

目次

论 文

地基处理在我国的发展——祝贺地基处理学术委员会成立十周年.....龚晓南(1)

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大事记(1984-1994).....(3)

单桩带台复合地基的有限元分析.....段继伟, 龚晓南, 曾国熙(5)

软土地基水泥——石膏固化剂的适用条件及加固机理初探.....黄新, 周国钧(13)

双层地基固结实用计算理论与曲线(二).....谢康和, 施淑群, 潘秋元(21)

振动沉管挤密碎石桩的加固效果与机理.....王凤魁(33)

散体材料桩复合地基承载力计算.....王长科(40)

深基坑组合挡土壁工程实例.....方良, 华锦耀(47)

水泥压密注浆工程实录.....邵锦周(51)

黄土显微结构特征与湿陷性的研究现状及发展.....陈东佐, 龚晓南(55)

译 文

传导现象: 从理论到岩土工程实践(续)..... JK. MITCHEL(63)

地基处理在我国的发展

—祝贺地基处理学术委员会成立十周年

龚晓南

(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)

改革、开放迎来了我国基本建设持续高速发展阶段。开发区建设、新住宅区兴建、旧城改造、高速公路、机场、电厂、港口、…兴建，东西南北中，神州大地到处大兴土木。建设规模日益扩大，难度也不断提高。土木工程功能化、交通高速化、城市建设立体化成为现代土木工程的特征。从而对地基提出了愈来愈高的要求，工程建设中遇到不良地基问题日益增多。地基处理已成为土木工程中最活跃的领域之一。在这种形势下、地基处理在我国得到了飞速发展。

地基处理的发展可以从下述三个方面来反映：

1. 地基处理技术普及和提高

地基处理技术在普及和提高两个方面发展都很快。为了满足工程建设的需要，我国引进和发展了多种地基处理新技术。例如：1978年引进强夯法技术和1977年引进深层搅拌法技术等。到目前为止，可以说，国外有的地基处理方法，我国基本上都有。不仅引进了新的处理方法，也引进了新的处理机械，新的处理材料和新的施工工艺。各地还因地制宜发展了许多适合我国国情的地基处理技术，取得了良好的经济效益和社会效益，如低强度桩复合地基技术等。地基综合处理能力提高很快。近些年来，越来越多的土木工程技术人员了解和掌握了各种地基处理技术、地基处理设计方法、施工工艺、检测手段。并在实践中应用。与土木工程有关的高等院校、科研单位逐步加强力量开展地基处理技术的研究、开发、推广和实践。从事地基处理的专业施工队伍不断增多。地基问题处理得恰当与否、关系到整个工程质量、投资和进度，其重要性已越来越多地被人们所认识。

通过实践，人们对各种地基处理方法的优缺点有了进一步了解，对合理的地基处理规划程序有了较深刻的认识，在根据工程实际选用合理的地基处理方法上减少了盲目性。能根据工程实际情况，因地制宜，选用技术先进、经济合理的地基处理方案，并能注意综合应用各种地基处理技术，使方案选用更为合理。地基处理技术应用水平提高很快，因地基处理方案选用不当而造成浪费和工程事故呈减少趋势。

由于工程实践需求的推动，地基处理领域的著作和刊物的出版，各种形式的学术讨论会、地基处理技术培训班的举行，促进了地基处理技术的普及，也促进了地基处理技术的提高。

2. 地基处理队伍不断扩大

地基处理迅猛发展反映在地基处理队伍的不断扩大。从事地基处理施工的专业队伍不

断增加,很多土建施工单位发展了地基处理业务。除施工队伍外,从事地基处理机械生产的企业发展也很快。从科研、设计、到施工、检测几个环节的专业技术队伍已经形成,并发展壮大。

3. 地基处理理论的发展

地基处理发展还反映在理论上的进步。探讨加固机理、改进施工机械和施工工艺、发展检验手段,提高处理效果,改进设计方法,在上述几个方面,每一种地基处理方法都取得不少进展。以排水固结法为例,从砂井、到袋装砂井、到塑料排水带、施工材料和施工工艺发展很快,在理论方面,考虑井阻的砂井固结理论,超载预压对消除次固结变形的作用、真空预压固结理论、以及对塑料排水带的有效加固深度研究等方面取得不少的进展。除了针对一类或单项地基处理方法的理论得到发展外,对一些共同性规律研究也取得不少成果。如:复合地基理论、地基处理方法选用的人工智能辅助决策系统、地基处理方法选用多因素分析法等。特别是复合地基理论发展更快。

中国土木工程学会土力学及基础工程学会为了适应工程建设对地基处理技术发展的要求,于1984年春在浙江大学成立地基处理学术委员会。十年来,在地基处理技术的普及和提高方面做了一些有益的工作。

地基处理学术委员会成立后,首先组织来自全国的地基处理专家编写《地基处理手册》和筹备召开第一届全国地基处理学术讨论会。《地基处理手册》于1988年在中国建筑工业出版社正式出版,得到读者的欢迎和好评,为地基处理技术普及和提高作出贡献。第一届全国地基处理学术讨论会于1986年10月12日在上海宝钢召开,来自全国约200位代表共同交流经验、体会、促进了地基处理水平的提高。

地基处理学术委员会除了每三年一次定期召开全国性地基处理学术讨论会和不定期组织专项技术讨论会外,还与浙江大学土木工程学系共同创办《地基处理》刊物,为全国地基处理同行总结、交流地基处理经验提供一个园地,受到普遍的欢迎。为了发挥学会技术密集的优势,更好地为工程建设服务,学会成立了地基处理咨询部。学会还经常组织多种形式的地基处理技术培训班,邀请地基处理专家讲课,普及地基处理技术。

在地基处理学术委员会成立十周年前夕,为了加强地基处理学术委员会同地基处理工程界的联系,进一步为地基处理技术的普及和提高服务,进一步促进我国地基处理整体水平的提高,决定成立地基处理协作网。为了扩充阵容凝聚力量,并发挥地基处理工程公司、机械厂家的积极性,改善办刊条件,于1994年成立了地基处理杂志社。

地基处理学术委员会成立的十年,也是我国地基处理迅猛发展的十年。谨用此文祝贺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成立十周年。并借此机会向各界朋友十年来对地基处理学术委员会工作的支持和帮助表示衷心的感谢。祝我国地基处理工作不断发展,为祖国的繁荣昌盛和社会的稳定发展作出贡献。祝地基处理学术委员会的工作不断取得新的进步。

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大事记 (1984~1994)

1984年

4月18日~20日 浙江大学

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成立。

1985年

3月2日~5日 浙江大学图书馆

《地基处理手册》编委扩大会。

1986年

6月3日~7日 青岛市

在中国土木工程学会土力学及基础工程学会第二届理事会上《地基处理手册》编委报告《手册》编写情况,听取理事们的意见。

10月12日~16日 上海市宝钢外招

第一届全国地基处理学术讨论会。

1988年

9月 杭州

浙江省科技咨询中心全国地基处理学术委员会咨询部成立

(简称全国地基处理咨询部)

地基处理手册出版,1988,中国建筑工业出版社。

1989年

4月20日~22日 浙江大学邵逸夫科学馆

《桩基工程手册》编写筹备会。

7月14日~18日 烟台 化工部烟台化工建设技术培训中心

第二届全国地基处理学术讨论会;

第二届全国地基处理学术讨论会论文集(上、下册)出版;

地基处理学术委员会全体委员会议;

《桩基工程手册》编委会议。

《地基处理手册》获首届全国优秀建筑科技图书二等奖(主办单位,建设部)

1990年

9月17日 河北省承德市

《桩基工程手册》编委会核心组会议。

10月 杭州浙江大学

地基处理编辑部成立,《地基处理》创刊。

浙江省新闻出版局登记,准印证号 (浙)字第04—1022号

《地基处理手册》获第五届全国优秀科技图书二等奖（主办单位：国家新闻出版总署）。

1991年

5月6日~18日 杭州

地基处理技术培训班。

6月20日 上海 同济大学

第一届第二届地基处理学术委员会联席会议。

6月24日~26日 上海市松江红楼宾馆

《桩基工程手册》编委会。

1992年

4月24日~28日 浙江省舟山普陀山

《桩基工程手册》协调统稿会。

6月15日~22日 秦皇岛市

地基处理技术培训班

6月24日~29日 秦皇岛北辰渡假村

第三届全国地基处理学术讨论会；

地基处理学术委员会核心组会议；

地基处理学术委员会全体委员会议；

第三届全国地基学术讨论会论文集出版，1992，浙江大学出版社。

11月1日~9日 杭州市

地基处理技术培训班。

11月10日~14日 浙江省建德千岛湖

《地基处理手册》（第二版）编委扩大会。

1993年

5月31日~6月6日 杭州

《建筑地基处理技术规范》学习班

10月17日~24日 杭州

《建筑地基处理技术规范》和《复合地基理论》学习班。

11月25日~29日 浙江大学邵逸夫科学馆

深层搅拌法设计、施工经验交流会（杭州，1993），

关于成立地基处理杂志社和地基处理协作网座谈会；

深层搅拌法设计与施工（会议论文集）出版，1993，中国铁道出版社；

地基处理系列片（一）：深层搅拌法设计与施工——录像带，地基处理学术委员会监制，浙江大学电教中心制作。

1994年

2月28日《地基处理杂志社》成立。

筹备成立地基处理协作网，并成立地基处理协作网资料站，地基处理协作网培训中心。

单桩带台复合地基的有限元分析

段继伟 龚晓南 曾国熙

(浙江大学岩土工程研究所 杭州310027)

[摘要] 本文用有限元法,以柔性单桩圆台为计算模型,系统地分析了单桩带台桩土应力比与其影响因素的关系,以及沉降和荷载传递特性。结果表明,柔性桩复合地基存在着临界桩长 l_c 。桩土应力比随桩长的增大而增大,但当桩长大于临界桩长时,桩长的变化对桩土应力比的影响甚小。当置换率增加,或桩土模量比增大时,桩土应力比也增大。桩身的变形和轴力主要集中在 $0 \sim l_c$ 深度内,桩端占桩顶荷载的比例甚小。承台的出现使得靠近桩顶的摩阻力发挥较小,但其作用随着深度的增大迅速减小。

有限元分析方法

如图1(a)所示,计算模型为单桩圆台,用轴对称有限元分析。程序采用作者自行研制的有限元波阵法程序^[1],并与用汇编语言编制的绘图程序接口。整个计算能在微机上实现。图1(b)给出了绘图程序绘制的有限元网格图。

单元采用八结点等参元。由于承台、桩及计算宽度和深度等几何尺寸变化时,会使计算网格发生变化,而网格的变化对数值结果会产生影响。因此每次计算之前都必须进行网格优化,优化的标准以半无限大弹性介质上圆板的理论位移解和有限元解的相对误差,控制在3%以下为准。

桩、土、承台皆采用弹性模型。桩与土、承台与土间位移协调。值得注意的是结点应力,尽管采用了局部应力修匀技术^[2],但在承台与桩、土的界面上结点应力波动很大。作为例子,图2为半无限弹性介质与圆板接触面上结点应力计算值与理论解的比较。由图中可看到,当两种材料模量相差很大时(如承台与土、桩与土),在接触面上尽管采用了结点应力的局部修匀技术,但是结点应力的结果仍不能令人满意。为此可采用作者的近似方法求得桩顶、桩间土的应力^[3]。

桩土应力比影响因素分析

(一) 桩土应力比公式的量纲分析

收稿日期:1993年8月。

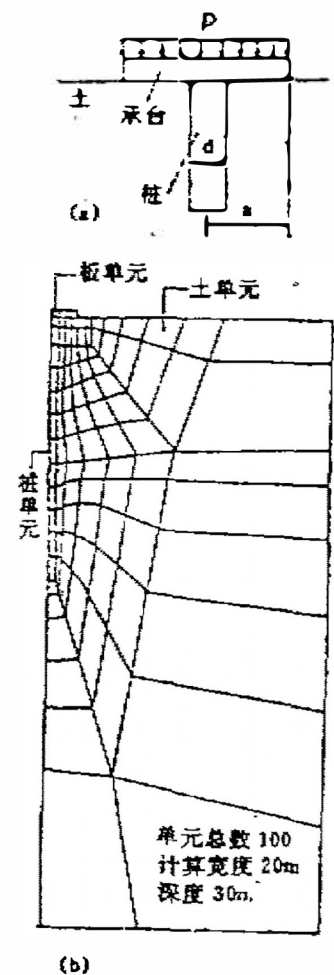


图1 有限元计算模型和网格划分图

复合地基桩土应力比定义为桩顶应力 $\bar{\sigma}_p$ 与桩间土所分担的平均应力 $\bar{\sigma}_s$ 之比, 即 $n = \bar{\sigma}_p / \bar{\sigma}_s$ 。

影响 n 的因素, 除桩体材料性质 (如 E_p, ν_p) 和土体材料性质 (如 E_s, ν_s) 外, 还与桩长、桩径、承台半径等几何尺寸有关。由于现在考虑的土体、桩和承台皆为弹性, 所以应力比与外荷无关。一般地, 应力比可用下式表示

$$n = n_1(E_p, \nu_p, E_s, \nu_s, l, d, a) \quad (1)$$

式中 E_p, ν_p ——桩的弹性模量和泊松比;
 E_s, ν_s ——土的弹性模量和泊松比;
 l, d ——桩长和桩的直径;
 a ——承台的半径。

对上式进行量纲分析: n, ν_p, ν_s 是无量纲数, E_p, E_s 是 MLT^{-2} 量纲, l, d, a 是 L 量纲, 独立量纲数为 2 个, 变量总数为 8 个, 取 E_s, d 的量纲为基本量纲, 由量纲分析的 π 定理, 得

$$n = n(E_p/E_s, \nu_p, \nu_s, l/d, a/d) \quad (2)$$

即 $n = n(K, l/d, a/d, \nu_p, \nu_s) \quad (3)$

式中 $K = E_p/E_s$ ——桩土模量比;
 其余同式 (1)。

上式表明, 单桩带台的桩土应力比 n 与桩土模量比 K 、长径比 l/d 、承台半径与桩径之比 (也即置换率 $m = r_0^2/a^2, r_0 = d/2$)、以及桩、土泊松比有关。下面将分别讨论 n 与 l/d 、 m 、 K 的关系 (ν_s, ν_p 的影响没有考虑)。

(二) 桩土应力比与其影响因素的关系
 1. 应力比与桩的长径比关系

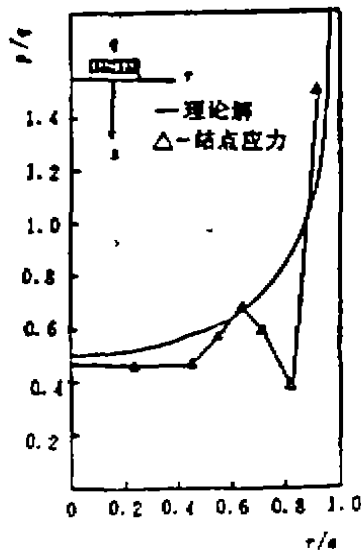


图2 板土接触面反力分布

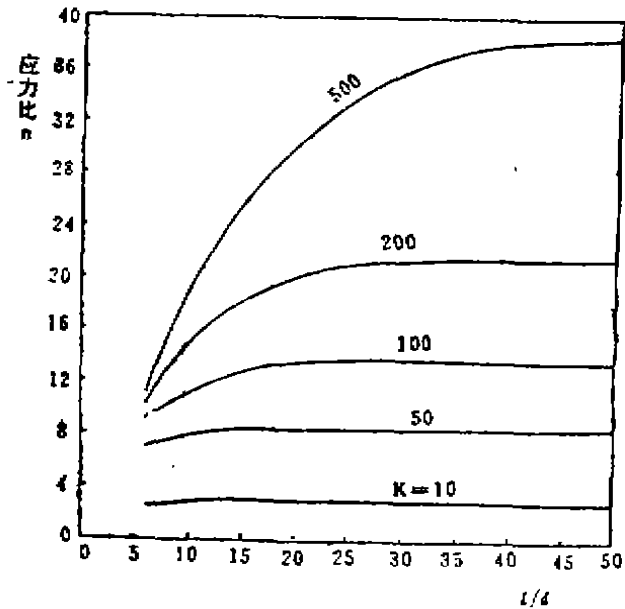


图3 长径比与桩土应力比的关系

图3为长径比 l/d 与应力比 n 的关系曲线。计算中 $d=0.5\text{m}$ 保持不变,所以该图实际上反映了桩长 l 与 n 的关系。其它计算参数为 $\nu_p=0.33$, $E_s=2.5\times 10^3\text{kPa}$, $\nu_s=0.42$, $m=20\%$ 。

从图中可以看到,桩土应力比随着桩长的增长而增加,但桩长达到某一数值时, n 值几乎不再增加。这说明存在着临界桩长 l_c ,当桩长 $l>l_c$ 时, n 值几乎不再增加。此外,由图中还可以看到,临界桩长 l_c 主要与 K 值有关, K 值愈大, l_c 愈大;反之则愈小。由图中可大致确定各 K 值下的临界桩长如下:

$$\text{i) 当 } 10 \leq K \leq 50 \text{ 时, } l_c = (14 \sim 18)d$$

$$\text{ii) 当 } 50 \leq K \leq 100 \text{ 时, } l_c = (18 \sim 24)d \quad (4)$$

2. 应力比与置换率的关系

复合地基的置换率 m 定义为 $n_1 A_p/A$,其中 A_p 为桩的横截面面积, A 为加固地基的基础底面积, n_1 为总桩数。对单桩带台, $m=r_0^2/a^2$ 。图4给出了 a 不变, r_0 变化时,应力比的变化情况。图5给出了 r_0 不变, a 变化时,应力比的变化情况。计算中桩长取 13m 。

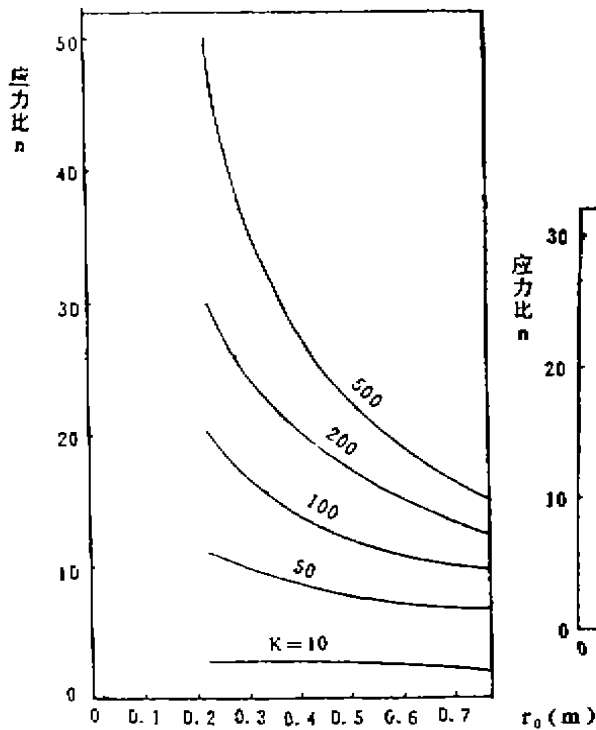


图4 桩的半径与应力比的关系

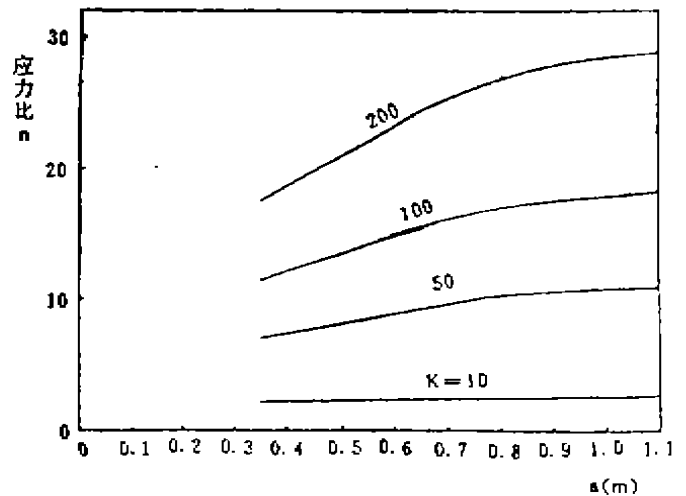


图5 承台半径与桩土应力比的关系

由这两幅图可以看到,其曲线形状有所不同。在图4中,当 r_0 增加,即 m 增加时,应力比减小。曲线的形状与 K 值的大小有关。对较小的 K 值, r_0 的变化对 n 影响不大(如图中 $K=10$ 的情况),曲线近似成一水平线。

在图5中,当 a 增加,即 m 减小时, n 增大。曲线形状同样也与 K 值的大小有关。对较小的 K 值, a 的变化对 n 影响也不大(如图 $K=10$ 的情况),曲线近似成一水平直线。

3. 应力比与桩土模量比的关系

图6给出了桩径变化, 承台半径不变时的 $K \sim n$ 曲线。由图中可看到, 各曲线近似汇聚于一点, 这说明应力比在 K 值较小时 (如 $K \leq 10$), n 与桩径的变化不大, 这与图4得到的结果一致。

图7为承台半径变化, 桩径不变时的 $K \sim n$ 曲线。与图6类似, 曲线也近似汇聚于一点。这说明当 K 值较小时, n 与 a 的变化无关。

图8为各桩长变化时的 $K \sim n$ 曲线。由图中可以看到, 曲线也近似汇聚于一点。这点的 n 值与图6和图7中各曲线汇聚于各自一点的 n 值相比, 三者的 n 值接近, 其变化范围大致在2.0~2.5内。由此可见, 当 K 值较小时, n 主要与 K 值有关而与置换率 (无论是 r 变化还是 a 变化) 和桩长的变化关系不大。

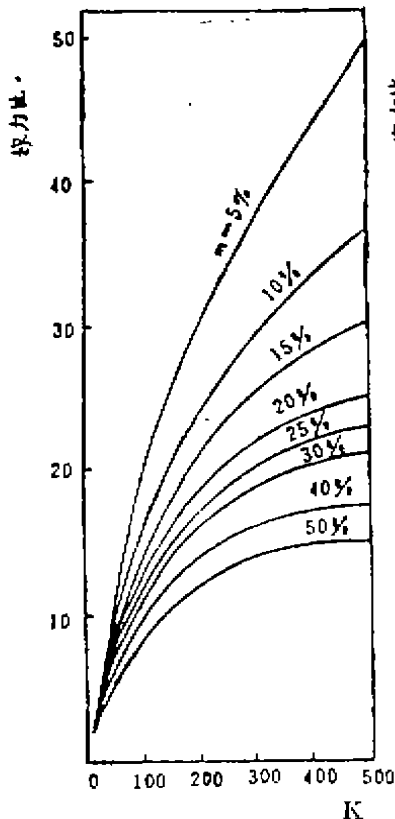


图6 $K \sim n$ 曲线

(桩径变化, 承台半径不变)

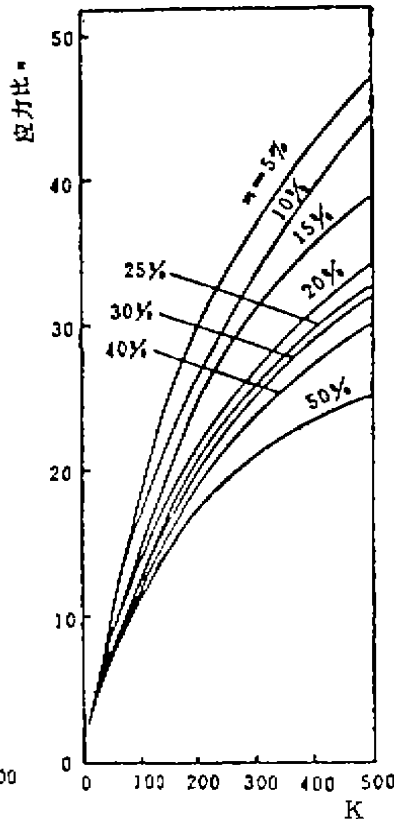


图7 $K \sim n$ 曲线

(桩径不变, 承台半径变化)

