

目次

论 文

- 双层地基固结实用计算理论与曲线(一)..... 谢康和,施淑群,潘秋元(1)
- 联合应用 Boussinesq 和 Mindlin 解求桩土复合地基中的应用及其沉降.....李静文(15)
- 水泥粉喷桩软土地基加固处理复合地基静载荷试验.....陈静曦,任奋芝(22)
- 水射泵井点降水对强夯加固地基的辅助作用.....王引生(29)
- 水泥搅拌桩处理软弱地基实例分析.....肖海山(32)

译 文

- 传导现象:从理论到岩土工程实践..... J.K. MITCHELL(38)
- EPS 工法:泡沫聚苯乙烯超轻质填方工程.....余绍锋(49)

双层地基固结实用计算理论与曲线(一)

谢康和 施淑群 潘秋元

(浙江大学岩土工程研究所 杭州310027)

[摘要] 本文简单介绍双层地基固结基本理论并给出瞬时加荷或等速加荷条件下双层地基平均固结度计算公式及曲线,供实际工程参考或选用。全文共分两部份。其一为基本理论和单面排水情况下平均固结度计算公式、曲线及应用。

前言

成层地基计算理论已越来越为岩土工程界所关注^[1]。这不仅因为实际天然地基大多由性质不一的层状土组成,而且随着地基处理技术的发展,人工形成的成层地基也越来越多。

然而,即使对于最简单的成层地基——双层地基,迄今所能见到的有关计算理论和图表也很少。

有鉴于此,本文简单介绍了双层地基固结基本理论,同时给出了常见情况下双层地基平均固结度计算公式及其相应曲线,以供广大同行在实际工程中参考或选用。

基本理论

一、计算简图与数学模型

图1和2分别示本文所考虑的双层地基及荷载情况。

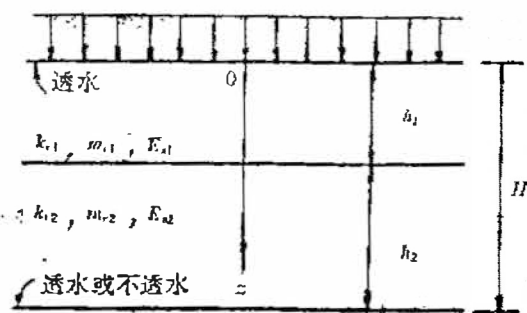


图1 双层地基计算简图

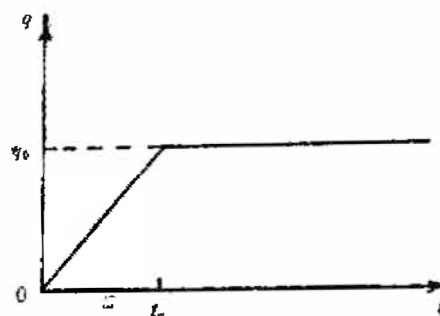


图2 加荷曲线

图中 h_1 、 h_2 ——上、下土层的厚度;

k_{v1} 、 k_{v2} ——上、下土层的渗透系数;

m_{v1} 、 m_{v2} ——上、下土层的体积压缩系数;

E_{s1} 、 E_{s2} ——上、下土层的压缩模量；

$H = h_1 + h_2$ ，双层地基总厚度；

$q = q(t)$ ，地表均布荷载。对于瞬时加荷， $q = q_0$ (图2虚线)。对于等速加荷 (图2实线)，当 $t_c \geq t \geq 0$ ， $q = \frac{q_0}{t_c} t$ ；当 $t \geq t_c$ ， $q = q_0$ 。

t_c ——加荷历时。

相应的一维固结微分方程为：

$$\frac{\partial u_1}{\partial t} = C_{v1} \frac{\partial^2 u_1}{\partial z^2} + R(t) \quad 0 \leq z \leq h_1 \quad (1a)$$

$$\frac{\partial u_2}{\partial t} = C_{v2} \frac{\partial^2 u_2}{\partial z^2} + R(t) \quad h_1 \leq z \leq H \quad (1b)$$

其中 u_1 、 u_2 ——上、下土层中任一深度、任一时刻的超静孔隙水压力 (简称为孔压)；

C_{v1} 、 C_{v2} ——上、下土层的固结系数；

$R(t)$ ——加荷速率。对瞬时加荷， $R(t) = 0$ ；对等速加荷，当 $t_c \geq t \geq 0$ ， $R(t) = q_0/t_c$ ；

当 $t \geq t_c$ ， $R(t) = 0$ 。

方程 (1) 的求解条件即：

$$(1) z = 0: u_1 = 0$$

$$(2) z = H: u_2 = 0 \text{ (底面透水)}, \frac{\partial u_2}{\partial z} = 0 \text{ (底面不透水)}$$

$$(3) z = h_1: u_1 = u_2, k_{v1} \frac{\partial u_1}{\partial z} = k_{v2} \frac{\partial u_2}{\partial z}$$

$$(4) t = 0: u_1 = u_2 = \begin{cases} q_0 & \text{(瞬时加荷)} \\ 0 & \text{(等速加荷)} \end{cases}$$

二、双层地基中的孔压

采用分离变量法，可得等速加荷情况下满足方程 (1) 及其求解条件的解如下^[2,3]：

1. 单面排水

$$u_1 = \begin{cases} q_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m}{\lambda_m^2 T_{c1}} \sin\left(\lambda_m \frac{z}{h_1}\right) (1 - e^{-\lambda_m^2 T_{v1}}) & t_c \geq t \geq 0 \quad (2a) \\ q_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m}{\lambda_m^2 T_{c1}} \sin\left(\lambda_m \frac{z}{h_1}\right) e^{-\lambda_m^2 T_{v1}} (e^{\lambda_m^2 T_{c1}} - 1) & t \geq t_c \quad (2b) \end{cases}$$

$$u_2 = \begin{cases} q_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m \sin(\lambda_m)}{\lambda_m^2 T_{c1} \cos(\mu c \lambda_m)} \cos\left(\mu \lambda_m \frac{H-z}{h_1}\right) (1 - e^{-\lambda_m^2 T_{v1}}) & t_c \geq t \geq 0 \quad (2c) \\ q_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m \sin(\lambda_m)}{\lambda_m^2 T_{c1} \cos(\mu c \lambda_m)} \cos\left(\mu \lambda_m \frac{H-z}{h_1}\right) e^{-\lambda_m^2 T_{v1}} (e^{\lambda_m^2 T_{c1}} - 1) & t \geq t_c \quad (2d) \end{cases}$$

其中 λ_m 由以下超越方程确定：

$$\sqrt{ab} \operatorname{tg}(\lambda_m) \operatorname{tg}(\mu c \lambda_m) = 1 \quad (2e)$$

$$T_{v1} = C_{v1} t / h_1^2; \quad T_{c1} = C_{v1} t_c / h_1^2; \quad \mu = \sqrt{C_{v1} / C_{v2}} = \sqrt{b/a}$$

$$a = k_{v2} / k_{v1}; \quad b = m_{v2} / m_{v1} = E_{s1} / E_{s2}; \quad c = h_2 / h_1$$

$$C_m = \frac{2 \cos^2(\mu c \lambda_m)}{\lambda_m [\cos^2(\mu c \lambda_m) + b c \sin^2(\lambda_m)]} \quad (2f)$$

2. 双面排水

u_1 表达式与单面排水相同。

$$u_2 = \begin{cases} q_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m \sin(\lambda_m)}{\lambda_m^2 T_{c1} \sin(\mu c \lambda_m)} \sin\left(\mu \lambda_m \frac{H-z}{h_1}\right) (1 - e^{-\lambda_m^2 T_{v1}}) & t_c \geq t \geq 0 \quad (3a) \\ q_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m \sin(\lambda_m)}{\lambda_m^2 T_{c1} \sin(\mu c \lambda_m)} \sin\left(\mu \lambda_m \frac{H-z}{h_1}\right) e^{-\lambda_m^2 T_{v1}} (e^{\lambda_m^2 T_{c1}} - 1) & (t \geq t_c) \quad (3b) \end{cases}$$

其中 λ_m 为以下超越方程之解:

$$\sqrt{ab} \operatorname{tg}(\lambda_m) \cdot c \operatorname{tg}(\mu c \lambda_m) = -1 \quad (3c)$$

$$C_m = \frac{2 \sin(\mu c \lambda_m) [\sin(\mu c \lambda_m) + \sqrt{ab} \sin(\lambda_m)]}{\lambda_m [\sin^2(\mu c \lambda_m) + b c \sin^2(\lambda_m)]} \quad (3d)$$

瞬时加荷情况下的孔压计算式可通过对式(2b)、(2d)、(3b)关于 $t_c \rightarrow 0$ 取极限得到, 即

$$u_1 = q_0 \sum_{m=1}^{\infty} C_m \sin\left(\lambda_m \frac{z}{h_1}\right) (e^{-\lambda_m^2 T_{v1}}) \quad (\text{单面或双面排水}) \quad (4a)$$

$$u_2 = \begin{cases} q_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m \sin(\lambda_m)}{\cos(\mu c \lambda_m)} \cos\left(\mu \lambda_m \frac{H-z}{h_1}\right) e^{-\lambda_m^2 T_{v1}} & (\text{单面排水}) \\ q_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m \sin(\lambda_m)}{\sin(\mu c \lambda_m)} \sin\left(\mu \lambda_m \frac{H-z}{h_1}\right) e^{-\lambda_m^2 T_{v1}} & (\text{双面排水}) \end{cases} \quad (4b)$$

式(4)即为H.Gray曾于1945年给出的瞬时加荷情况下的双层地基一维固结解^[4,5]。

显然, 当 $a = b = 1$ (即均质地基), 式(4)即转化为太沙基一维固结解。

三、平均固结度的定义

如我们所知, 地基平均固结度可按沉降定义, 也可按平均孔压的消散程度定义 (简称按平均孔压定义)。

按沉降定义的平均固结度 U_s 一般式为:

$$U_s = \frac{S_t}{S_{\infty}} \quad (5a)$$

按平均孔压定义的平均固结度 U_p 表达式则与初始条件有关。对于本文所讨论的初始孔压等于初始荷载的情况, U_p 可写为:

$$U_p = \frac{q(t) - \bar{u}}{q_\infty} \quad (5b)$$

式(5)中 S_t 和 S_∞ 分别为地表 t 时刻的主固结沉降和最终主固结沉降; \bar{u} 为地基内 t 时刻的平均孔压; q_∞ 为最终荷载值(对图2所示的荷载, $q_\infty = q_0$)。

显然,对于单层地基, $S_t = (H/E_s)[q(t) - \bar{u}]$, $S_\infty = Hq_\infty/E_s$ 。代入式(5a)即知 $U_s = U_p$ 。特别对于瞬时加荷, $q(t) = q_0 = q_i$,式(5)即转化为人们所熟知的关系式: $U_s = U_p = 1 - (\bar{u}/q_0)$ 。因此,当不考虑土的非线性等,单层地基的平均固结度按沉降定义和按平均孔压定义是完全相同的。

对于双层地基:

$$S_t = \frac{h_1}{E_{s1}}[q(t) - \bar{u}_1] + \frac{h_2}{E_{s2}}[q(t) - \bar{u}_2]$$

$$S_\infty = \left(\frac{h_1}{E_{s1}} + \frac{h_2}{E_{s2}} \right) q_\infty$$

$$\bar{u} = \frac{1}{H}(h_1 \bar{u}_1 + h_2 \bar{u}_2)$$

其中 $\bar{u}_1 = \frac{1}{h_1} \int_0^{h_1} u_1 dz$, $\bar{u}_2 = \frac{1}{h_2} \int_{h_1}^H u_2 dz$, 分别为上、下土层的平均孔压。

代入式(5)即得:

$$U_s = \frac{U_1 + bcU_2}{1 + bc} \quad (6a)$$

$$U_p = \frac{U_1 + cU_2}{1 + c} \quad (6b)$$

其中 U_1 和 U_2 分别为土层1和2的平均固结度,无论按沉降定义还是按平均孔压定义,其表达式均为:

$$U_i = \frac{q(t) - \bar{u}_i}{q_\infty} \quad (i=1,2) \quad (7a)$$

对于图2虚线所示的瞬时加荷, U_1 和 U_2 即:

$$U_i = 1 - \frac{\bar{u}_i}{q_0} \quad (i=1,2) \quad (7b)$$

而对于图2实线所示的等速加荷 U_1 和 U_2 则为

$$U_i = \begin{cases} \frac{t}{t_c} - \frac{\bar{u}_i}{q_0} & t_c \geq t \geq 0 \\ 1 - \frac{\bar{u}_i}{q_0} & t \geq t_c \end{cases} \quad (i=1,2) \quad (7c)$$

从式(6a)和(6b)可见,与单层均质地基不同,即使不考虑土的非线性等,双层地基的

平均固结度按沉降定义和按平均孔压定义也是有区别的, 两者的差别主要取决于上、下土层的刚度比, 即 b 值的大小。仅当上、下土层的刚度或平均固结度相同(即 $b = 1$ 或 $U_1 = U_2$) 时, 两者才完全一致。

因此, 通过实测沉降—时间曲线和实测孔压—时间曲线推算实际地基的固结度或反算固结系数是不可能获得相同结果的。这不仅因为土的非线性^[9], 还因为实际地基的成层或非均匀性等。

不难证明:

$$U_1 - U_p = \frac{(U_1 - U_2)(1 - b)c}{(1 + c)(1 + bc)} \quad (8)$$

由此可以断定: 对于实际工程较常遇到的单面排水情况, 由于上层土的平均固结度 U_1 一般总是大于下层土的平均固结度 U_2 , 故当上层土较下层土硬(即 $b > 1$), 双层地基按沉降定义的平均固结度 U_1 将小于按孔压定义的平均固结度 U_p ; 反之(即 $b < 1$), U_1 大于 U_p 。

在实际工程中, U_1 可用于预测双层地基的沉降速率, 而 U_p 可用于预测双层地基的平均孔压消散或平均有效应力增长速率。

单面排水情况下平均固结度计算公式

一、瞬时加荷

由式(4)、(7b)和(6)可得瞬时加荷单面排水条件下双层地基平均固结度计算公式, 即

$$U_s = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m}{\lambda_m(1 + bc)} e^{-\lambda_m^2 T_{v1}} \quad (9)$$

$$U_p = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m [b + (1 - b) \cos(\lambda_m)]}{\lambda_m b(1 + c)} e^{-\lambda_m^2 T_{v1}} \quad (10)$$

容易证明, 当 $a = b = 1$, 式(9)和(10)均转化为太沙基平均固结度计算式, 即:

$$U_s = U_p = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (11)$$

式中 $M = \frac{(2m-1)}{2} \pi$, $m = 1, 2, \dots$; $T_v = \frac{C_{v1} t}{H^2}$ 。

二、等速加荷

等速加荷、单面排水条件下双层地基平均固结度计算公式可由式(2)、(7c)和(6)得到,

即:

$$U_s = \begin{cases} \frac{T_{v1}}{T_{c1}} - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m}{\lambda_m^3 T_{v1} (1 + bc)} (1 - e^{-\lambda_m^2 T_{v1}}) & t_c \geq t \geq 0 \\ 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m}{\lambda_m^3 T_{c1} (1 + bc)} e^{-\lambda_m^2 T_{v1}} (e^{\lambda_m^2 T_{c1}} - 1) & t \geq t_c \end{cases} \quad (12)$$

$$U_p = \begin{cases} \frac{T_{v1}}{T_{c1}} - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m [b + (1 - b) \cos(\lambda_m)]}{\lambda_m^3 T_{c1} b(1 + c)} (1 - e^{-\lambda_m^2 T_{v1}}) & t_c \geq t \geq 0 \\ 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m [b + (1 - b) \cos(\lambda_m)]}{\lambda_m^3 T_{c1} b(1 + c)} e^{-\lambda_m^2 T_{v1}} (e^{\lambda_m^2 T_{c1}} - 1) & t \geq t_c \end{cases} \quad (13)$$

单面排水情况下平均固结度计算曲线

图3—18为实际工程较常见的按沉降定义的平均固结度计算曲线。其中图3—10按式(9)绘制,图11—18按式(12)绘制。其中 $p = h_1/H$, $T_{vc} = C_{v1}t_c/H^2$ 。

平均固结度计算曲线应用示例(单面排水)

利用图3—18,可方便地求得单面排水、瞬时加荷或等速加荷情况下双层地基任一时刻的平均固结度(按沉降定义),或达到某固结度所需时间。现举例说明。

[例] 某天然双层地基 $h_1 = 5\text{m}$, $k_{v1} = 8.11 \times 10^{-7}\text{cm/s}$, $E_{s1} = 10\text{MPa}$; $h_2 = h_1$, $k_{v2} = k_{v1}$, $E_{s2} = 2\text{MPa}$,仅表面透水。问:(1)若荷载瞬时施加,地基平均固结度 U_s 达到70%时需要多少天?(2)若荷载等速施加,加荷历时 $t_c = 70\text{d}$, $t = 420\text{d}$ 时地基的平均固结度 U_s 多大?

[解]由题意: $a = 1$, $b = 5$, $p = 0.5$, $C_{v1} = \frac{k_{v1}E_{s1}}{\gamma_w} = 0.0827\text{cm}^2/\text{s}$ 。

(1)查图4或图13相应于瞬时加荷(即 $T_{vc} = 0$)曲线可得,当 $U_s = 70\%$, $T_v \approx 2.0$ 。故地基平均固结度 U_s 达到70%所需时间为:

$$t = \frac{T_v H^2}{C_{v1}} = \frac{2 \times 10^4}{0.0827 \times 86400} = 280(\text{天})$$

(2)由 $T_{vc} = \frac{C_{v1}t_c}{H^2} = 0.5$ 查图13相应曲线,即可得 $t = 420$ 天,即 $T_v = \frac{C_{v1}t}{H^2} = 3$ 时该地基

的平均固结度 U_s 约为80%。

显然,对于复合地基,也可近似地将其简化为双层地基,然后按双层地基固结理论,即上述曲线对其进行固结分析。^[2]

参考文献

- [1] 龚晓南,杨灿文:四年来地基处理的发展。《地基处理》,1991年6月,第2卷,第2期,47—55页。
- [2] 谢康和,潘秋元,施淑群,张曙光:一种计算搅拌桩复合地基固结沉降的方法。第二届全国岩石力学数值计算与模型实验学术研讨会论文集,同济大学出版社,1990年,395—400页。
- [3] 谢康和,潘秋元:双层地基一维固结特性。浙江省第五届土力学及基础工程学术讨论会论文集,浙江大学出版社,1992年,234—237页。
- [4] Gray, H.: Simultaneous consolidation of contiguous layers of unlike compressible Soils, Trans, ASCE, Vol 110, 1945, pp.1327—1356.
- [5] 黄文熙主编:《土的工程性质》。水利电力出版社,1983年。
- [6] 朱向荣,潘秋元,谢康和:超载预压加固软粘土地基的若干工程问题。《地基处理》,1991年9月,第2卷,第3期,1—9页。

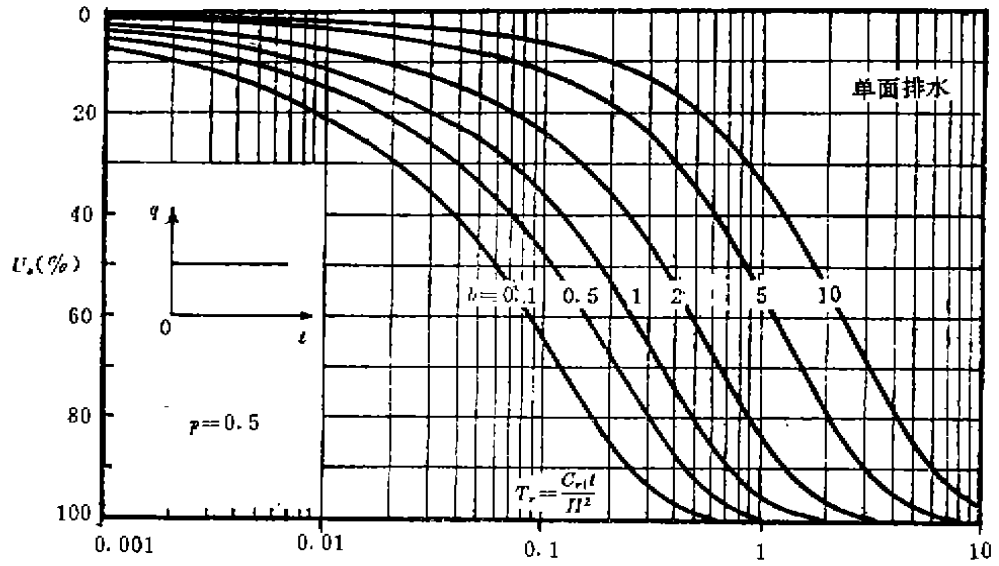


图3 $U_s - T_s$ 曲线 (单面排水, 瞬时加荷, $a=10$, $b=0.1 \sim 10$, $p=0.5$)

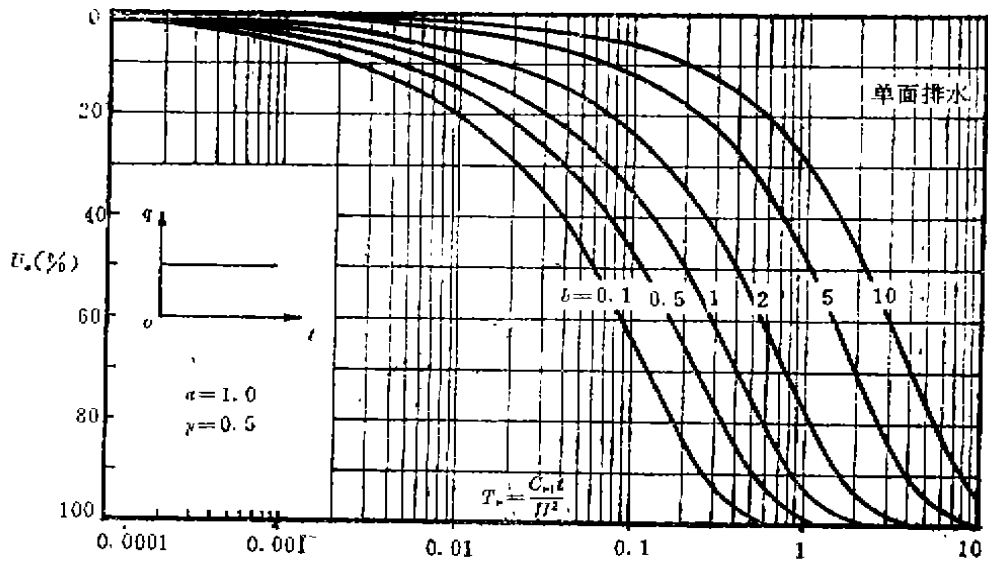


图4 $U_s - T_s$ 曲线 (单面排水, 瞬时加荷, $a=1$, $b=0.1 \sim 10$, $p=0.5$)

