是通过孔隙水应力的变化将外荷载传递给土骨架的过程;二者的区别在于孔隙水应力的初始条件与边界条件不同,因此也可以用固结理论进行分析计算。

2. 在用太沙基固结理论计算时,负压作用下地基固结度的计算公式与正压作用时相同。

3. 负压作用下地基的变形过程与正压作用下的情况不同,前者不出现侧向挤出的现象,而呈整体收缩的趋势,因此无塑性破坏现象发生。但由于在加固区外缘处有较大的侧向收缩位移,因而地表处可能出现裂缝,应引起工程设计者的注意。

参 考 文 献

- [1] Kjellman, W., Consolidation of Clay Soil by Means of Atmospheric Pressure, Proc. Conf. on Soil Stabilization, MIT, Boston.
- [2] Halton, G.R., Vacuum Stabilization of Subsoil beneath Runway Extension at Philadelphia International Airport, Proc. of V ICSMFE, Vol.2, 1965.

- [3] Arutiunian, R.N., Vacuum-accelerated Stabilization of Liquefied Soils in Landslide Body, Proc. of VIII ECSMFE, 1983.
- [4] G.哥德赫等, 有限元法在岩土力学中的应用, 张清等译, 中国铁道出版社, 1983。
- [5] 叶柏荣等, 袋装砂井-真空预压加固软土地基, 水运工程, 1983年第4期。
- [6] 华东水利学院主编, 土工原理与计算(上册), 水利出版社, 1983。

Mechanism and Calculation Methods of Vacuum Stabilization of Soft Clay

Yan Shuwan⁹ and Chen Huan

(Tianjin University)

Abstract

In this paper, the mechanism of vacuum stabilization of soft clay was studied based on the establishment of the model of consolidation under the action of negative pressure. By comparison with the model of consolidation under the action of positive pressure, it can be concluded that the dewatering-displacement process of the soft clay under negative pressure is the same as that under positive pressure, and thus can also be described and calculated by consolidation theories.

To verify this conclusion, consolidation tests under the action of negative pressure were carried out in triaxial equipment.

A finite element program of computers is presented to evaluate the stress, pore pressure and displacement of subsoils when acted by vacuum, and was used in engineering practice.