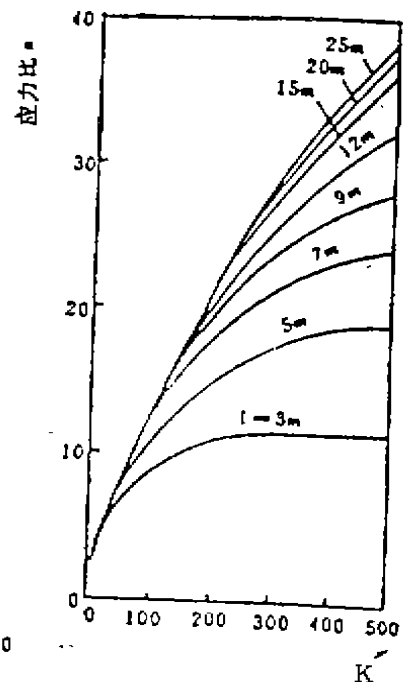


图8 $K \sim n$ 曲线

(桩长变化)

由图8还可看到, 随着 l 的增加, 各曲线渐渐合一。当 $l \rightarrow \infty$ 时, 可以预计图中的 $K \sim n$ 曲线将为各桩长下所有 $K \sim n$ 曲线的包络线。某桩长下的 $K \sim n$ 曲线与包络线的交点所对应的 K 值, 表示该桩长即为此 K 值下的临界桩长 l_c 。由图中再一次看到, l_c 随 K 值的增加而增加。

将上述图中的横坐标改成 \sqrt{K} , 结果得图9和10。结果发现, 如图9, 对置换率在10%~30%间, K 值在10~200间的柔性单桩带台复合地基, n 与 \sqrt{K} 有近似的线性关

系；如图10，对桩长较大的情况，特别是当 $l > l_c$ 时， n 与 \sqrt{K} 也有近似的线性关系。

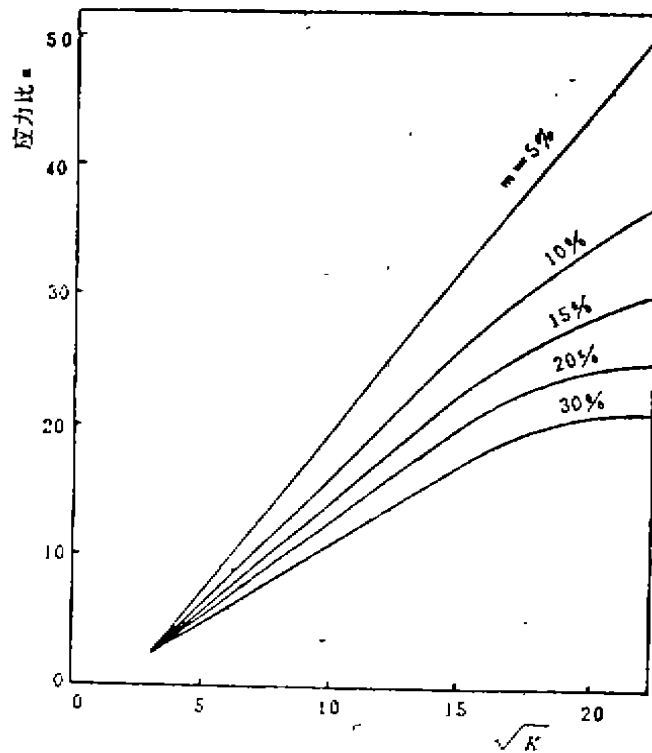


图9 $\sqrt{K} \sim n$ 曲线 (桩径变化、承台半径不变)

单桩带台复合地基沉降和荷载传递特性

(一) 沉降特性

图11为长径比与无量纲刚度的关系曲线。由于在计算过程中， p 、 E_s 、 d 保持不变，所以该曲线实际上反映了桩长与沉降倒数的关系。如图所示，随着桩长的增大，沉降减小，但当桩长增大到一定值时，再增大桩长，沉降减少很小了，这再一次说明了临界桩长的存在。同时可看到，临界桩长随 K 值的增大而增大，随 K 值的减小而减小。由图中可大致确定临界桩长的数值如下：

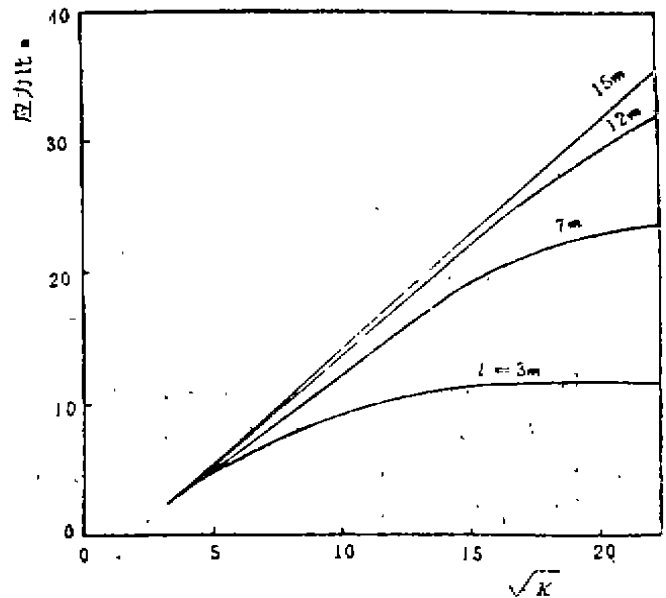


图10 $\sqrt{K} \sim n$ 曲线 (桩长变化)

$$\left. \begin{array}{l} \text{i) 当 } K = 10 \sim 50 \text{ 时, } l_c = (8 \sim 22)d \\ \text{ii) 当 } K = 50 \sim 100 \text{ 时, } l_c = (22 \sim 28)d \\ \text{iii) 当 } K = 100 \sim 200 \text{ 时, } l_c = (28 \sim 38)d \end{array} \right\} \quad (5)$$

上式与式(4)得到的 l_c 值相比,要大一点。这表明桩长增大时,使沉降减少很小所需的桩长要比使应力比增大很小所需的桩长长一点。

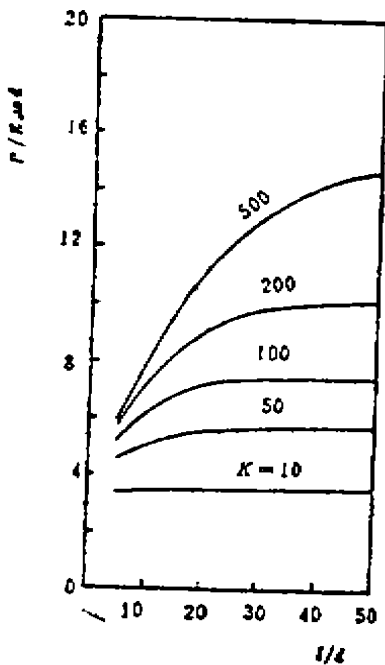


图11 单桩带台长径比与无量纲刚度的关系

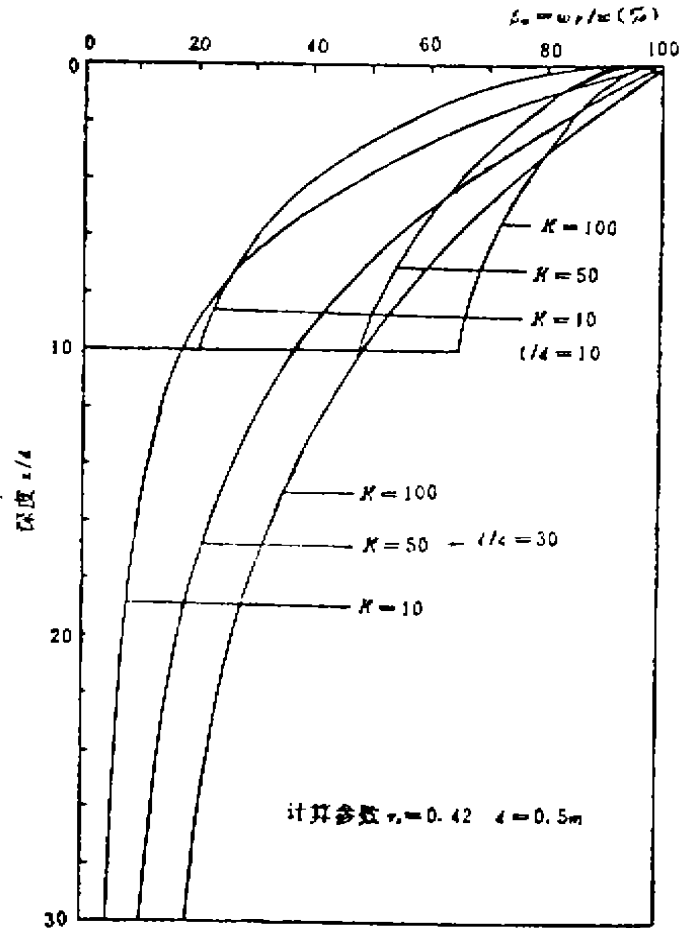


图12 单桩带台桩身位移沿深度的传递曲线

图12给出了桩长别分为 $10d$ 、 $30d$ 时,桩身竖向位移沿深度的传递情况。图中 ω_z 表示在深度 z 处桩身竖向位移, ω 为桩顶的沉降。由图中可看到,桩短传到桩端的位移大,桩长则小。对 K 值较大的短桩,桩端的 β_w 有趋向1的趋势,所以桩会呈现刚性桩的特性。桩的变形主要集中在桩的上部。令 $z = l_c$,由式(5)及图12可知, $\beta_w \approx 20\%$ 。所以桩的变形主要分布在 $0 \sim l_c$ 深度内。

(二) 荷载传递特性

1. 桩身轴力沿深度的传递规律

图13给出了桩身轴力沿深度的传递曲线。图中 p_z 为在深度 z 处的轴力, \bar{p} 为桩顶轴力,

$\beta_p = P_p / \bar{P}$ 为轴力传递率,由图中可以看到,传递曲线中最大轴力发生在桩顶下约 $2d$ 深度处。这一值与桩顶轴力 \bar{P} 接近,这使靠近桩顶处桩的侧摩阻力很小发挥,这一特性是由于绝对刚性承台受荷,带动桩、土共同下沉所产生的结果。随着深度的增加,承台带动桩、土共同下沉的作用迅速减小,桩的轴力迅速达到最大值,然后桩身轴力随深度逐步减小。桩端轴载占桩顶荷载的比例较小。当 $z = l_c$ 时,由式(5)及图13可知, β_p 约为10%,这表明桩身轴力也主要集中在 $0 \sim l_c$ 深度内。此外,对 K 值较大的短桩,如 $K = 100, l/d = 10$,其轴力传递特性与刚性桩的传递特性类似,故桩会具有刚性桩的特性。

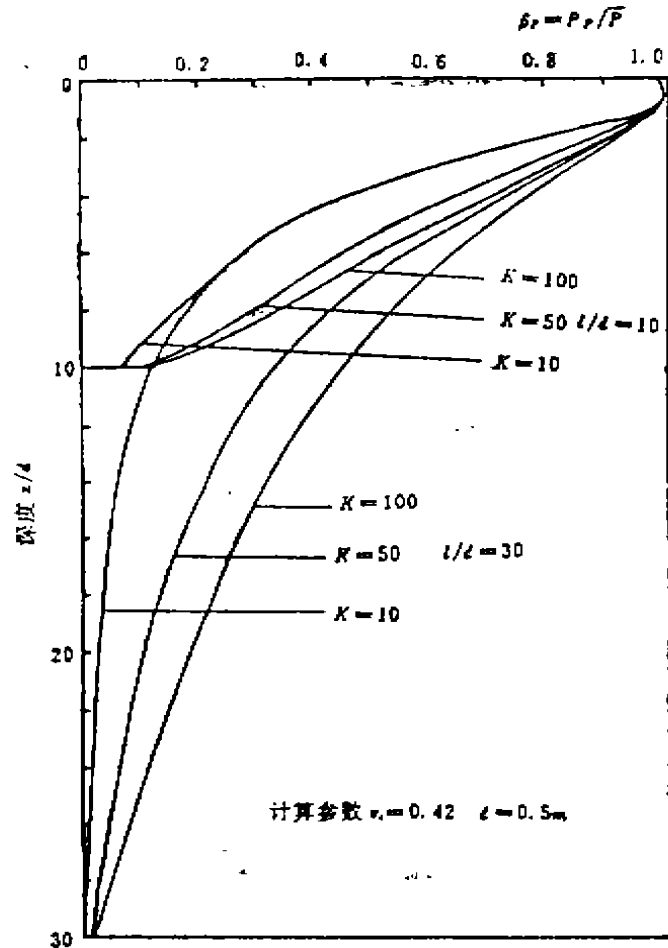


图13 单桩带台桩身轴力的传递特性

2. 桩侧摩阻力沿深度的传递特性

图14为桩侧摩阻力沿深度的传递特性。由这张图可看到如下几点。

(1) 正如上小段中对桩身轴力和传递特性的分析,绝对刚性承台带动桩、土共同下沉,使靠近桩顶附近的摩阻力来不及发挥,但是承台的这一作用范围较小,所以桩侧摩阻力随深度的增大,会迅速达到最大值。摩阻力的最大值在深度 $2d$ 附近取得。

(2) 当摩阻力从很小达到最大值以后,随着深度的增大,摩阻力逐步减小。 K 值愈大,摩阻力传递的愈深。然而,在桩端附近摩阻力会有所增大,桩愈短, K 值愈大,这一现象愈明显。其原因是由于在桩端处材料发生间断(由桩到土)造成的。

(3) 当 K 值较小时,桩长增大到一值时,摩阻力会为零。此时的桩长即为临界桩长 l_c 。

结论

1. 柔性单桩带台存在着临界桩长 l_c ,当 $l \geq l_c$ 时,桩顶沉降和桩土应力比随桩长的变

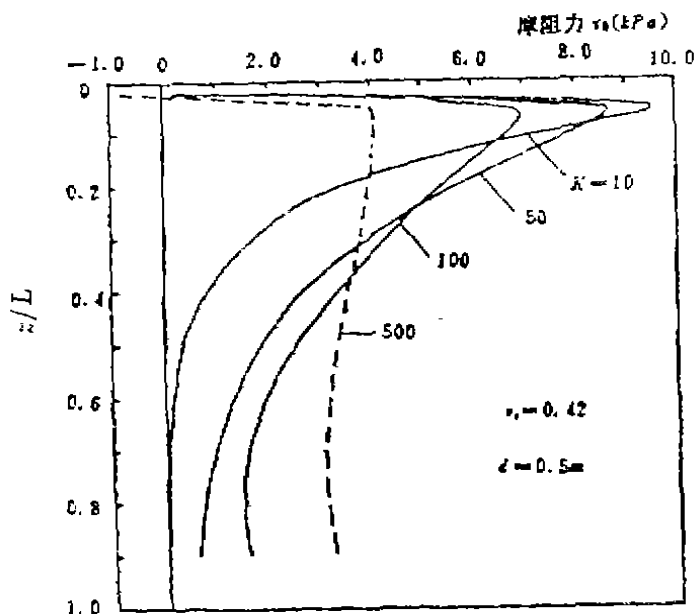


图14 单桩带台桩的摩阻力沿深度的传递曲线 ($l/d = 30$)

化不大, 而且在深度 $z \geq l_c$ 处, 摩阻力近似为零。 l_c 值主要与 K 值有关, K 值愈大, l_c 值愈大, 反之则愈小。

2. 桩土应力比主要与 l/d 、 a 、 d 、 K 等因素有关。 n 值随桩长的增大而增大, 但当 $l \geq l_c$ 时, n 随 l 的增大几乎不再增大。 $r_s \sim n$ 曲线和 $a \sim n$ 曲线的变化形状是不同的, 但当 K 值较小时, r_s 和 a 的变化对 n 影响不大, 此外从置换率 m 与 n 的关系看, m 增大, n 降低。 n 与 K 的关系是 K 值增大, n 增大, 并且所有 $K \sim n$ 曲线在 K 值变化时近似汇聚于一点, 这说明当 K 值较小时, n 只与 K 值有关, 而与桩、承台的几何尺寸关系不大。

3. 单桩带台的桩身变形和轴力主要集中分布在 $0 \sim l_c$ 深度内。承台的出现使得桩顶附近的摩阻力发挥较小, 但承台的这一作用随深度的增加迅速减小。桩端荷载占桩顶荷载的比例甚小。

4. K 值较大桩又较短的柔性桩, 会呈现刚性桩的特性。

参考文献

- [1] 段继伟, 柔性桩复合地基的数值分析, 浙江大学博士论文, 1993。
- [2] Hinton, E. & Campell, J.S. (1974). Local and global Smoothing of discontinuous finite element functions using a least squares. Int. J. Numer. Meth. Engng. Vol.8, 461-480.
- [3] 段继伟, 龚晓南、曾国熙, 复合地基桩土应力比影响因素有限元分析, 第三届华东地区岩土力学学术讨论会论文集, 1992年。

软土地基水泥-石膏固化剂的适用条件及加固机理初探

黄新 周国钧

(冶金部建筑研究总院 北京100088)

〔摘要〕 利用工业废石膏与水泥配制成的水泥-石膏固化剂加固某些土质时其技术经济效果优于水泥。本研究用固化剂与四种土样拌制成固化土,通过测定土样对 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 的吸收量、分析固化土孔隙水化学成分、观察固化土中水化物生长状况、测定固化土强度,得出:在水泥-石膏固化剂的水化物中同时含有水化硅酸钙和大量的硫铝酸钙,固化土的强度由水化硅酸钙胶结土粒和硫铝酸钙膨胀填充孔隙两部分构成。不同的土样对 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 的吸收量不同,致使固化土孔隙水中 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 浓度不同;而孔隙水 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 浓度的差异决定了硫铝酸钙不同的形貌和膨胀性能,因而决定了水泥-石膏固化剂在不同土样中的加固效果。水泥-石膏固化剂适于加固对 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 的吸收量较大的软土。

前言

深层搅拌法等某些地基加固方法的基本原理是将固化剂与软土拌和,使软土硬化成为具有足够强度的固化土,从而达到地基加固的目的。目前,国内使用的固化剂主要是水泥。实践表明^{〔1〕},用工业废石膏与水泥配制而成的水泥-石膏固化剂(下称CG固化剂)在加固某类软土时,可取得比用水泥加固更好的效果。同掺入比时,用CG固化剂,加固土强度可提高20~200%,在同强度时可节省水泥10~40%。利用废石膏作固化剂的原料还可以降低固化剂成本,且对于治理环境污染也很有意义。然而,CG固化剂并非加固所有的土质都能取得良好的技术效果。为能广泛地推广CG固化剂,有必要掌握其适用条件和加固机理。本研究用固化剂与四种典型土样拌和制成固化土,通过测定土样对 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 的吸收量、分析固化土孔隙水的化学成分、观测固化土中的水化产物、测定固化土的强度,揭示出固化土中固化剂水化物生成环境的特点以及不同的环境对水化物生长状况的影响;在此基础上探讨CG固化剂的适用条件和加固机制。

试验方法

土样在现场采集后封存于塑料袋内备用,其性质指标见表1。水泥是琉璃河水泥厂产425#普通硅酸盐水泥,石膏为市售建筑石膏,试验用水为自来水。将化学纯 CaO 溶于蒸馏

收稿日期:1993年9月

水中, 振荡 2 小时, 制得饱和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液; 将 20g 透过 0.2mm 筛的风干土样, 浸入 100mL 饱和 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液中, 振荡 4 小时, 取其滤清液, 用常规的化学分析方法测定土样对 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 的吸收量。整个过程须避免液体与空气接触。将土样与固化剂 (水灰比为 0.6) 搅拌成均匀的固化土; 其中一部分制成 $5 \times 5 \times 5 \text{cm}^3$ 试件, 于预定龄期进行无侧限抗压强度试验; 其余部分封入塑料袋中, 以防失水和碳化; 于预定龄期将固化土中孔隙水榨出, 收集于塑料瓶中 (收集量约为 50mL), 进行化学成分分析; 孔隙水提取方法和化学分析方法参见文献^[2] (关于水泥石膏固化剂加固土的长期强度资料见参考资料[5])。因石膏与铝酸钙生成硫铝酸钙的反应在 30 天内已基本结束, 本文引用 15 天和 30 天的资料)。试件养护于标准养护室中。用 CamScon-4BV 型扫描电镜及 DMS3B 型 X-衍射仪, 于试块成型后 15 天时, 用无水乙醇中止水化。并观察固化土中水化物。

土样物理力学性质指标和化学分析结果

表 1

土样编号	土样 1	土样 2	土样 3	土样 4
土样名称	淤泥质粘土	淤泥质粘土	淤泥质粉质粘土	淤泥质粉土
γ (kN/m ³)	17.0	17.6	18.0	16.1
ω (%)	65	50	34	36
e	1.48	1.43	1.03	1.01
q_u (kpa)	25	30	26	35
pH	6.7	6.8	7.3	7.2
Cl^- (%)	痕量	0.006	0.087	0.120
SO_4^{2-} (%)	0.045	0.020	0.110	0.092
$\text{K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O}$ (%)	--	0.044	0.280	--
可溶盐 (%)	0.120	0.90	0.510	0.590
有机质 (%)	6.24	4.77	5.01	5.11

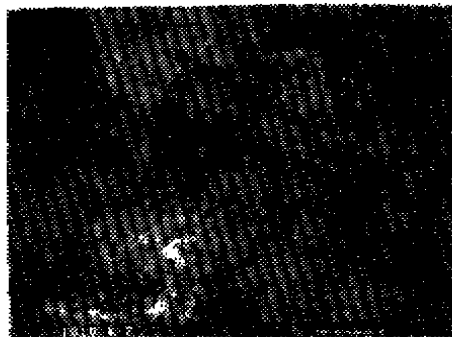
试验结果

固化土强度试验的部分结果见表 2。其中试样 $i-K$ 是采用土样 i 制成 ($i=1, 2, 3, 4$), 固化剂掺入比 $A_w = (\text{固化剂干重量} / \text{土样湿重量}) \times 100\%$ 。B 的选择对于土样 1、土样 2, 是笔者经一系列试验得到的最佳石膏置换量。以下称以水泥作固化剂制成的固化土为水泥土, 用 CG 固化剂制成的固化土为加固土。试验结果表明: (1) CG 固化剂的加固效果因土样不同而异。用 CG 固化剂加固土样 1、土样 2, 其加固土强度增量 (加固土强度 - 水泥土强度) 为正值; 用 CG 固化剂加固土样 3、土样 4, 则加固土强度增量为负值。[笔者所作其它百余组强度试验结果表明, 对于土样 3、土样 4, 只要固化剂中 $B > 2$, 固化土即可能产生负的强度增量; 即使水泥掺量不变, 加入石膏 (相当于 A_w 提高), 也产生负的强度增量, 这表明, 对于土样 3、土样 4, 固化土强度负增量的产生, 是由于石膏产生的破坏作用]。(2) 固化剂中石膏置换量 B 有一最佳值, 当 B 大于该值后, 将使固化土强度降低; 固定水泥掺量, 增加石膏 (如试样 1-6~1-10), 也有同样规律。当 B 大于最佳值很多时, 试体出现体积膨胀和胀裂的现象。