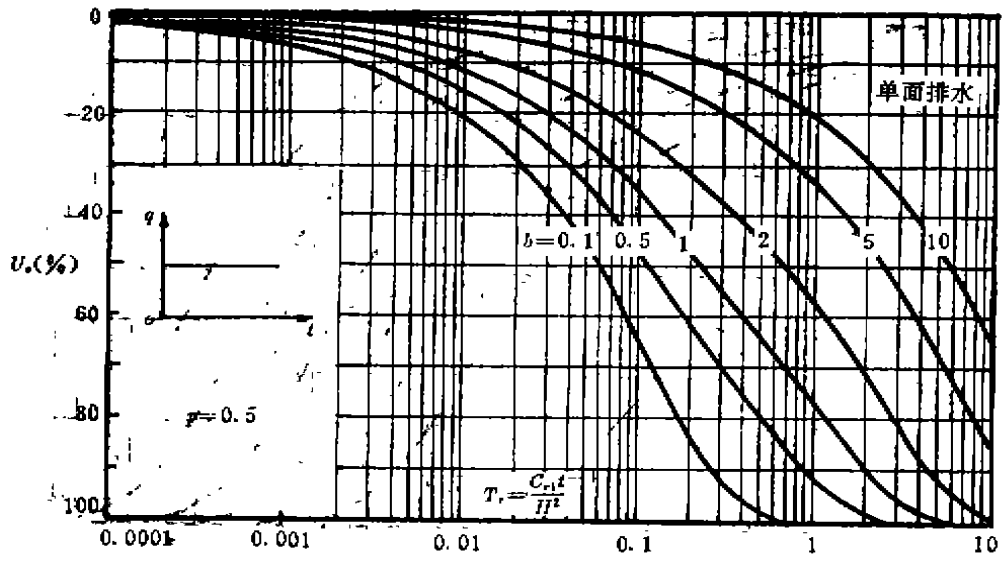


图5 $U_s - T$ 曲线 (单面排水, 瞬时加荷, $a = 0.1$, $b = 0.1 \sim 10$, $p = 0.5$)

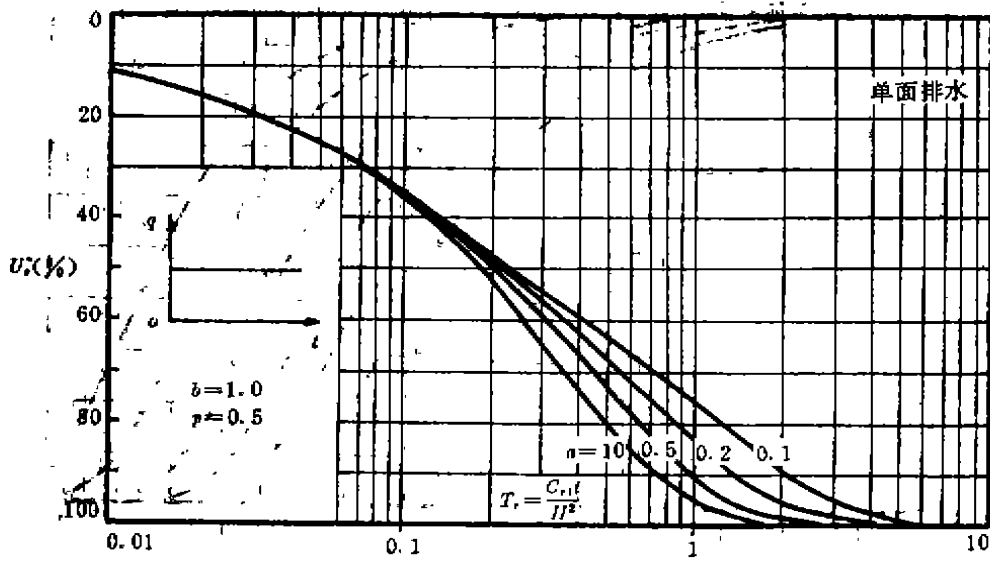


图6 $U_s - T$ 曲线 (单面排水, 瞬时加荷, $a = 0.1 \sim 10$, $b = 1$, $p = 0.5$)

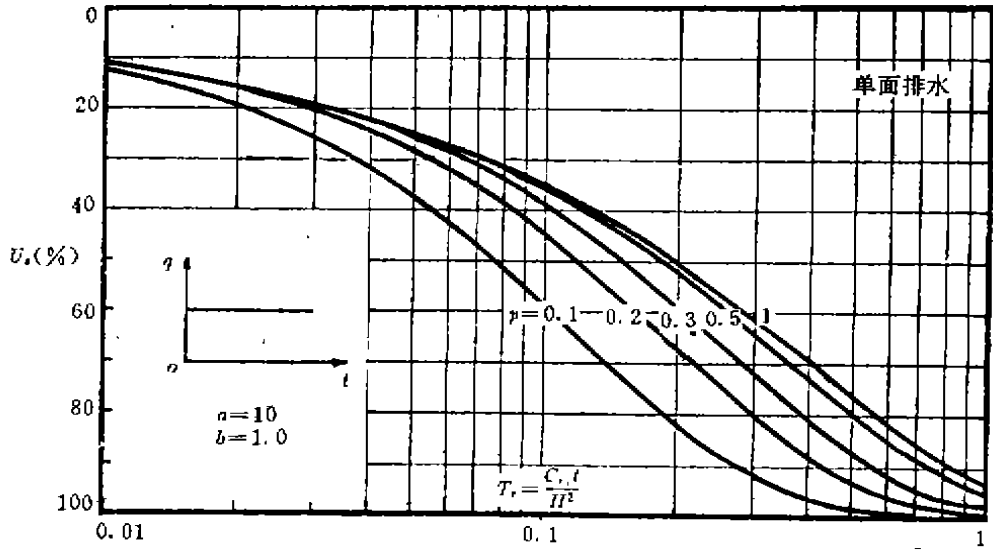


图7 U_i-T_r 曲线(单面排水, 瞬时加荷, $a=10, b=1, p=0.1\sim 1$)

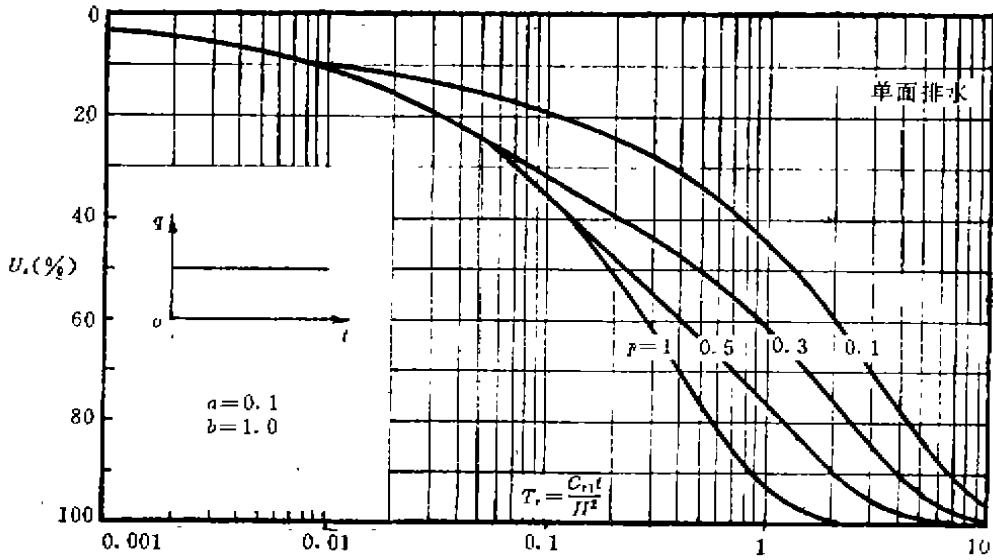


图8 U_i-T_r 曲线(单面排水, 瞬时加荷, $a=0.1, b=1, p=0.1\sim 1$)

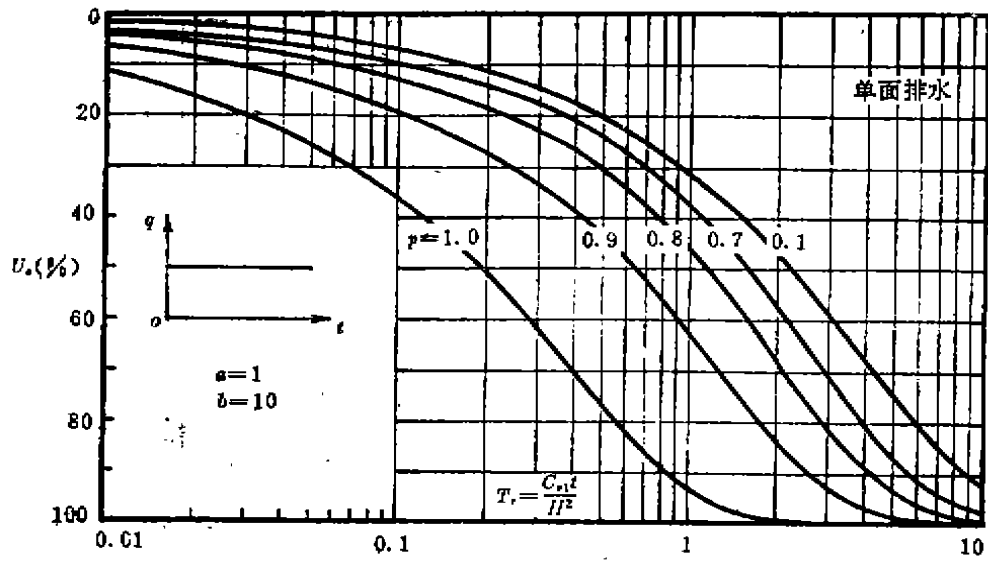


图9 U — T 曲线(单面排水, 瞬时加荷, $a=1$, $b=10$, $p=0.1\sim 1.0$)

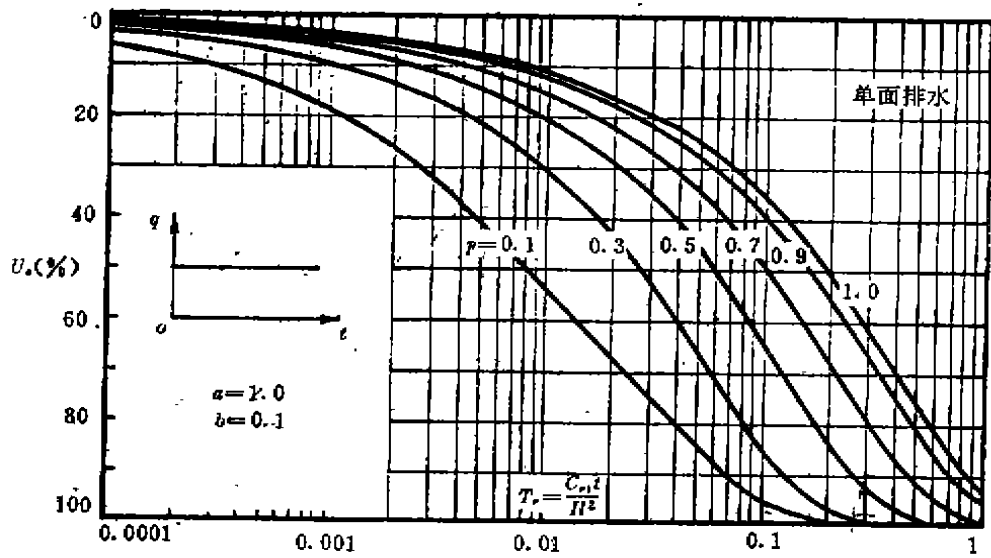


图10 U — T 曲线(单面排水, 瞬时加荷, $a=2.0$, $b=0.1$, $p=0.1\sim 1.0$)

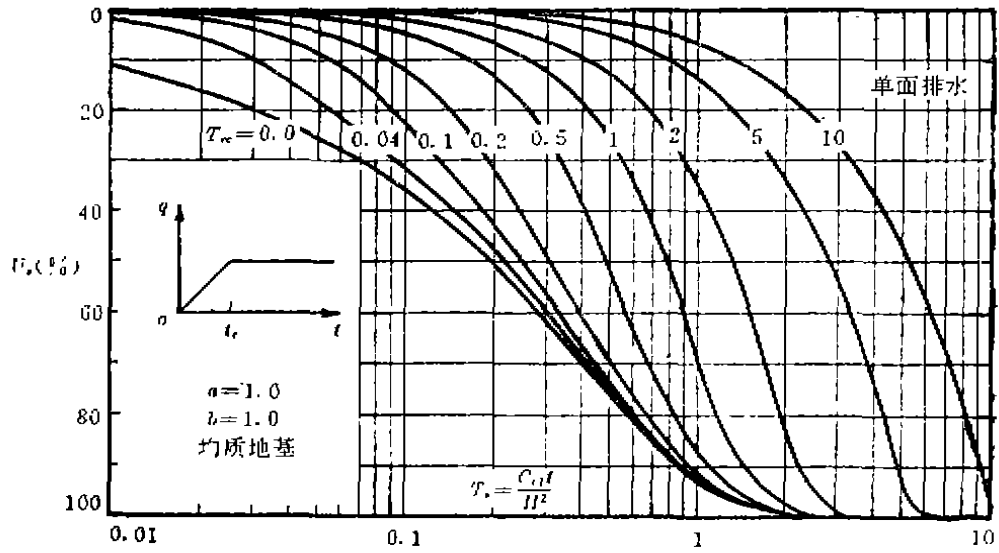


图11 $U, -T_v$ 曲线 (单面排水, 等速加荷, 均质地基, $T_v = \frac{C_v t}{H^2} = 0 \sim 10$)

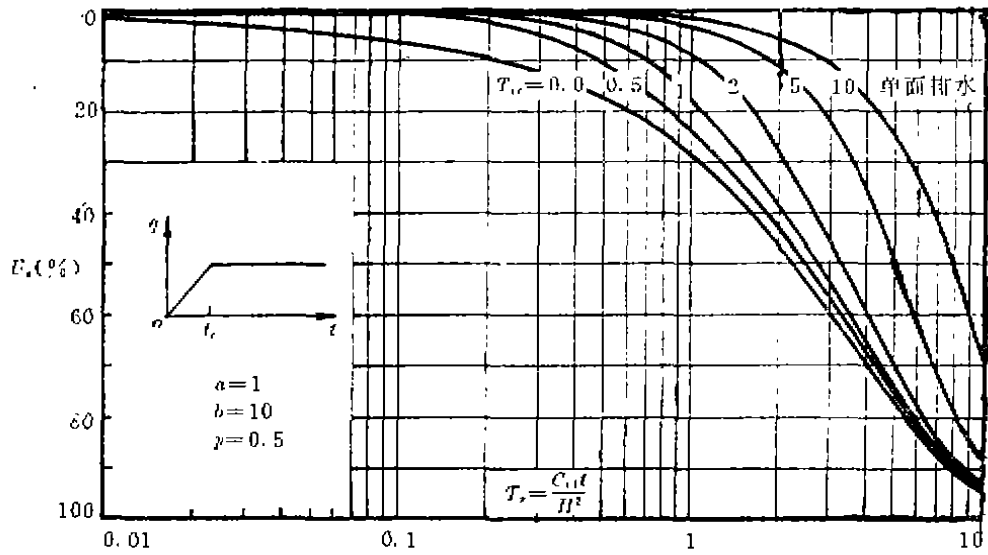


图12 $U, -T_v$ 曲线 (单面排水, 等速加荷, $a=1, b=10, p=0.5, T_v = 0 \sim 10$)

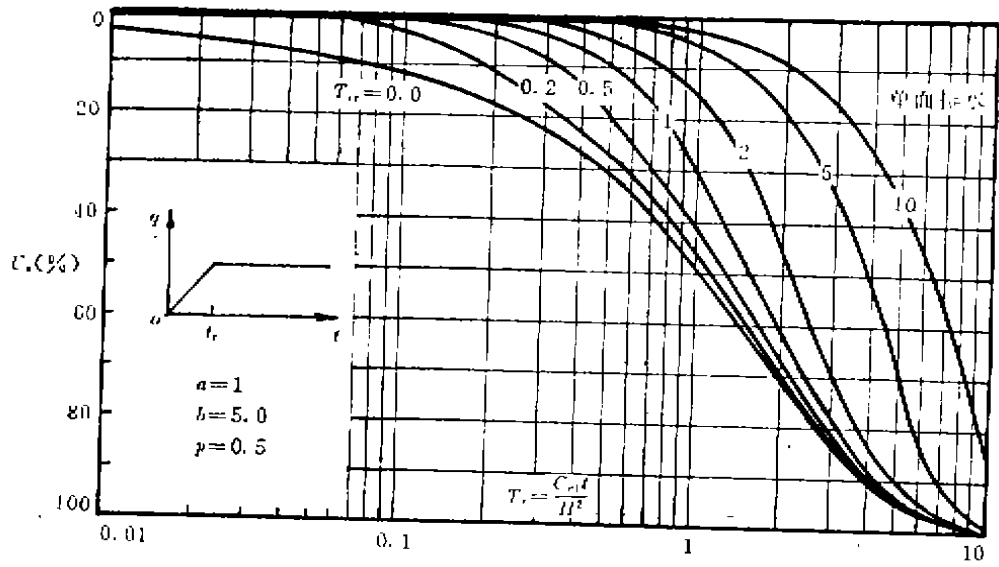


图13 $U_c - T_v$ 曲线 (单面排水, 等速加荷, $a=1, b=5, p=0.5, T_{v,c}=0 \sim 10$)

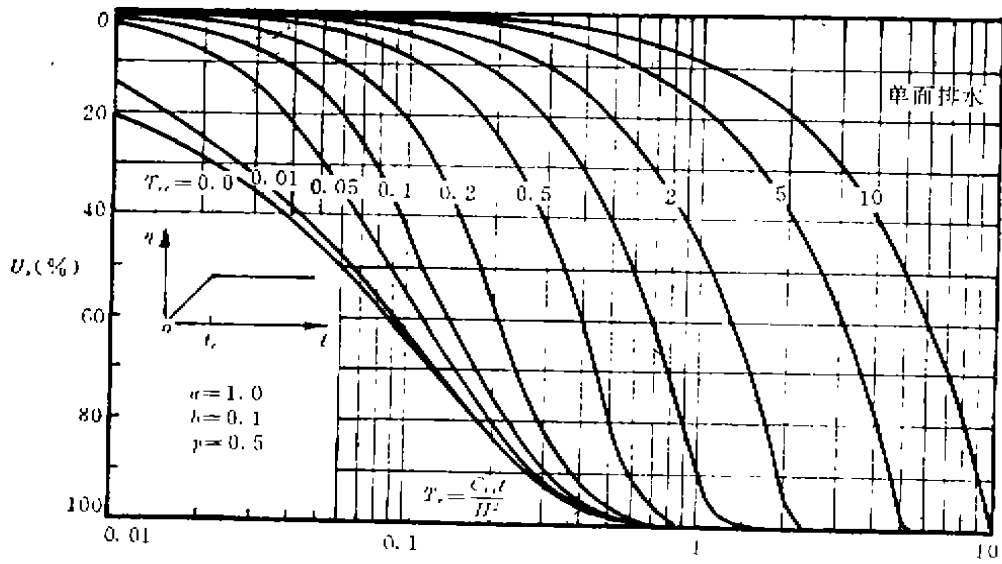


图14 $U_c - T_v$ 曲线 (单面排水, 等速加荷, $a=1, b=0.1, p=0.5, T_{v,c}=0 \sim 10$)

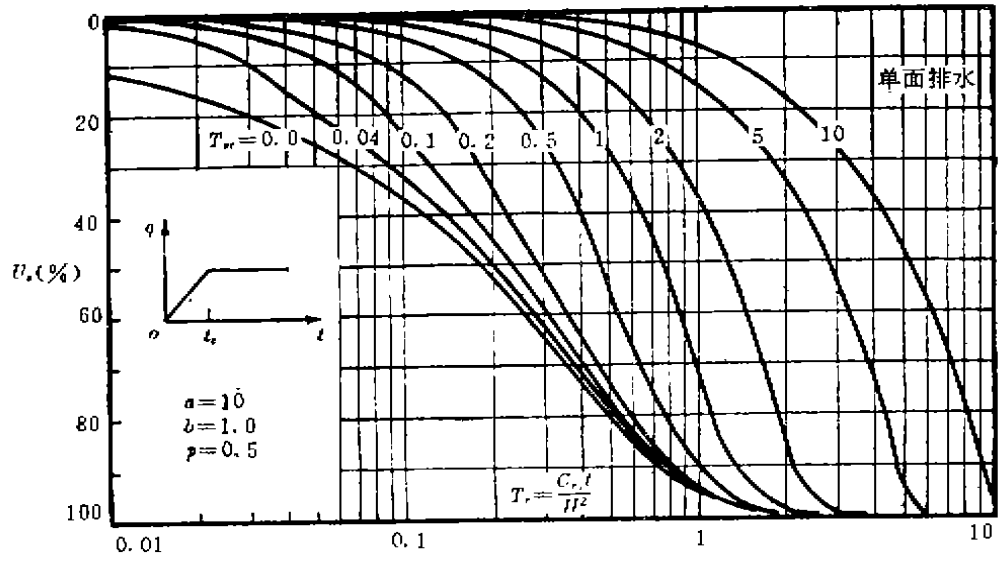


图15 $U_s - T_v$ 曲线 (单面排水, 等速加荷, $a=10, b=1, p=0.5, T_{v,c}=0 \sim 10$)

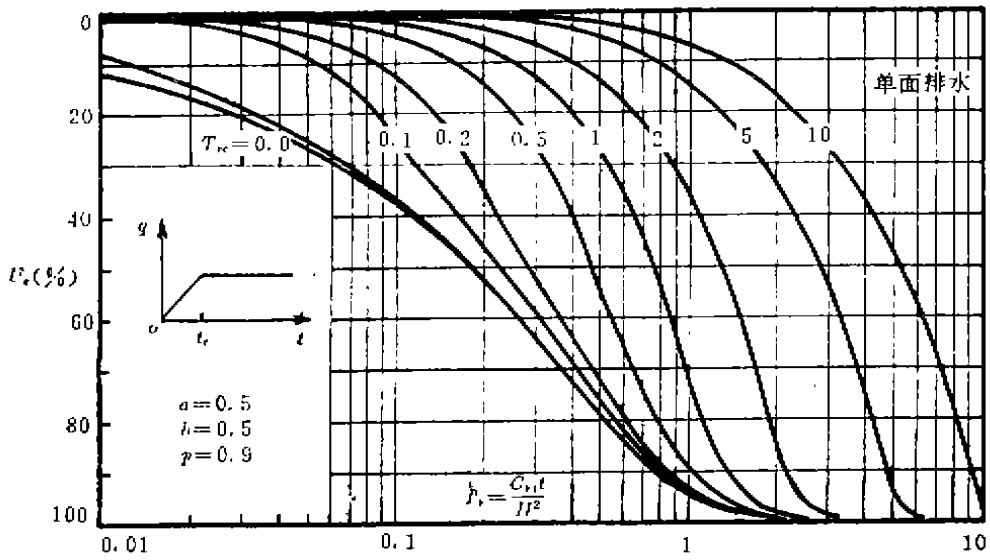


图16 $U_s - T_v$ 曲线 (单面排水, 等速加荷, $a=0.5, b=0.5, p=0.9, T_{v,c}=0 \sim 10$)

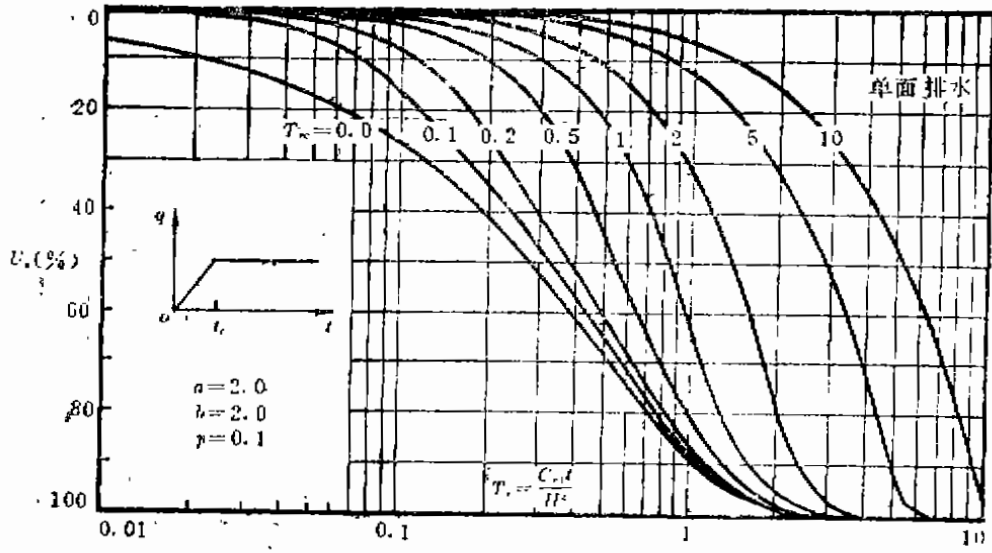


图17 $U, -T_v$ 曲线 (单面排水, 等速加荷, $a = b = 2, p = 0.1, T_{vc} = 0 \sim 10$)

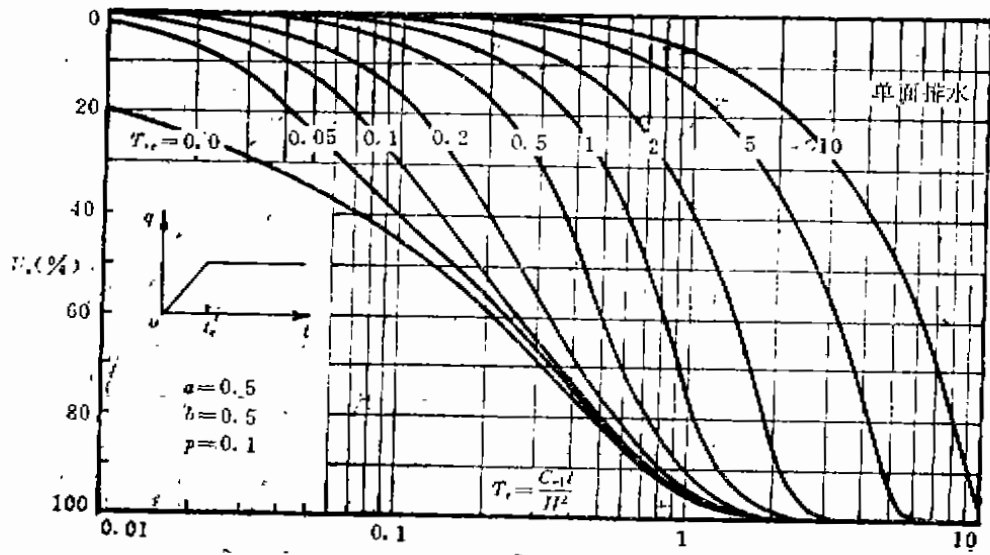


图18 $U, -T_v$ 曲线 (单面排水, 等速加荷, $a = b = 0.5, p = 0.1, T_{vc} = 0 \sim 10$)
 (勘误: 图内横坐标 C_{v1} 应为 C_{v1})

联合应用Boussinesq和Mindlin解求桩土复合地基中的应力及其沉降

李静文

(杭州地基基础工程公司 杭州310011)

〔摘要〕 正确求得桩土复合地基中的应力分布是计算该类地基强度与变形的关键问题之一。本文联合应用已有的Boussinesq与Mindlin计算公式,讨论了该类地基中的应力分布特征,揭示了桩土共同作用的复合地基能改善地基的承载能力与减少沉降的根本原因。文中结合实例计算提出了一种估计桩土复合地基变形的近似方法。最后本文提出了几个值得进一步讨论的问题。

当前,用桩土复合地基来提高软弱地基的承载能力和减少建、构筑物的沉降是工程界使用较多的一种地基处理方法,如水泥搅拌桩复合地基、疏桩基础和非支承型的灌注短桩均属此类地基处理方法。它们的一个共同特点就是桩具有一定的刚性。桩端下仍具有一层相当厚度的软弱下卧层。在设计此类地基中,如何确定加固后地基的承载能力与变形是工程界最为关心的问题。本文主要想讨论桩土复合地基在外加荷载作用下附加应力的分布问题,因为这是计算该类地基变形的关键问题。

求地基中附加压应力的弹性力学解

众所周知,我们在计算天然地基下应力的主要是依据波氏(Boussinesq)的弹性力学解。波氏(1885)在假定地基土是一连续、均匀、各向同性的弹性体的基础上依据弹性理论提出了一套求在土表面上作用着竖向集中力 P 时,土中内部任意点 M 处的六个应力分量 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ 。其中对土力学来说,水平面上的竖向应力 σ_z 具有特别重要的意义,因为它是使地基土产生压缩变形的原因。我们现在常用的在矩形荷载作用下角点处的应力系数就是依据弹性解用积分的方法求得的。同样明氏(Mindlin 1936)也提出了一套计算垂直点荷载作用在半无限空间表面下的弹性力学的应力解;用它以求得地基内由于垂直桩荷载引起的任意点处的竖向附加压应力。上述的波氏解与明氏解可在有关的文献中找到,本文在此不再一一引出。Geddes(1966)依据明氏解,研究了示于图1中三种桩荷载传递情况,用积分的方法分别给出了它们的竖向附加压应力系数和应力计算的计算式,录之如下:

情况1的应力系数:

$$K_z = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left[-\frac{(1-2\mu)(m-1)}{A^3} + \frac{(1-2\mu)(m-1)}{B^3} - \frac{3(m-1)^2}{A^6} \right]$$

$$\left. - \frac{3(3-4\mu)m(m+1)^2 - 3(m+1)(5m-1)}{B^5} - \frac{30m(m+1)^3}{B^7} \right] (1)$$

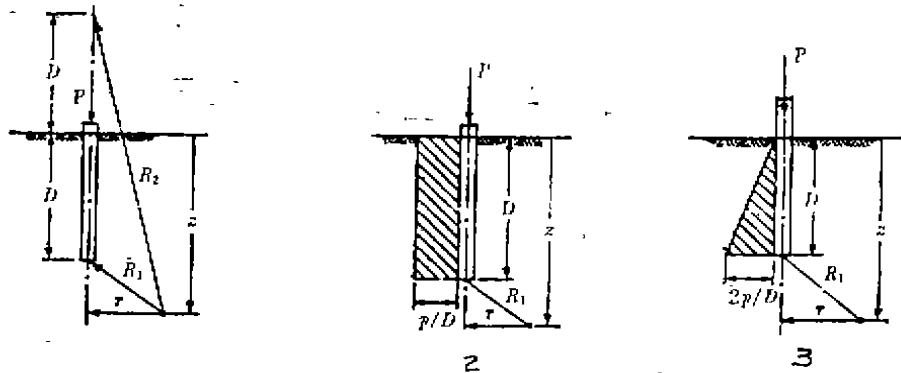


图1 用明氏解计算土中应力的桩—土体系[引自Geddes(1966)]

情况1 集中荷载(端承桩), 情况2 表面摩擦力为常数, 情况3 表面摩擦力按直线变化
情况2的应力系数:

$$\begin{aligned} K_z = & \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left[-\frac{2(2-\mu)}{A} + \frac{2(2-\mu) + 2(1-2\mu)(m/n)(m/n+1/n)}{B} \right. \\ & - \frac{(1-2\mu)2(m/n)^2}{F} + \frac{n^2}{A^3} + \frac{4m^2 - 4(1-\mu)(m/n)^2 m^2}{F^3} \\ & + \frac{4m(1+\mu)(m+1)(m/n+1/n)^2 - (4m^2 + n^2)}{B^3} + \frac{6m^2 \left(\frac{m^4 - n^4}{n^2} \right)}{F^6} \\ & \left. + \frac{6m[mn^2 - (1/n^2)(m+1)^5]}{B^6} \right] (2) \end{aligned}$$

情况3的应力系数:

$$\begin{aligned} K_z = & \frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left[-\frac{2(2-\mu)}{A} + \frac{2(2-\mu)(4m+1) - 2(1-2\mu)(m/n)^2(m+1)}{B} \right. \\ & + \frac{2(1-2\mu)m^3/n^2 - 8(2-\mu)m}{F} + \frac{mn^2 + (m-1)^3}{A^3} \\ & + \frac{4\mu n^2 m + 4m^3 - 15n^2 m - 2(5+2\mu)(m/n)^2(m+1)^3 + (m+1)^3}{B^3} \\ & + \frac{2(7-2\mu)mn^2 - 6m^3 + 2(5+2\mu)(m/n)^2 m^3}{F^3} + \frac{6mn^2(n^2 - m^2) + 12(m/n)^2(m+1)}{B^6} \\ & \left. - \frac{12(m/n)^2 m^5 + 6mn^2(n^2 - m^2)}{F^6} - 2(2-\mu)/n \left(\frac{A+m-1}{F+m} \cdot \frac{B+m+1}{F+m} \right) \right] (3) \end{aligned}$$

式中 $n = r/D$ 、 $m = z/D$ 、 $F^2 = m^2 + n^2$

$$A^2 = n^2 + (m-1)^2 \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

竖向附加压应力计算式为 $\sigma_z = K_z \cdot P/D^2$ (4)

目前，我们在计算土中应力时，还假定地基土为一半无限的弹性体的前提条件下，我们仍有理由把波氏和明氏的弹性理论解用于桩土复合地基中，即用波氏解求由桩间土受荷作用产生的土中的附加压应力 σ_{zB} ，用明氏解求桩荷载作用产生的土中附加压应力 σ_{zM} ，然后把二者叠加，即得

$$\sigma_z = \sigma_{zB} + \sigma_{zM}$$

桩土复合地基中的附加压应力分布特征

为了表明桩土复合地基中的附加压应力特征，让我们先来看两个假设课题的计算。

问题的描述：假设两块同样大小的载荷板，承受同样大小的荷重。其中一块板下设置了若干根摩擦桩，形成桩、土共同作用的复合地基；另一块板下不设桩，如同天然地基上的筏基，在此称之为等代基础。用波氏解求等代基础下土层中的 σ_z ；联合应用波氏与明氏解求有桩承台下的 σ_z 。它们的载荷条件是一致的，由于桩的设置与否，导致了地基中的应力分布不同，这便于我们对桩土复合地基的应力分布特征作出评估。

计算之一：设一个 100 桩复合承台，尺寸为 $12.0\text{m} \times 12.0\text{m}$ 总荷重 $P = 19440\text{kN}$ ，单桩荷载 $120\text{kN}/\text{根}$ ，桩间土承受的载荷 $R_1 = 60\text{kPa}$ ，桩长 10.0m ，计算深度 20.0m 为对比起见，设一平面尺寸为 $12.0\text{m} \times 12.0\text{m}$ 的等代基础，承受 $P = 19440\text{kN}$ ， $R_2 = 135\text{kPa}$ ，复合承台与等代基础的载荷及计算条件见图 2。

分别采用角点法和公式(2)（即假设摩阻力沿桩身均匀分布）计算桩土复合承台中心 0 点与等代基础中心 0 下的土中附加压应力值，见图 3 所示。图中曲线 1 为由桩产生的 σ_z ，曲线 2 为由桩和桩间土共同作用产生的 σ_z ，曲线 3 为等代基础中心点 0 处的 σ_z 。

计算之二：设一 16 桩复合承台，桩长 10m ，承台尺寸 $4.8\text{m} \times 4.8\text{m}$ 单桩荷重 $120\text{kN}/\text{根}$ ，桩间土 $R_1 = 60\text{kPa}$ 总荷重 $P = 3300\text{kN}$ 。同时设一

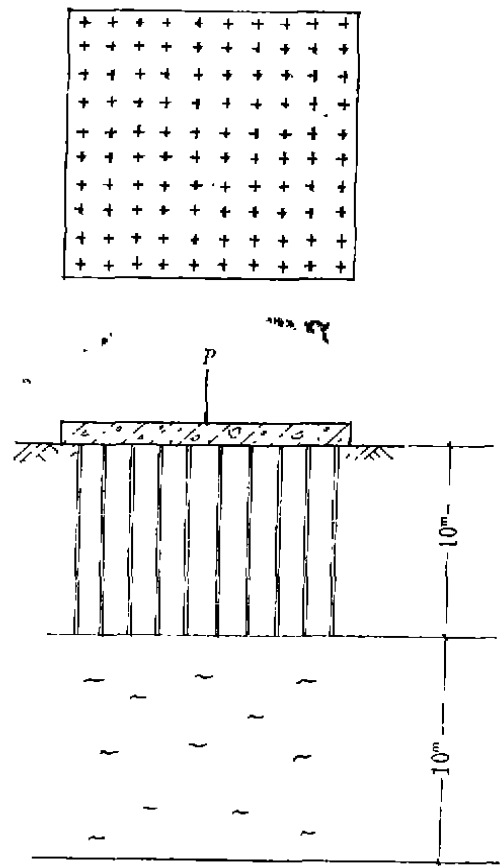


图 2 100 桩复合承台载荷及地基条件示意图（用于计算之一）

承台 $12\text{m} \times 12\text{m}$ 桩距 1.2m 桩长 10m
 单桩 $P_p = 120\text{kN}/\text{根}$ 桩间土 $R_1 = 60\text{kPa}$
 无桩筏基 $R_2 = 135\text{kPa}$
 总荷重 $P = 19440\text{kN}$

同样尺寸大小, 荷载相等的等代基础 $R_2 = 143\text{kPa}$ 。复合承台与等代基础的载荷与计算条件见图4, 分别用角点法与公式(2)计算承台与等代基础下宽 $4B$ 、深为 $2L$ (20.0m) 或

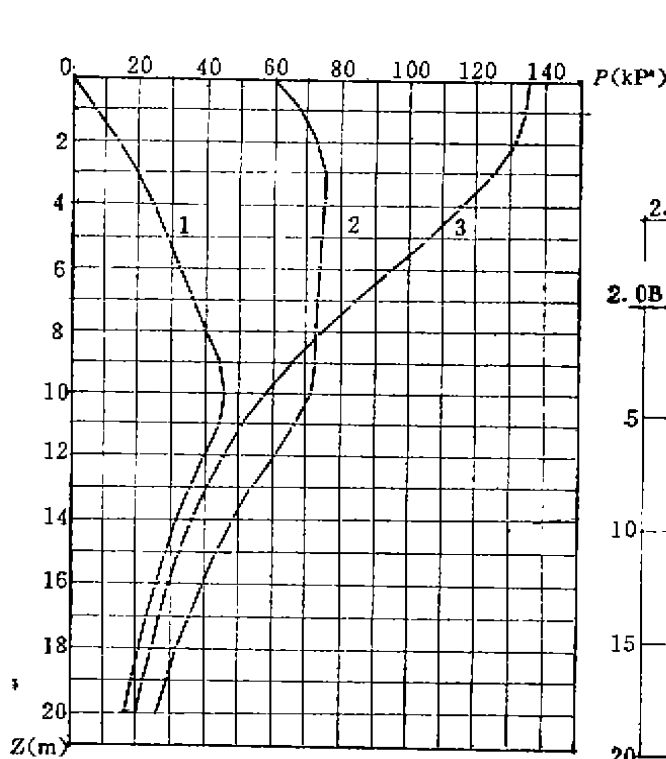


图3 100 桩复合承台无桩片筏基础中心O点下附加压应力图(情况2桩面摩擦力为常数)
 曲线1 ——由桩表面摩擦力产生的压应力
 曲线2 ——桩与桩间土荷载共同产生的压应力
 曲线3 ——与复合承台荷载条件相同的片筏基础产生的压应力

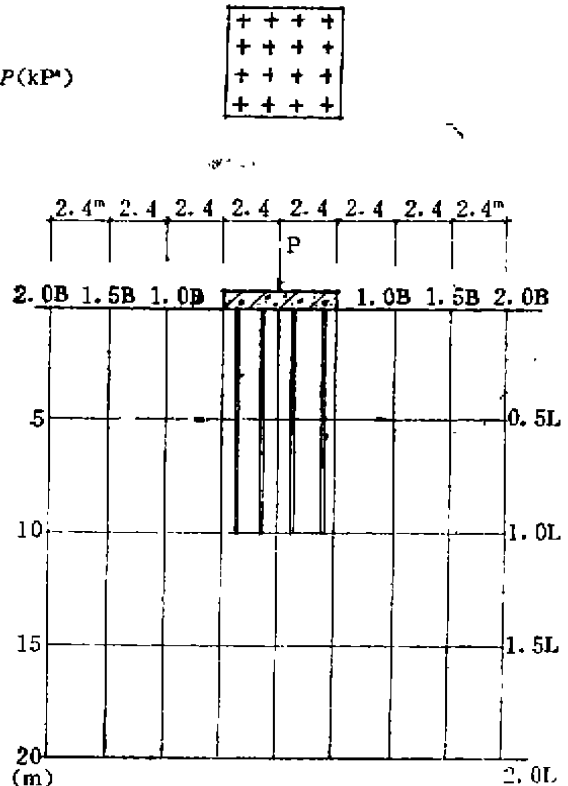


图4 16桩复合承台荷载及地基条件示意图(用于计算之二)
 承台 $4.8 \times 4.8\text{m}$ 桩距 1.2m 桩长 10m
 单桩 $P_p = 120\text{kN}/\text{根}$ 桩间土 $R_1 = 60\text{kPa}$
 总荷重 3300kN
 无桩筏基 $R_2 = 140\text{kPa}$

$4B$ (19.2m) 范围内的附加压应力值, 并依此画出它们的等值线图。见图5。

分析图3与图5中的压应力曲线, 我们可以得出如下2点重要的结论:

1. 在桩土复合地基中, 由于有桩的竖向传递荷载作用, 地基中的应力分布与无桩筏基(即等代基础)下的应力分布是不同的。桩土复合地基中在有桩加固区内, 其 σ_z 值小于无桩筏基下的 σ_z 值, 而在桩端下未加固区内, 则情况相反。

2. 在桩土复合地基中, 附加压应力趋于均匀化, 避免了高应力区(这是相对而言的)的出现, 扩大了中、低压应力区的范围。这对软土地基来说是十分有利的。因为软土地基的承载能力往往受到浅层软土的低不排水强度 c_u 所制约, 而土的变形模量又是随着地基土层的深度增大而增大的。因而桩土复合地基是一种提高软土地基承载能力和减少地基变形的有效办法。

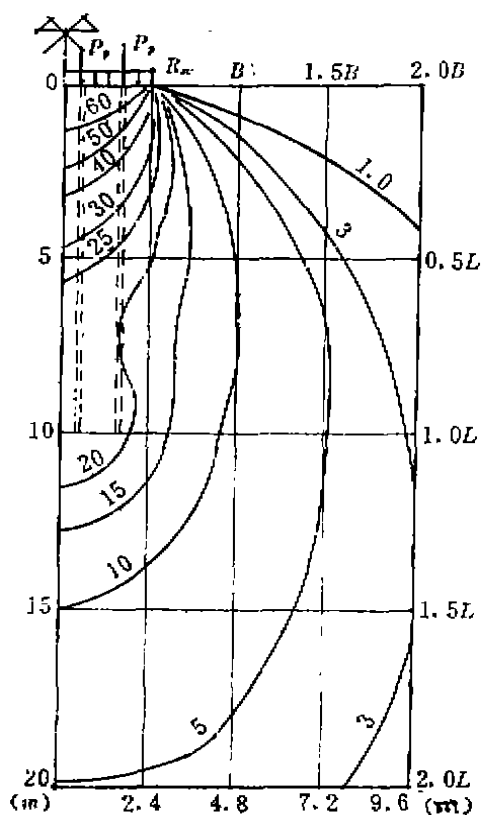


图5a 16桩复合承台下由桩土共同作用产生的附加压应力等值线图

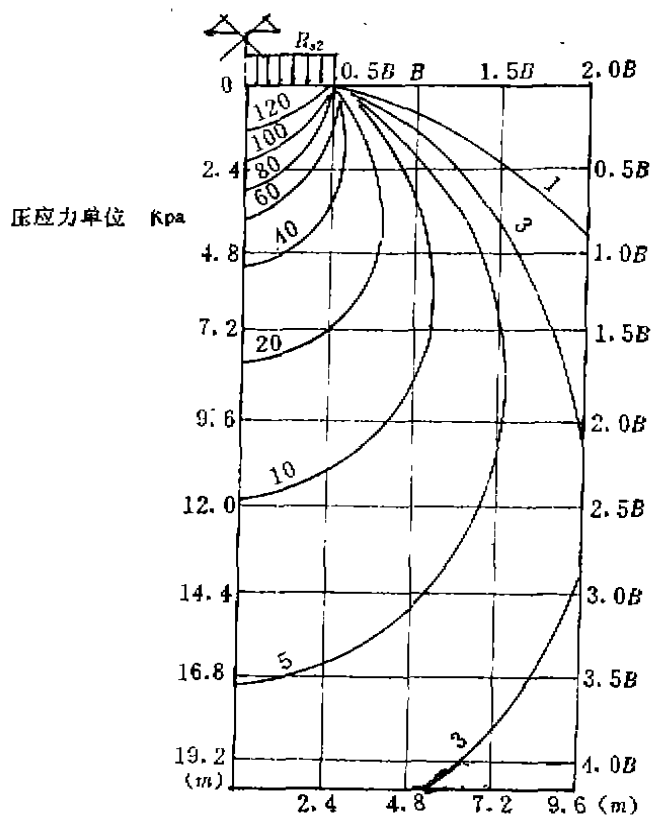


图5b 与16桩复合承台荷载条件相同的片筏基础产生的附加压应力等值线图

桩土复合地基中桩与桩间土的荷载分配及未加固层的附加压应力与变形的近似计算

在桩土复合地基的设计计算时，设计人员首先遇到的一个问题便是桩与桩间土的荷载分配问题，笔者在文献[4]中曾提出过三种方法：

- (1) 用带桩承台的静载试验得出的应力比 n 来确定 P_p 与 R_n ，简称为 n 法；
- (2) 用带桩承台静载试验的 $P-S$ 曲线来确定地基变形模量 E_s ，然后计算 P_p 与 R_n ，简称模量法；
- (3) 用桩和土的压应力系数 K_s ，根据加固土层中桩与桩间土变形相等 $\sum \delta_p = \sum \delta_s$ 条件，建立线性方程组，求得 P_p 与 R_n ，简称为系数法。