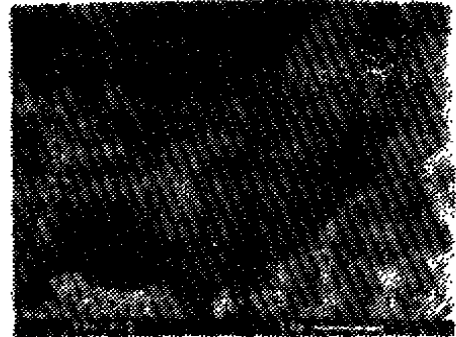
固化土无侧限抗压强度

表2

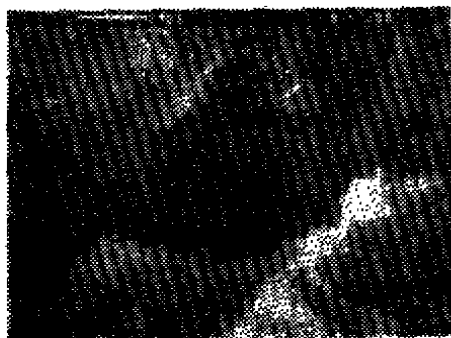
试 样	A ₀ %	B %	抗压强度q _u (kpa)	
			15天	30天
1-1	10	0	536	818
2-1	10	0	778	1038
3-1	10	0	1254	1479
4-1	10	0	1289	1574
1-2	10	25	1323	1642
2-2	10	15	1003	1297
3-2	10	5	1021	1328
4-2	10	5	1072	1410
1-3	10	20	868	1521
1-4	10	30	626	1470
1-5	10	35	548	951
1-6	13	23	970	1651
1-7	14	29	943	1721
1-8	15	33	995	1643
1-9	16	37	965	1479
1-10	17	41	467	942



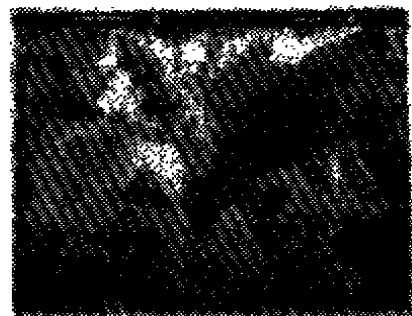
(1) 试样2-1



(2) 试样 4-1



(3) 试样2-2



(4) 试样4-2

图1 固化土的扫描电子显微镜观察照片

试样孔隙水化学成分分析结果

表3

试 样	龄 期	计 算 值	测 试 值 (mmol/L)	
		$(Ca^{++}) \cdot (OH^{-})^2$	(OH^{-})	CaO
试 样 1—1	5小时	1.41×10^{-6}	15.00	7.06
	2天	2.41×10^{-6}	10.23	10.18
	5天	8.67×10^{-7}	15.29	5.19
	10天	1.51×10^{-6}	17.65	6.79
试 样 2—1	5小时	1.15×10^{-5}	29.41	10.57
	2天	8.49×10^{-6}	31.76	11.79
	5天	3.16×10^{-6}	28.23	5.54
	10天	4.47×10^{-6}	30.00	6.96
试 样 3—1	5小时	2.06×10^{-6}	32.35	27.50
	2天	1.15×10^{-6}	22.35	3.21
	5天	9.25×10^{-6}	65.29	3.04
	10天	8.78×10^{-6}	53.53	4.29
试 样 4—1	5小时	2.96×10^{-5}	35.00	32.14
	2天	4.40×10^{-5}	75.29	11.07
	5天	1.09×10^{-5}	62.35	3.93
	10天	2.07×10^{-5}	74.71	5.18

各水泥土试样的孔隙水化学成分测定值及由此计算得出的 $(Ca^{++})(OH^{-})^2$ 值见表3。饱和时 $Ca(OH)_2$ 的溶度积 $K_{sp} = (Ca^{++})(OH^{-})^2 \approx 4.44 \times 10^{-6}$ 。由表3中数据可知：试样1—1、试样2—1的孔隙水远低于 $Ca(OH)_2$ 饱和状态，在试样3—1、试样4—1的孔隙水中，接近 $Ca(OH)_2$ 饱和状态。各土样水泥土的 $(Ca^{++})(OH^{-})^2$ 值和孔隙水的 OH^{-} 浓度、早期的CaO浓度有如下规律：试样1—1 < 试样2—1 < 试样3—1 < 试样4—1。

图1中(1)、(2)分别是试样2—1、试样4—1的水泥土扫描电镜观察照片，其中的水泥水化物主要是纤维状的水化硅酸钙(CSH)。(3)、(4)分别是试样2—2、试样4—2的加固土照片。可以看出当固化剂中含有石膏时，加固土中产生硫铝酸钙。在试样2—2中大量晶体较大的针柱状硫铝酸钙在孔隙中产生，相互交叉，和CSH一起形成空间结构，支撑在孔隙之间，如图1(3)所示。试样4—2中可以看到大量针刺状硫铝酸钙，见图1(4)。但是晶体尺寸与图1(3)中相比要小得多，(当与图1(3)放大倍数相同时，很难观察到硫铝酸钙晶体)，硫铝酸钙晶体大多在土颗粒表面以团集状形成。土样1、土样3的水泥土和加固土中的水化物生长状况分别与土样2、土样4相似。

图2(a)为加固土X-衍射图，与水泥土X-衍射图2(b)相比，衍射峰基本相同，但在 $d = 9.9A$ ， $d = 5.61A$ ， $d = 2.8A$ 处有硫铝酸钙的衍射峰出现。其中 $d = 5.61A$ ($2\theta = 15.74$)的峰没有其它峰干扰，可看出此峰强度呈下列规律：试样1—2 > 试样2—2 > 试样3—2 \approx 试样4—2。这反映了随着固化剂中石膏置换量的增大，固化土中硫铝酸钙的量增加。

土样对 CaO 、 OH^{-} 的吸收量见表4。对 OH^{-} 和 CaO 的吸收量不同外，比值 OH^{-}/CaO 也不

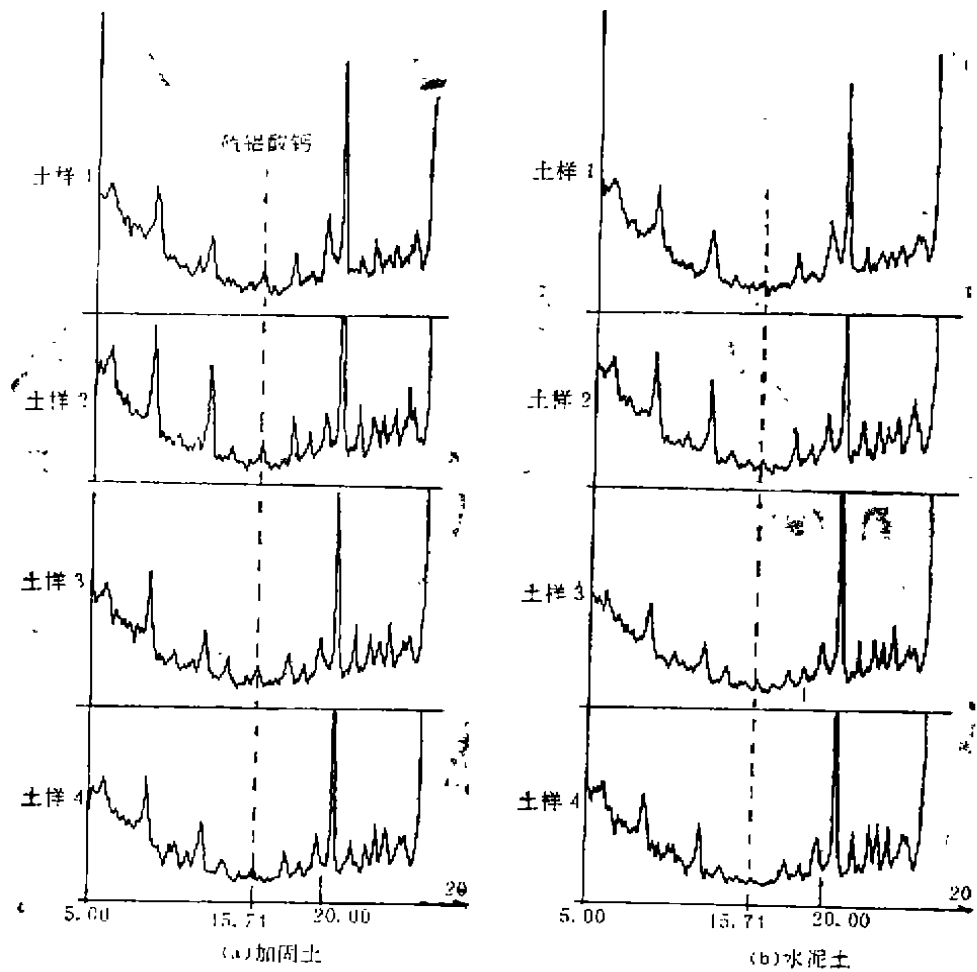


图2 固化土X—衍射图

同，这表明土样对 OH^- 、 CaO 的吸收不一定是等物质的，如土样1、土样2吸收的 OH^- 多。土样吸收的 OH^- 与 CaO 量及两者的比值有如下顺序：土样1 > 土样2 > 土样3 > 土样4。

土样对 CaO 和 OH^- 的吸收量

表4

土 样	土样吸附量 (mg/100g)		
	OH^-	CaO	OH^-/CaO
土样 1	322.3	520.9	0.619
土样 2	289.4	481.7	0.601
土样 3	274.3	471.4	0.582
土样 4	265.9	458.2	0.582

试验结果分析

(1) CG固化剂的适用条件

工程实践和试验结果表明:CG固化剂对不同的土样,加固效果不同。对于某些土样,CG固化剂的加固效果优于水泥的加固效果,而对有些土样则相反。水泥与软土拌和后产生的水化产物主要是水化硅酸钙(CSH)。在CG固化剂中由于含有相当量的石膏,除发生与水泥相同的反应产生CSH外,还发生如下反应生成硫铝酸钙:



扫描电镜观察和X-衍射试验也证实了这一点。CG固化剂与水泥的加固效果不同就在于其水化物中出现了硫铝酸钙,因此,可以通过对硫铝酸钙性状的研究了解CG固化剂的适用性。硫铝酸钙有不同的型态,它们的X-衍射特征峰、结晶水等性质基本相同,当水分充足时,固相体积都增加120%左右。但硫铝酸钙所具有的膨胀性能则与其形成过程中液相 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 浓度有关。

根据试样*i*-1(*i*=1,2,3,4)的孔隙水化学分析结果可推知:试样3-2、试样4-2中孔隙水 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 的浓度很高,接近 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 饱和状态;而在试样1-2、试样2-2中, $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 的浓度则很低;试验表明:当固化土中 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 浓度低时,硫铝酸钙以较大的晶体在孔隙中生成,石膏置换量就高,加固土强度增量为正值;反之,若固化土孔隙水 CaO 和 OH^- 浓度高,硫铝酸钙以细小结晶在土粒表面团聚生成,CG固化剂就产生负的强度增量。结合有关硫铝酸钙生成条件及其膨胀性能的研究成果^{[9][10]},对试验结果进行分析可知:当加固土孔隙水 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 很高,接近 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 饱和时, Al_2O_3 平衡浓度很低,硫铝酸钙析晶的过饱和度很大,硫铝酸钙就在含铝相表面以细小的晶体析出,呈团聚形式根植于固相表面,其一端以固相为依托,定向生长,在生长过程遇到阻碍时即产生结晶生长压力,在已有结构的局部产生应力集中,破坏土粒间已形成的联接。使固化土强度下降。因此试样3-2、试样4-2的强度分别低于试样3-1、试样4-1。固化土中 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 的浓度愈高,硫铝酸钙愈易团聚于固相表面,硫铝酸钙的破坏作用也就愈大。(混凝土中,由于 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 处于过饱和状态,硫铝酸钙的膨胀破坏作用极大,因而被称之为水泥杆菌)。在孔隙水 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 的浓度较低时, Al_2O_3 平衡浓度较高,硫铝酸钙析晶的过饱和度较小,因而硫铝酸钙可以在远离含铝相表面的孔隙中以较粗大的、没有一定生长方向的单个晶体析晶。这些晶体不依托于固相,在孔隙中自由生长,不易产生应力集中,同时它们相互交叉形成空间结构可高效地填充和支撑孔隙,增进固化土强度,因此试样1-2、试样2-2的强度分别高于试样1-1、试样2-1。当固化土中孔隙水 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 浓度介于这两者之间时,随着 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 浓度增加,形成的硫铝酸钙晶体由大变小,由单个变为团聚状态集结在含铝相周围,固化土的强度增量也由大变小。

总之,因为固化土孔隙水 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 浓度决定了固化土中硫铝酸钙的形貌和膨胀性能,所以它是决定CG固化剂作用效果的根本因素,一切影响固化土孔隙水 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 浓度的因素都将影响CG固化剂的作用效果。试验表明:土样对 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 的吸收量愈大则固化土中 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 的浓度愈低,反之亦然;不同的土样对 $\text{CaO} \cdot \text{OH}^-$ 的吸收量不同,所以CG固化

剂在不同土样中的加固效果不同。土样的pH值、粘土矿物种类、土粒粒径、有机质含量、土中可溶盐离子种类和含量等都影响土样对它的吸收量,因此也都可能影响CG固化剂的加固效果。其中土样的pH值是对固化土CaO、OH⁻浓度影响显著、相关性较大且工程中较易获得的指标。pH值<7时,CG固化剂加固效果较好。不仅土质因素影响CG固化剂的加固效果,笔者的一些试验还表明^[5],水泥品种和水泥掺加量,是否掺加活性材料等因素都影响固化土孔隙水CaO、OH⁻浓度,因而也会影响CG固化剂的作用效果。

(2) 加固土的强度构成

试验表明:若固化剂中含有石膏则在固化土中产生硫铝酸钙。当固化土孔隙水CaO、OH⁻浓度较低时(如土样1、土样2)的情况,硫铝酸钙在孔隙中以单个结晶产生,由于其体积膨胀,填充孔隙,使孔隙量减少;同时其针柱状结晶相互交叉,与CSH一起形成独特的空间网状结构,改变了固化土中孔径分布,使孔隙细化,见图1(3)。由于材料的孔隙量愈少其强度愈高;孔隙率相同时,平均孔径愈小,则材料的强度愈高。硫铝酸钙的产生减少了固化土中孔隙量,降低了平均孔径,必然提高固化土的强度。试验结果又表明:CG固化剂中的石膏含量超过一定比例,固化土的强度就会下降;石膏过多时,试体有胀裂现象,固化土将完全丧失强度。在土样3、土样4中即使固化剂中石膏含量很少,也产生破坏作用。据此我们认为硫铝酸钙在固化土中主要起填充和支撑孔隙的作用。

有关试验表明:水泥土强度随水泥掺入量的增加而增长,水泥土强度与CSH等水化物的生成量成正相关关系^[7]。从图1(1)、1(2)中可见:CSH填充孔隙的作用很弱,纤维状的水化硅酸钙(CSH)附着在孔壁上,虽然提高了孔壁土体的整体性,但未能有效地填充孔隙以减少因孔隙带来的强度损失。因此,我们认为CSH在固化土中的作用主要是胶结作用,填孔效率较低。

固化土是由松散多孔的土体经固化剂作用转化而来。欲使其有较高的强度,固化剂应具有胶结土粒及填充孔隙两方面的作用。在CG固化剂的水化物中,CSH主要起胶结作用,将松散土团粒胶结为整体,而使固化土产生一定的强度;但CSH填充孔隙的能力较弱,将使固化土中留下很多孔隙而影响其强度进一步增长。硫铝酸钙虽然胶结性差,但它能有效地填充孔隙,从另一方面增加固化土的强度,弥补了CSH的不足。石膏置换量较少时,固化土中存在大量孔隙,随着固化剂中石膏置换量的增加,固化土孔隙减少而强度增加,直至最佳石膏置换量,CSH和硫铝酸钙都充分地发挥了各自的作用,使固化土强度达到最高值;此后,随着石膏置换量的增长,固化剂的水化物中硫铝酸钙增加而CSH减少,使得硫铝酸钙膨胀有余而CSH胶结不足,过大的膨胀量使CSH在土粒间已形成的联结破坏,反而使强度下降。因此,应使固化剂中水化物的CSH和硫铝酸钙有恰当比例。

由于CG固化剂同时含有胶结土粒的CSH和填充孔隙的硫铝酸钙,因而对CaO、OH⁻吸收量较大的软土是一种较理想的固化剂。

结论

水泥—石膏固化剂的水化物中除有与水泥水化物相同的CSH外,还含有大量的硫铝酸钙。在加固土中,CSH主要起胶结土团粒的作用,硫铝酸钙主要是填充支撑土体的孔隙。

固化土的强度是由这两部分作用构成。应使固化剂的水化物中的硫铝酸钙与 CSH 有恰当的比例,以充分发挥两者各自的长处。由于水泥—石膏固化剂同时具有胶结土粒和填充孔隙的作用,因此是加固松散多孔的软土地基较理想的固化剂。

固化土孔隙水 CaO 、 OH^- 浓度决定硫铝酸钙的形貌和膨胀作用,因此,也决定了水泥—石膏固化剂的作用效果。当固化土孔隙水碱度低时水泥—石膏固化剂加固效果好。一切影响固化土液相浓度的因素,都将影响水泥—石膏固化剂的作用效果。因此,土样对 CaO 、 OH^- 的吸收量是决定水泥—石膏固化剂作用效果的重要因素之一,CG 固化剂适用于加固对 CaO 、 OH^- 吸收量较大的软土。

参考文献

- (1) Huang Xin, Zhou Guojun, Utilization of Industrial-Waste Gypsum in Soil Stabilization, Proceedings of International conference on Geotechnical Engineering and Earthquake Resistant Technology in Soft Soil Areas, ShenZhen, China, 1993.
- (2) 薛君玕等,硬化水泥浆体孔隙中液相的分离和研究,硅酸盐学报, Vol 11.No3, 第276页—289页, 1983年。
- (3) 薛君玕等,膨胀和自应力水泥及其应用,中国建筑出版社,第416页—423页, 1985年。
- (4) 王善拔,碱对硫铝酸盐水泥膨胀性能的影响,硅酸盐学报, Vol14, No3, 第285页—291页, 1983年。
- (5) 黄新 软土地基水泥—石膏固化剂的研究,冶金部建筑研究总院硕士论文, 1989年。
- (6) Zhou Guojun, Huang Xin, A Research on the Hardening Mechanism of Cement Stabilized Soil, Proceedings of International Symposium on Soil Improvement and Pile Foundation, NanJing, China, 1992.

双层地基固结实用计算理论与曲线(二)

谢康和 施淑群 潘秋元

(浙江大学岩土工程研究所 杭州310027)

引言

在文献[1]中我们已简单介绍了双层地基固结基本理论并给出了单面排水、瞬时或等速加荷情况下平均固结度计算公式和曲线。本文继续给出双面排水、瞬时加荷或等速加荷条件下双层地基的平均固结度计算式及相应曲线,并举例说明其应用。对于双层地基平均固结度现有简化算法,如平均指标法^[2]和加权固结系数法,本文也就其适用性进行了讨论。

双面排水情况下平均固结度计算公式

一、瞬时加荷

由文献[1]中理论,可得双面排水、瞬时加荷情况下双层地基按沉降定义的平均固结度 U_s 和按平均孔压定义的平均固结度 U_p 分别为:

$$U_s = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m [\sin(\mu c \lambda_m) + \sqrt{ab} \sin(\lambda_m)]}{\lambda_m (1 + bc) \sin(\mu c \lambda_m)} e^{-\lambda_m^2 T_{v1}} \quad (1)$$

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

式中 $a = k_{v2}/k_{v1}$, $b = m_{v2}/m_{v1} = E_{s1}/E_{s2}$, $C = h_2/h_1$, $\mu = \sqrt{C_{v1}/C_{v2}} = \sqrt{b/a}$, $T_{v1} = C_{v1}t/h_1^2$, k_{vi} , m_{vi} , E_{si} , C_{vi} , h_i ($i=1,2$) 分别为上、下土层的竖向渗透系数、体积压缩系数、压缩模量、固结系数和厚度, λ_m 为超越方程(3)之根:

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

$$C_m = \frac{2 \sin(\mu c \lambda_m) [\sin(\mu c \lambda_m) + \sqrt{ab} \sin(\lambda_m)]}{\lambda_m [\sin^2(\mu c \lambda_m) + bc \sin^2(\lambda_m)]} \quad (4)$$

如今 $a = b = 1$ (即均质地基), 式(1)和(2)即均转化为双面排水条件下的太沙基平均固结度计算式, 即:

$$U_s = U_p = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (5)$$

收稿日期: 1993年7月

其中 $M = \frac{2m-1}{2}\pi$, $m = 1, 2, \dots$; $T_v = \frac{C_{v1}t}{H^2}$, $H = h_1 + h_2$, 为双层地基总厚度。

二、等速加荷

双面排水、等速加荷情况下双层地基平均固结度 U_s 和 U_p 可分别写为:

$$U_s = \begin{cases} \frac{T_{v1}}{T_{c1}} - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m [\sin(\mu c \lambda_m) + \sqrt{ab} \sin(\lambda_m)]}{\lambda_m^3 T_{c1} (1+bc) \sin(\mu c \lambda_m)} (1 - e^{-\lambda_m^2 T_{v1}}) & t_c \geq t \geq 0 \\ 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m [\sin(\mu c \lambda_m) + \sqrt{ab} \sin(\lambda_m)]}{\lambda_m^3 T_{c1} (1+bc) \sin(\mu c \lambda_m)} e^{-\lambda_m^2 T_{v1}} (e^{\lambda_m^2 T_{v1}} - 1) & t \geq t_c \end{cases} \quad (6)$$

$$U_p = \begin{cases} \frac{T_{v1}}{T_{c1}} - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m \{ \sin(\mu c \lambda_m) [b + (1-b) \cos(\lambda_m)] + \sqrt{ab} \sin(\lambda_m) \}}{\lambda_m^3 T_{c1} b(1+c) \sin(\mu c \lambda_m)} (1 - e^{-\lambda_m^2 T_{v1}}) & t_c \geq t \geq 0 \\ 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m \{ \sin(\mu c \lambda_m) [b + (1-b) \cos(\lambda_m)] + \sqrt{ab} \sin(\lambda_m) \}}{\lambda_m^3 T_{c1} b(1+c) \sin(\mu c \lambda_m)} e^{-\lambda_m^2 T_{v1}} (e^{\lambda_m^2 T_{v1}} - 1) & t \geq t_c \end{cases} \quad (7)$$

式中 $T_{c1} = C_{v1}t_c/h_1^2$; t_c 为加荷历时^[11]。

双面排水情况下平均固结度计算曲线及其应用

现给出实际工程较常用的按沉降定义的平均固结度计算曲线, 如图 1-16 所示。其中图 1-8 按式 (1) 绘制; 图 9-16 按式 (6) 绘制, 图中 $p = h_1/H$; $T_v = T_{v1}/(1+c) = C_{v1}t/H^2$; $T_{vc} = T_{v1}/(1+c) = C_{v1}t_c/H^2$ 。