上述三种方法所得的 P_p 与 R_n 值有较大的不同。但笔者通过一系列工程实例计算表明，不论采用哪一种方法计算，复合地基的变形值相差是不大的。现有一实际工程，压缩土层计算深度为 25.0m 采用水泥搅拌桩复合地基，桩长 11.0m，桩距 $1.5m \times 1.5m$ ，桩下未加固土层 $E_s = 290kPa$ ，当桩荷确定为 $P_p = 120kN/根$ ， $R_n = 46.7kPa$ 。计算得总沉降为 $S = 23.0cm$ ，

其中未加固层变形 $S_2 = 18.1\text{cm}$ 。当采用桩间土荷载 $R_s = 80\text{kPa}$ 时, 桩荷载 $P_p = 48.5\text{kN/根}$, 总沉降 $S = 23.5\text{cm}$, 其中 $S_2 = 17.4\text{cm}$ 。若该地基不采用桩, 如同无桩筏基, 则 $S = 55.3\text{cm}$ 。其深 $11\text{--}25\text{m}$ 区段的 $S_2 = 16.8\text{cm}$ 。上述三种情况在基础中心 O 点下 $0\text{--}25\text{m}$ 处的附加压应力 σ_z 变化曲线见图6。这就启发我们:

在计算桩土复合地基的沉降时, 设计人员可根据经验直接判断 P_p 与 R_s 值, 并以此计算所得的沉降不会因 P_p 与 R_s 值有较大差异而有较大不同。从上例计算亦可知, 由于采用了桩土复合地基, 其计算所得的沉降大为减小, 约为无桩的天然地基的 42.3% 。其减小的主要部位在有桩加固层中(即该例中的 $0\text{--}11\text{m}$ 范围内)。由于在该层中, 附加压应力减小了, 而桩土复合模量 E_{com} 远大于原始土的压缩模量 E_s 值。

在实际计算时, 设计人员如采用本文的方法计算复合地基的变形尚需使用计算机和编制一定的程序。如若我们仔细地观察分析一下图3与图6, 就会发现: 在桩土复合地基中桩端下未加固土层中的附加压应力曲线与天然地基上的等代基础在相应深度中产生的附加压应力曲线是相似的。比较图3中的曲线1和2、图6中的曲线1、2与曲线3, 可见在 11m 深度以下(即未加固层中), 这两条曲线是近似平行的。只是复合地基中的压应力值略大一些。因而可以认为可用角点法与分层总和法来计算与复合地基相对应的等代基础在未加固层中产生的应力与变形来近似地估算复合地基在未加固土层中的应力与变形, 即 $S_{2\text{复}} = \alpha \cdot S_2$ 等。 α 为一增大系数。一般可取 $\alpha = 1.0\sim 1.3$ 。 α 值随着桩的布置、长度、数量及 P_p 值沿桩身分布的不同而变化。 α 值的变化规律可由实例计算的增多与积累。

几个值得进一步探讨的问题

1. 联合应用波氏与明氏解来求桩土复合地基中的应力分布是建立在把地基土视作为

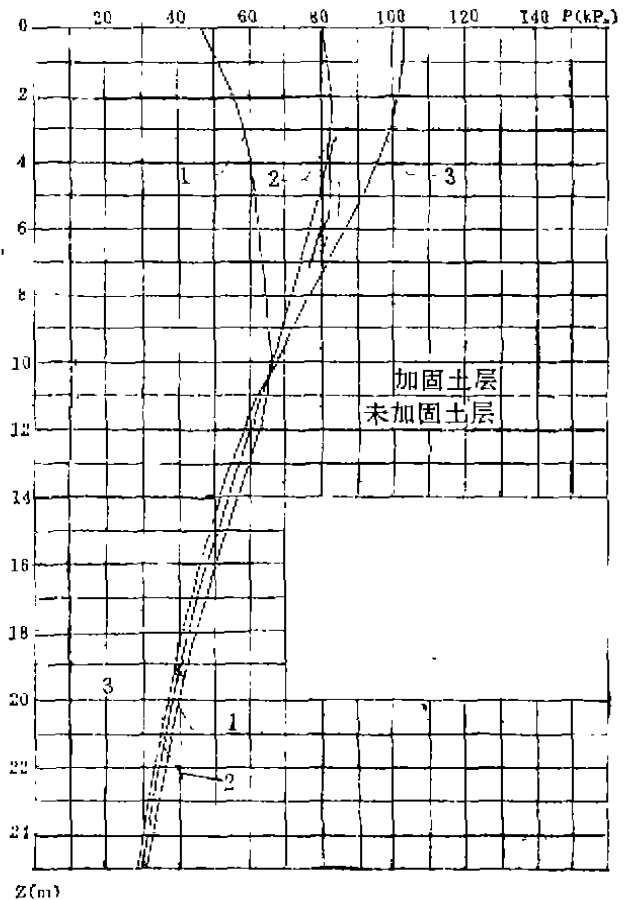


图6 桩土复合地基中总荷重与基础尺寸不变, 因 P_p 与 R_s 取值不同, 引起的土中附加压应力 σ_z 值的不同相比较

曲线1 $P_p = 120\text{kN/根}$, $R_s = 46.7\text{kPa}$ 产生的土中 σ_z

曲线2 $P_p = 48.5\text{kN/根}$, $R_s = 80\text{kPa}$ 产生的土中 σ_z

曲线3 $P_p = 0$, $R_s = 102\text{kPa}$ 产生的土中 σ_z

半无限的空间弹性体的基础上的。然而由于有桩的嵌入,尤其是当采用置换率较大的水泥搅拌桩复合地基时,加固层成了一个有竖向加筋体的土体,其应力的传递与各向均匀的弹性体会有较大的不同。如何修正这种条件下的应力分布是值得进一步研究的。

2. 桩承受的荷载 P ,在实际工作状态时是如何沿着桩身分布的也是一个需进一步研究的问题。因桩间土受荷作用会产生固结与变形,这肯定会对桩荷载的分布形态产生影响。而桩身荷载分布的不同,对地基中的应力分布会产生一定的影响。

3. 土的压缩模量 E 值与土的形成历史,前期压力以及所受的应力水平有很大的关系如何确定深层未加固土层的 E 值往往是影响沉降计算的另一个关键问题。

4. 计算所得的沉降是最终主固结沉降,如何确定未完成主固结前的各个时期的地基变形,这涉及加固复合土层与未加固深层土层的固结问题,值得进一步探讨。

参考文献

- 1 D. GEDDES (1966) Stress in foundation Soils due to vertical subsurface loading Geotechnique Vol 16 No.3
- 2 华南理工大学等编写(1991)《地基及基础》(第一版)中国建筑工业出版社
- 3 龚晓南(1990)《复合地基引论》浙江大学岩土工程研究所
- 4 李静文(1992)《水泥搅拌桩复合地基的沉降计算》浙江大学硕士学位论文

全国“复杂条件下的地基与基础工程”

学术会议在沈阳闭幕

中国建筑学会地基与基础学术委员会第十三次年会于1993年8月11日在辽宁省沈阳市闭幕。全国各省市近200名代表出席了会议。本次年会主题为“复杂条件下的地基与基础工程”。会议论文集已由东北大学出版社出版(论文集每册70元,欲购买者请与中国建筑科学研究院地基所资料室王希玲同志联系,邮政编码100013)。本次会议共交流论文76篇,论文内容包括复杂地质及复杂结构条件下的地基基础工程实例、地基基础设计计算、桩基与地基处理技术、地基基础试验检测方法、地基基础施工技术。

根据与会代表意见,经学术委员会研究决定第十四次年会将于1994年9月中旬在天津市召开,会议主题定为目前工程技术人员所关注的课题:高层建筑地下结构与基坑支护。

黄强供稿 (中国建筑科学研究院地基所)

水泥粉喷桩软土地基加固处理 复合地基静载荷试验

陈静敏 任奋芝

(中国科学院武汉岩土力学研究所 430007)

[摘要] 本文介绍了水泥粉喷桩对软土地基进行加固处理后其复合地基力学性能的静载荷试验结果及分析讨论, 对今后开展此类地基处理提供参考。

前言

利用水泥粉喷桩对软土地基进行加固处理, 提高地基土的承载能力, 使之满足建筑业迅速发展的需要, 这种地基加固处理方式目前已被广泛使用。在进行这类地基加固设计时, 通常都把该种类型的桩作为复合地基来设计的, 它是将水泥粉与软土搅拌在一起而形成的一种水泥土桩, 其桩体的强度明显高于土又低于水泥桩, 就其单桩特性来说, 它亦具有一般钢筋混凝土桩的特性, 但又不能简单地把它作为单桩来考虑, 因为它本身具有一种不均匀性。从开挖出的粉喷桩外形看, 它具有明显地层理, 且抗剪能力较差, 桩体单桩强度也不高。因此, 它的承载能力只有在与桩周土共同作用下才可充分显现出来。

基本模型

加固处理后的地基, 其初始状态已发生变化, 它由原来的软土地基, 加固成按一定规律排列着的强度高于土的水泥土桩与土组成的复合体。如果把它们间的关系作一简化, 可认为是由一组刚度不同的弹簧所构成的复合弹簧系, 作为承压板, 板的刚度假定为 D , 桩的反力可用弹簧的反力代替, 如图1示。

因此, 承压板上共有 F_n 个未知反力, 建立 n 个接触点上位移的连续方程:

$$[S]\{F\} = -\{\Delta_p\} \quad (1)$$

式中:

$$[S] = \begin{pmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \cdots & \delta_{1n} & -1 & -x_1 & -y_1 \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \cdots & \delta_{2n} & 1 & -x_2 & -y_2 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \delta_{r1} & \delta_{rs} & \cdots & \delta_{rn} & -1 & -x_n & -y_n \end{pmatrix} \quad (2)$$

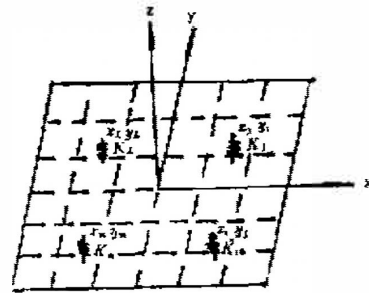


图1 基本模型示意图

$$\text{其中: } \delta_{i,j} = W_{i,j} + S_{i,j} \quad (3)$$

$W_{i,j}$ 在 j 点作用单位力, 在 i 点所产生的板的挠度。

$$S_{i,j} \begin{cases} 0 & i \neq j \text{ 在 } j \text{ 点作用单位力, 在 } i \text{ 点产生的弹簧的沉降} \\ \frac{1}{K_i} & i = j \end{cases}$$

$\Delta_{i,p}$ 为 i 点处位移。

K_i 弹簧的刚度系数。

及平衡方程:

$$[I]\{F\} = P \quad (4)$$

$$[y]\{F\} = M_x \quad (5)$$

$$[x]\{F\} = M_y \quad (6)$$

式中: $[I]$ 单位向量矩阵;

P 板上荷载;

M_x, M_y 对 x, y 轴之力矩;

x_i, y_i i 点处座标

将方程式(1)~(6) 综合写成

$$\begin{Bmatrix} [S] \\ [I] \\ [y] \\ [x] \end{Bmatrix} \{F\} = \begin{Bmatrix} -\Delta_p \\ P \\ M_x \\ M_y \end{Bmatrix} \quad (7)$$

简记之:

$$[R]\{F\} = \{\Delta\} \quad (8)$$

由此可求出各弹簧之未知力。

复合地基承载力试验

我们所进行的复合地基试验, 为单桩复合地基和群桩复合地基试验, 并分别在两个不同的软土地基现场进行了研究工作, 其实验进程为:

1. 试验一:

该工程为武汉某研究所一栋 8 层宿舍楼的地基加固, 该场地原为一栋二层住宅楼, 在原建筑被拆除后, 用水泥粉喷桩进行了地基处理, 其场地自上而下土层的分布为:

- 1) 填土层: 厚 6~8m, 杂色, 成份复杂, 土质松散, 强度变化大。
- 2) 粉质粘土: 粉砂土: 厚 7.5~16.7m, 土质均匀性稍差, 具中等压缩性。
- 3) 粉砂: 场地西部地段为中密状态, 该层层面起伏大, 场地近中部以西埋深为 9.3~11.2m, 向东呈倾斜下落, 层面埋深为 21.8~26.9m。

从以上场地的土层条件来看, 在地基主要受力层范围内土层均属较弱的高压缩性土, 不宜直接为浅埋基础的持力层, 必须经过处理方可支承上部荷载, 根据设计要求, 加固后

的地基土要求达到容许承载力 $f_{sp} \geq 150\text{kPa}$ 。

试验情况及结果。

本试验选取了若干根单桩复合地基和一组4根桩的群桩复合地基进行试验，这批粉喷水泥土桩桩截面设计直径均为 $\phi 520\text{mm}$ ，入土深度均为 7.2m 。

本试验采用重物提供反力，群桩复合地基试验是利用 $1700 \times 1700\text{mm}^2$ 面积，厚 4mm 的钢板作为承压板，并在承压板上再垫上 3mm 厚的 $85 \times 85\text{mm}^2$ 面积的钢板来加强其承压板的刚度；单桩复合地基试验是用2块 3mm 厚的 $85 \times 85\text{mm}^2$ 面积的钢板作为承压板的。试验时在各承压板中心放置油压千斤顶，作为加载装置，利用均布在板上的4个百分表来监测地基土的沉降。试验的准备，加荷等级，沉降观测及沉降稳定标准均按《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)中的附录四“地基土载荷试验要点”进行。

我们利用钢弦式土压力盒来测量群桩复合地基在整个加载过程中地基土压力的变化，其埋点布置如图2所示。

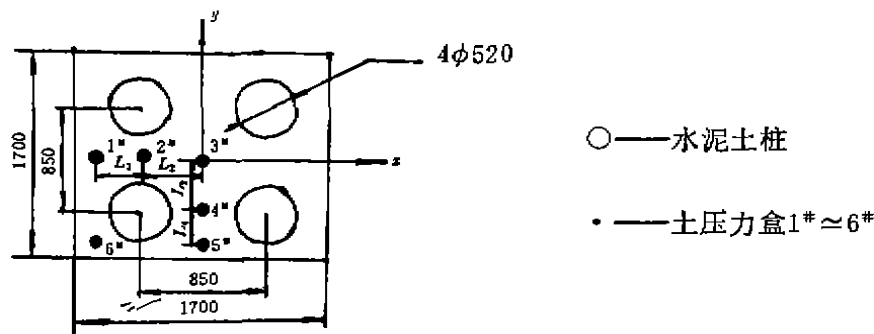


图2 群桩承压板下土压力埋点示意图

试验一中： $L_1 = 380, L_2 = L_3 = L_4 = 390$

试验二中： $L_1 = L_2 = L_3 = L_4 = 340$

本试验的结果被绘制在图3~图6中。

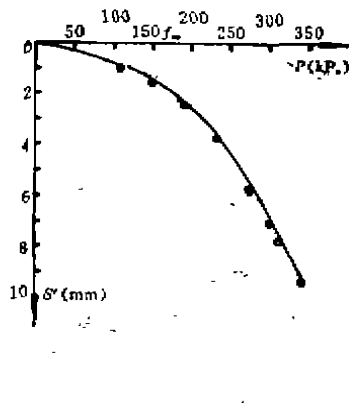


图3 932#单桩复合地基荷载压力~沉降(P~S)曲线

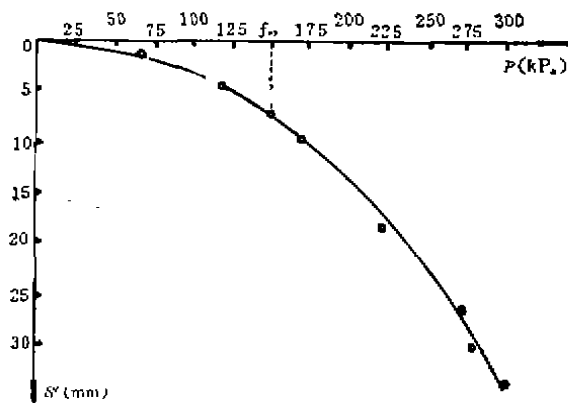


图4 750#、759#、749#、760#水泥土桩群桩复合地基荷载压力~沉降(P~S)曲线

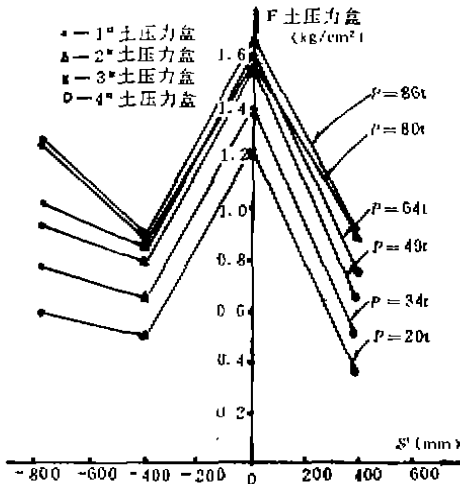


图5 群桩复合地基土压力分布曲线
 F 土压力~ x 埋点

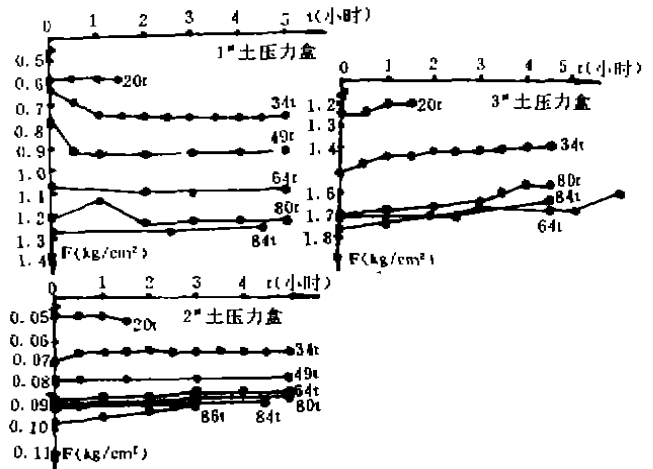


图6 群桩复合地基土压力~时间
($F \sim t$)曲线

2. 试验二:

该工地为汉口某区一栋9层宿舍楼地基加固,其地基场区内民房密集,地貌单元属长江冲积一级阶地,土体具二元结构明显,上部为粘性土,下部为砂性土,场地地势平坦,按其土层成因,土性及强度变化可分为三大层:

- 1) 填土层:厚 2.5~3.3m, 为杂填土,淤泥混杂土、素填土、淤泥质粘土等组成,结构松散,土质均匀性差,呈软塑状,具高压缩性。
- 2) 粘性土层,厚 6.1~6.9m, 由粘土,粉质粘土夹粉土等组成,土质尚均匀,呈可塑状,具中高压缩性。
- 3) 砂土层;厚2.6~9.1m, 由石英,长石,云母片及暗色颗粒组成,饱和、中密状。

根据设计要求,加固处理后的地基土要求达到地基土容许承载力 $f_{sp} \geq 150\text{kPa}$,挑梁处达到 $f_{sp} \geq 170\text{kPa}$ 。

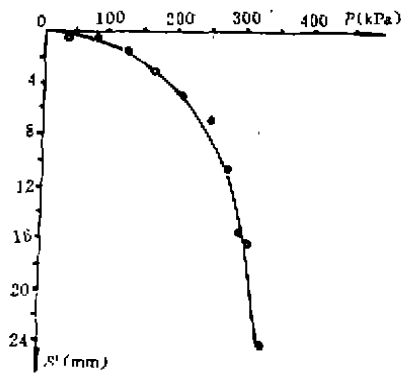


图7 701*单桩复合地基荷载压力~沉降($P \sim S$)曲线

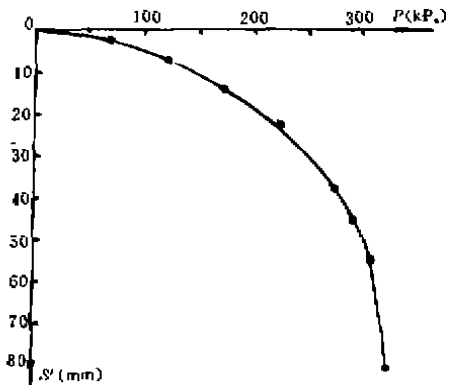


图8 351*、354*、375*、378*群桩复合地基荷载~沉降($P \sim S$)曲线

试验情况:

本试验选取了若干根单桩复合地基和一组4根桩的群桩复合地基进行试验,该批粉喷水泥土桩桩截面设计直径均为 $\phi 520\text{mm}$,入土深度均为7m。

本试验所采用加载装置,测量仪器及实验原理和程序与试验一基本相同。

利用钢弦式土压力盒来测量群桩复合地基在整个加载过程中地基土压力的变化时,压力盒的布点位置如图2所示。

试验结果被绘制在图7~图9中。

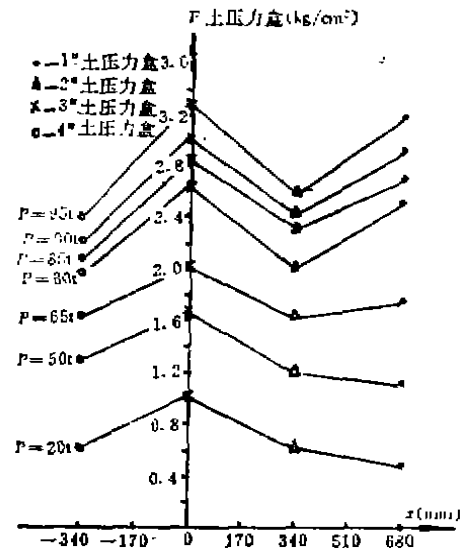


图9 群桩复合地基土压力分布曲线
 F 土压力 $\sim X$ 埋点

分析与讨论

试验一中,群桩复合地基最终沉降量为34mm,且在最大荷载压力 $P_{max}=300\text{kPa}$ 作用下,地基土未出现极限破坏现象,故该组试验复合地基土的容许承载力。

$$f_{sp} > 150\text{kPa} \quad (\text{试验一})$$

试验二中,群桩复合地基在 $P=312\text{kPa}$ 时均能达到“规范”要求的沉降稳定标准,在 $P=329\text{kPa}$ 时,沉降急剧增加,压力表难以稳定,故终止加载,该组试验复合地基土的容许承载力

$$f_{sp} = 156\text{kPa} \quad (\text{试验二})$$

从试验一、试验二的群桩复合地基土压力分布曲线图5、图9中可以看出,土压力分布在四桩中心处压力最高,在两桩中间处土压力最低,承载板四周边处压力居中。这种压力分布,正是地基加固处理后的结果。由于粉喷水泥土桩的强度高于地基土,因此,当荷载施加后,土体被压缩,承载力主要靠桩体承担,由于土相对于桩有向下运动的趋势,桩面对桩周土产生一向上的摩擦阻力,故靠近桩周土的压力值为向下的施加载荷值与向上的摩擦力两部分之和,因此,靠近桩边力所承受的压力最小,这就是在测试图5、图9中,两桩间土压力最低的原因。

据前述图1所示基本模型,我们把图2所示桩土分布图分为4个部分:第一部分为桩体,所占面积为4个 $\phi 520$ 的圆面积,记为 A_1 ;第二部分为1#土压力盒埋设区域所代表的边周土,记为 A_2 ;第三部分为4个桩中部由3#土压力盒所测代表的中间土部分,记为 A_3 ,第四部分为两桩间的土,记为 A_4 ,由2#土压力盒所测值代表。有承压板下各部分所占面积分别为:

$$\text{桩截面积} \quad A_1 = 4A_{\text{桩}} = 0.85\text{m}^2$$

$$\text{四桩中间土面积} \quad A_3 = [0.85 - 0.25]^2 = 0.11\text{m}^2$$

$$\text{二桩间土面积} \quad A_4 = 4[0.85 \times 0.52 - A_{\text{桩}}] = 0.92\text{m}^2$$

$$\text{周边土} \quad A_2 = 1.7^2 - [A_1 + A_3 + A_4] = 1.01\text{m}^2$$

假定每部份上所受荷载均匀,并由埋设于此的土压力盒测得,桩上所受荷载通过外加荷载减去各部分土所受荷载求得,则复合地基中桩与各部分土的应力比被绘于图10.a~图10.b。

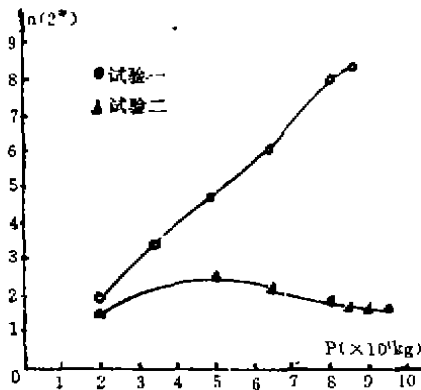


图10.a 桩土应力比(两桩间土)与外载 $n-P$ 曲线

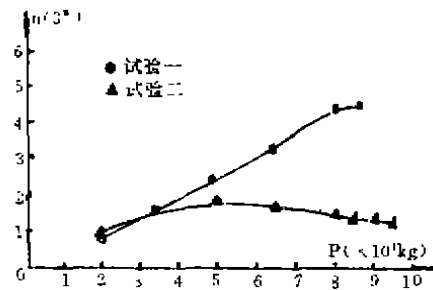


图10.b 桩土应力比(四桩中心土)与外载 $n-P$ 曲线

从图10中可以看出,桩土应力比不是一常数,它随荷载的增加而增加。但对于土质较差的地基,例如试验二中,其比值 n 上升到某一定值后就开始下降,从图中可以看出,这比值最大值出现在 $P=50t$ 处,此处正是该复合地基允许荷载值,然后开始减小,当它接近某一值时又趋于稳定,这一现象表明,当外载施加在加固后的地基土上时,桩土间的应力是相互调整、转移的,且桩土应力比在上部荷载接近其允许荷载时达到最大值。

试验一中,由于原始地基情况比较好,故其比值在所加载段基本上趋于上升趋势,到最后一级荷载时曲线才开始出现拐点,亦即为此复合地基的允许承载力。

上述现象表明:

在进行复合地基加固时,若原始地基土良好,则加固后的桩体强度亦较高,其粉喷水泥土桩就显现出类似于刚性桩的特征。相反,则出现桩土应力比差别不大的情况(如试验二)。但从图9中可以看到,加固后的土所承受的压力明显高于原状土的极限荷载,其原因就是因为桩周土的侧向变形被桩体所限制,桩体对土产生的约束加固作用,使土的流塑性能发生改变。

从图3~图4以及图7~图8中我们还可以发现,单桩复合地基与群桩复合地基有着明显的差别,在相同的外加应力作用下,单桩复合地基的沉降明显小于群桩复合地基:在试验一中的图3、图4里,当外载应力为300kPa时,单桩复合地基的沉降为7.2mm,而群桩复合地基在300kPa时的沉降达33mm,为单桩复合地基下沉量的4倍;在试验二中的图7、图8里,当外载为350kPa时,单桩复合地基的沉降为23mm,而群桩复合地基的沉降达75mm,为单桩复合地基沉降量的3.3倍。这表明,进行单桩复合地基试验时,单桩四周的土受周围未承压桩的约束较大,影响了其沉降,从而不能真实反映其加固复合地基的沉降量。

试验中我们还发现,当外载维持在某一值时,随着时间的推移土中的荷载也在调整。如图6所示,在加荷初期,土中压力逐渐增大,1小时后,在同一荷载下,土中压力基本趋于稳定,2小时后出现下降趋势。这一现象表明,加载开始时,桩体被压缩,压力向土体中转移,经一段时间调整后,桩体被压密实,土中压力又开始向桩体调整,整个进程处于动态平衡。

结论

据前面的分析讨论结果,我们认为:

- 1) 粉喷水泥土桩在复合地基加固中的作用是明显的,它可以提高地基的承载能力。
- 2) 要提高水泥土桩的加固效果,除加大桩的横截面积外,更应注重提高其桩体的抗压强度,这样才会较大幅度地提高地基的承载能力。
- 3) 在用此方法加固处理后的地基中,桩土应力比不为常数,且桩土应力比的最大值恰好反映了地基加固后的允许荷载值。因此,提高桩土应力比将是提高复合地基承载力的关键。
- 4) 复合地基实验中土的压力以4桩中心处土压力最高,亦即离桩较远处的土体受载荷最大,因此设计中如何合理地安排桩距将对提高复合地基的承载力起较重要作用。

全国湿陷性黄土学术会议在兰州市召开

中国工程建设标准化协会湿陷性黄土委员会于1993年10月16日至18日在兰州市召开了“全国湿陷性黄土学术会议”,出席大会的代表160余人,收到论文81篇,这些论文内容,包括湿陷性黄土的工程特性、湿陷性黄土的地基处理,湿陷性黄土地区的桩基,湿陷性黄土地区的地基事故分析等。这些论文反映了我国湿陷性黄土的技术水平和最新研究成果。中国建筑工业出版社将出版该次学术会议的论文集。

(吴廷杰供稿)

水射泵井点降水对强夯 加固地基的辅助作用

王引生

(上海市政二公司交通井点设备厂 上海200092)

〔摘要〕 张家港码头堆场在吹填土上用强夯加固地基。采用JS45型水射泵井点辅助降低地下水位,取得成效。既解决了强夯对饱和软粘土地基的使用难题,又使井点降水在基坑开挖以外扩大了应用范围。

文中还论述了IS45型水射泵井点对强夯的适应性。

强夯适用范围中的“盲点”

强夯作为加固地基的一种方法,有一定的前途,国内外均有所发展。对于砂性土或含水量较低的回填土,强夯的地基加固效果是肯定的,对饱和的软粘土是否有效,则意见分歧:有人认为强夯使之得到加固是可能的;也有人认为饱和的软粘土用强夯加固强度不会提高^[1]。上海地基规范^[2]有关强夯法的条文规定:“当地下水距地表面2m以下且表层为非饱和土时,可直接进行夯击;当地下水位较高不利手施工或表层为饱和土和农田耕植土时,可铺0.5~2.0m厚的中粗砂、砂砾……后进行夯击”。也就是说,夯击的地表2m左右必须是非饱和土,否则夯击时会呈现“弹簧土”,以至无法起到夯实地基土的作用。条文中的地下水距地表面2m以下,与表层为非饱和土是相适应的。铺2m中粗砂不仅是为了解决施工难度问题而且也是为了割断原先表层饱和土中水分的毛细升高。换句话说:表层2m以内存在饱和软粘土是强夯适用范围中的“盲点”。解开“盲点”的办法就是要改变这个状态。人工降低地下水位(达2m以下)能起到改善作用,因而也就必然地成了解决难题的办法之一。

张家港码头堆场的一次实践

张家港码头堆场位于长江南岸的吹填土上。工程地质资料见图1。为了提高堆场地基承载力,1990年由山西机械施工公司承接强夯地基加固处理。

施工时虽已铺了砾砂,并在暗浜部位设置盲沟,但夯击时仍出现了“弹簧土”现象。后来该公司向我厂购去JS45型水射泵井点系统设备。采用4m立管(不包括滤管长度)、井点间距1m的人工降低水位的布局,在一边井点运行降水,一边进行强夯施工的条件下,使得不利于施工的约三分之二的场地也取得了加固的效果。该施工公司及建设单位对此均甚满意。同时也开创了一个利用井点降水辅助强夯加固地基的成功实例。

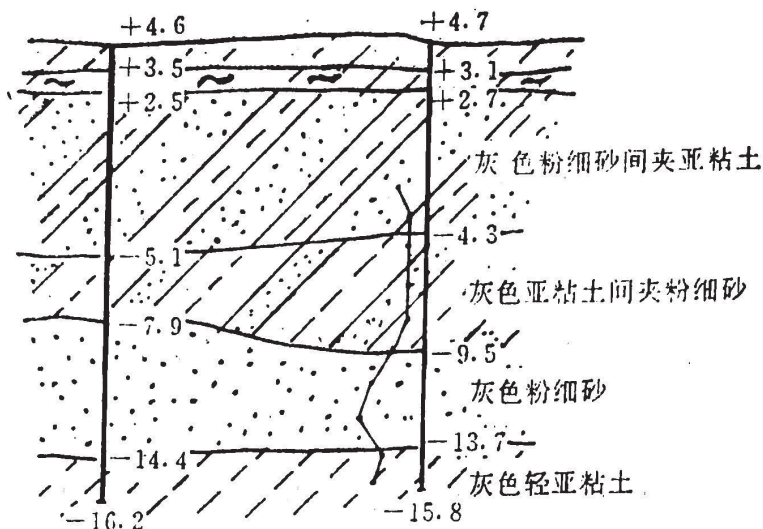


图1 地质资料

JS45型水射泵井点的适应性^{[3][4]}

强夯加固地基施工时振动较烈，而且操作人员必须离开夯点一定距离以策安全。

井点降水系统中的老式设备——机械真空泵，是由往复、干式真空泵配有真空罐等组成，需要专人值班。主机机组笨重，不移动、部件较多、容易损坏，更经不起较大的振动，因而未曾听说过有配合强夯进行使用的情况。

JS45型水射泵是上海市市政工程研究所和上海市政三〇二队（即我厂原隶属单位）共同研制并于1980年经过技术鉴定的新一代井点降水设备，主机泵体与 w_3 型机械真空泵主机机组相比，外形尺寸仅为1/5，自重仅为1/6，单价仅为1/5、耗电约为1/2。除附着在主机上的定型产品3BL9离心泵外，没有机械运动部件，因而不怕振动。JS45型水射泵井点系统的井管、总管和主机相互间的联接均是软接头，也不怕振动，并且不会在连接处产生“次应力”而引起折断。即使施工过程中有所碰断，用闷帽或闷板闷住泵体一方，就可保持余下部分的井点继续运行。另外，值班人员在远处就可观望JS45型水射泵的工作真空度及出水情况，判断运行是否正常。所以能够在强夯加固地基的施工时，用JS45型水射泵井点系统，配合人工降低地下水位，较为适应。

JS45型水射泵的实用最大抽汲高度在标准大气压状态下可达9.5m，比机械真空泵骤增2m，更是一项特色。使其抽水性能大大胜过机械真空泵。况且强夯时要求辅助降低的地下水位数值仅为2m左右，远低于9.5m的抽汲高度，这就更能使之发挥辅助作用了。

结语和讨论

1. 强夯加固地基，可以说是从我国古老的打夯法发展起来的。其加固软粘土地基的机理目前还不十分清楚^[1]。这次张家港码头堆场用井点降水配合，在吹填土上强夯取得成效，就是一项实践。既消除了强夯适用范围中的“盲点”，又为解决理论争端提供了事实

依据。

2. 强夯加固时需要分遍夯击。第一遍夯击就会在地基中形成裂缝,影响“井点孔”的漏气。因此在施工中要及时采取措施,尽量保持井点降水表面不漏气。根据作者对井点降水十多年来的研究,认为:只要井点立管不断和不漏气,井点孔愈漏气井点降水效果愈好。此点尚需深入继续分析研究。

3. 井点降水对地基的加固作用是较小的(在基坑开挖工程中,主要是井点降水保证了基底土的不受水力扰动)。在配合强夯使天然地下水位下降2m左右的状态下,则井点的加固作用更是微不足道。所以说,在强夯加固地基中配合使用的井点,只起到了辅助作用,但却使井点降水扩大了使用领域。

参考文献

- [1] 地基处理培训班教材,上海市勘察设计协会,1991,第三章《强夯》。
- [2] 上海市标准《地基基础设计规范》DBJ08-11-89,1989。
- [3] 建设监理(地基基础工程施工专业)培训教材,上海市业余土木建筑学院等编印,1992,第六章《井点降水的施工监理》。
- [4] 《水射泵井点》,载《市政研究》,第一期,1981。

水泥搅拌桩处理软弱地基实例分析

肖海山

(武汉市东西湖区建筑设计室 430040)

〔摘要〕 水泥搅拌桩处理软弱地基近年来已在本地区民用住宅、商业服务楼、工业生产车间、烟囱、筒形园池等9个工程项目中应用,获得了满意效果。为不断总结经验,撰文介绍,以期使这种地基处理技术得以发展和提高。

引言

水泥搅拌桩是一种利用水泥作为固化剂,通过特制的深层搅拌机械,采用喷浆法,在地基不同深处就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,使软土结成具有整体性、水稳定性和一定强度的优良地基,从而达到加固淤泥质土和淤泥等软弱地基的新方法。89年以来先后在我区几例工程中试用,取得了较好的工程效果及经济效益(详见工程实例分析一览表),现已被普遍采用。在此,本文举例加以分析。

表1

工程编号	工程名称	层数	结构形式	建筑面积 m ²	基础形式	布桩形式	总桩数	复合地基承载力标准值		沉降量		基础处理费用 (元)
								设计要求	抽检结果	计算值	实测值	
1	农房19号楼	5	砖混	3498	条形基础	沿墙基础轴线单排均匀布置	424	15t/m ²	≥ 15t/m ²	5.2cm	3.6cm	63600元
2	农房27号楼	7	砖混	3140	条形基础	沿墙基础轴线双排均匀布置	628	150kPa	≥ 150kPa	8.8cm	未竣工	110000元

东西湖区房地产综合开发公司闷家湖小区农房19#楼

该工程的工程地质条件见图1。

根据触探资料经分析对比,决定采用水泥搅拌桩处理地基。设计时对桩的入土深度要求打至第II层(见图1)。桩的直径为500mm。单桩承载力要求不低于12t。地基加固后复合地基承载力不低于15t/m²。

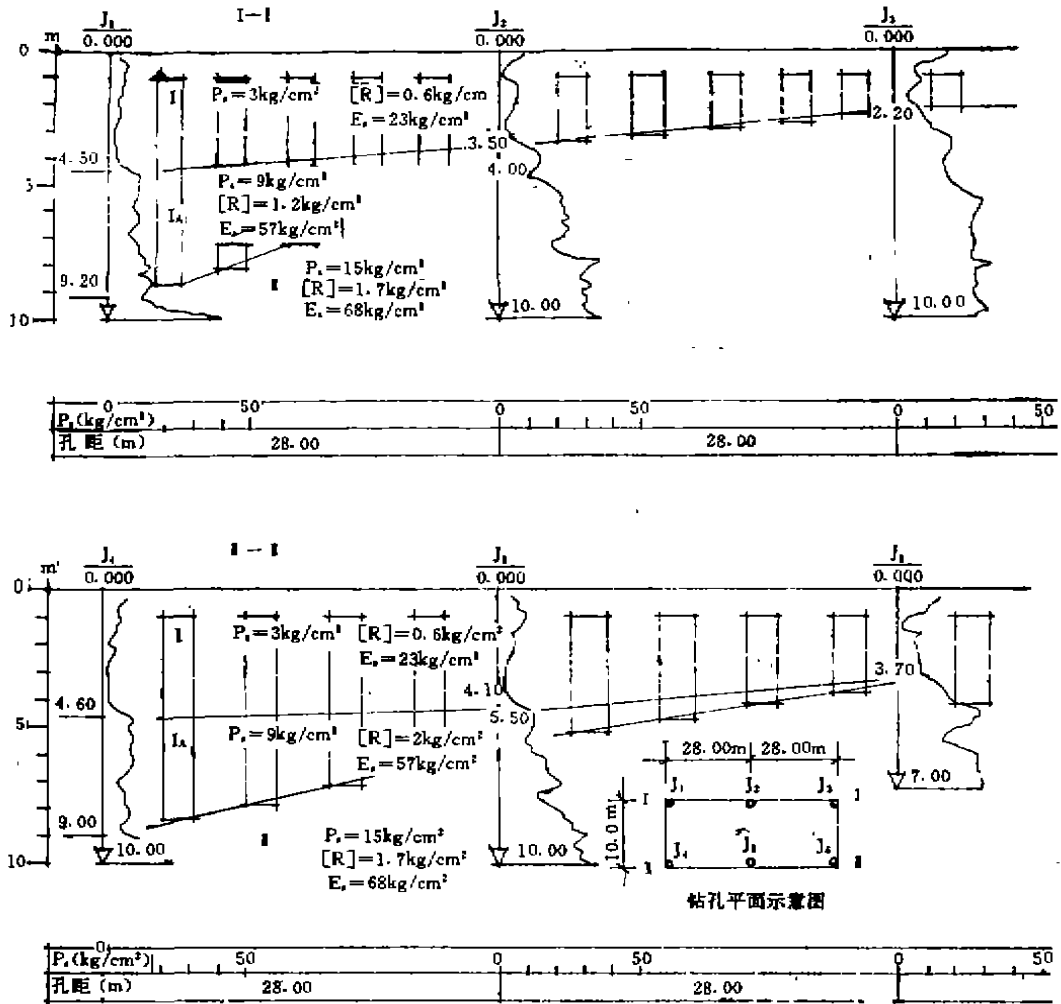


图1 19#楼工程地质剖面及搅拌桩入土深度控制示意图

基础设计采用74规范。基础形式见图2。经浙江省有色地质综合勘察公司施工和检测满足了设计要求。表2为19#楼沉降计算值与实测值对比表。图3为19#楼沉降量与时间的关系曲线。

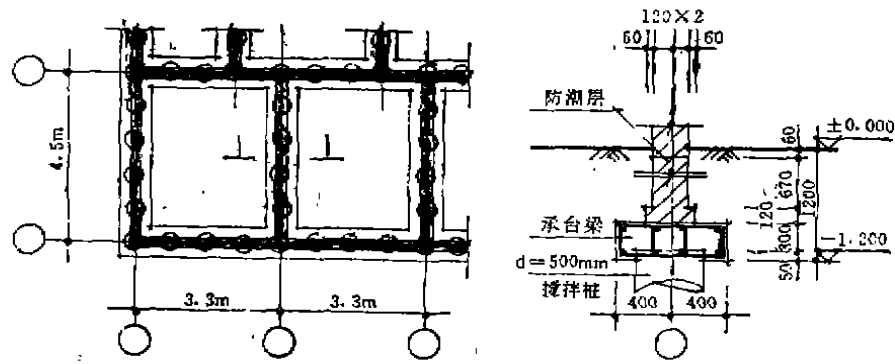


图2 19#楼基础平面示意

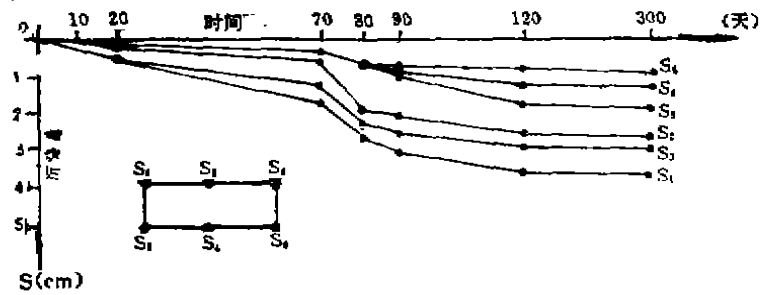


图3 19#楼沉降量与时间的关系曲线

沉降量计算与观测结果分析表

表2

沉降观 测点	计算值 (cm)	实 测 值 (m)						
		±0.000	一层楼面	二层楼面	三层楼面	四层楼面	封 顶	交付使用 后 半 年
S1	5.2	0.000	0.006	0.015	0.027	0.030	0.035	0.036
S2	5.2	0.000	0.002	0.005	0.018	0.020	0.025	0.028
S3	5.2	0.000	0.005	0.012	0.022	0.025	0.028	0.030
S4	5.2	0.000	0.001	0.002	0.005	0.008	0.011	0.015
S5	5.2	0.000	0.001	0.002	0.005	0.009	0.017	0.022
S6	5.2	0.000	0.001	0.002	0.005	0.006	0.010	0.012