利用这些曲线, 可方便地求得双面排水、瞬时或等速加荷条件下双层地基任一时刻按沉降定义的平均固结度, 或达到某固结度所需时间。现以下例说明其应用。

[例] 设某双层地基上、下土层除压缩性外, 厚度和渗透性均相同, 即: $h_2 = h_1 = 5m$, $k_{v2} = k_{v1} = 8.11 \times 10^{-7} \text{cm/s}$, 但 $E_{s1} = 5E_{s2} = 10 \text{MPa}$, 双面排水。求: (1) 如荷载瞬时施加, 地基平均固结度 U_s 达到 90% 所需时间; (2) 如荷载等速施加, 加荷历时 $t_c = 70$ 天, $t = 140$ 天时地基的平均固结度 U_s 。

[解] 根据题意可得: $a = 1$, $b = 5$, $p = h_1/(h_1 + h_2) = 0.5$, $C_{v1} = k_{v1}E_{s1}/\gamma_w = 0.0827 \text{cm}^2/\text{s}$, $C_{v2} = C_{v1}/5 = 0.0165 \text{cm}^2/\text{s}$ 。则

(1) 查图 2 (或图 9 相应于瞬时加荷, 即 $T_{vc} = 0$ 的曲线) 可得, 当 $U_s = 90\%$, $T_v \approx 0.70$ 。故该双层地基平均固结度 U_s 达到 90% 所需时间为:

$$t = \frac{T_v H^2}{C_{v1}} = \frac{0.7 \times 10^6}{0.0827 \times 86400} = 98 (\text{天})$$

另由式 (5) (或图 2 中相应于均质地基, 即 $a = b = 1$ 的曲线) 易得, 对于均质地基, 当达到 90% 的固结度时, $T_v \approx 0.21$ 。故当本例的双层地基下层土的压缩模量增大至与上层土相同时 (即 $E_{s2} = E_{s1} = 10 \text{MPa}$ 相当于 $C_{v1} = C_{v2} = 0.0827 \text{cm}^2/\text{s}$ 的均质地基), 平均固结度达到 90% 所需时间为 29.5 天; 而当该双层地基上层土的压缩模量减小至与下层土相同 (即

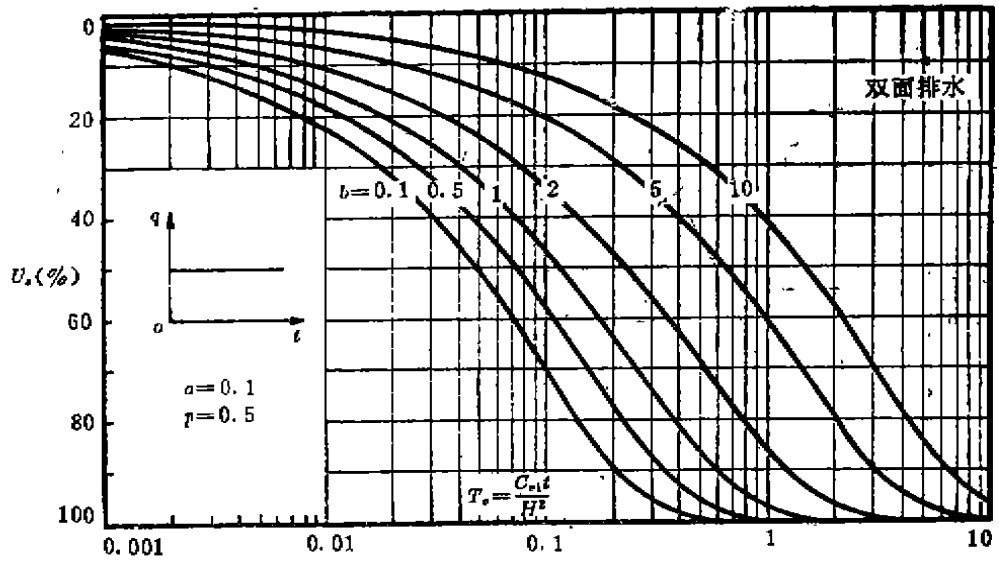


图1 $U_s - T_v$ 曲线 (双面排水, 瞬时加荷, $a = 0.1, b = 0.1 \sim 10, p = 0.5$)

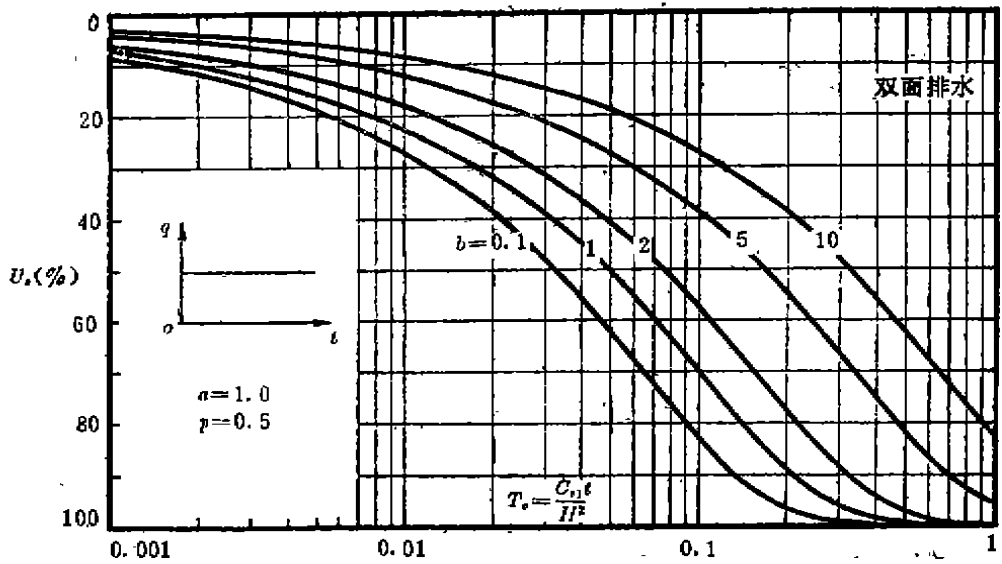


图2 $U_s - T_v$ 曲线 (双面排水, 瞬时加荷, $a = 1, b = 0.1 \sim 10, p = 0.5$)

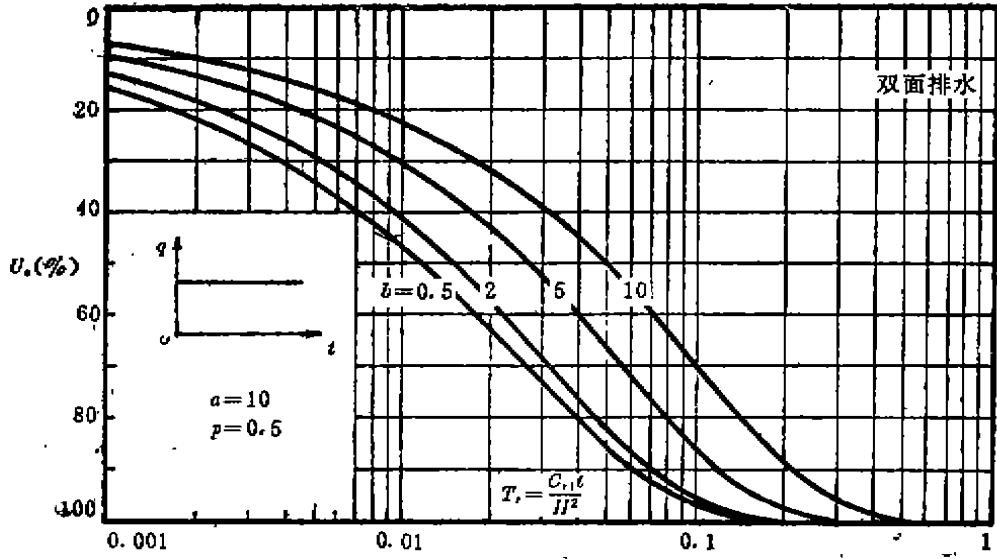


图3 $U_s - T_v$ 曲线 (双面排水, 瞬时加荷, $a=10, b=0.5 \sim 10, p=0.5$)

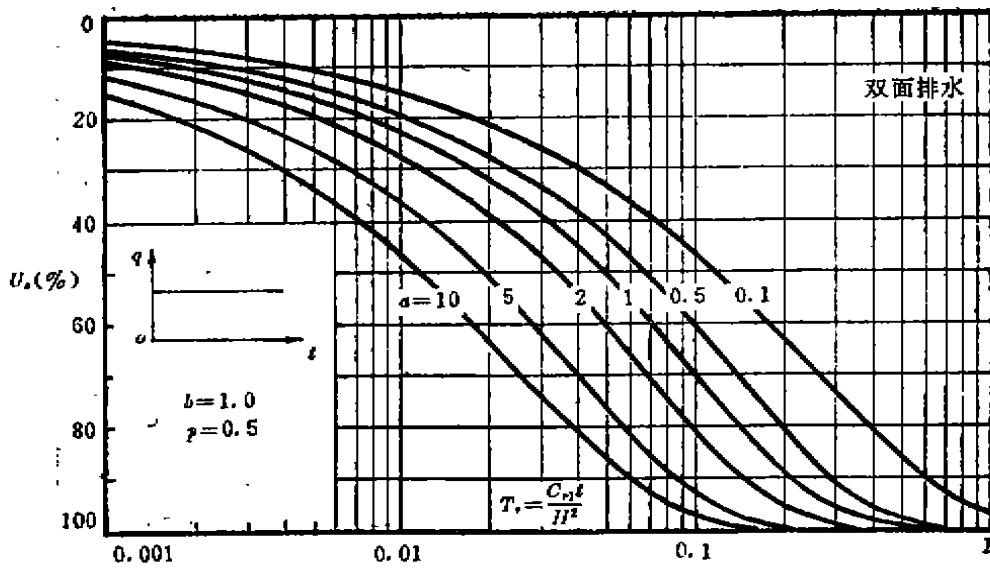


图4 $U_s - T_v$ 曲线 (双面排水, 瞬时加荷, $a=0.1 \sim 10, b=1, p=0.5$)

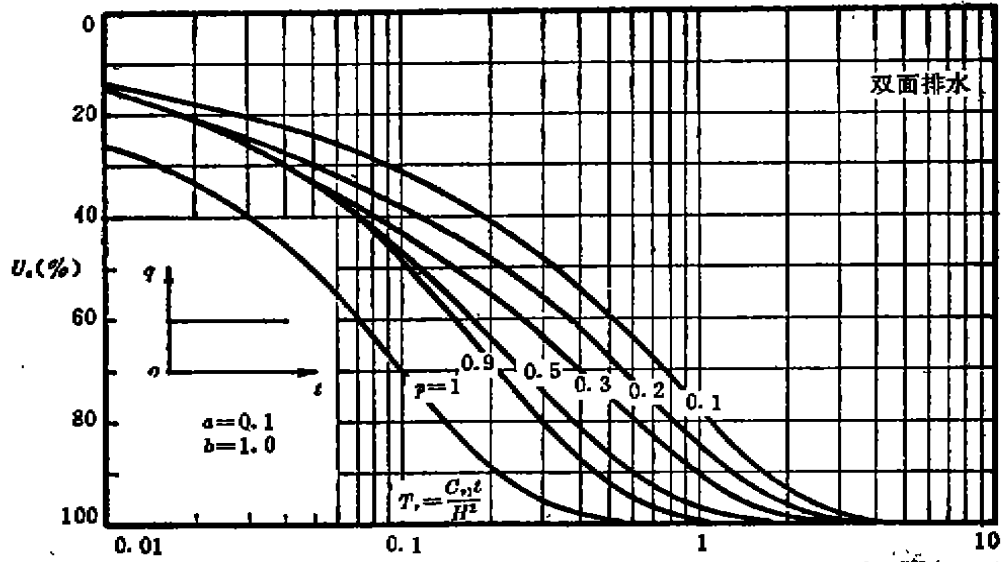


图5 $U_s - T$ 曲线 (双面排水, 瞬时加荷, $a = 0.1, b = 1, p = 0.1 \sim 1$)

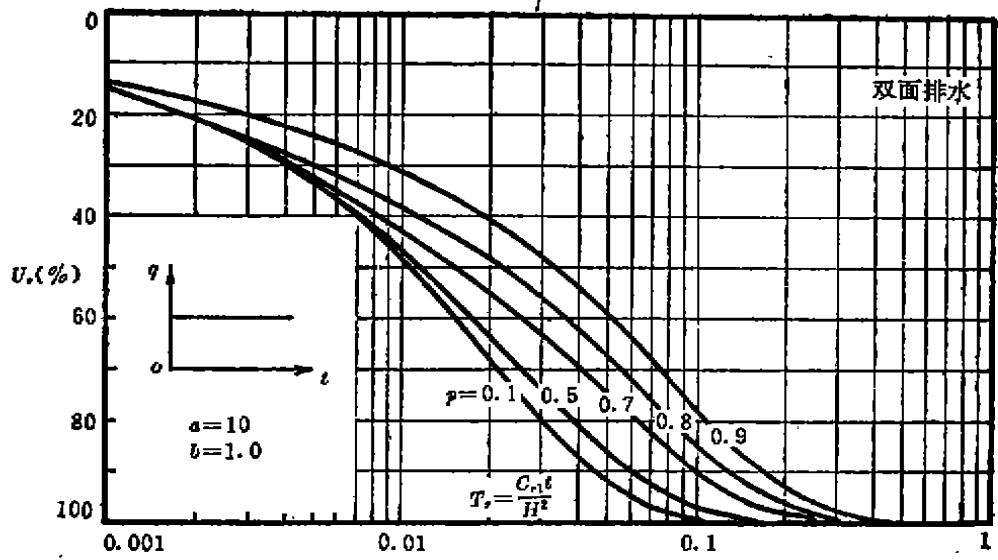


图6 $U_s - T$ 曲线 (双面排水, 瞬时加荷, $a = 10, b = 1, p = 0.1 \sim 0.9$)

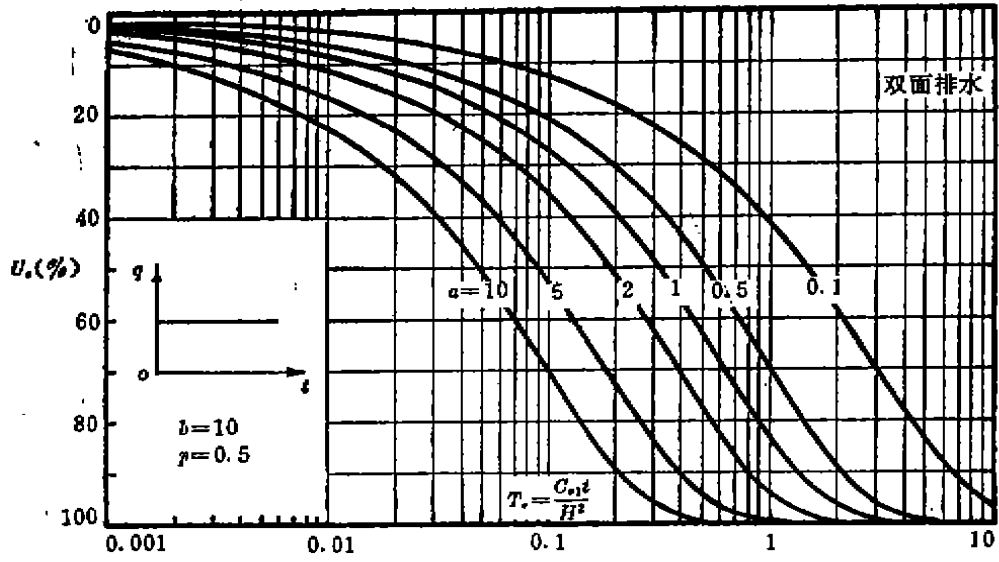


图7 U — T 曲线(双面排水, 瞬时加荷, $a=0.1\sim 10$, $b=10$, $p=0.5$)

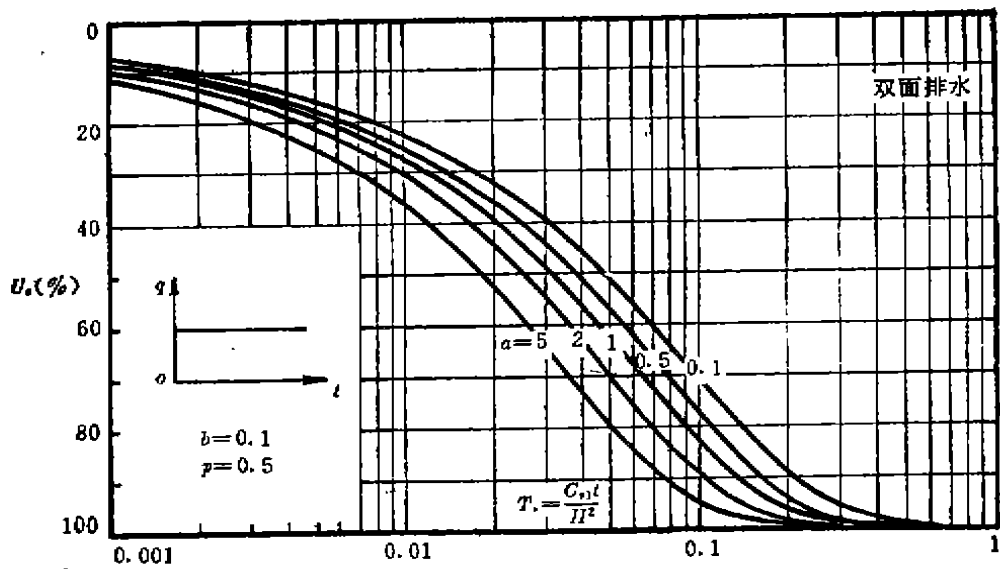


图8 U — T 曲线(双面排水, 瞬时加荷, $a=0.1\sim 5$, $b=0.1$, $p=0.5$)

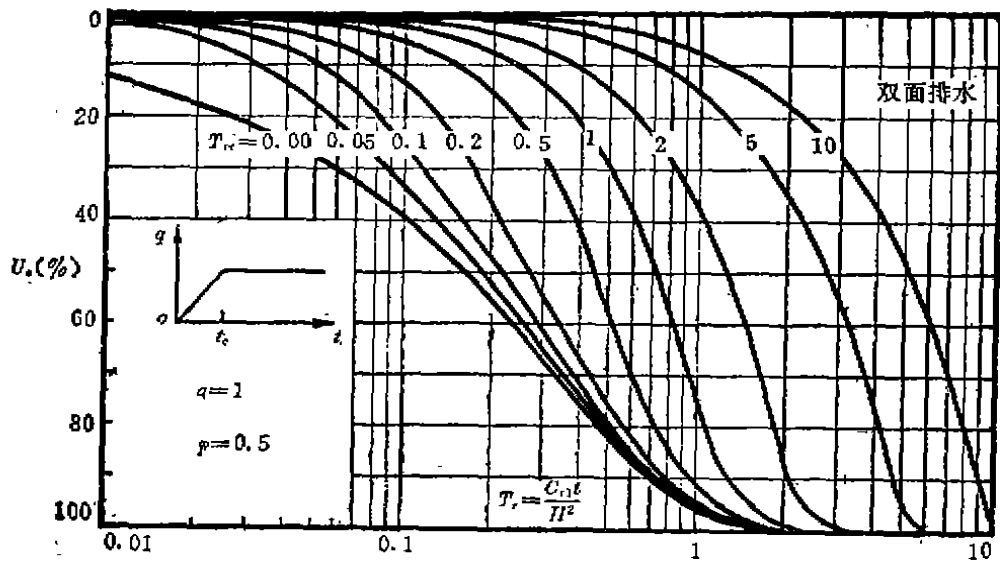


图9 U_s-T_s 曲线 (双面排水, 等速加荷, $a=1, b=5, p=0.5, T_{vc}=0\sim 10$)

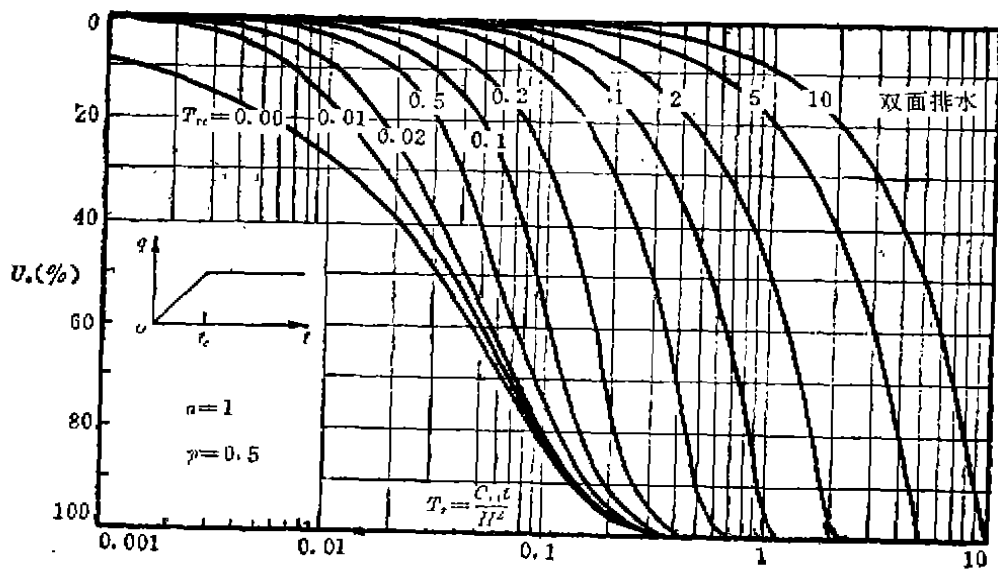


图10 U_s-T_s 曲线 (双面排水, 等速加荷, $a=1, b=0.1, p=0.5, T_{vc}=0\sim 10$)

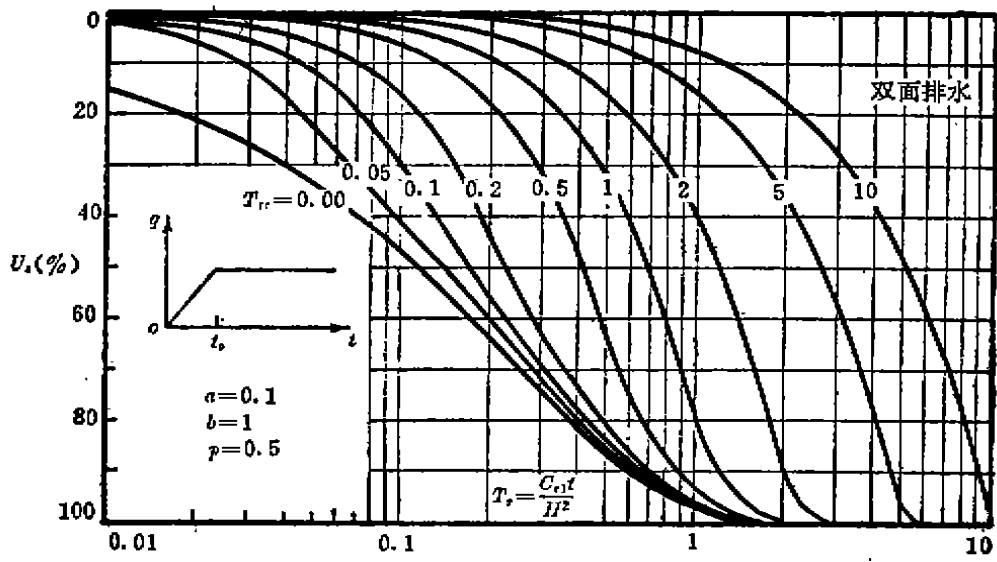


图11 $U_s - T_s$ 曲线 (双面排水, 等速加荷, $\alpha=0.1, b=1, p=0.5, T_{rc}=0 \sim 10$)