注：沉降观测结果由该小区农房公司工程科测量提供。

东西湖房地产综合开发公司农房27*楼

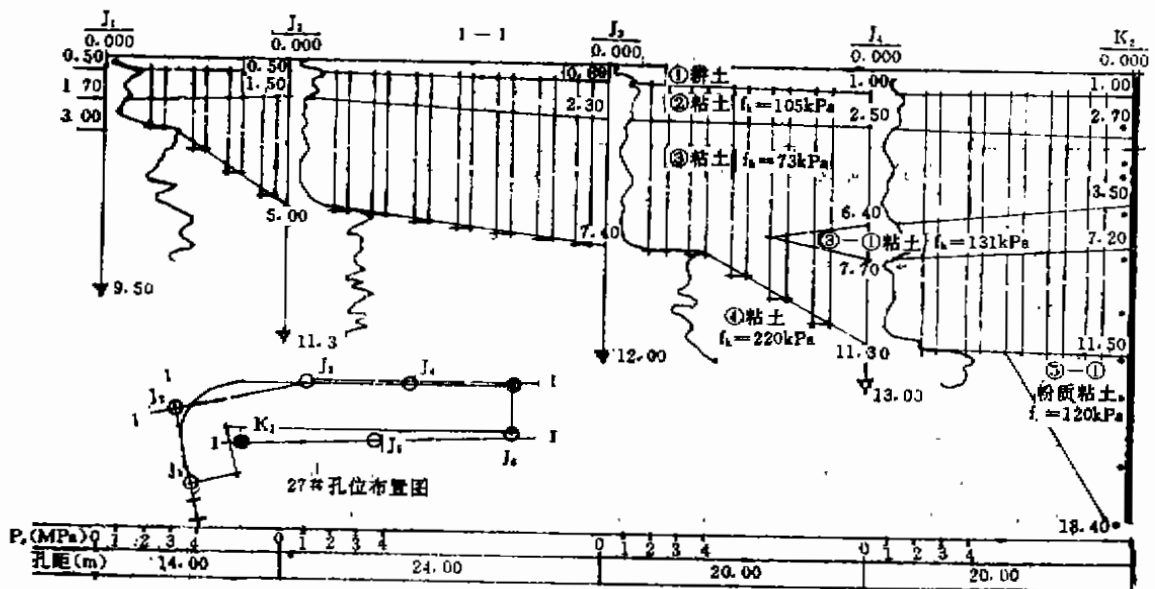
27*楼的工程地质各层物理力学指标列于表3。

农房27*楼工程地质各土层物理力学指标汇总表

表3

土层代号	土层名称	土工试验指标											静力触力指标					设计参考	
		含水量	天然容量	孔隙比	饱和度	液限	塑限	塑性指数	液性指数	压缩模量	压缩系数	凝聚力	内摩擦角	容许承载力	贯入阻力	容许承载力	压缩模量	容许承载力	压缩模量
		ω	γ	e	S_r	ω_L	ω_P	I_P	I_L	E_s	a_{1-2}	c	ϕ	f_k	P_s	f_k	E_s	f_k	E_s
		%	g/cm^3	-	%	%	%	%	%	MPa	MPa	kPa	度	kPa	MPa	kPa	MPa	kPa	MPa
②	粘土	34.5	1.87	0.95	98	38	21.2	17.0	0.8	4.0	0.52			105	0.8	104	4.1	105	4.1
③	粘土	34.8	1.88	0.98	97	38.8	19.4	19.4	0.82	3.2	0.62			85	0.5	73	2.6	73	3.0
③-①	粘土	38.6	1.84	1.07	99	60.1	27.4	32.7	0.34	6.9	0.3	27	11.3	131	1.1	130	5.0	131	5.5
④	粘土	30.0	1.95	0.82	99	43.8	22.4	21.4	0.36	11.1	0.17			189	2.0	220	8.5	205	9.0
⑤	粉质粘土	25.3	1.99	0.69	98	30.8	18.2	12.7	0.55	9.2	0.18			225			225		9.6
⑤-①	粉质粘土	28.9	1.95	0.78	99	33.2	17.8	15.2	0.72	5.2	0.35			148	1.0	120	4.7	120	4.7

设计时桩的入土深度见图4。桩径500mm。单桩承载力标准值不低于120kN，地基加固后复合地基承载力标准值不低于150kPa。



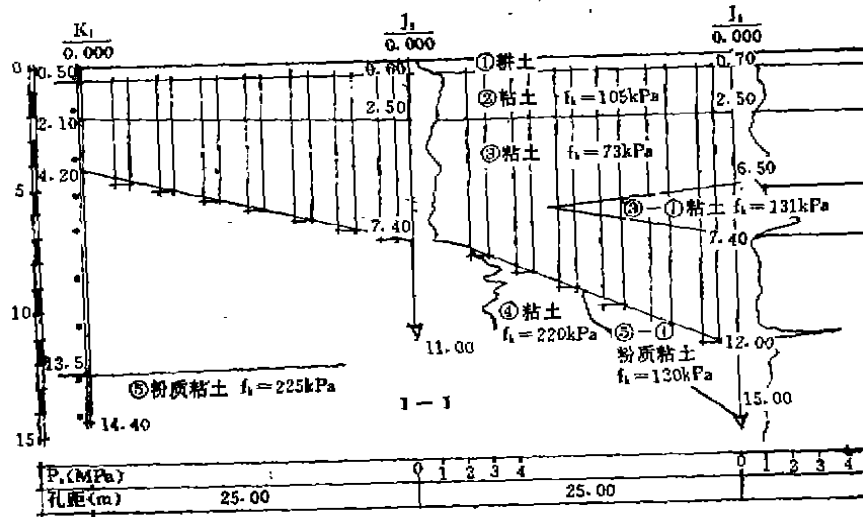


图4 农房27#楼搅拌桩入土深度控制示意

基础设计采用 89 规范和武汉市建筑软弱地基基础设计规定 (WBJ-1-1-92) 计算。经湖北省地质实验研究所对复合地基垂直静载试验证明, 其复合地基承载力达到设计要求。图 5 为 27#楼试点平面。

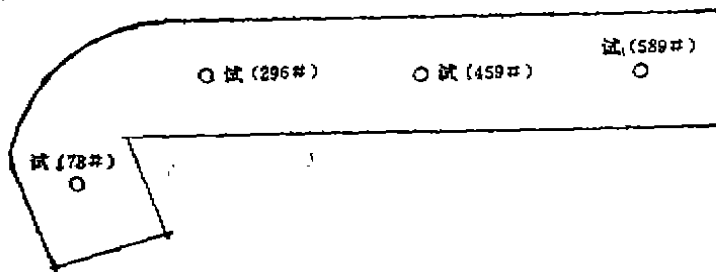


图5 27#楼荷载试点平面位置示意图

表3

试验编号	最大试验荷载 P(kN)	最大试验荷载下的沉降量 S(mm)	容许承载力 [R](kPa)	容许承载力对应沉降量 Sa(mm)
589# 试 1	300	15.01	150	2.29
459# 试 2	300	10.48	150	3.13
296# 试 3	300	14.49	150	3.27
78# 试 4	300	22.47	150	5.21

试验结果评定, 本工程地基采用水泥搅拌桩加固, 形成复合地基。其中对四组复合地基进行静荷载试验, 采用 1.0×1.0m 承压板, 最大试验荷载 300kN。从试验结果看, 四组复合地基均未出现极限荷载, 按允许承载力为最大试验荷载的一半取值四组复合地基承载力均为 150kPa 满足设计要求。

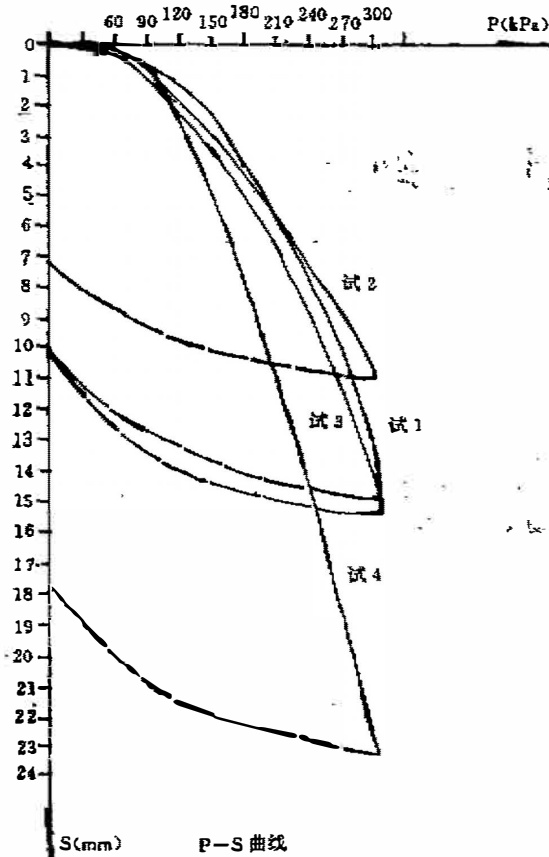


图8 为27#楼试桩曲线

结语

综上所述,结合我区地质条件,作为此法在我区的应用,笔者认为可行的。从经济角度出发,其地基处理费用是较经济的。在施工方面由于有专业施工队施工,在施工速度、质量及检测手段上均能满足要求。加上经加固处理后的地基承载力提高较大,适用于我区近阶段房屋的建造层数一般均在7、8层左右的实情。同时,还能减少房屋的沉降量和不均匀沉降。

但是,此法在应用及施工方面仍然存在一些不足。从设计上来看主要是沉降变形计算方法都是借用某些常规计算方法,且计算值与实测值差异较大。从施工方面分析主要是检测手段应向快而准的方向发展,克服试桩周期长(成桩后60天才能试桩),并建立一套完整的质量抽检及资料回归分析体系。

参考文献

- [1] 《地基处理手册》编写委员会(1988)《地基处理手册》中国工业出版社。
- [2] 武汉市工程建设技术专家组(1992),武汉市建筑软弱地基基础设计规定(WBJ-1-1-92),武汉市城乡建设管理委员会。
- [3] 浙江省建筑设计院(1990),浙江省标准——建筑软弱地基基础设计规范(DBJ-10-1-90),浙江大学出版社。

传导现象 从理论到岩土工程实践

J. K. MITCHELL

岩土工程课题,实际上均涉及到液流、化学流和能量流,对穿经土的直接流和耦合流类型给予最新论述,并对其在岩土工程实践上的重要性作出评价。对同类型梯度引起的水、热、电和化学流的分析,达西、傅里叶、欧姆和费克定律提供了合乎实际的依据。不同类型梯度的引伸应用,能对土形态和性质以及穿经的流,引起显著变化。当仅有两种类型的流属于重要时,可经直接量测其耦合系数而很容易作到耦合流的定量表述。对更为复杂体系的流的定量表述,则采用不可逆热力学是有效的,提供了用直接量测的土参数,诸如水力传导系数,作为表述耦合系数的关系。由电和化学梯度引起的耦合液流,在具有水力传导系数值小于 10^{-2} m/s土内,对直接水力流具有重要关系。热驱动液流仅对部份饱和土重要。本文给出了基础应用和理论推导。

编者

土力学以其所涉及的材料十分复杂而是一门复杂的课题。并且,愈益深入于土的奇秘性能,则需要大量的手段,譬如,与结构工程相较而言。欲献身于土力学的人,通常,不仅需要具有材料性质全面知识和教学,至少到弹性理论基础,而还需要物理化学和地质学的知识。此外,尚需掌握构成土力学基础的一些全新构思和研究途径。

Arthur Casagrande, 1938

前言

自一次工程会议结束之际, Arthur Casagrande说了这些话的五十多年以来,其正确性已充分证实。物理、化学现象在土的工程性状上的重要性,远超过围绕这一领域所建立的一个完整分支,而地质学却对我们所从事的一切事物都是最重要的。我选择了一些“新的构思和研究途径”作为本次朗肯讲座(Rankine Lecture)的题目。

实际上,所有岩土工程课题均与土或岩石的变形、稳定和体积改变,和/或各种类型的液、化学和能量流的研究有关。而且,这些流通常对岩土材料的变形,体积改变,和稳定性能起着极其重要的作用。从而,适时地复查这些穿经土的流的性质就有三个理由:首先,为瞭解土性能,瞭解传导现象是根本性的;其次,仅研究穿经土的水流是不够的,因为个别的或共存的化学、热和电流,不仅岩土材料本身,而且周围环境,均深受其影响;和第三,在岩土工程应用中,一些流的技术可以派上用场。

当土体受到水力,化学,电和热的梯度时,物流动。软和压缩性土体可因梯度而变形,而强和非压缩性土和岩体经受物质流和能量流穿过。中等压缩性和强度的土材料可遭到变形和渗透。并且已经知道,一种类型的梯度可引起另一种类型的流,诸如,由电梯度引起的水方流,而这些耦合流(Coupled flows)在许多情况下,则可以是重要的。它们在岩土工程课题中的功用从20世纪中叶开始,就引起特殊注意。

在最早期的出版物中,有L. Casagrande (1941)他开创了电渗在降水和边坡稳定上的应用,和

本文系J. K. MITCHELL教授在81届朗肯讲座的讲演,该文载于Geotechnique Sept. 1991, Volume 41, No.3. 在大规模建设中,我们也已遇到,或将大量遇到岩土工程中的传导课题。本文前半部由祁恩明译,后半部由陈新民译,全文由陈光且校。

译文错误与欠妥之处, 谨请指正。

Winterkorn (1947, 1955), 他注意到化学渗, 电渗和热渗之间的相似性, 提出了包括电和热梯度所起作用的一个通用达西定律。Winterkorn (1958) 也提出在处理质量传递过程中采用不可逆热力学——一个现已广泛应用的方法。

其后, Olsen (1969, 1972) 分析了地质过程中各种类型的流; L. Casagrande (1952, 1959) 发展了电渗作为土排水和固结的一种手段; Gray 和 Mitchell (1967) 阐释了电渗效率的原理; Erig (1968) 推导了电渗固结原理; Greenberg, Mitchell 和 Witherspoon (1973) 和 Mitchell, Greenberg 和 Witherspoon (1973) 提出了化学和水力耦合流的全面理论; 和 Veder (1981) 开始调研了在边坡稳定上, 土层中自身位能的影响。在该时期中, 土化学和土物理学的研究者们也作出了大量的化学, 水力和热驱动流的基本研究。

对土内耦合流过程较少注意了若干年后, 复因其在新的课题和应用中起着重要作用, 近来又重新引起重视。这包括地下污染物传播, 废物存放, 已污染土和地下水的净化, 土特性的原位量测, 采用电、化学和热过程的土稳定和改善, 热、气和石油的地下贮存, 以及有关热驱动水汽流动的课题。

本讲座旨在提出土内传导现象一些类型的现行评述, 并确证其在岩土工程中的重要性。为完成此目的而籍诸, 穿经土耦合流过程物理现象的评述, 在实践方式上的现象定量表述, 有关参数及其量的计算和新应用的若干实例。

我认为, 这一题目, 非常适合于纪念 William John Macquon Rankine 的讲座, 他对工程科学和工程实践发展的贡献殊大。虽然朗肯是以他的论文“松散土的稳定”, 该文提供了朗肯土压力理论的基理, 而著称于岩土工程界, 这仅是他事业的一小部分, 而他对热力学的贡献, 尤其是其第二定律的发展和在热机上的应用, 更深为其他科学和工程界所怀念。热力学之应用于土、水、化学物体系, 将对本文研究的传导过程, 提供理解和定量表述的基据。

穿经土中流的各种类型

水、电、化学物和热穿经土流动, 已完全确定, 只要流的过程不改变土的形态, 各流率或通量, J_i , 如图 1 所示, 与其相应的驱动力 X_i 呈线性相关。

$$J_i = L_{ij} X_j \quad (1)$$

式中 L_{ij} 是流的传导系数。当专为某一特定流类型, 并按照常用的现象学系数, 则式 1 对水流为:

$$q_h = k_h i_h \quad \text{达西(Darcy)定律} \quad (2)$$

对热流:

$$q_t = k_t i_t \quad \text{傅里叶(Fourier)定律} \quad (3)$$

对电流:

$$I = \sigma_e i_e \quad \text{欧姆(Ohm)定律} \quad (4)$$

对化学流:

$$J_D = D i_c \quad \text{费克(Fick)定律} \quad (5)$$

在式(2)–(5)中, q_h , q_t , I , J_D 各为水、热、电和化学流率, k_h , k_t , σ_e 和 D 各为水、热和电的传导系数和扩散系数。这些特性数值的典型范围在后面给出。流的驱动力用水力, 热、电和化学梯度 i_h , i_t , i_e 和 i_c 给出。直至近期, 岩土工程师们的注意, 主要集中于水力学, 而特别在寒冷区域, 也稍着重于热流。

虽然传导系数是直接量测的数量, 但由于颗粒及孔隙尺度序列, 流径曲折, 组分的非均匀分布和不同相的不同浓度, 流的过程本身还是复杂的。在文献中, 提供与岩土工程有关各种流的过程及其影响因素较为详细的描述的, 在水力学上是 Mitchell (1976); 在电流上, Arulanandan 和 Mitchell (1968), Mitchell 和 Arulanandan (1968), 和 Arulanandan (1991); 在化学扩散上, Quigley 等人 (1987 b),

Shackelford (1991), 和 Shackelford 和 Daniel (1991, a, b), 在热传导上, Brandon 和 Mitchell (1989)。

一俟流率与梯度呈线性相关, 各种流类型的数学处理是相同的, 只要其特征值和边界条件正确表示, 则一种类型的流的解法也可用于其他类型课题。在流过程中改变土形态的情况下, 或者在分析中忽略其影响, 或者在分析进行中籍修正参数予以考虑。

在许多情况下, 甚至只有一种类型的驱动力作用, 而同时却有不同类型的流。例如, 孔隙水含有化学物的流, 在水力梯度作用下, 则有同时发生的化学流穿经土。这种化学物传递的型式谓之平流。此外, 由于土矿物表面电荷的存在, 尤其是粘土, 在孔隙内, 由阳离子的吸引, 和颗粒表面负电荷引起的对阴离子的排斥, 而有阳离子和阴离子的非均匀分布。粘土颗粒的纯负电荷系由晶体结构内同晶置换而形成的。邻近粘土表面

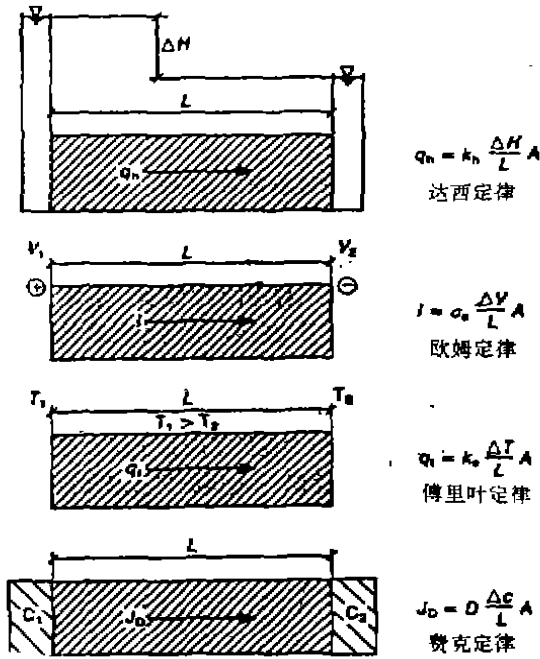


图1 穿经土体的直接流四种类型

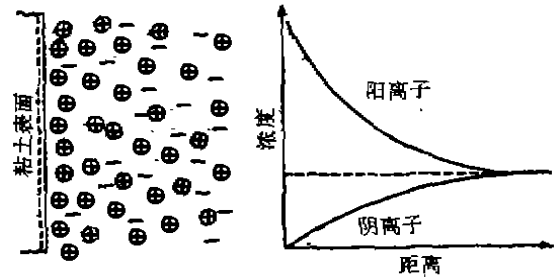


图2 近粘土表面的离子分布

离子的一般分布描述于图2。双电层包括一固定部分和一扩散部分, 由静电吸引维持的阳离子的平衡所构成。双电层的详细描述是由 Mitchell (1976) 和 Van Olphen (1977) 给出的。因为在粘土内孔隙小和其内电场的存在, 粘土层可呈薄膜特性, 亦即, 某种离子或分子的穿经粘土, 在微观或宏观程度上, 可受到部分或全部限制。

由于离子分布的内部不均匀, 由静电吸引和排斥引起对离子运动的限制, 以及这些相互关系对温度的相关性, 在经受各种类型流的梯度下的湿土体, 可以看到一些微观和宏观影响。尤其是, 已经知道, 一种类型的梯度可引起另一类型的流。

$$J_i = L_{ij} X, \tag{6}$$

L_{ij} 谓之耦合系数。对某种给定的土, 其性质或是, 或并不是重要量级的, 见以后讨论。可能发生的耦合流类型列于表1, 用通用术语予以阐述。

十二类耦合流示于表1, 至少在某些条件下, 有一些据知在水—土体系中是重要的。热渗, 在温度梯度下水的运动, 在部分饱和土中是重要的, 但在完全饱和土中影响有限。在半干旱和干旱区, 对易冻土和膨胀土, 发现热驱动水汽流动具有重要影响。热驱动水汽流动的分析容后推导。电渗作为水流控制和土固结方法已沿用多年。化学渗, 穿过粘土层作用的化学梯度引起水的流动, 由于在废物贮放体系上的重要性, 近来已有颇为详细的研究 (如: Barbour 和 Fredlund, 1989)。

等热传递, 由热流借水流而引起的, 已知在有地下水存在时, 在防冻隔墙的建设上引起很大困难。电驱动热流, 帕尔贴 (Peltier) 效应, 和化学驱动热流, 笛福 (Dufour) 效应, 尚未知其对土的重要

直流和耦合流现象

表1

流 J	梯 度 X			
	水 头	温 度	电	化 学 浓 度
液	水力传导: 达西定律	热 渗	电 渗	化 学 渗
热	等热传递	热 传 导 傅里叶定律	帕 尔 贴 (Peltier)效应	笛 福 (Dufour)效应
电 流	流动电流	热-电流 赛贝克 (Seeback)效应	电 传 导 欧 姆 定 律	扩散和膜电位
离 子	流动电流	电解液热扩散 索瑞 (Sorer)效应	电 泳	扩 散 费克定律

性, 据我所知, 也未曾作详细研究。流动电流一词, 用于水力驱动电流, 也用于水力驱动离子流, 对穿经土的化学流(平流), 也对电位的发展, 均属重要, 其次, 电位又可作为附加耦合效应, 影响液流和离子流。热-电流和扩散和膜电位的全部作用尚不得而知, 但, 由温度和化学梯度发生的电位对腐蚀, 和在一些地下水及稳定课题中是重要的(例如, Veder 1981)。

电解液的热传导, 索瑞(Soret)效应, 对土是否重要, 尚未评定; 但, 化学活性与高温度相关, 在某些体系中可能是重要过程。最后, 电泳, 带电颗粒在电场内运动, 已用于浓缩矿废料和高含水量粘土。

共用性研究

穿越土体水力, 化学物, 电或热势场的外延引用, 可在土, 以及在其内或穿过的流态和性质引起重大改变。这些改变可能是有益的, 如电渗之用于粘土固结, 或者是有害的, 如密封废料的粘土隔墙之长期暴露于无极性有机液体内引起的收缩开裂。在这些影响之中可以见到:

- (a) 水力固结(即由, 渗流力引起的固结)
- (b) 电渗固结(即, 在直流电场中排水而固结)
- (c) 电化学反应, 诸如气体发生, 电极还原, 离子交换, 和pH值改变(Gray, 1970)
- (d) 热干燥
- (e) 因化学作用引起体积改变, 从而在边界发生化学物浓差, 和孔隙液成份改变, 导致土的膨胀或收缩。

其影响的大小, 依据若干因素, 包括:

- (a) 作用于土上梯度势的大小和类型
- (b) 土和孔隙液的成份
- (c) 土的原始状态, 特别是其含水量, 饱和度, 密度, 和压缩性

(d) 化学性 (如, 电极构成, 土体边界液体的浓度和成分)

当粘土经电渗固结过程中, 其固结与电化学反应综合影响的一个精彩例子, 用数据示于图 3, 系择自 Bjerrum, Moum 和 Eide (1967)。含水量降低和强度的部份增长是在直流电场中固结的直接结果。但, 阿太堡界限, 它属于结构性质的改变, 仅能解释为电化学反应。用于这一工程的钢筋电极, 在处理过程中有分解, 在为离子交换提供了铁粘土胶结。

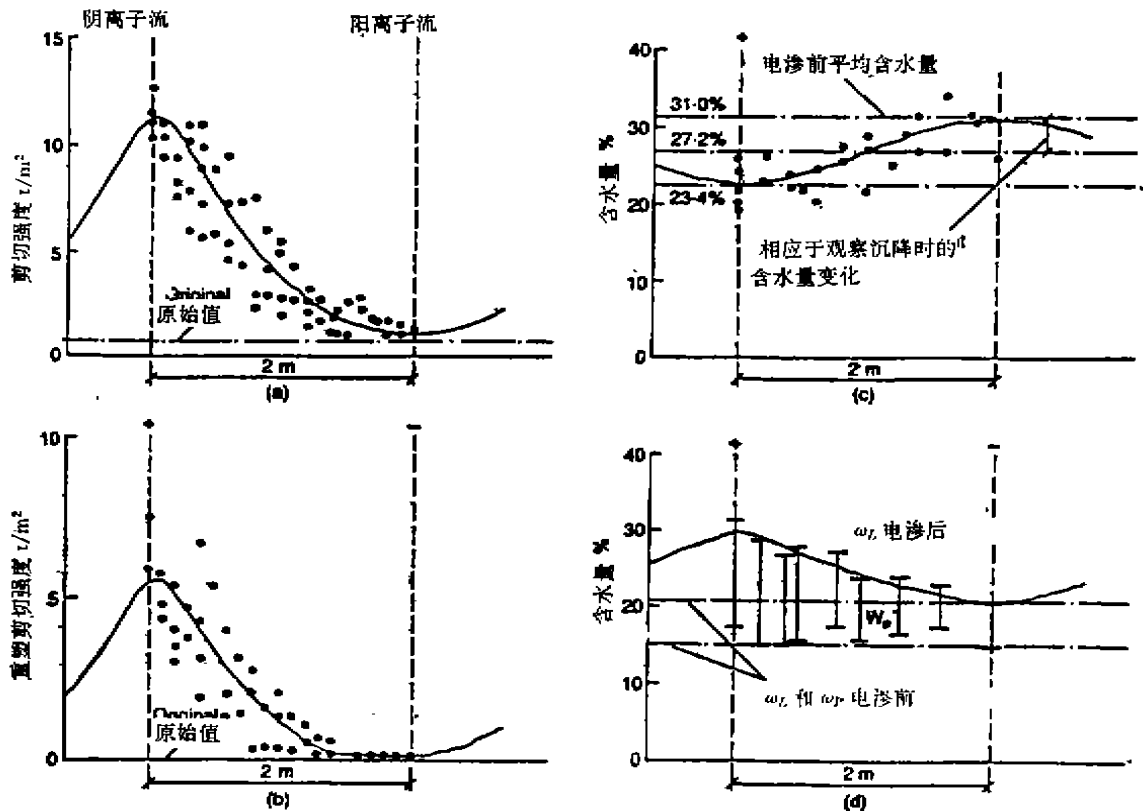


图 3 电渗处理对超灵敏粘土性质的影响(引自 Bjerrum, 1967)

(a) 不排水剪切强度; (b) 重塑剪切强度; (c) 含水量; (d) 阿太堡界限

通常, 土颗粒愈细, 粘土矿物愈具活性, 孔隙比愈低, 则薄膜现象也愈重要; 亦即, 穿经土与水力有关的化学与电引起的流愈重要; 和, 粘土就其阻止一些离子和分子的穿过, 则愈有效。反之, 含水量和孔隙比愈高, 和压缩性愈高, 则由不同势场肇致的土形态的改变愈重要。

作为对后一点的一个解释, 饱和钠膨润土在原有有效固结压力 100kPa 的固结性能示于图 4。可以看出, 粘土浸入聚乙烯乙二醇中引起的化学渗固结, 与有效应力成倍为 200kPa 引起的呈等同程度。全部化学-渗固结是由 Barbour 和 Fredlund (1990) 解释为, 首先, “渗透固结”, 即值孔隙液内聚乙烯乙二醇浓度增加, 而粘土颗粒之间的脉冲-减-吸引 ($R-A$) 静电力改变所引起的结果; 其次, “渗压引起固结”, 藉渗压梯度引起向外的流而致。Barbour 和 Fredlund (1989) 的试验结果指出, 渗透固结是他们所试验粘土的主要机理, 它是高塑性 Regina 粘土和砂-蒙脱土的混合物, 其固结压力直至 800kPa。

近年来, 对化学废料, 特别是有机液体与为其贮放而建设的压实粘土衬层和泥浆隔墙之间的适应性

赋予特别关注。由于长期暴露可破坏衬层和隔墙的完整性,为证实对粘土渗透性的化学影响作了大量研究。Mitchell和Madsen(1987)和Quigley和Fernandez(1989)对这一研究作了近期的汇总。

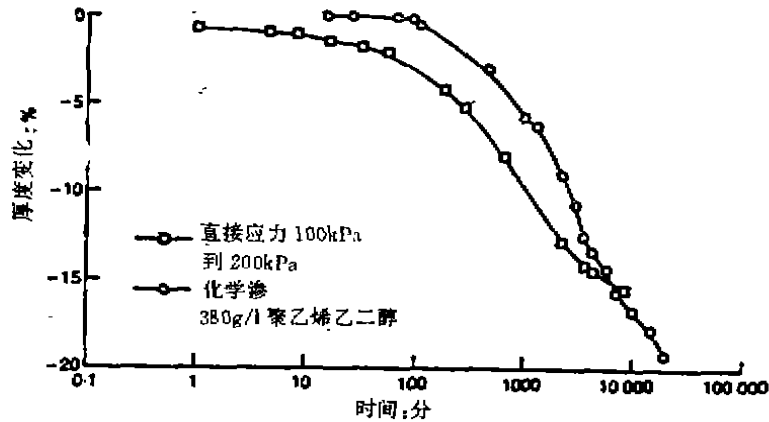


图4 膨润土的化学渗固结,在压力增量由100kPa到200kPa的机械固结示作为对比,(引自Mitchell等人,1973)

收集到的结果指出,集絮的自由相,无极性,不溶解碳氢化合物,和水溶解碳氢化合物的存在,二者浓度在70%以上,就可能具有影响,当侧限应力低时,尤其低密度,高含水量的粘土情况下,损坏隔墙的完整性。而在高侧限压力存在下可减小收缩开裂。这些影响在图5中阐述,引自Fernandez和Quigley(1988),表示压实 Sarnia, Ontario 粘土,经含有不同量二氧已环的民用污水滤出液渗透的水力传导系数值。可以看出,保持在垂直侧限应力 160kPa的试样,水力传导系数实际上不受影响。但,当无侧限试样,二氧已环的浓度大于70%,其渗透性增加达到三个数量级。

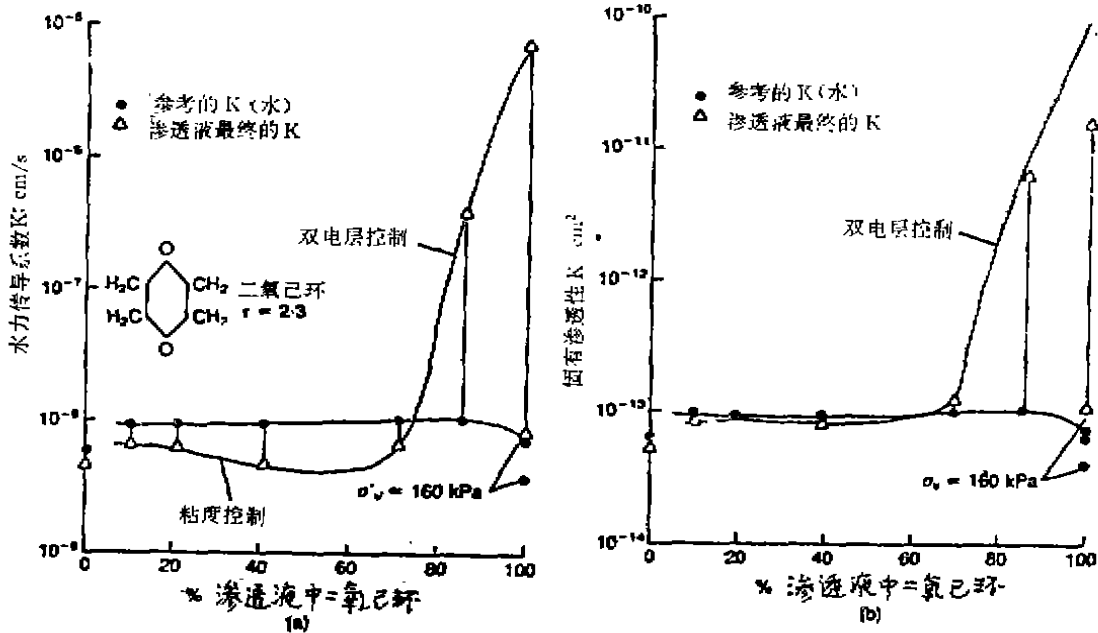


图5 压实Sarnia粘土用二氧已环滤出液混合物的水力传导系数和原有渗透性;水压力 $\sigma_v = 0\text{kPa}$, $e \sim 0.85$, 试验系列用水(\bullet)其后用化学溶液滤出液(Δ)(引自Fernandez和Quisley,1988);(a)水力传导系数;(b)原有渗透性

这些测定,近来已为 Broderick和Danial(1990)进一步证实,指出,高压实作用力,或作用的侧限应力大于70kPa,致使压实粘土不会受到浓有机化学物的侵蚀。并发现另外用石灰,普通水泥,或石灰/钠硅酸盐混合物处理,也同样有效。

耦合流现象的定量表述

耦合流过程的定量表述,可直接地对特定情况的有关参数籍试验确定,或对其直接流或耦合流全部公式采用理论热力学推导的关系式。各法都有优越性和局限性。后面所作的流过程中土性质保持不变的假设,在某些情况下需再加以修正。但,已知土性质在一预想的状态下改变,则在用数理方法分析特定情况时其变化可予以考虑。

直接观测方法

在一般情况下,可以是液,化学,电和热流。化学流可依其特殊物种存在而可以再分类。如前所述,各种流类型可因另外类型的梯度而起作用,其重要性依据于式(6)中的 L_{ij} 和 X_j 的值。从而,欲求得所有流的完整而精确的描述,则是一件非常困难的事情。

但,在许多情况下,流中仅有一种或两种类型重要,一些梯度可不存在,和/或某些耦合系数或为已知,或设为无关重要。流和力的矩阵大为减缩,而系数的确定大为简化。例如,研究等温条件下简单电渗,从式(6)得

$$q_w = L_{HH}\nabla(-H) + L_{HE}\nabla(-E) + L_{HC}\nabla(-C) \quad (7a)$$

$$I = L_{EH}\nabla(-H) + L_{EE}\nabla(-E) + L_{EC}\nabla(-C) \quad (7b)$$

$$J_C = L_{CH}\nabla(-H) + L_{CE}\nabla(-E) + L_{CC}\nabla(-C) \quad (7c)$$

式中 q_w 为水流率, I 为电流, J_C 为化学流率, H 为水头, E 为电位, C 为化学浓度,和 L_{ij} 为耦合系数,第一附标指流类型,第二附标指驱动力类型。

如穿经该体系无化学浓度差,则式7右边末一项不存在。如仅水力流和电流为重要时而按式(7c)仍有化学流,式(7a)和(7b)成为,并用习用的术语表示。

$$q_w = k_h i_h + k_e i_e \quad (8a)$$

$$I = \sigma_h i_h + \sigma_e i_e \quad (8b)$$

式中 k_h 为水力传导系数, k_e 电渗水力传导系数, σ_h 因水流引起的电导系数, σ_e 电导系数, i_h 为水力梯度,和 i_e 为电位梯度。

如在不存在电位差下作出渗透试验,则水力传导系数 k_h 是容易确定的^{*}。电渗水力传导系数,常籍在已知直流电位场中, $i_e=0$ 条件下量测水力流率的提高而确定的。电导系数 σ_e 是从同样试验,经量测其电流而求得的。

这一经验,作为直接方法的主要优点是便捷。当仅有很少耦合流似属重要,并当量测系数的某些不精确性可以允许时,则更为有用。

耦合流的一般原理

当若干类流均属重要,而每一都因若干梯度所引起,则需要更为有效的方法学,以便更为正确地考虑到所有有关因数。如具有 n 个不同驱动力,于是就有 n 个直接流系数和 $(n-1)$ 个耦合系数。确定这些系数会是一个非常困难的工作,而籍一个对各类流能提供相互协调和正确描述的框构来最好地完成。不可逆热力学,或谓之不平衡热力学,提供了这样一个描述的根据。此外,如果各个项已正确用公式表示,则

* 除试件端部短路阻止流压的提高以外,式8a的 $k_e i_e$ 项将产生一小的电渗反向流。在土内流压可达几十毫伏。

可应用Onsager的互换关系。

$$L_{ij} = L_{ji} \quad (9)$$

则需确定的系数数目大为减少。另外,对推导耦合系数的方式,当预测可用量测或已了解的特性表示,就提供了其重要性的快速评定的依据。

不可逆热力学原理之用于土内传导过程仅略述于此,更为详细的论述见 Fitts(1962)、de Groot和 Muzur (1962), Katchalsky和Curran (1967), 和Yeung和Mitchell (1991)。

不可逆热力学是现象学的,宏观的理论,可为解释平衡外体系提供根据。它基于三个假设,即

(a) 局部平衡,如局部扰动不大,即满足该规定。

(b) 线性现象方程,即

$$J_j = \sum_{i=1}^n L_{ji} X_i \quad (j=1,2,\dots,n) \quad (10)$$

(c) Onsager互换关系的有效性,如 J_j 和 X_j 正确用公式表示(Onsager 1931, a, b.)本条件满足,许多体系和过程Onsager互换性的试验证明已经得出,并经Miller (1960)汇总。

当驱动力和流均在体系中消失,则处于平衡,热力学变量由其平衡值的偏移为其公式提供了合理的根据。形态参数 A_i 由平衡的偏移,给为

$$\alpha_i = A_i - A_i^0 \quad (11)$$

式中, A_i^0 为形态参数在平衡下的值,而 A_i 为扰动状态下的值。

从而,推求力和流的法则,在热力学第二定律的基础上导出,它指出,在平衡状态下,熵 S 为最大值,而 $\alpha_i = 0$ 。由形态参数改变所引起的熵的改变 ΔS 给出了一变量的变化倾向。于是, $\partial S / \partial \alpha_i$ 是使 α_i 改变的力的量度,而谓之 X_i 。

流率 J_j 在不可逆热力学中谓之通量,给为 $\partial \alpha_i / \partial t$, α_i 的时间导数。据此,引起的单位时间熵的生成 σ 为

$$\sigma = \frac{dS}{dt} = \sum_{i=1}^n J_i X_i \quad (12)$$

熵的生成可明显与以特定的力和通量表示的不可逆过程相关(Gray, 1966, Yeung 和 Mitchell, 1991)。如其选择满足式(12),则Onsager互换关系适用。

已证明采用消散函数 $\Phi = T\sigma$,在列流等式中较之 σ 更为有用。 Φ 也是通量和驱动力乘积的总和

$$\Phi = \sum_{i=1}^n J_i X_i \quad (13)$$

而,驱动力呈现更为习用的形式。 Φ 的单位为每单位时间的能,且为不可逆过程所消散的局部自由能率的量度。

不可逆过程热力学原理的应用需要下列步骤

- (a) 探求流的消散函数 Φ 。
- (b) 由式(13)确定共轭的流 J_i 和驱动力 X_i 。
- (c) 列出如(10)式形式的现象学等式。
- (d) 引用Onsager互换关系。
- (e) 使现象学系数与量测的量相关连。

当采用Onsager互换关系时,独立系数 L_{ij} 的数目由 n^2 减至 $[(n+1)n]/2$ 。

穿经土的同时发生的水，电，和盐的流

虽然不可逆热力学之用于耦合流之阐释基本上是简单明了的，而当其驱动力数目和不同流的数目增加，在应用上难度亦渐增。这是因为：一、不同耦合系数需专门鉴定；和二、其测定需各自的方法。于是，耦合水力和电流，或，耦合水力和化学流的分析，较之同时发生的经受电、化学和水力梯度体系的分析就简单得多。在饱和粘土内，若干情况下水的体积流率，以及在热电和热渗复合下的关系由Gray (1966, 1969)给出。在高岭土内同时发生的液流和电荷、和在水力、电和化学梯度下液体体积流率，已经Olson研究(1969,1972)。Greenberg (1971) 推导了耦合盐和水流的原理，并引用于一地下水域的耦合流 (Greenbers等人, 1973) 和粘土的化学固结 (Mitchell等人, 1973)。

在水力、电，和化学梯度下，同时发生的水、电、阳离子，和阴离子流的完整方程式经Yeung(1990)采用不可逆热力学形式撮要列出。其详细推导给予另文 (Yeung和Mitchell, 1991)，本文仅录其结果。化学流之分作阴离子和阳离子分量，系因在所研究的特殊课题中需考虑不同化学成分，即，该课题是废料存放电动力学屏蔽应用的可能性。

该分析应用于原状均质土体，在不同电位和不同水头下，分隔不同浓度的阴离子和阳离子溶液，简示于图6。假设只有一种阴离子和一种阳离子源存在。多种分量体系的详细分析将太复杂；对该种体系建议采用平均化学性质和假设的综合单种阴离子和阳离子。

驱动力是水力梯度 $\nabla(-P)$ ，电梯度 $\nabla(-E)$ 和与浓度相关的，阳离子部份的化学位梯度 $\nabla(\mu_c^+)$ ，和阴离子部份的 (μ_c^-) 。通量是单位面积的溶液体积流率， J_w ，电流 I ，和单位面积的阳离子和阴离子的扩散流率 J_c^+ 、 J_c^- ，与水流相关。该扩散流与绝对流的关系，按照

$$J_i = J_i^d + \frac{c_i}{c_w} J_w \tag{14}$$

式中 J_w 为水的流率， c_i 为离子 i 的浓度和 c_w 是水的浓度。与四类流和驱动力有关的现象方程式为

$$J_w = L_{11} \nabla(-P) + L_{12} \nabla(-E) + L_{13} \nabla(-\mu_c^+) + L_{14} \nabla(-\mu_c^-) \tag{15a}$$

$$I = L_{21} \nabla(-P) + L_{22} \nabla(-E) + L_{23} \nabla(-\mu_c^+) + L_{24} \nabla(-\mu_c^-) \tag{15b}$$

$$J_c^+ = L_{31} \nabla(-P) + L_{32} \nabla(-E) + L_{33} \nabla(-\mu_c^+) + L_{34} \nabla(-\mu_c^-) \tag{15c}$$

$$J_c^- = L_{41} \nabla(-P) + L_{42} \nabla(-E) + L_{43} \nabla(-\mu_c^+) + L_{44} \nabla(-\mu_c^-) \tag{15d}$$