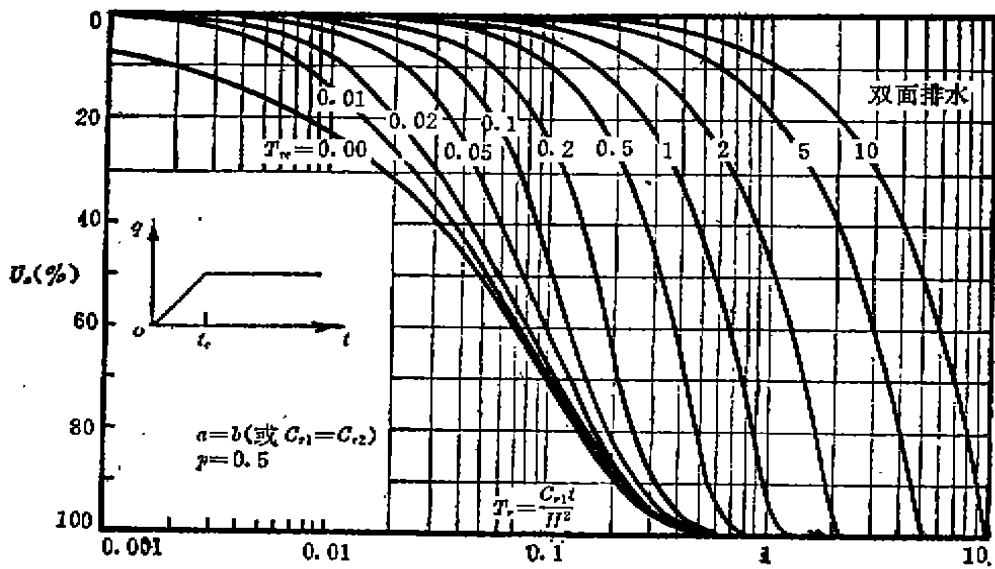


图12 $U_s - T_s$ 曲线 (双面排水, 等速加荷, $\alpha=b, p=0.5, T_{rc}=0 \sim 10$)

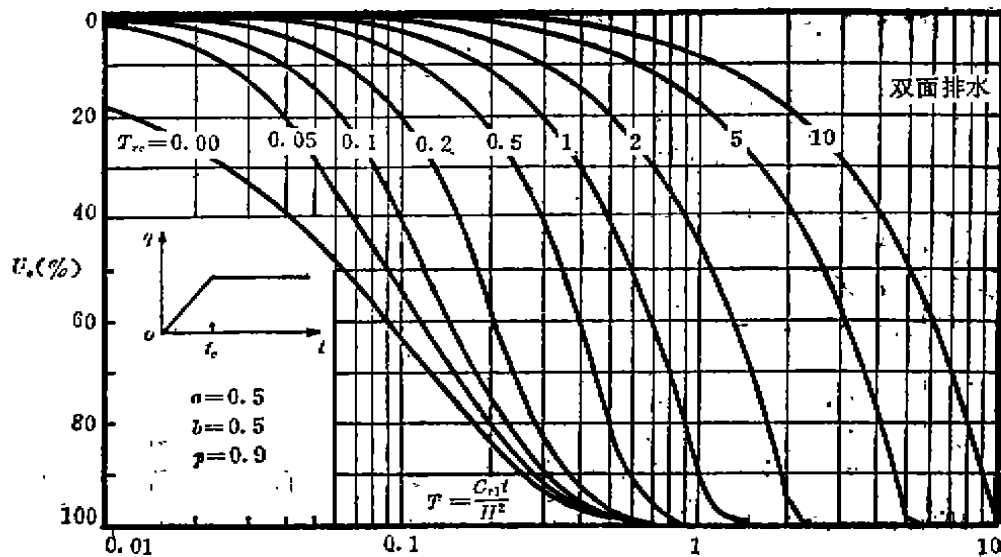


图13 U_s-T_v 曲线(双面排水, 等速加荷, $a=b=0.5$, $\rho=0.9$, $T_{vc}=0\sim 10$)

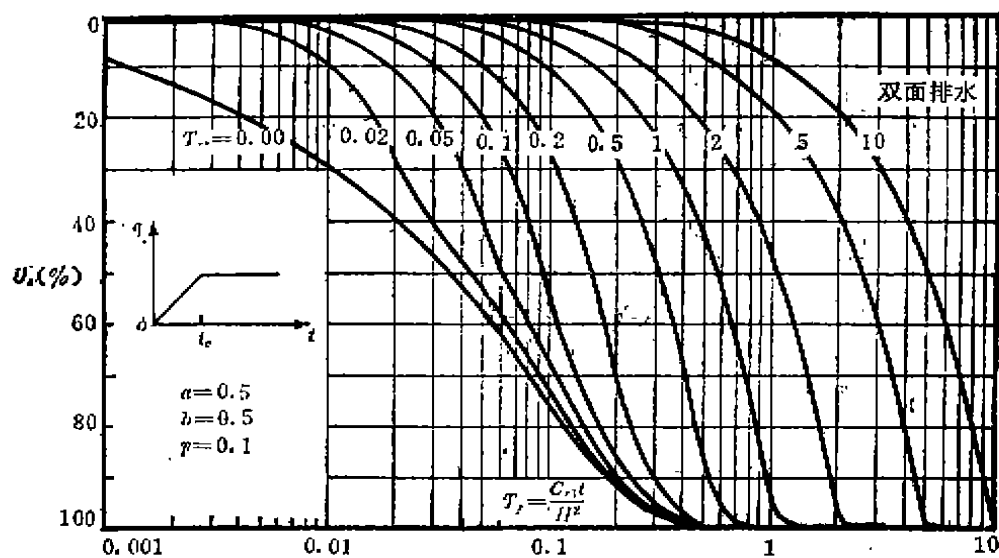


图14 U_s-T_v 曲线(双面排水, 等速加荷, $a=b=0.5$, $\rho=0.1$, $T_{vc}=0\sim 10$)

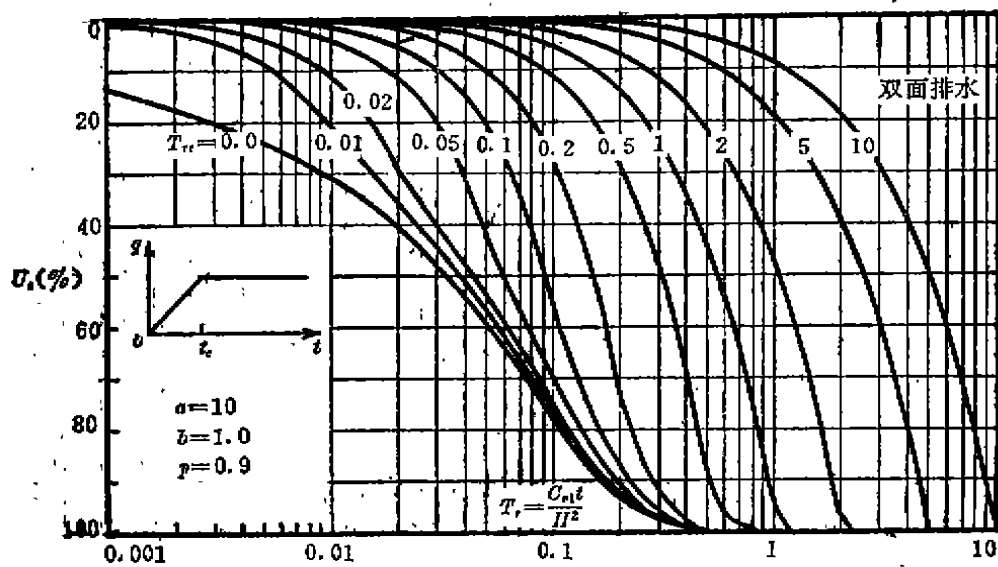


图15 $U_s - T_v$ 曲线 (双面排水, 等速加荷, $a=10$, $b=1$, $p=0.9$, $T_{v,c}=0 \sim 10$)

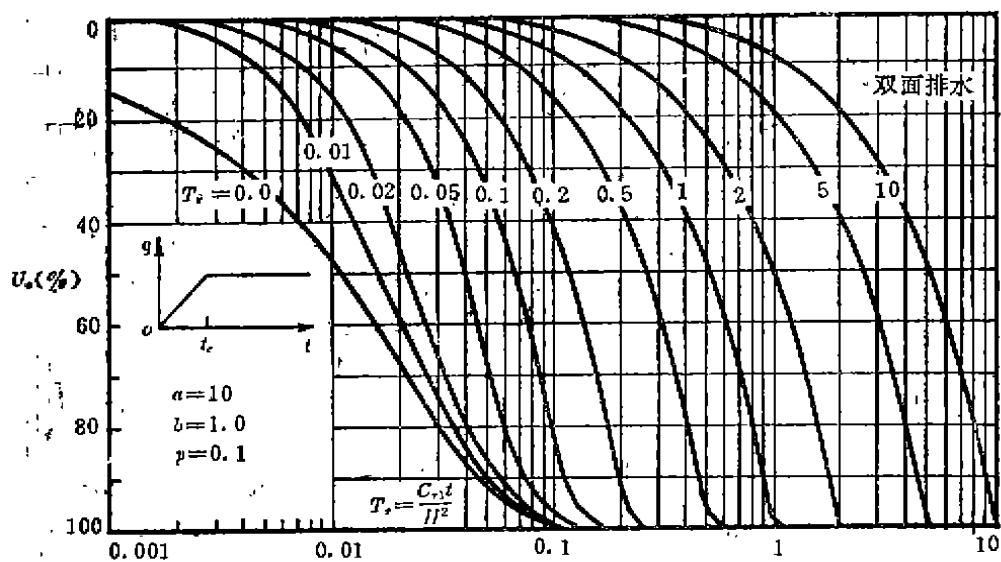


图16 $U_s - T_v$ 曲线 (双面排水, 等速加荷, $a=10$, $b=1$, $p=0.1$, $T_{v,c}=0 \sim 10$)

$E_{s1} = E_{s2} = 2\text{MPa}$, 相当于 $C_{v1} = C_{v2} = 0.0105\text{cm}^2/\text{s}$ 的均质地基), 平均固结度达到 90% 所需时间为 147 天。

由此可见, 双层地基的固结速率随土层压缩性的减小 (或刚度的增大) 而增大^[3]。

(2) 由 $T_{vc} = C_{v1}t_c/H^2 = 0.5$ 查图 9 相应曲线, 即可得 $t = 140$ 天, 即 $T_v = C_{v1}t/H^2 = 1$ 时该双层地基的平均固结度 U_v 约为 90%。

同样, 图 1—16 也可近似用于计算复合地基的固结度 U_v 或固结沉降^[4]。

关于双层地基平均固结度简化计算法的讨论

出于计算上的方便, 目前实际工程中大多采用简化法进行成层地基固结计算。然而, 有关这些简化法的精度和适用条件的讨论则甚少。

鉴于此, 现结合前述算例对常见的简化算法, 即加权固结系数法和平均指标法^[2], 讨论如下。

这两种简化法的基本思想均为: 用加权平均法将成层地基简化为固结系数为 \bar{C}_v 的均质地基 (双层地基的 \bar{C}_v 计算公式见表 1), 然后按太沙基公式 (例如式 (5)) 进行地基的固结计算。

表 1 列出了按此两种简化法计算得到的前述算例中的双层地基平均固结度达到 90% 时所需的时间 (瞬时加荷) 以及与精确解 (即 98 天) 的相对误差。从中可见, 无论是哪种简化法, 误差均超过 10%。

双层地基平均固结度简化算法与精确解的比较示例

表 1

计算方法	$\bar{C}_v (\text{cm}^2/\text{s})$		算例中的双层地基平均固结度达到 90% 时所需天数	与精确解的相对误差	
	计算式	算例值			
加权固结系数法	1	$\bar{C}_v = (h_1 C_{v1} + h_2 C_{v2})/H$	0.0496	49	50%
	2	$\bar{C}_v = H/(h_1/C_{v1} + h_2/C_{v2})$	0.0276	88	10.2%
平均指标法		$\bar{C}_v = k'_v (m'_v \gamma_w)$ $k'_v = H/(h_1/k_{v1} + h_2/k_{v2})$ $m'_v = (h_1 m_{v1} + h_2 m_{v2})/H$	0.0276	88	10.2%
精确解式 (1)		—	—	98	0

此外, 如前所述, 双层地基的平均固结度按沉降定义和按平均孔压定义是不同的^[1]。而简化算法却不能区分 U_s 和 U_p 的差别, 无从获知其固结度按什么定义。

因此, 一般而言, 用现有简化法进行双层地基固结计算是难以得到合理结果的。

不过, 可以证明: 对于双面排水情况, 当 $a = b$ 且 $c = 1$ (或即 $C_{v1} = C_{v2}$, 且 $h_1 = h_2$) 时, 加权固结系数法是精确的 (此时 $U_s = U_p$); 而当 $ab = 1$ (或即 $k_{v1} m_{v1} = k_{v2} m_{v2}$), 则不论是

单面还是双面排水,用平均指标法计算按沉降定义的平均固结度 U ,均属精确。

结语

本文(包括文献[1])为实际双层地基的固结计算提供了实用理论和方法。关于双层地基一维固结特性以及本文理论在复合地基(例如搅拌桩复合地基)固结计算中的近似应用,可参考文献[3]和[4]。

参考文献

- [1] 谢康和,施淑群,潘秋元:双层地基固结实用计算理论与曲线(一)。《地基处理》,1993年,第4卷,第4期,1—14页。
- [2] 黄文熙主编:《土的工程性质》,水利电力出版社,1983年。
- [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] 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。

振动沉管挤密碎石桩的加固效果与机理

王凤魁

(冶金部勘察研究总院 保定 071069)

【摘要】笔者曾亲自参与烟台挤密碎石桩的加固工程。该工程系用多种检测手段,对其加固效果进行了检测。并对其加固机理作了初步探讨。

前言

1989年烟台经济技术开发区建造的空调器厂办公楼采用振动沉管挤密碎石桩方案进行了地基处理。

以前,该区一般工业与民用建筑物地基大多采用振冲碎石桩方案。

振动沉管挤密碎石桩较之振冲桩,具有场地干净、省料、造价低、施工速度快等优点,从而引起当地有关单位的极大兴趣。

为了解挤密碎石桩在该地区的加固效果,分别在工程桩之间、工程桩与保护桩之间,保护桩外不同距离布置检测点,采用取原状土、标准贯入试验、静力触探试验、载荷试验等多种检测手段,来评价不同位置及范围的加固效果。

场地工程地质条件

该区位于烟台市以西约20公里的黄海之滨,场地的地质分层及岩性特征如下:

1. 人工土(K·C): 主要由强风化的云母片岩碎块组成,稍湿、稍密。厚0.4~1.2米。
2. 细砂(Q₇): 褐黄~浅灰色。湿~饱和。 $N_{63.5}$ 平均10击。松散~稍密。厚1.7~2.9米。
3. 粉土、粉砂互层(O₇): 灰色。含有机质、饱和、粉土为软~可塑状态;粉砂为松散状态。 $N_{63.5}$ 平均4击。中等压缩。厚1.3~3.4米。
4. 粉土(Q₇): 灰色~灰黑色。含有机质及贝壳。饱和、流塑状态, $N_{63.5}$ 平均1击。中等压缩。厚0.9~2.5米。
5. 淤泥质粉质粘土(Q₇): 灰黑色。含有机质及贝壳。饱和、流塑状态。 $N_{63.5}$ 平均0.5击。近于高压缩性。厚2.3~4.4米。是该场地最差的地基土。
6. 粉土(Q₇^c): 褐灰~黄褐色、饱和、软塑。 $N_{63.5}$ 平均2.6击。中等压缩性。厚0.4~4.2米。

收稿日期: 1992年12月

7. 中砂(Q_3^{c}): 黄褐色、饱和、松散~稍密状态。 $N_{63.5}$ 平均10击。厚1.5~2.8米。

8. 粉质粘土(Q_3^{pl}): 黄褐色、湿、可~硬塑。中等压缩性。 $N_{63.5}$ 平均8击。未钻穿此层。

各层土的物理、力学指标如表1。

各层土的物理、力学性质指标(平均值)

表1

土层名称	天然重度 γ (kN/m^3)	天然含水量 ω (%)	天然孔隙比 e	液限 ω_L (%)	塑性指数 I_p (%)	液性指数 I_L	压缩系数 $a_{1-0.001}$ (MPa^{-1})	压缩模量 E_s (MPa)	直接快剪		固结快剪	
									C (kPa)	ϕ°	C (kPa)	ϕ°
粉土③	18.9	39	0.838	31	9	1.056	0.16	13.2	15	34.3	30	31.2
粉土④	19.4	24.8	0.692	22	6	1.470	0.19	9.35	9	31.2	26	26.6
淤泥质粉质粘土⑤	18.3	36	0.963	35	16	1.08	0.47	4.2	32	3.2	35.8	7.4
粉土⑥	20.4	18	0.521	19	6	0.89	0.21	8.0	36	5.6	20	28.3
粉质粘土⑧	19.6	22	0.641	26	11	0.66	0.23	7.2	23	25.7	35	23.4

碎石桩的布置

碎石桩按建筑物条形基础呈方型和梅花型布置, 外加一定数量的保护桩。总共布桩622根。桩径 $\phi = 426\text{mm}$, 桩间距 $l = 1.1 \sim 1.2\text{m}$, 桩长 $L = 10\text{m}$ 。桩尖持力层为第7层中砂。设计要求, 经振动沉管挤密碎石桩加固后的复合地基容许承载力 $[R] = 150\text{kPa}$ 。

检测内容及其效果

(一) 静力触探试验

该建筑场地加固前后静力触探成果统计见表2。

从表2可以看出, 在处理深度范围内, 砂土和粉土的锥尖阻力和侧壁阻力都有明显的提高, 而淤泥质粉质粘土较加固前有所降低。

从加固影响范围看, 砂土、粉土可达桩外2.0~2.5米。

(二) 标准贯入试验

场地加固前后标准贯入试验实测击数统计见表3。

表3说明, 加固后, 砂土及粉土的标准贯入试验锤击数均有提高, 砂土最明显, 影响范围最大, 达桩外2.5米或更远一些; 粉土次之; 而淤泥质粉质粘土, 从数据上看, 击数提高0.5击以上, 但实际上, 由于施工完毕立即进行检测, 与静触结果相似, 该土的强度不可能迅速恢复并有所提高。

(三) 土工试验结果

根据土工试验结果, 经统计摘其几个主要指标列于表4。

表2

12号建筑场地加固前后静力触探成果统计表

分 类 地 层 编 号	加 固 前				加 固 后							
	工程桩之间		工程桩与保护桩之间		保护桩外 1.5m		保护桩外 2.0m		保护桩外 2.5m			
	锥尖阻力 $q_c(10^5 P_a)$	侧壁阻力 $f(10^5 P_a)$	锥尖阻力 $q_c(10^5 P_a)$	侧壁阻力 $f(10^5 P_a)$	锥尖阻力 $q_c(10^5 P_a)$	侧壁阻力 $f(10^5 P_a)$	锥尖阻力 $q_c(10^5 P_a)$	侧壁阻力 $f(10^5 P_a)$	锥尖阻力 $q_c(10^5 P_a)$	侧壁阻力 $f(10^5 P_a)$		
细砂②	58	0.59	118	1.48	103	1.15	65	0.58	65	0.60	40	0.35
粉土③	7.8	0.09	20	0.78	28	0.75			20	0.35	17	0.23
粉砂③	29	0.28	83	1.20	68	0.85	25	0.30			30	0.30
粉土④	7.8	0.05	25.8	0.58	20	0.37	6	0.04	6	0.07	6	0.06
淤泥质粉 质粘土⑤	7.8	0.05	4	0.068	4	0.07	5	0.06	5	0.05	6	0.03
粉土⑥	9.6	0.08	19	0.29	15	0.16	10	0.11	12	0.07		
中砂⑦	61	0.21	65	0.43	61	0.38			57	0.35		

建筑场地加固前后标贯击数统计表

表3

分类 指标 地层编号	加固前	加 固 后				
		工程桩之间	工程桩与保 护桩之间	保护桩 外 1.5m	保护桩 外 2.0m	保护桩 外 2.5m
细砂 ②	10	33.5	30	14	14	11
粉砂 ③	4.7	24	18			10
粉土 ④	1.0	6.4	7.5		5.0	1.3
淤泥层粉 质粘土 ⑤	0.5	1.8	1.0	1.3	1.0	1.4
粉土 ⑥	2.6	5.2	5.0	4.0		
中砂 ⑦	10	15	20		16.6	

12号建筑场地加固前后地基土主要物理力学指标统计表

表4

项目 位置 地层编号	天然含水量 ω (%)						孔 隙 比 e					
	加固前	工程桩 之间	工保护 桩与 间	桩 外 1.5m	桩 外 2.0m	桩 外 2.5m	加固前	工程 桩 间	工保护 桩与 间	桩 外 1.5m	桩 外 2.0m	桩 外 2.5m
粉土 ③	31		23				0.838		0.667			
粉土 ④	24.8	22	22	27	24	27	0.692	0.633	0.632	0.741	0.698	0.690
淤泥质粉质粘土 ⑤	36	33	33	35	35	34	0.963	0.937	0.903	0.958	0.935	0.878
粉土 ⑥	18	18	17	19	17	17	0.521	0.524	0.500	0.588	0.499	0.499

项目 位置 地层编号	液 性 指 数 I_L						压 缩 系 数 $a_{0.1-0.2}$ (MPa ⁻¹)					
	加固前	工程 桩 间	工保护 桩与 间	桩 外 1.5m	桩 外 2.0m	桩 外 2.5m	加固前	工程 桩 间	工保护 桩与 间	桩 外 1.5m	桩 外 2.0m	桩 外 2.5m
粉土 ③	1.056		0.600				0.16		0.15			
粉土 ④	1.47	0.85	0.92	1.88	0.97	1.58	0.19	0.15	0.14	0.22	0.20	0.13
淤泥质粉质粘土 ⑤	1.08	0.97	1.09	1.09	1.22	1.26	0.47	0.53	0.60	0.50	0.51	0.47
粉土 ⑥	0.89	0.83	0.70	0.69	0.73	0.90	0.21	0.19	0.18	0.29	0.19	0.17

续表

项目 位置 地层编号	压缩模量 E_s (MPa)					
	加固前	工程桩间	工保桩与间	桩外 1.5 ^m	桩外 2.0 ^m	桩外 2.5 ^m
粉土 ③	13.2		11.6			
粉土 ④	9.35	10.6	12.2	8.1	12.2	13.8
淤泥质粉质粘土 ⑤	4.2	3.6	3.1	4.1	4.1	4.1
粉土 ⑥	8.0	9.2	8.9	6.0	7.9	9.7

表4表明,地基土性质有所改善,天然含水量略有降低;天然孔隙比略有减小;液性指数有所降低;粉土的压缩系数略有减小,压缩模量略有增加;而淤泥质粉质粘土的压缩系数略有增大,压缩模量略有减小。表4还表明,加固影响范围为桩外1.5m以内。

(四)复合地基强度

本次检测在工程桩上共作两组载荷试验:

第1组:比例界限 $P_0 = 156.6\text{kPa}$,变形模量为 15067kPa ,相应沉降量为 10.4mm (如图1);

第2组:在压力为 227.5kPa 时未出现比例界限,其相应的变形模量为 24089kPa ,沉降量为 10.16mm (如图2)。

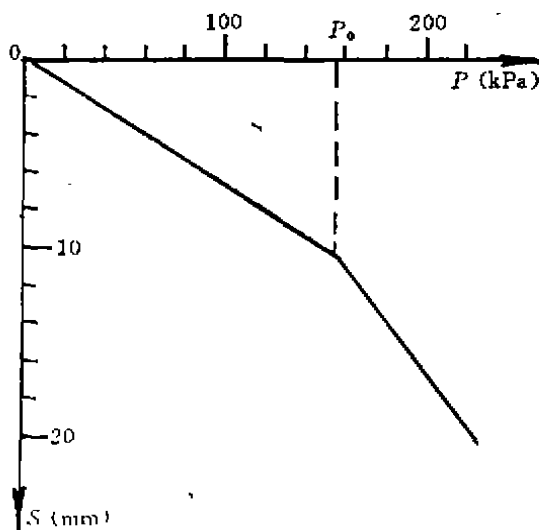


图1 载1

$P_0 = 156.6\text{kPa}$ $S = 10.4\text{mm}$ $E_s = 15067\text{kPa}$

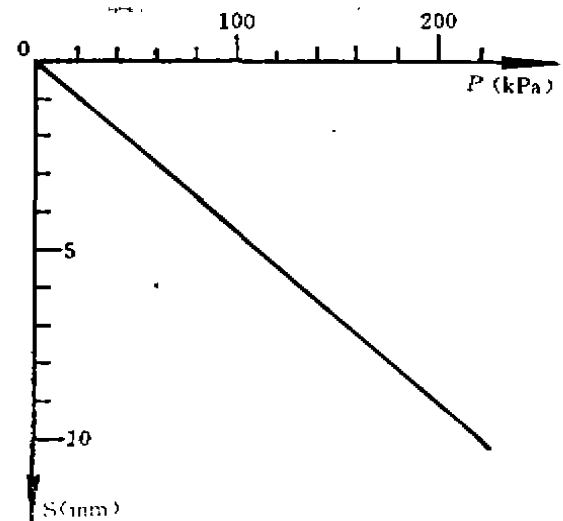


图2 载2

$P = 227.5\text{kPa}$ 未出现比例界限 $S = 10.16\text{mm}$
 $E_s = 24089\text{kPa}$

两处载荷试验结果相差较大,其原因是:载1试验处地基土5米深度内有0.9~1.4^m厚可~软塑的粉土层, $N_{63.5}=2\sim5$ 击。细砂、厚度较薄,仅为1.8^m, $N_{63.5}=11\sim21$ 击;而载2在5.3米深度内全部为中~密实的粉细砂, $N_{63.5}=21\sim50$ 击。

两组载荷试验表明,经沉管挤密碎石桩处理后的复合地基强度完全满足设计要求;现建筑物早已建好并交付使用。经几年的观察,没有发现不均匀沉降问题。

(五) 地基土的液化得到消除

烟台地区的地震烈度为7度,加固前场地内第2、3层粉细砂,第4层粉土,第7层中砂,大部为液化层。

经沉管挤密碎石桩加固后,根据《工业与民用建筑抗震设计规范》(TJ11-78)和《饱和轻亚粘土液化判别暂行规定》(试行)进行液化判定,在地震烈度为7度时,场地中第2、3层粉细砂,在保护桩外2.5米以内标贯击数 $N_{63.5}\geq 10\sim 11$ 击,第4层粉土,在保护桩范围内 $N_{63.5}\geq 6.4$;第7层中砂,在保护桩外2米范围内 $N_{63.5}\geq 15$,均大于液化临界标贯击数,液化消除。

沉管挤密碎石桩的加固机理

振动沉管挤密碎石桩的施工工艺是:桩位放点—桩管就位—校正垂直度—振动沉管到设计深度—填石料至进料口—振动拔管成桩—清理桩顶。一根桩施工完毕,移动桩机,重复上述工艺。

可见挤密碎石桩的加固机理有三:

(一)在振动沉管过程中,是将带有近于封闭活动桩尖的桩管硬压入土体中,此时,则将桩管周围土体进行第一次挤密固结(对砂、土来说,则主要为振动密实);

(二)碎石桩体是一个良好的排水通道,土体中的水渗流到桩体中,使土体得到第二次排水固结;

(三)振动拔管构成的碎石桩体,经重型动力触探检测,一般均可达到中~密实状态,因而桩体本身具有较高的强度。

桩体强度是加固后复合地基的控制强度。碎石桩的桩径和桩体本身密实度是影响加固效果的两个主要因素。

桩径的大小决定桩周围土体被挤压范围,即固结范围的大小;碎石桩的桩径较大,面积置换率增大,无疑对提高复合地基强度有利。桩体本身的强度,取决于成桩的密实度。桩体本身越密实,桩体强度越高,则复合地基承载力越高,加固效果越好。反之则差。

结论

(一)振动沉管挤密碎石桩的加固效果明显。其加固后的复合地基强度,一般比天然地基强度可提高1倍以上。液化土层得到消除。

(二)从桩间土的检测可知,各土层本身的加固效果和影响范围不尽相同。总的规律是:砂土最明显,影响范围最大;粉土次之;而淤泥质粉质粘土,一方面,由于在沉管

制桩过程中, 桩周土层一定范围内形成较大的超孔隙水压, 淤泥质土渗透系数小, 超孔隙水压的消散十分困难, 往往持续数月不散。因而短时间内加固效果不明显, 反而工程性质有所下降。只有在超孔隙水压消散后, 其强度才能恢复并逐步提高; 另一方面, 振动对土的力学性质是有影响的。特别对灵敏度高的软粘性土, 天然结构受到扰动后, 土的强度下降, 压缩系数增大, 压缩模量降低, 短期内又不能恢复。

(三) 碎石桩是一个良好的排水通道, 随着时间的延长, 土的排水固结作用的缓慢进行, 地基土的性质将会得到进一步的改善。

(四) 振动沉管挤密碎石桩具有场地干净、省料、造价低、施工速度快等优点, 因而很适合滨海地区等软弱地基一般建筑物的地基加固。值得推广。

主要参考文献:

1. 陆士飞 上海某电厂主厂房桩基严重偏位原因分析 建筑技术 1991年5期。
2. 陈希哲 土力学地基基础 清华大学出版社, 1982年。

书 讯

欢迎订阅SETTL程序

由中国航空工业勘察设计研究院宋应文研制, 北方交通大学唐业清教授指导开发的“地基沉降计算程序 (SETTL)”, 是根据最新颁布的《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89) 建立的, 程序内容包括条形基础、圆形基础、矩形基础及筏板基础等形式的沉降计算, 现已正式推向市场, 其特点是:

- (1) 计算精确, 与手算结果能很好地吻合;
- (2) 输入方便。可用交互式输入, 也可用文件编辑方式输入, 并可在交互式输入时形成输入文本文件, 以免二次对话;
- (3) 自动分层。用户只要将相关的地质资料、基础形状与尺寸、上部荷载输入, 程序便可以根据地质情况、基础埋深、地下水位自动分层, 进行计算。
- (4) 省时省力。用SETTL进行计算, 不用查表, 可免去大量的手工劳动, 从资料整理到计算结束, 整个过程一般不超过5分钟。

SETTL装在1张低密盘上, 每套含邮资300元, 欢迎广大用户订购, 订购者请与310027 浙江大学岩土工程研究所邵建华联系。

土汇款时请注明用途。

散体材料桩复合地基承载力计算

王长科

(中国兵器工业北方勘察研究院)

[摘要] 本文提出了应用旁压试验结果确定散体材料桩复合地基承载力的计算方法,并对其中的几个问题进行了探讨。

前言

散体材料桩系指用散体材料(如碎石、砂、砂石等无胶凝材料)制成的桩,这类桩的特点是桩体材料无凝聚力($c_p = 0$),桩的承载力取决于桩材的内摩擦角 φ_p 和桩周土对桩体的侧向约束力。

当前,确定散体材料桩复合地基承载力的方法主要有:载荷试验法、理论计算法和经验类比法。由于载荷试验费用高、时间长,因而工程设计上除复杂工程外,常采用理论算法进行承载力计算。承载力计算的基本表达式为:

$$f_c = mf_p + (1-m)f_s \quad (1)$$

式中 f_c ——复合地基承载力;
 f_p 、 f_s ——桩及桩间土的承载力;
 m ——复合地基置换率。

其中,散体材料桩承载力 f_p 的计算方法目前主要有Hughes和Wither(1974)、Wong H.Y(1975)、Braus(1978)、Broms(1979)、Vesic 扩张理论和龚晓南(1990)等。这些方法都是先依据土的物理力学指标和土的原位水平应力等计算桩周土对桩的径向围限力 p_r ,然后按 $f_p = p_r \cdot \lg^2\left(45 + \frac{\varphi_p}{2}\right)$ 计算桩的承载力。这些理论假定基本符合实际,推导严密,在工程实践上发挥了很大作用。但其公式中所涉及的室内土工指标(如 c 、 φ 等)由于受取土测试技术和条件的限制,有时和实际不太相符,甚至出入很大,这给计算结果带来误差,有时可能造成失误。笔者在学习和研究了复合地基的理论与实践之后,觉得散体材料桩在受到竖向荷载后,在竖向发生压缩的同时,侧向发生膨胀,最后以膨胀或整体剪切形式发生破坏。桩体在破坏前的受力变形情况与旁压试验极为相似,由此可采用旁压试验来确定桩周约束力,如此不仅准确可靠,而且也经济方便。

旁压试验的原理^[4]

旁压试验是将可横向膨胀的圆柱形旁压器竖直放入到地基中的竖向钻孔内,通过加压

收稿日期:1993年9月

使旁压器横向扩张,从而测定钻孔横向扩张的受力变形性质。这实际是一种横向载荷试验。旁压试验典型结果见图1。

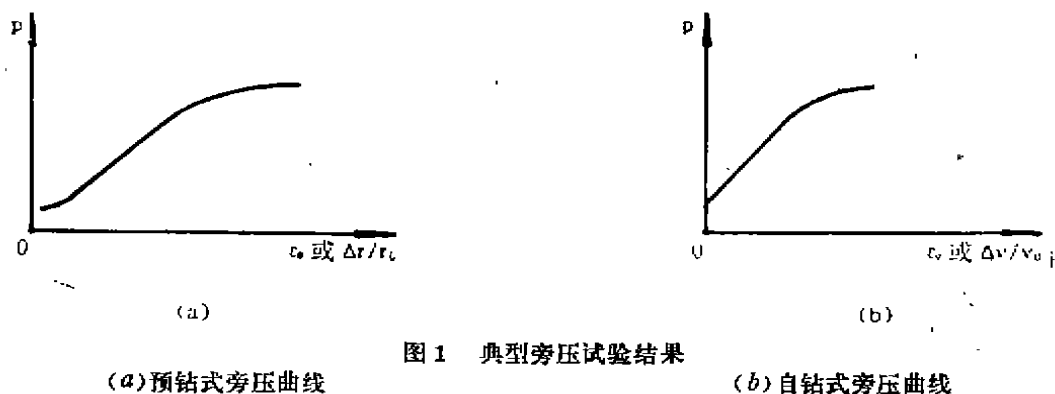


图1 典型旁压试验结果

在旁压试验初期,孔周土径向应力 σ_r 增加,环向应力 σ_θ 减少,当孔壁压力 $p = p_f$ (p_f 为旁压试验临塑压力)时,孔壁土体进入塑性应力状态。若 $p_f < q_0$ (q_0 为试验点上覆土压力),则称为第一塑性应力状态。钻孔内压力继续增加,待 $p > q_0$ 时,孔壁土便进入第二塑性应力状态。在第二塑性区, σ_r 、 σ_θ (前已定义过)均随 p 的增加而增加,当 σ_θ 增至 q_0 时,孔壁土进入第三塑性应力状态,此时钻孔达极限状态。

出现第一塑性应力状态 ($p_f < q_0$) 时 p_f 表达式为:

$$p_f = \frac{2c_s \cdot \cos\varphi_s}{1 + \sin\varphi_s} + 2\sigma_{h0} - q_0 \cdot \frac{1 - \sin\varphi_s}{1 + \sin\varphi_s} \quad (2a)$$

若不出现第一塑性应力状态 ($p_f \geq q_0$) 而直接出现第二塑性应力状态,则:

$$p_f = c_s \cdot \cos\varphi_s + \sigma_{h0} (1 + \sin\varphi_s) \quad (2b)$$

极限压力 p_L 为:

$$p_L = 2c_s \cdot \frac{\cos\varphi_s}{1 - \sin\varphi_s} + q_0 \cdot \frac{1 + \sin\varphi_s}{1 - \sin\varphi_s} \quad (3)$$

式中 p_f 、 p_L ——旁压试验临塑压力和极限压力;

c_s 、 φ_s ——土的粘聚力和内摩擦角;

σ_{h0} 、 q_0 ——试验点原位水平应力和竖向应力。

散体材料桩的承载力计算

从上述不难看出,散体材料桩的承载力可按下列式计算:

$$f_{ps} = p_f \cdot \lg^2 \left(45 + \frac{\varphi_s}{2} \right) \quad (4)$$

$$f_{pl} = p_L \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi_p}{2}\right) \quad (5)$$

式中 f_{pa} 、 f_{pl} ——散体材料桩的容许承载力和极限承载力。

φ_p ——散体材料桩桩材的内摩擦角；

p_L 、 p_L ——基底下0~2倍桩径深度范围内的旁压试验临塑压力和极限压力。

在复合地基设计时，散体材料桩承载力的确定除要考虑地基稳定（按式4、5）外，尚应考虑基础的许可沉降。

如图2所示，设桩在受到轴向荷载前的尺寸为 $\phi 2r_0 \times h_0$ ，受压后尺寸为 $\phi 2(r_0 + \Delta r) \times (h_0 - \Delta h)$ 则：

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (6)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{\Delta r}{r_0} \quad (7)$$

$$\varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V_0} \quad (8)$$

式中 ε_a ——桩的轴向应变，以压缩为正；

ε_θ ——桩柱侧面的环向应变，以拉伸为正；

ε_V ——桩体的体积应变，以膨胀为正。

按几何学原理不难导出：

$$\varepsilon_\theta = \sqrt{\frac{1 + R \cdot \varepsilon_a}{1 - \varepsilon_a}} - 1 \quad (9)$$

$$\varepsilon_a = \frac{(1 + \varepsilon_\theta)^2 - 1}{(1 + \varepsilon_\theta)^2 + R} \quad (10)$$

$$\varepsilon_V = \frac{e - e_0}{1 + e_0} \quad (11)$$

式中 R ——膨胀比率， $R = \varepsilon_V / \varepsilon_a$ ；

e_0 、 e ——变形前后的桩体孔隙比。

ε_θ 与 ε_a 、 ε_V 的关系曲线见图3。

我们可以看出，若已知基础许可沉降 s ，则按 $\varepsilon_a = \frac{s}{h_0}$ （ h_0 通常取2倍桩径）计算出 ε_a ，结合 ε_V （ ε_V 按式11计算，其中 e 、 e_0 可按桩的相对密实度来估算）查图3或代入式(9) 求出 ε_θ ，然后根据 ε_θ 查旁压曲线图（如图1），从而求出相应于 ε_θ 即相应于许可沉降为 s 时的桩周径向约束力 p_{r_s} ，按下式计算桩的承载力：

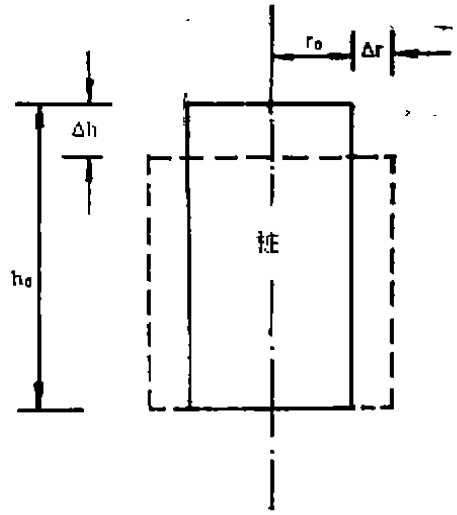
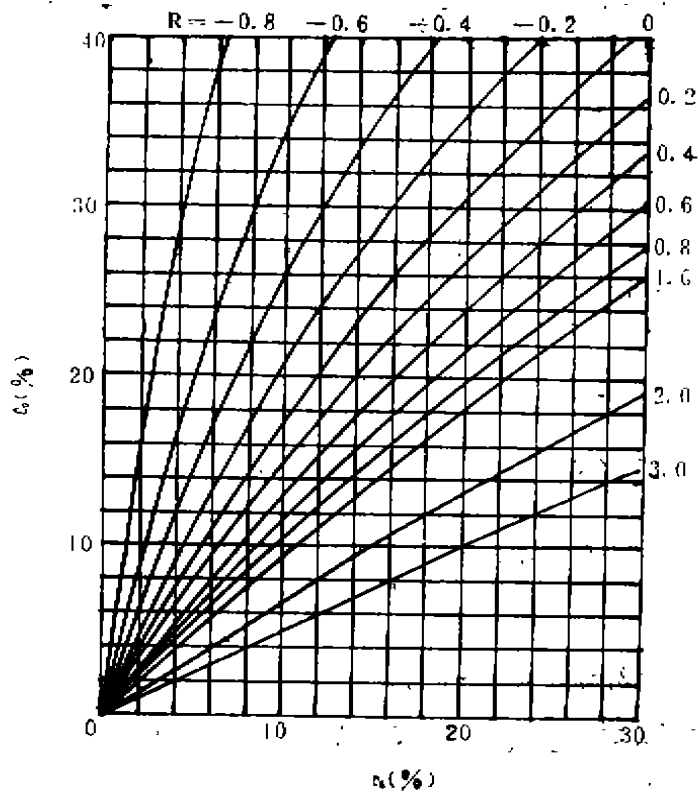


图2 散体材料桩压缩计算简图

图8 ε_0 与 ε_1 、 ε_1 的关系曲线(据式10)

$$f_{ps} = p_{rs} \cdot \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi_{ps}}{2} \right) \quad (12)$$

式中 f_{ps} —— 相应于桩顶许可沉降为 s 时的桩体承载力；

ϕ_{ps} —— 相应于桩顶许可沉降为 s 时桩体材料发挥出来的内摩擦角。

不难导得
$$\phi_{ps} = \arcsin \frac{K_s - 1}{K_s + 1} \quad (12a)$$

其中
$$K_s = \frac{f_{ps}}{p_{rs}} \quad (12b)$$

极端地，当 $s=0$ （或在弹性变形范围内）时，桩体处于 K_0 状态，这时 $p_{rs} = K_0 \cdot f_{ps}$ ，故 $K_s = 1/K_0$ ，代入式(12a)得

$$\phi_{ps} = \arcsin \frac{1 - K_0}{1 + K_0} \quad (12c)$$

其中 K_0 表示桩体变形前的静止侧压力系数。

当 $s \rightarrow \infty$ （或出现塑性变形）时，桩体处于塑性状态，此时 $p_{rs} = f_{ps}/K_p$ ，代入式(12b)得

$$K_s = K_p = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi_p}{2}\right)$$

由式(12a)知, 这时

$$\varphi_{ps} = \varphi_p \quad (12d)$$

实践表明, 由于散体材料桩弹性变形很小, 在设计荷载(承载力设计值)下一般均已出现塑性变形, 故式(12)中的 φ_{ps} 一般可按 $\varphi_{ps} = \varphi_p$ 取值。

式(12)是针对非排土式的预成孔散体材料桩(如振冲碎石桩、钻孔碎石桩等)而言的, 若为排土式桩(如用沉管法), 则桩周土的径向约束力 p_r 在排土成孔过程中早已达到旁压试验极限压力, 成桩后桩周约束力不再随桩的竖向压缩(受荷)而增加。此时按式(4)、(5)计算即可。

复合地基承载力计算

复合地基承载力计算的基本公式见式(1), 若用两个系数 λ_1 、 λ_2 分别表示桩及桩间土在受荷时的强度增长对承载力的影响(这是因为散体桩体具排水、挤密等作用), 则式(1)可写为:

$$f_c = \lambda_1 m f_p + \lambda_2 (1 - m) f_s \quad (13)$$

这一概念在土工界已普遍使用, 本文主要讨论 λ_1 、 λ_2 以及 f_p 、 f_s 的取值问题。

1. λ_1 、 λ_2 的取值

桩与桩间土共同承担上部荷载后, 桩的承载力因桩周约束力的增加而提高, 由式(3)、(1)、(13)可知

$$\lambda_1 = 1 + \frac{\Delta q}{\frac{2c_s \cos \varphi_s}{1 + \sin \varphi_s} + q_0} \quad (14)$$

式中 Δq ——桩间土的竖向附加压力, $\Delta q = q - q_0$ 。

q_0 ——加荷前桩间土的竖向土压力。

对于饱和粘土, $\varphi_s \approx 0$, 采用不排水指标, 则

$$\lambda_1 = 1 + \frac{\Delta q}{2c_u + q_0} \quad (15)$$

对于砂土, $c_s = 0$,

$$\lambda_1 = 1 + \frac{\Delta q}{q_0} \quad (16)$$

当采用室内试验指标代入上式计算 λ_1 值时, 要注意试样的受荷剪切方向与实际情况一致。王长科(1992)曾将旁压试验抗剪指标(c, φ)与室内常规三轴试验抗剪指标(c, φ)进行了对比, 发现二者 φ 值基本相同, 而旁压 c 值一般是室内三轴 c 值的4倍。因此, 在用常规三轴试验指标计算时, 要考虑这种差异, 或直接将式(14)、(15)改写为:

$$\text{一般粘性土: } \lambda_1 = 1 + \frac{\Delta q}{8c_u \cdot \frac{\cos\varphi_u}{1 + \sin\varphi_u} + q_0} \quad (17)$$

$$\text{饱和软粘土: } \lambda_1 = 1 + \frac{\Delta q}{8c_u + q_0} \quad (18)$$

λ_2 值反映了桩间土的强度变化, $\lambda_2 > 1$ 表示强度增长, $\lambda_2 < 1$ 则表示强度降低。 λ_2 的取值应考虑到设计情况组合、桩间土的灵敏度、渗透系数、排水条件和强度时效,一般地 $\lambda_2 = 0.8 \sim 1.2$ 。

设计情况组合主要指桩的平面布置形式、桩长、基础形式、基础埋深及荷载类型与组合。不同的情况组合会导致不同的地基承载变形机理,从而发挥出不同的地基承载力。

例如,对于整片基础(筏板基础、箱形基础等),桩的布置形式为正三角形满堂布置,基础埋深较浅,荷载为静荷载,这种情况组合会导致桩间土会受到显著的侧向约束作用,当受到基础传来的荷载作用时,会表现出与天然均匀地基不同的变形与破坏机理(模式),从而表现出较高的承载力。

相反,对于独立基础,由于基础下桩的数量一般设计不会很多,在荷载作用下不会有太大的侧限作用,这种情况下桩间土甚至会因成桩扰动而出现暂时的强度降低,强度时效将成为重要影响因素。

2. f_p 、 f_s 的取值

式(13)的计算思路是,先计算对桩间土单独加荷(天然地基)时的地基承载力 f_s ,和对桩单独加荷时(单桩)的单桩承载力 f_p ,然后用 λ_1 、 λ_2 两个系数进行强度修正,计算桩土共同承担上部荷载时的复合地基承载力。因此 f_p 、 f_s 的取值要考虑复合地基之上的垫层和基础的刚度的大小。若垫层和基础为刚性的,则桩和桩间土满足等应变条件, f_p 和 f_s 相应于同一沉降量取值(图4)。