这些方程式包括四个传导系数 L_{ii} 和十二个耦合系数 L_{ij} 。作为 Onsager 互换原理结果，相关耦合系数的数目减少，因

$$L_{12} = L_{21}$$

$$L_{13} = L_{31}$$

$$L_{14} = L_{41}$$

$$L_{23} = L_{32}$$

$$L_{24} = L_{42}$$

$$L_{34} = L_{43}$$

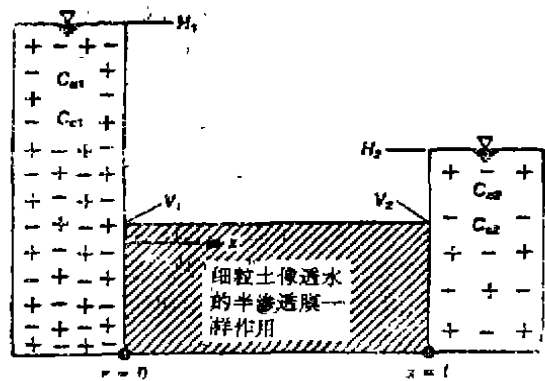


图6 穿经土同时发生的水、电、和离子流，为分析用的图解体系： H ，水头， V 电压， c_- 阴离子浓度 c_+ 阳离子浓度

于是,为全面阐释遭受所穿过的水力,电,和化学梯度体系的水力,电,阳离子,和阴离子流,只需要10个独立的系数。如果四个力中的三个可使之等于零,当在第四种力下量测流,则流率与该力之比值就给出相应的 L_{ij} 值。但,这样的量测并不总是可能或方便的。从而,常使两个力和一种流等于零,而由共轭方程计算出相应的 L_{ij} 。采用岩土工程或化学实验室用通用方法求取的水力传导系数,电渗水力传导系数,电传导系数,电渗效率和有效扩散系数的量测值,不可逆热力学原理的详细运用,(Yeung, 1990)引出下述 L_{ij} 的定义。在推导中假定溶液稀释,正离子和负离子之间无相互作用。

$$L_{11} = \frac{k_h}{\gamma_w n} + \frac{L_{12}L_{21}}{L_{22}} \quad (16)$$

$$L_{12} = L_{21} = \frac{k_e}{n} \quad (17)$$

$$L_{13} = L_{31} = \frac{-\omega c_c k_h}{\gamma_w n} + \frac{L_{12}L_{23}}{L_{22}} \quad (18)$$

$$L_{14} = L_{41} = \frac{-w c_a k_h}{\gamma_w n} + \frac{L_{12}L_{24}}{L_{22}} \quad (19)$$

$$L_{22} = \frac{\sigma_s}{n} \quad (20)$$

$$L_{23} = L_{32} = c_c u_c^* \quad (21)$$

$$L_{24} = L_{42} = -c_a u_a^* \quad (22)$$

$$L_{33} = \frac{D_c^* c_c}{RT} \quad (23)$$

$$L_{34} = L_{43} = 0 \quad (24)$$

$$L_{44} = \frac{D_a^* c_a}{RT} \quad (25)$$

式中 k_h 为水力传导系数, k_e 为电渗水力传导系数, σ_s 为土的容积电导系数, ω 为渗透效率系数, γ_w 为水的单位重量, c_c 为阳离子浓度, c_a 为阴离子浓度, u_c^* 为阳离子的有效离子迁移率, u_a^* 为阴离子的有效离子迁移率, D_c^* 为阳离子的有效扩散系数, D_a^* 为阴离子有效扩散系数, n 为土的孔隙度, R 为通用气体常数(8.314焦耳/升·克分子)和 T 为绝对温度(K)。

如离子流与土的关系较之与水的关系更为重要时,式(14)与式(15c)和(15d)合并,给为

$$\begin{aligned} J_c = & (L_{31} + c_c L_{11}) \gamma_w \nabla(-h) + (L_{32} + c_c L_{12}) \nabla(-E) \\ & + (L_{33} + c_c L_{13}) \frac{RT}{c_c} \nabla(-c_c) \\ & + (L_{24} + c_c L_{14}) \frac{RT}{c_a} \nabla(-c_a) \end{aligned} \quad (26)$$

$$\begin{aligned} \text{和 } J_a = & (L_{41} + c_a L_{11}) \gamma_w \nabla(-h) + (L_{42} + c_a L_{12}) \nabla(-E) \\ & + (L_{43} + c_a L_{13}) \frac{RT}{c_a} \nabla(-c_a) \\ & + (L_{44} + c_a L_{14}) \frac{RT}{c_a} \nabla(-c_a) \end{aligned} \quad (27)$$

式中 $\nabla(-h)$ 为水力梯度。式(26)和(27)中,化学势梯度为浓度梯度代替

$$\nabla(-\mu_i^e) = \frac{RT}{c_i} \nabla(-c_i) \quad (28)$$

这些方程式归纳为一些特殊情况的已知解,诸如化学扩散,平流消散,按照 Van't Hoff 方程式的渗透,渗透,和过滤。

流方程式也可结合进数字模型以求解瞬流课题。

质量守恒要求

$$\frac{\partial c_i}{\partial t} = -\nabla J_i - G_i \quad (29)$$

式中, G_i 是源下沉项, 阐述物种 i 由溶液中添加或排除率。通常用于污染传导的地下水流分析时, G_i 给为

$$G_i = \left\{ 1 + \frac{\rho K_d}{n} \right\} \lambda_i c_i + \frac{\rho K_d}{n} \frac{\partial c_i}{\partial t} \quad (30)$$

式中 λ_i 是物种 i 的达西常数, ρ 是土的体积干密度, K_d 是分布系数,和 n 是土的孔隙度。分布常数是土内吸收的化学物量与其在溶液中的量之比值。式(30)右侧括号内的数,叫做阻滞因数 R_d 。

上述流方程式可引入为地下水流和污染传播所提供的许多数理模型。本文未予涉及,而代之以,把注意力集中于系数之值上。

(待续)

欢迎订购最新资料

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可供下列资料, 欢迎购买。

1. 第三届全国地基处理学术讨论会论文集, 1992, 秦皇岛, 主编龚晓南。浙江大学出版社。定价: 40元, 邮购: 44元/册。
2. 岩土力学与工程的理论与实践, 1992, 杭州, 主编朱向荣, 李镜培, 杨代泉。定价: 35元, 邮购: 40元/册。
3. 第二届华东地区岩土力学学术讨论会论文集, 1992, 九江, 主编: 沈珠江, 龚晓南, 殷宗泽, 定价: 20元, 邮购: 22元/册。
4. 浙浙省第五届土力学及基础工程学术讨论会论文集, 1992, 宁波, 主编, 潘秋元, 朱向荣。定价: 25元, 邮购27元/册。
5. 复合地基, 1992, 龚晓南著, 浙江大学出版社, 定价6元, 邮购: 7元/册。
6. 土力学及基础工程实用名词词典, 1993, 主编龚晓南, 潘秋元, 张季容, 审校冯国栋。浙江大学出版社, 定价7元, 邮购8元/册。
7. 深层搅拌法设计与施工, 主编, 龚晓南, 中国铁路出版社, 定价: 50元邮购58元。
8. 深层搅拌法设计施工录相带, 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监制, 浙江大学电教中心制作, 定价60元。

EPS工法

泡沫聚苯乙烯超轻质填方工程*

第一章 概论

1.1 概论

通常在软弱地基和滑坡地带的地基承载力和强度小的地方,进行填方和施工挡土墙等土工构筑物的场合,就采用各种地基处理工法。

例如,要促使地基下沉,使用堆载法,竖向排水法作为减小残余沉降量的工法。且这些工法都有增加地基抗滑力和保证填土稳定性双重效果。

其一,以增强抗滑能力为目的工法有:逐渐堆载法,控制填土法,固结法等。既提高承载力又保证稳定性的工法则有缓慢堆载法。

另外,既控制剪切变形又控制沉降量时,则也采用桩类结构物的工法。

以上填土荷载和作用在结构物上的荷载,促使地基下沉,增加地基强度,这种工法是实行填土沉降,稳定措施的工法。反之,减轻填土自重,以减小原地基荷载的轻质堆载法,也成为对沉降和稳定有效的工法。

表1.1.1列出到目前为止所使用的轻质填土法中的材料种类和它的单位体积重量,从本表可知材料相对重量的大小。

轻质填土材料和单位体积重量

表1.1.1

轻质填土材料	单位体积重量 t/m^3	备注
泡沫苯乙烯	0.01~0.03	合成树脂发泡体
气泡聚苯乙烯	0.3以上	固化剂,发气材料,按重量配合
水力冲刷浮土	0.5以上	土、水、固化剂、轻质材料混合
混合土	1.0左右	土、轻质材料、固化剂混合
炉渣	达1.0	
煤灰	达1.2~1.3	
水淬渣	达1.2~1.3	粒状材料
火山灰	1.2~1.5	天然材料
带孔隙构造物	1.0左右	波纹管、箱形体

在表1.1.1中列出各种轻质材料,本书中就其最轻质的泡沫苯乙烯材料的工法进行阐述。泡沫聚苯乙烯的英译为Expanded Poly-Styrol,取前三个字母即称为EPS工法。作为工业材料,泡沫聚苯乙烯称为泡沫聚苯乙烯(Expanded Poly-Styrene),但一般建筑技术人员称为泡沫苯乙烯。本工法经常被考

*EPS工法(Expanded Poly-Styrol Construction Method, 泡沫聚苯乙烯工法)一书,为日本泡沫聚苯乙烯开发机构编著,1993年在日本出版,该机构会长三木五三郎,顾问福冈正巳,技术顾问田中茂,山内重彰,稻田倍穗,全书共六章:第一章概论,第二章材料,第三章调查,第四章设计,第五章施工,第六章工程实例。现译了第一章撰写人堀本英树,第六章撰写人远藤宏、原田智嘉、高野洋一、丸井英一、篠崎亘、白石贤二、丸尾茂树、平井孝典,参考文献未附入,由余绍锋译, 编者

总用在公路、铁路、机场、公园或造地等土木工程中。EPS工法的全名为“泡沫苯乙烯土木工法”。

1.2 工法概要

EPS工法是把泡沫苯乙烯大型砌块用于建筑领域的土木工程、结构物工程、造园工程的工法。该工法有效地运用EPS的超轻质性、耐压缩性、自立性、耐水性、施工方便等特点的工法总称。并列其特征如下:

(1) 超轻质性

EPS的单位体积重量约为砂土的1%,即使与过去的轻质填土材料比较,约为其1/10~1/50的超轻质材料。软弱地基和滑坡地带,地基强度小的地方,作为减载措施能运用轻质苯乙烯外,从使用角度来说,还易迅速填高、堆起,或者用作埋设材料。

(2) 耐压缩性。

EPS的压缩强度随EPS的单位体积重量而变化,在弹性范围内允许抗压强度为 $3\sim 14\text{tf/m}^2$ 。这表明作为填方材料是十分适合的,且EPS与土不同,即使进入塑性区,其无侧限抗压承载力还是可观的。EPS也具有不发生明确断裂区的特点。因此,EPS无粘聚力和内摩擦角的概念,作为耐压缩的苯乙烯就成为砌筑和填方的材料。

(3) 自立性

通常EPS工法是用EPS材料进行堆砌,在垂直砌高的情况下,形成自立面。即使在其上面加载,其侧向变形也极小。因此,用作桥台、挡土墙等的回填材料的情况下,对桥台、挡土墙的侧压力大幅度地减小。即使在斜坡上进行扩建填方时,其自重形成的侧向压力也不存在。所以,在设置墙面处,能把抗土压结构简化为防护壁的情况。

(4) 耐水性

EPS为合成树脂泡沫,由于有憎水性,通常在施工中不会因为雨水和一时的渗透而发生由于吸水而使其材料特性变化。

这是由于EPS内含发泡粒集合体的独立气泡,水不会侵入其内。而在地下水长期浸泡,气泡间产生吸水,挪威曾有报道,在地下水位以下达9年,EPS其最大吸水量为其体积的9%。

(5) 施工特性

由于EPS质轻,可以人工搬运和按装,并在大型机械不能进入的狭窄场地,施工机械不能通行的粘性地基,EPS的施工也可非常迅速实现的。总之,从必要的场地、周围条件,施工条件考虑要求迅速施工的,也能有效地进行。

还有EPS是聚苯乙烯块体,对于在施工现场条件下,加工、切割容易。这种材料通行全国(日本),是满足一定管理标准的工厂制品,对施工有很大的优点。

EPS工法适于如上所述的减轻荷载、降低土压力、快速施工和砌高等各种工程的工法。而且是荷载平衡、应力扩散、EPS一体化,并考虑排水、抗震等各种设计和施工条件组合而成立的工法。

1.3 EPS工法的发展

EPS工法1972年最初用于挪威首都奥斯陆近郊桥台修复工程中。有一段20m深软粘土堆积成的与桥台连接处竖向错位引起了大规模的交通障碍。

当时挪威国立道路研究所(NRRRL)虽然施行在我国(日本)也在施行的各种改良地基的工法,并注意到在寒冷地区所采用的道路防冻泡沫材料。此后,泡沫聚苯乙烯大型砌块遂引人注目。用泡沫苯乙烯材料完全置换填土,在其上面完成小填方量填土路面。

根据从挪威国立道路研究所和Lars Andnesen博士的公司所提供的交通荷载分布,路基、路体的现

场调查、数值分析、材料质量管理以及耐久性调查等资料,对几个出现差错的施工现场进行了反馈。表1.3.1表明了最初几年间挪威的施工实例总结,给出了复盖层材料和路面厚度之间有意义的关系。

最初几年挪威施工实例报告(道路)

表1.3.1

施工时间	长度	高度	EPSm ³	复盖层材料	路面厚度	地基情况
1972	85	0.5	320	30cm聚氨脂	50cm	软弱地基20"
1973	115	1.1	1125	10cm聚氨脂	50cm	软弱地基20"
1975	120	2.7	560	10cm钢筋混凝土桥面板	20cm	软弱地基18"
1976	80	2.5	800	10cm钢筋混凝土桥面板	18.5cm	
1977	350	0.5	1800	15cm钢筋混凝土桥面板	25cm	
1977	70	2.5	1700	聚乙烯	轻质骨材 15cm,85cm	软弱地基10m
1977	110	4.2	4000	10cm钢筋混凝土桥面板	40cm	软弱地基3m
1977	40	3.5	1600	聚乙烯	轻质骨材 15cm,35cm	软弱地基3m
1977	12	3.0	360	—	轻质骨材 20cm,80cm	软基
1978	40	3.0	2000	10cm钢筋混凝土桥面板	40cm	软基

在这样的背景情况下,1985年在奥斯陆召开了称为泡沫塑料路堤(Plastic Foam in Road Embankments)的国际会议。到会的有与建筑与材料有关的技术人员约150名,来自15个国家。会上做了13年来挪威的技术状况和欧洲各国技术状况的报告。当时,日本的与会者是三木五三郎和福住隆二氏。

在我国(日本)以该国际会议为契机,更加活跃地引进EPS工法。1986年,以EPS工法技术的确立、普及、设计、施工法的研究为目的,成立了泡沫聚苯乙烯土木工法开发机构,简称EPS开发机构,EDO。

从1985年至1986年间,札幌(桥台背面填土)、岐阜(农道)和静冈(国道线)等地开始把EPS用于软弱地基工程处理,国内对本工法的认识也有提高。

一方面,官方结构、大学、财团法人等的研究机构,蓬勃兴起对EPS做为土建材料的调查研究。实施实验工程和各种试验性施工,进行大型实验以确证结构物背侧所形成的侧向压力及地震时的反应。在我国EPS工法的设计、施工规范也确立起来。图1.3.1为挪威和我国的施工量的比较表,表1.3.2揭示了我国EPS工法的施工实绩,且表1.3.3归纳了EPS工法的发展略史。

1.4 适用范围

由于EPS具有轻质性、自立性和施工方面的优点,在软弱地基上的填土,挡土墙、桥台填充,直立壁或管基础使用上有效地发挥了作用。还有施工时不必要用大型机械;在不能承受建筑机械重力的场地,在临近重要建筑物的地方,要考虑周围环境、噪音、振动等的地方,EPS都是有效的。需快速施工的场所或是临时修复、道路施工等,兼有缩短工期的可能。

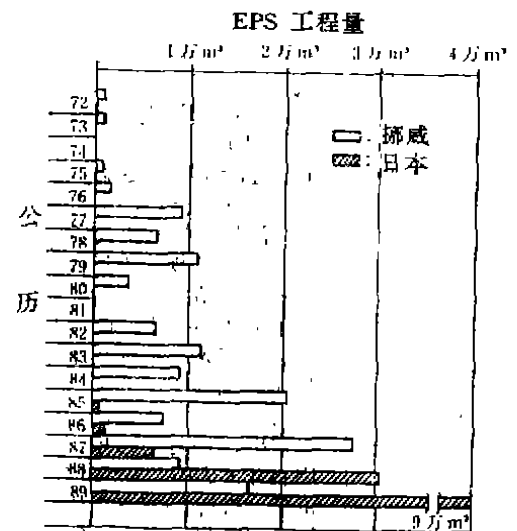


图1.3.1 挪威—日本的工程量比较

参考比较表

1991

项 目	挪 威	日 本
面积(km ²)	324	378
人口(100万人)	4.23	123.12
国民生产总值(亿美元)	92.1	3,920.3
人均国民生产总值(美元)	21,850	23,730

EPS工法的施工业绩

表1.3.2

	1985 (昭和60)	1986 (昭和61)	1987 (昭和62)	1988 昭和(63)	1989 (平成1)	1990 (平成2)	1991 (平成3)	计
工程量(m ³)	500	1,100	6,450	30,800	90,700	93,300	120,200	343,050
工程数(件)	2	5	16	32	100	116	190	461
每工程平均工程量 (m ³)	250	550	403	963	907	804	633	744

EPS工法略史

表1.3.3

公历	和历	内 容
1972	昭和47	挪威国立道路研究所(NRRL)开发EPS工法,适用于桥台背侧填方。
1974	昭和49	美国密西亚洲桥台背侧填方。
1977	昭和52	挪威国立土质工学研究所(SGI)技术引进。
1979	昭和54	法国国立土木研究所(LCPC)技术引进, NRRL论文在第16届世界道路会议上发表
1981	昭和56	NRRL论文在第10届国际土质基础工程学会议上发表。
1983	昭和58	英国交叉铁路桥台背侧填土采用。
1984	昭和59	加拿大魁北克州在桥台背侧填土采用。
1985	昭和60	挪威奥斯陆召开国际会议(150名代表来自15个国家)
1986	昭和61	日本技术引进,泡沫苯乙烯土木工法开发机构成立(略称EDO)停车场扩建,构造物背面填土、辅助道路扩建工程等。
1987	昭和62	EPS工法原型实验工程实施(建设省土木研究所,土木研究中心,EDO)大学和各研究机构对EPS进行动静室内实验研究及进行埋管基础工法实验。(住宅、城市物资管理部门协作开发)
1988	昭和63	第1届欧洲技术交流会。(挪威、瑞典、丹麦、法国及EDO主办),开始EPS填土的振动及往复荷载作用实验。(铁道部综合技术研究所)东京湾临海部位大规模公园填土,滑坡地带也正式采用(石川县千枚田)。设计手册出版。(EDO)作为建设部综合技术开发规划设计的一个环节,着手开发EPS的使用技术。EPS作为填充材料时的大型挡土墙实验室实施。(建设省土木研究所)
1989	平成1	高尔夫球场扩建,临时填土,防止落石措施等的各种形式的施用。第2届欧洲技术交流会(挪威、瑞典、丹麦、法国、EDO主办)。技术讲习班在札幌开办(北海道土木技术会主办)
1990	平成2	《材料手册》第2版,《施工预算手册》第1版,《施工实例集》出版,关东地区技术展出,讲习班召开。(东京,约250名参加,EDO主办)关西地区技术展出,讲习班召开(大阪,约250名参加,EDO主办)。T.E.Frydenlund(NRRL)来东京大阪讲学。进行EPS填土的耐振动实验(建设省土木研究所)。
1991	平成3	第3届欧洲技术交流会召开(EDO主办)
1992	平成4	《使用泡沫苯乙烯轻质填土设计,施工手册》出版,(建设省土木研究所资料)。中部地区技术展出、讲习班召开(名古屋,约250名参加,EDO主办)。
1993	平成5	EPS工法图书出版(EDO编,理工图书)。

表1.4.1

用途	模式图	轻质性	自立性	施工特点	适用优点	主要适用范围
填土	填土		○	○	<ul style="list-style-type: none"> 减小沉降量 确保抗滑安全度 减小管理费用 	道路、铁路、跑道、造地、宅地、围垦地、公园
	扩建填土		○	○	<ul style="list-style-type: none"> 抑制牵扯沉降 防止不均匀沉降 缓和对周围的影响 	车道扩建, 用地扩展, 坝侧填土
	扩建填土		○	○	<ul style="list-style-type: none"> 确保抗滑安全 简化挡土墙 有效利用土地 	车道扩建。用地扩展, 自用地内扩建。(造地、球场、公园、停车场、人行道)
构造物背面填土	桥台埋设		○	○	<ul style="list-style-type: none"> 减小结构物背侧土压力 减小侧向移动 防止差异沉降 	桥台背面、结构物背面半地下结构物
	自立壁		○	○	<ul style="list-style-type: none"> 减小沉降 减轻基础措施 节约用地 	桥台引道填方, 立体交叉部位填方
	挡土墙护岸埋设		○	○	<ul style="list-style-type: none"> 减小结构物背面土压力 提高结构物安全性 	挡土墙、护岸等抗土压力造造物背面
基础		○	○	<ul style="list-style-type: none"> 降低沉降 防止不均匀沉降 基础整体化 	埋管, 水渠基础, 工厂, 低建筑物基础, 简易构造物基础	
构造物保护		○	○	<ul style="list-style-type: none"> 减轻对原结构物的荷载 防止不均匀沉降、局部沉降 	保护地下埋设物 保护原构造物	
填充回填		○	○	<ul style="list-style-type: none"> 减轻构造物的荷载 对应碾压不足 确保空间位置 	拱桥、大规模桥脚等的填充, 中空部位填充, 狭窄场地的填土	
扩建抬高		○	○	<ul style="list-style-type: none"> 快速施工、简易施工 减轻对原构造物的荷载 	站台扩大, 站台加高屋上造园填土	
临时设施、修复		○	○	<ul style="list-style-type: none"> 快速施工, 快速撤去 施工简易 确保空间位置 	另时道路, 另时台阶, 环境建设带填土灾害修复, 另时修复	

EPS工法适用范围

表1.4.2

用 途	构 造 型 式	使用目的(形态)
道 路	筑 土	埋 设
农 道	扩建填方	填 充
人行 道	引道填方	回 填
临时道路	桥 台	扩 建
铁 路	挡 土 墙	基 础
停 车 场	矩形涵洞	保 护
高尔夫球场	埋 管	砌 高
造 地	自立壁、直立壁	防 振
机场跑道	构 造 物	
码 头	水 渠	
住 宅	坑 道	
建 筑 物	保护设施	

表1.4.2列出主要的适用范围,表1.4.1整理罗列了各种使用形式。又图1.4.2为各种各样的形式、用途(省略)

EPS的计划、设计是把土工构筑物或构造物的种类、规模、重要性作为考虑对象,与其他工法的综合比较,具体地明确地了解和应用本工法使用上的优点,这是非常重要的。

会 讯

1993深层搅拌法设计与施工经验交流会 在杭州浙江大学召开

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会同部分长期从事深层搅拌法施工、科研、设计,以及深层搅拌机生产厂家共同组织的1993深层搅拌法设计与施工经验交流会于1993年11月26日至29日在杭州浙江大学召开。