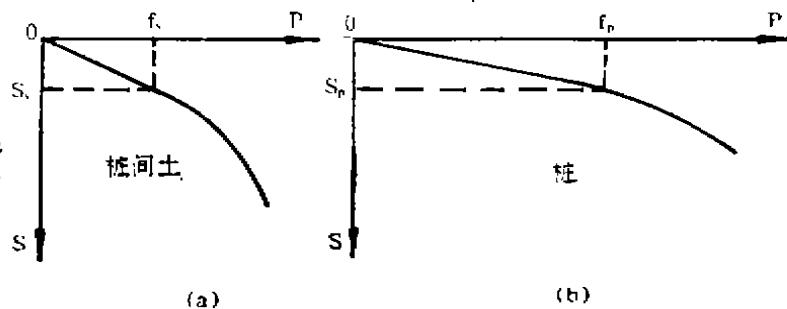
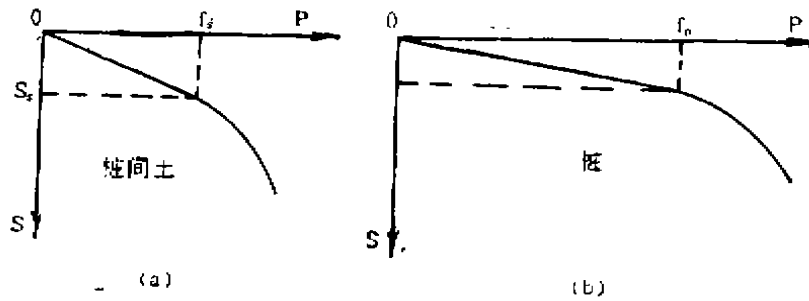


图4 等应变取值 ($S_s = S_p$)

(a) 桩间土载荷试验曲线

(b) 单桩载荷试验曲线

若垫层和基础为柔性的,则复合地基受荷后桩和桩间土的受力变形情况会发生再调整,使得桩间土和桩不满足等应变条件,桩间土的变形大于桩的变形。如图5所示, f_p 、 f_s 的取值要考虑到桩和桩间土的非等应变条件,取值时土的变形可大于桩的变形。

图5 非等应变取值 ($S_s > S_p$)

(a) 桩间土载荷试验曲线

(b) 单桩载荷试验曲线

结束语

本文提出了应用旁压试验结果来计算散体材料复合地基承载力的方法，并对其中的几个问题进行了探讨。不难看出，采用文中所述方法，可求得散体材料桩复合地基相应于不同基础沉降时的承载力。承载力不是常值，其大小和许可沉降值的大小有密切关系。这一概念在实践上是十分重要的。

参考文献

- [1] 地基处理手册编委会. 地基处理手册. 北京, 中国建筑工业出版社, 1988
- [2] 龚晓南. 复合地基. 杭州, 浙江大学出版社, 1994
- [3] 王长科. 用旁压试验原位测定土的强度参数. 勘察科学技术, 1992年第6期
- [4] 王长科对旁压试验中几个问题的分析和试验研究(硕士论文)华北水电学院北京 研究生部. 1987

深基坑组合挡土壁工程实例

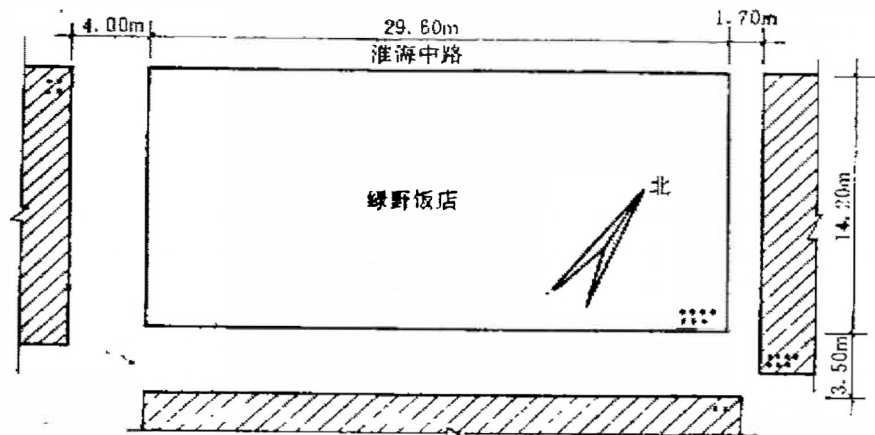
方良 华锦耀

(象山县建筑安装实业公司 浙江象山 315700) (象山县建设局)

[摘要] 本文介绍了深基坑开挖中,当地下水位较高而周围房屋和市政设施密集时,采用由灌注桩和压力注浆组成的组合挡土壁的工程实例,并阐明其设计和施工方法。

工程概况

绿野饭店位于上海市闹市中心,北临淮海中路,西侧为4m宽弄堂,东靠七层楼的住宅商店,南侧隔3.5m为二层旧房屋。详见图一。大楼包括地下室、机房设备共八层,屋面最高点相对标高25.000m。采用片筏基础,钢筋混凝土底板厚60cm。板下采用水泥粉喷搅拌桩,桩径为 $\phi 50\text{cm}$ 、桩长15m,共计410根桩。房屋基础即地下室底板表面标高-4.050m,室外地面-0.250m,基坑开挖深度为3.8m。



图一

大楼的施工场地狭窄,周围旧房屋均采用天然地基上的浅基础,加之北面淮海中路地面下的给排水和煤气管道、电力和通讯线路错综复杂,故地下室的开挖必须谨慎,基坑的护壁方案应保证强度、稳定和位移均符合要求。

收稿日期:1993年6月

护壁方案比较

深基坑开挖的护壁方案有钢筋混凝土板桩, 钢板桩, 水泥搅拌桩、钻孔灌注桩等, 分析如下:

1. 钢筋混凝土板桩, 截面 $250 \times 500\text{mm}$, 长 9.0m , 配筋 $8\phi 22$ 。桩顶浇筑圈梁, 并设置水平型钢支撑, 以控制桩的位移。此方案缺点: 造价高(桩永远留在地下); 打桩震动影响周围房屋和市政管线; 钢筋混凝土桩预制工期较长。

2. 钢板桩, 经计算截面为 $[32^b$, 长 9.0m 。桩顶加设圈梁 $[1-2 \times [32^b$, 同时设置水平型钢支撑, 满足强度和变形的要求。缺点是: 无法阻止地下水渗漏, 渗漏结果将导致基坑周围地面沉降; 打桩震动影响周围房屋和市政设施; 地下室竣工后起拔钢板桩时应跟踪注浆。

3. 水泥搅拌桩, 经计算须用二排直径 $\phi 500\text{mm}$ 的连续壁式搅拌桩, 桩长 9.0m , 二排桩中心间距 1.50m , 二排桩之间每隔 $3 \sim 4\text{m}$ 用树根桩连接。此方案因场地窄小且地下管线密集而不能应用。

4. 钻孔灌注桩, 桩直径 $D = 550 \sim 650\text{mm}$, 桩长 8.0m 。桩顶浇筑钢筋混凝土圈梁, 截面为 $70 \times 35\text{cm}$, 圈梁内侧焊接水平型钢支撑, 见图二。灌注桩间距 $@700\text{mm}$ 。此方案缺点主要是排污问题, 即护壁用的泥浆一部分现场循环使用, 一部分须用汽车运走。此方案另一缺点也是地下水的渗漏, 为此决定用压力注浆形成挡水帷幕。

经综合比较各方案的优缺点, 以第四方案最为合适, 即采用钻孔灌注桩加压力注浆的组合挡土壁。

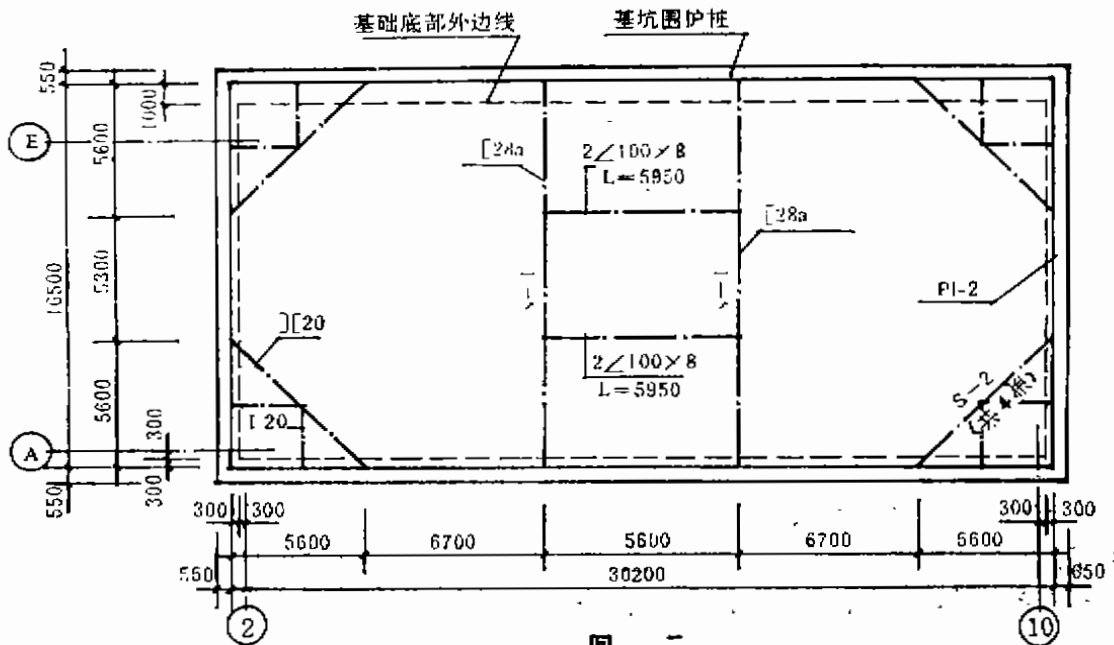
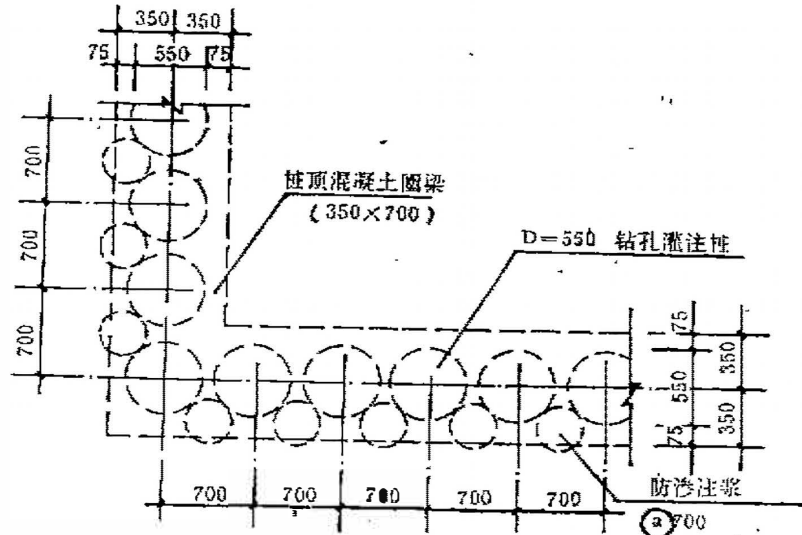


图 二

组合挡土壁的设计和施工

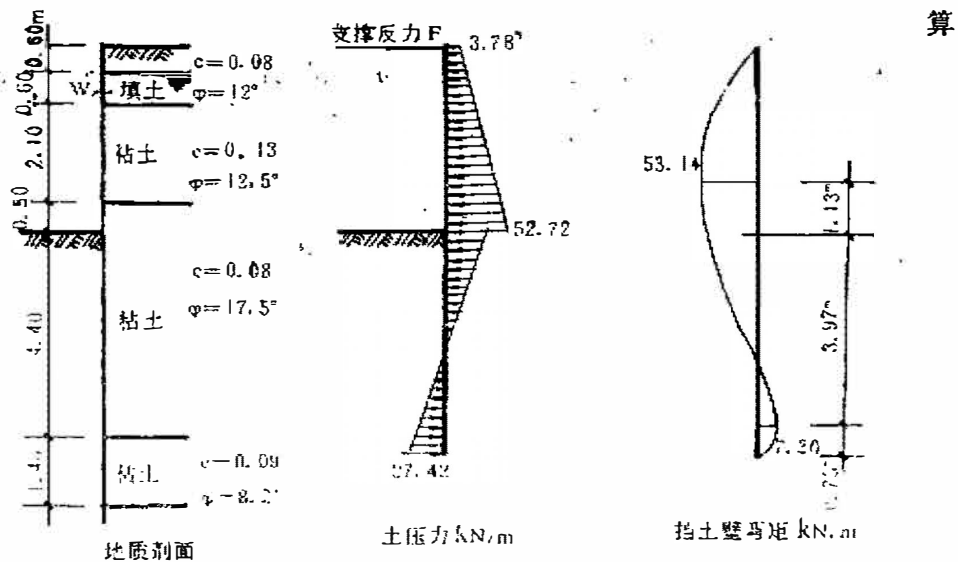
组合挡土壁中的钻孔灌注桩承担基坑侧壁由土自重和地面荷载产生的土压力以及水压力。桩直径 $\phi 550$ ，混凝土为c25，灌注桩间距 $\textcircled{a}700$ ，平面布置见图三。因为灌注桩之间有



图三

厚为100~200的土柱，地下水仍可以从土柱向基坑渗漏，而井点抽水法降低地下水位将引起周围地基下陷，从而危及邻房，不能应用，故采用压力注浆，形成防水帷幕。压力注浆点间距 $\textcircled{a}700$ ，见图三。这种高压注射的水泥浆，在其加固范围内，和已有的混凝土灌注桩紧密结合，形成连续的灌注桩和水泥土组合的挡土壁。水泥土柱不但阻挡地下水，而且增强了挡土壁的整体强度。

挡土壁所受土压力、水压力及地质剖面见图四。设计地面荷载取 20kPa 的计弯矩图



图四

见图4。最大弯矩 $M_{max} = 53.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ，位于坑底面以上1.13m处。由于灌注桩的桩距 $@700$ ，所以每根灌注桩的实际最大弯矩 $M_{max} = 0.7 \times 53.14 = 37.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。桩身为压弯构件，可简化按圆截面梁配筋。为便于施工，采用环向均匀配筋 $10\Phi 14$ 。东侧距七层住宅商品楼很近，挡土壁所受的侧压力中尚应考虑邻房基础底压力引起的附加侧压力。经计算东侧挡土壁灌注桩直径 $\phi 650$ ，环向均匀配筋 $12\Phi 18$ 。

灌注桩比较密，间距仅700，为防止坍桩，采用了间隔法成桩，即先按间距 $@1400$ 钻孔并浇筑混凝土，待桩身混凝土达到 c_{10} 后再施工相邻的桩。

压力注浆所用设备有：高压泵和低压泵各1台， $\phi 25\text{mm}$ 注浆管带脱落式滤头，搅浆机，皮管。防渗浆液用水灰比为1:1的水泥浆掺适量水玻璃（约为水泥重3~5%），再掺20~30%的粉煤灰。压力注浆的水泥土固结体半径 R_c 和喷射压力 P 、喷射直径 d 成正比，而与提升速度 s 、土的剪切强度和浆液稠度 B 成反比。注浆量（沿高度每1m）计算公式为：

$$Q = R_c^2 \cdot \pi \cdot n \cdot a \cdot (1 + \beta)$$

式中 R_c ——水泥土固结体半径；

n ——土的孔隙率

a ——填充率

$(1 + \beta)$ ——施工中的损耗系数

本例每米高的注浆量约为 1m^3 。注浆压力每深1m增加20~23kPa，最大注浆压力 P 可以取土的自重压力的二倍。本例注浆管先插入基坑底面标高下1m深，开始用最大注浆压力150kPa喷浆，不断提升，每提0.3m应注浆液 0.3m^3 ，注浆压力亦不断减小，距地面1m处停止注浆。

本例的深基坑组合挡土壁及开挖工程已于1992年冬天竣工，情况良好。

结论

深基坑的护壁工程依据不同的土质、不同的场地位置和具体工程的造价、工期要求而异，类似本例中的情况，采用灌注桩和压力注浆形成组合挡土壁是适宜的。这种组合挡土壁的特点是无震害、无噪音、造价适中、工期快，施工机具也还简单，适应性广。

参考文献：

- (1) 地基处理培训班教材，上海市勘察设计协会编，1991。
- (2) 第三届地基处理学术讨论会论文集，浙江大学出版社，1992。

水泥压密注浆工程实录

邵锦周

(江苏启东市建筑设计院 226200)

〔摘要〕 依据笔者近年来的实践,水泥压密注浆技术(包括水泥、粉煤灰压密注浆)已在淤泥质土等多种土类范围内使用,尤其在病害工程地基补强、加层工程地基补强等领域更有其独到的功能。下面介绍二个工程实例。

对管涌涵闸进行地基补强

(一)概况:

启东市渔虾养殖场排水涵闸,闸径2m,涵洞长35m,中心净高2.4m。该闸建于1980年,底板为厚40cmC15级素混凝土,翼墙为浆砌块石,砌筑砂浆C7.5,拱顶为厚15cmC25级混凝土拱预制件,每块宽40cm。经修闸前工程地质勘察,翼墙周围为粉质土、砂质粉土及粉砂填土,闸底板以下为砂质粉土及粉砂。海堤顶高程8.5m,洞底底面高程为0.8m,涵洞内侧河道水位一般为3.8m,暴雨季节可达5.0m以下,水头差为3.4~4.6m左右。

由于水头差大,建在粉砂地基上的涵洞,原设计闸基渗径比似嫌不足,再加洞顶预制混凝土拱间的砂浆及拱与翼墙之间连接处的砂浆砌筑质量甚差,洞体上部堤顶、堤坡荷重相差甚大,造成洞底沉降中间较二端大23cm以上,纵向翼墙基底与底板间的沉降差达4cm左右,故纵横向止水缝处等地段均严重漏水,在高速水流作用下,洞体侧向及底板下1米左右范围内的土体,局部淘空成洞,闸体已稍向北倾斜,闸体、底板等处均出现开裂。为此该闸于1990年秋停止使用。

为修复此闸,经我院岩土工程部实地考察,决定采用水泥压密注浆补强管涌空洞及基底土基,这样既可以提高地基持力层及翼墙外侧土体的强度,又可以提高这些地段土体的抗渗能力。注浆工艺如下:注浆孔孔距1.5米,作梅花型布孔,浆材为425号普通硅酸盐水泥加适量早凝剂,(外围地段为水泥:粉煤灰,1:2),水灰比0.3~0.4,海堤周围地形高差甚大,注浆孔孔口标高各异,用水准仪定好各孔口标高后,再控制图纸要求的施注深度,注浆工序必须要在降水24小时后进行,以免随地下涌水而流失浆液,为确保闸体的安全,使用跳注间距必须大于4.5m,跳注时间间隔要求大于24小时,注浆从要求的最深标高开始,逐次往上拔至最浅标高施注,量不足时,以多序注浆补足,注浆剖面见图1

收稿日期:1992年10月

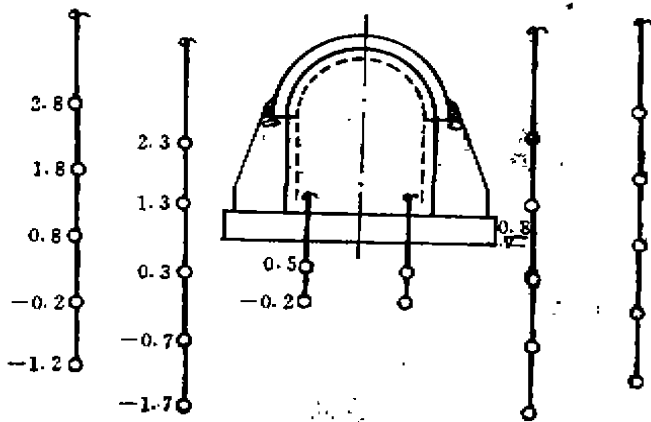


图1 注浆剖面图(数字为施注标高)

渗透系数测定结果 表1

土名		砂质粉土
注浆前后	注浆前	2.309×10^{-3} cm/s
	注浆后	6.783×10^{-6} cm/s

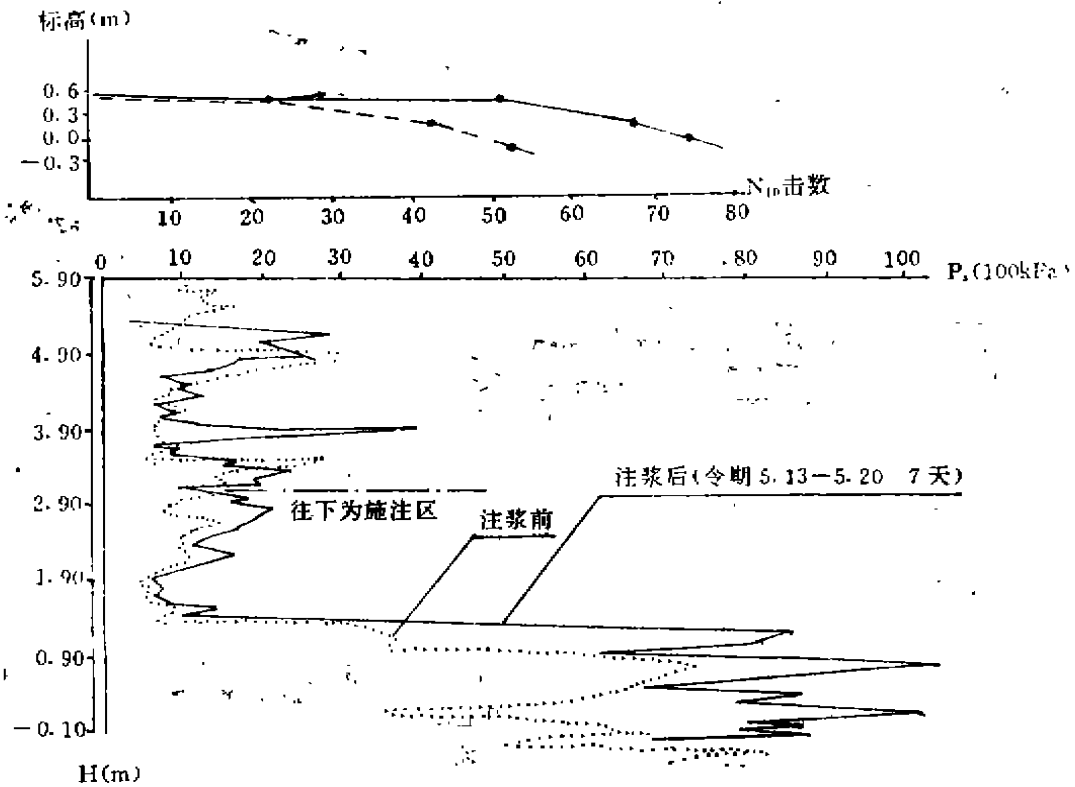


图2 检测结果(静力触探、轻便触探)

(二) 效果检测:

注浆后采用静力触探对翼墙二侧土体进行测试, 用10kg轻便触探对底板以下土体进行测试, 另对注浆前后的土体进行了渗透系数的测定, 检测结果分别见图2及表1。

(三) 结语

1. 用水泥(部分地段为水泥、粉煤灰)压密注浆加固管涌涵闸地基是行之有效的, 包括涵洞内钢筋混凝土内衬加固在内, 总共只化50天, 土方量减少, 工期短, 耗资省, 而

且注浆后土体渗透系数降低, 消除了粉砂地基容易发生管涌的弊端。如在建闸前处理, 则可在同样的地质条件下, 可适当减小渗径比, 缩短涵洞长度, 节约造价。

2. 在高水头条件下进行压密注浆, 必须辅以恰当的降水设施和合理的早强剂配比, 以减少浆材流失和提高注浆效果。

用水泥压密注浆对加层房屋进行地基补强

(一) 概况:

海门保险公司办公楼2~4层砖混结构, 西端二开间原2层现要加至4层, 经验算, 在现有地基承载力(100kPa)条件下, 混凝土条基宽度不够。鉴于(2)、(3)轴线处于暗浜地段, 基础埋深自然地面往下达2.3m, 室内地坪往下达3.4m, 如果用基础托换等方案, 施工难度较大, 耗资也贵, 故采用水泥压密注浆方案进行基底地基补强, 要求承载力从现有的100kPa提至150kPa。

注浆孔水平间距为1m, 分别布置直孔与斜孔同时对基底土体进行补强, 注浆剖面见图3:

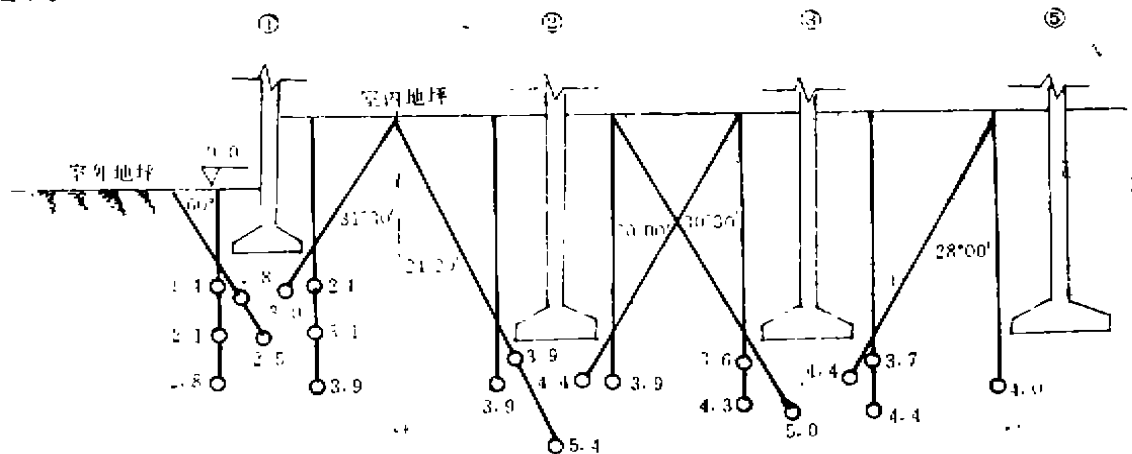


图3 注浆剖面图(海门注浆)

浆材采用425号普通硅酸盐水泥加适量早强剂, 水灰比为0.3~0.4, 注浆孔必须跳打, 跳打间距大于3.0m, 相邻注浆孔及多序注浆的施注时间间隔不少于6小时, 以确保建筑物的安全, 在施工中, 室内地坪以钻洞法解决, 不撬开地板, 注浆完毕将小孔补修。

(二) 效果检测:

经基础二侧用轻便触探进行测试, 28天后 N_{10} kg由原来的17击左右升至52击左右, 能满足 f_K 达到150kPa的设计要求, 目前加层已完工, 未发现异常, 效果很好。

(三) 结语:

1. 用水泥压密注浆技术对加层建筑物进行地基补强是可行的, 在基础刚度较好的条件下更为适用。

2. 用该技术处理加层建筑物地基, 能做到在室内外同时施工, 对地坪等损坏很小, 故省工、省钱、具有独到的优点。

3. 对已有建筑物进行地基补强, 必须注意注浆施工中的每序吃浆量, 不能过小, 也不可过大, 以杜绝产生过大次应力危及建筑物的安全, 施工控制指标对于一般粉土或砂土, 每序吃浆量不少于 $0.15\text{m}^3/\text{m}^3$ 被加固土; 对于粘性土, 不大于 $0.1\text{m}^3/\text{m}^3$ 被加固土, 如加固要求较高, 吃浆量少达不到设计要求, 可采取封浆及多序注浆的办法以增加每立方米土的吃浆量, 千万不能操之过急, 要视孔隙水压力消散快慢而定。

书 讯

《地基处理协作网》资料站资料库目录

编 号	书 名	邮购价(册)
1	第三届全国地基处理学术讨论会论文集, 1992年、秦皇岛。 主编: 龚晓南。浙江大学出版社。	44元
3	地基处理(1990年至1992合订本)地基处理编辑部。	30元
4	地基处理(1992年合订本)地基处理编辑部。	15元
5	地基处理(1993年合订本)地基处理编辑部。	15元
6	复合地基, 龚晓南著, 浙江大学出版社, 1992年。	7元
7	土力学及基础工程实用名词词典。 主编: 龚晓南、潘秋元、张季容, 审校冯国栋, 浙江大学出版社, 1993年。	8元
8	基础工程施工实例。 浙江省土木建筑学会施工学术委员会编, 浙江大学出版社, 1990年。	10元
9	深层搅拌法设计与施工。 主编: 龚晓南, 中国铁道出版社, 1993年。	58元
10	岩土力学与工程论文集。主编: 龚晓南, 张士乔, 1993年。	23元
11	第六届全国土力学及基础工程学术讨论会论文集, 中国建筑出版社同济大学出版社。	70元
12	SETTL程序, 由中国航空工业勘察设计院宋应文研制, 北方交通大学唐业清教授指导开发的“地基沉降计算程序(SETTL)”	300元

上述资料由《地基处理协作网》资料站发行, 欢迎邮购!

地 址: 杭州玉泉, 浙江大学土木系岩土工程研究所。邮编310027

联 系 人: 订购单寄邵建华, 购书款寄张英

开户银行: 杭州西湖信用社浙大分社中国地基学会, 帐号70620113303974

或通过邮局汇寄

黄土显微结构特征与湿陷性的研究现状及发展

陈东佐

龚晓南

(太原大学 山西太原 030009)

(浙江大学)

〔摘要〕 本文综合论述了黄土显微结构特征以及这些特征与湿陷性的关系,及在60年代以来特别是近十几年的研究现状,提出了今后研究方向与方法的建议。

形成于第四纪以来干旱、半干旱特殊自然环境下,覆盖整个地球陆地面积约9.3%的黄土,有半数以上具有湿陷性。黄土的湿陷常常给黄土地区的工程建设和工农业生产带来危害。在长期的实践中,人们对黄土的湿陷特性已经有了比较深入的了解,也逐步掌握了防止黄土湿陷的工程措施,但对黄土湿陷原因和机理的研究进展缓慢。本世纪后半叶偏光显微镜和扫描电子显微镜技术的发展应用,使得人们有可能观察到黄土的显微结构,并把这些结构特征同湿陷性联系起来,从根本上解释黄土湿陷的原因,从而为黄土湿陷机理的研究开辟了新的途径。

黄土显微结构是指在显微镜下观察到的构成土体的固体颗粒和与其有关的孔隙特征以及它们在空间上的总体排列形式。主要包括骨架颗粒的大小、形态、表面特征及其相互排列关系,孔隙的形状、大小、数量及分布以及胶结物的赋存状态和胶结类型。

黄土骨架颗粒构成

黄土骨架颗粒构成包括三方面的内容,即骨架颗粒的成分和形态,骨架颗粒之间的接触关系以及连接方式。

1. 骨架颗粒成份和形态

从空间结构体系的力学强度和稳定性角度分析,构成黄土结构体系的支柱是骨架颗粒。研究表明^[1-3],黄土的骨架颗粒主要是大于 $5\mu\text{m}$ 的碎屑颗粒,尤其大于 $10\mu\text{m}$ 的粗粉砂颗粒是构成黄土结构骨架的基本材料。此外,在黄土中还常常见有一种特殊的骨架颗粒—集粒,它是由微细颗粒和少量粘粒物质通过微晶碳酸盐胶结而成,具有一定的刚性,也起着骨架支撑作用。扫描电镜和偏光镜下所见不同时期的黄土骨架颗粒形态是多种多样的,棱角状和次棱角状的颗粒最为常见。黄土中的碎屑颗粒形态尤其是磨圆程度直接影响着黄土的物理力学性质。如榆林晚更新世黄土样片,在偏光及扫描镜下观察,骨架颗

收稿日期:1994年3月

粒多呈次圆状及次棱角状, 虽以点接触, 但因其磨圆程度较高, 相互排列却比较紧凑, 因此一般不具湿陷或湿陷性较弱。集粒的传力刚度不如碎屑颗粒, 但仍具有一定的刚度。在黄土浸水受力发生变形过程中, 集粒一般不易变形或被破坏。集粒的形态决定于当地的气候条件。一般来说, 气候干旱, 集粒中的碳酸钙保存得较好, 集粒就具有刚性, 容易形成架空松散结构, 为产生湿陷创造空间条件; 气候湿润, 集粒中的碳酸钙被淋失, 它就变软, 甚至成流胶状, 常常形成凝块, 比较牢固地胶结了骨架颗粒, 使湿陷性减弱甚至完全消失。

2. 骨架颗粒的接触关系

骨架颗粒间的接触关系是黄土结构体系中的重要环节, 黄土的湿陷和压缩变形往往是通过这些接触处的断裂或错动而造成的。因此, 骨架颗粒的接触关系及连接得是否牢固直接影响到整个结构体系的稳定性。

由文献[2]可知, 黄土结构骨架颗粒的接触关系可分为支架接触、镶嵌接触和分散分布三种类型。这三种类型在偏光镜下的表现形式分别为棱角接触、棱边接触及飘浮状。高国瑞^[4]用扫描电镜观察了北方的黄土标本后认为黄土骨架颗粒的接触关系大致分为两类: 点接触和面胶结。虽然关于黄土骨架颗粒的接触关系如何分类目前还没有一致的看法, 但普遍认为, 骨架颗粒间的接触关系与黄土的湿陷性密切相关。支架接触或点接触在地域上多出现于西北地区, 在时代上多出现于新黄土中, 这些黄土的湿陷性均较强。镶嵌接触、分散分布或面胶结多出现于东南地区和老黄土中。这些黄土中的湿陷性较弱或不具湿陷性。观察分析表明, 支架接触或点接触的骨架颗粒呈松散排列, 当外力不超过颗粒之间的接触强度时, 骨架颗粒起主要支撑作用。当外力超过了接触强度, 则颗粒接触关系重新调整, 由不稳定的点接触转变为较稳定的面接触。当水浸入土体后, 可溶盐溶解, 水膜楔入微隙, 颗粒接触处的强度大大降低, 在较小的压力下就会突然失去稳定, 产生湿陷变形。而面接触在天然结构状态下, 颗粒相互抵触, 紧密排列, 即使在比较大的外力下, 由于土体中粒间接触面积较大, 单位面积上的接触应力并不很大, 也很难发生相互位移而改变原来的接触关系。在浸水后, 虽然连接强度有损失, 但剩余强度仍很高, 不易发生湿陷变形。

3. 骨架颗粒间的连接形式

黄土中骨架颗粒的连接主要是通过起胶结作用的粘粒物质来实现的。根据粘粒含量的多寡, 连接形式可分为三种^[2]。

(1) 小桥状连接, 粘粒含量较少时, 分布不均, 包裹在粗颗粒周围呈薄膜状, 在颗粒接触处只有很少量的细粒胶结物质构成一种特殊的小桥, 将粗颗粒搭连起来。这种连接强度较低。

(2) 焊接状连接。当粘粒增多时, 粗颗粒接触处聚集着较多的胶结材料, 这时小桥状连接就变成焊接状连接。细粒胶结物质常常围绕两颗粒的接触点形如环状起着支撑作用。这种连接强度较高。

(3) 嵌埋状连接。黄土中粘粒含量增加到一定程度时, 骨架颗粒就被包埋在细粒物质之中, 颗粒之间完全由细粒物质胶结, 这就是嵌埋状连接, 或称胶结连接。这种连接强度最高。

黄土中骨架颗粒连接形式与生物气候条件及粘粒含量有关, 即存在着区域分布特征。

自西北向东南由干冷变湿热, 连接形状先是小桥状为主而后焊接为主最后变为嵌埋状为主。

黄土的孔隙特征

富含孔隙是黄土区别于其它土类的主要特征之一。黄土的工程性质如湿陷性、压缩性和渗透性等与黄土的孔隙有着密切的关系。

1. 黄土孔隙的特征及分类

许多学者都研究过黄土孔隙的形态、大小和性质, 并从不同角度提出了黄土的孔隙分类。如按大小将陕西洛川黄土孔隙分为肉眼能见到的大孔和孔径 $<0.1\text{mm}$ 的微孔两类^[6]; 按成因将黄土孔隙分为沉积成因孔隙和风化成因孔隙两大类^[8]; 按结构将黄土孔隙分为架空孔隙和粒间孔隙^[4]; 按大小把山西潞城黄土孔隙分为特大孔隙、大孔隙、小孔隙和微孔隙四类^[7]; 按成因将西安黄土孔隙分为原生孔隙和次生孔隙两类^[8]; 按大小将陕西甘肃青海黄土孔隙分为大孔隙、中孔隙、小孔隙和微孔隙四类^[9]。王永森等近年来对我国青海甘肃陕西山西及河南等地黄土的孔隙结构进行了系统的研究, 取得了新的成果, 如表1所示^[12]。

黄土高原黄土孔隙特征一览表

表1

孔隙类型		大小类型 (半径, mm)	特 征	区域分布 (自西北 向东南)	时代分布 (由新到老)	
成因类型						
次 生 孔 隙	1. 根 洞	大 孔	孔壁致密, 往往被 CaCO_3 、粘粒等胶结, 呈管状	逐 渐 增 多	逐 渐 减 少	
	2. 虫 孔		孔壁疏松, 不易保存			
	3. 鼠 穴		粗大, 不坚固, 易被破坏			
	4. 裂 隙	>0.016	封闭状裂缝, 水平面呈曲线或折线延伸		逐 渐 增 多	逐 渐 增 多
	5. 溶蚀孔洞		封闭状孔洞, 孔壁为粘粒构成, 平整光滑			
	6. 团块间孔隙		薄片呈网格状或不规则多角形			
	7. 晶粒内孔隙		封闭状孔洞, 形状不规则			
原 生 孔 隙	粒间孔隙	中孔隙 $0.016-0.004$	由骨架颗粒相互支架构成, 孔壁由颗粒构成, 孔径有时大于构成孔隙的骨架颗粒	显著减少	显著减少	
	9. 镶嵌孔隙	小孔隙 $0.004-0.001$	由骨架颗粒相互穿插, 紧密排列构成, 呈缝隙状, 或似三角形	逐渐减少	逐渐增加	
次 生 孔 隙	10. 粘粒间孔隙	微孔隙 <0.001	分布在粘粒之间, 包括作为骨架颗粒的集粒内的孔隙, 形状多种多样, 体积小, 数量多	显著增加	显著增加	

2. 黄土的孔隙特征与湿陷性

在工程上常用孔隙率和孔隙比来分析黄土的物理力学性质。随着黄土研究的深入发展, 发现不同类型不同大小的孔隙在黄土湿陷变形过程中起着不同的作用。研究表明^[4],

由一定数量的骨架颗粒松散堆积所造成的架空孔隙,其孔径远比构成孔隙的粒径为大,当水浸入而削弱连接强度时,在一定的压力下就会失去稳定,孔隙周围的颗粒将落入孔内,造成湿陷现象。而由骨架颗粒呈镶嵌排列所形成的粒间缝隙,由于比周围颗粒小得多,因此比较稳定,一般不会发生湿陷。文献[2][9]的研究结果指出,黄土浸水受压时结构遭到破坏而产生沉陷,在这个变化过程中,主要是中孔隙和孔壁未被胶结的大孔隙遭受了破坏且普遍减少,而小、微孔隙则普遍增加。这表明,黄土骨架颗粒相互支架所构成的中孔隙,是黄土在压力下浸水时产生湿陷变形的必要条件,而大孔隙在湿陷后存在与否要取决于其孔壁的胶结程度,若胶结程度好,则有利于抵抗湿陷变形的发生。

黄土中胶结物的赋存状态和胶结类型

1. 黄土中胶结物的赋存状态

粗颗粒在土体中起着骨架支撑作用,细粒胶结物质是粗颗粒的填充材料。所谓黄土的胶结就是黄土中各个骨架颗粒由细粒胶结材料把它们相互连接起来构成整个土体的过程。通过这一作用过程,使得松散的黄土沉积物获得一定的强度。由于胶结程度的不同,决定了黄土性质的差异。黄土中的胶结物是粒径在 $5\sim 2\mu\text{m}$ 以下的石英、长石、云母、非晶质碳酸钙微粒和粘土矿物,其中尤以碳酸钙和粘土矿物最为多见。这些胶结物质从赋存状态上区分,一致可以分为三种类型^[2]:

(1) 薄膜状胶结物。胶结物粘附在粗颗粒的周围呈薄膜状,在正交偏光下常呈一个明亮的外壳。

(2) 填充状胶结物。胶结材料呈不规则状填满于骨架颗粒之间的缝隙中,把骨架颗粒连接起来,形成比较牢固的胶结关系。

(3) 聚焦状胶结物。胶结材料含量较高,贯穿在骨架颗粒之间成聚焦状,常常均匀分布构成基质,骨架颗粒散布其中彼此不相接触。

2. 黄土的胶结类型

关于黄土胶结类型的研究,不少学者曾先后提出过他们的分类方法,但到目前为止尚无统一的方案。这些分类方法是:七级分类法^[6],即基底胶结、角砾状胶结、接触胶结、薄膜胶结、斑状胶结、孔隙胶结和孔隙斑状胶结;三级分类法^[6],即接触式胶结、基底式胶结和接触基底式胶结;五级分类法^[6],即薄膜胶结、孔隙胶结、孔隙斑状胶结、斑状胶结和基底胶结;五级分类法^[2],即接触式胶结、孔隙式胶结、基底式胶结、接触孔隙式胶结和孔隙基底式胶结。

黄土显微结构的分类与湿陷性

1. 黄土显微结构类型研究的回顾与现状

黄土的显微结构类型反映了固体颗粒与孔隙组合所构成的一定土体的基本特性。不少学者^[11-10]都曾采用不同的研究手段并从不同的角度对我国黄土的显微结构进行分类,现概括对比列于表2。毫无疑问,这些分类为我们认识黄土的结构特征提供了丰富的资料。

我国黄土微结构分类对比

表2

张宗祜 (1964) (偏光镜下)	高国瑞 (1980) (扫描电镜下)	王永森 (1982) (扫描电镜下)	雷祥义 (1983) (扫描电镜下)	陈东佐 (1983) (扫描电镜下)
1. 粉砂质孔隙胶结结构 2. 粉砂质孔隙斑状胶结结构 3. 粉土质孔隙斑状胶结结构 4. 粉砂质细粒斑状胶结结构 5. 粉土质基底胶结结构 9. 粉砂质接触胶结结构 7. 粉砂质薄膜胶结结构	1. 粒状、架空接触结构 2. 粒状、架空接触—胶结结构 3. 粒状、架空—镶嵌接触结构 4. 粒状、架空、胶结结构 5. 粒状、架空—镶嵌、接触—胶结结构 6. 粒状、架空—镶嵌、胶结结构 7. 粒状—凝块、架空、胶结结构 8. 粒状—凝块、架空—镶嵌、胶结结构 9. 粒状、镶嵌接触结构 10. 粒状、镶嵌、胶结结构 11. 粒状—凝块、镶嵌胶结结构 12. 凝块、镶嵌、胶结结构	(一) 支架镶嵌结构组合 1. 支架大孔结构 2. 镶嵌微孔结构 (二) 半胶结结构组合 3. 支架大孔半胶结结构 4. 镶嵌微孔半胶结结构 (三) 胶结结构组合 5. 絮凝胶结结构 6. 凝块胶结结构	(一) 半胶结结构组合 1. 粉砂细粒支架薄膜胶结类型 2. 粉砂细粒支架—镶嵌孔隙胶结类型 3. 粉砂细粒镶嵌—支架孔隙斑状胶结类型 (二) 胶结结构组合 4. 粉土微粒分散—镶嵌斑状胶结类型 5. 粉土微粒分散基底胶结类型	1. 接触疏松结构 2. 接触致密结构 3. 胶结疏松结构 4. 胶结致密结构

扫描电镜下黄土高原黄土显微结构分类

表3

结构组合	颗粒接触关系	颗粒连结形式	结构类型	代号
微胶结结构组合	支 架	小 桥 状	支架大孔微胶结结构	I
	镶 嵌	小 桥 状	镶嵌微孔微胶结结构	III
半胶结结构组合	支 架	焊 接 状	支架大孔半胶结结构	II
	镶 嵌	焊 接 状	镶嵌微孔半胶结结构	IV
胶结结构组合	分 散 状	嵌 埋 状	絮凝状胶结结构	V
	分 散 状	嵌 埋 状	凝块状胶结结构	VI

通过对北方地区16个黄土剖面样品的分析, 文献 [2] 得出了我国黄土的显微结构新的分类方案, 如表 3 所示。各类微结构见附图。

2. 黄土显微结构分类与湿陷性

对黄土湿陷机理的研究一直是工程界所关注的重要课题之一。国内外学者对黄土的湿陷变形进行过广泛的研究, 提出了湿陷发生原因的各种解释和假说, 主要有加固凝聚力降低或消失假说、纯粘性胶结物破坏假说、粘土粒膨胀假说、土粒间抗剪强度突然降低假说等^[11]。70 年代中期以来扫描电镜在黄土微结构研究中的广泛应用, 对黄土湿陷变形过程中的微结构变化取得了更多的新认识。高国瑞把黄土显微结构分类与不同地区的黄土湿陷系数和湿陷起始压力联系起来, 如图 1 和图 2 所示, 并用空间结构理论分析阐述了黄土湿陷变形发展的机制^[12]; 黄土湿陷的最根本原因是黄土具有比较特殊的粒状架空结构体系。这个体系首先在堆积过程中形成非正常配位的架空孔隙, 其次颗粒间的连接强度是在

干旱、半干旱条件下形成的，其连接强度主要来源于上覆土层的压密和少量含溶解离子的水在粒间接触处所形成的毛细管力、双电层净势能、粒间摩擦力以及少量胶凝物质的分子粘结力。这个粒状架空结构体系在外荷和水的共同作用下，必然导致连接强度的降低，连接点破裂，架空孔隙和微形拱被破坏，整个结构体系失去稳定。王永焱等的研究结果表明：在黄土高原区，自西向东及从北而南，随着黄土粘粒含量的增多及风化成土作用增强晚更新世黄土的微结构类型由支架大孔微胶结结构逐渐过渡为絮凝胶结结构和凝块胶结结构，其物理力学性质显示出相应的变化，即天然含水量、天然密度、干密度、湿陷起始压力及前期固结压力逐渐由小增大，而孔隙比、湿陷系数以及自重湿陷系数显著由大减小。黄土高原晚更新世黄土微结构类型和其物理力学性质在区域上变化的一致性，说明二者之间具有内在的密切关系(图3、图4)。

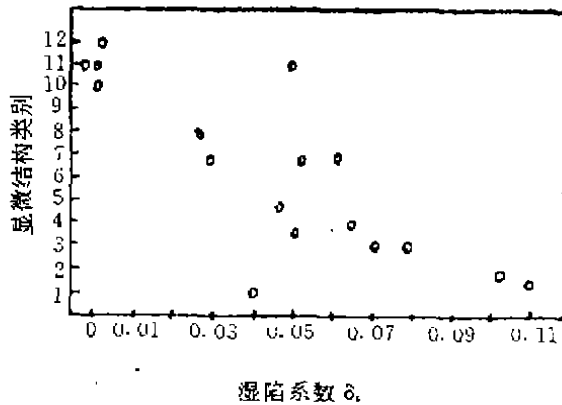


图1 显微结构类型与湿陷系数的关系
(引自高国瑞, 1980)

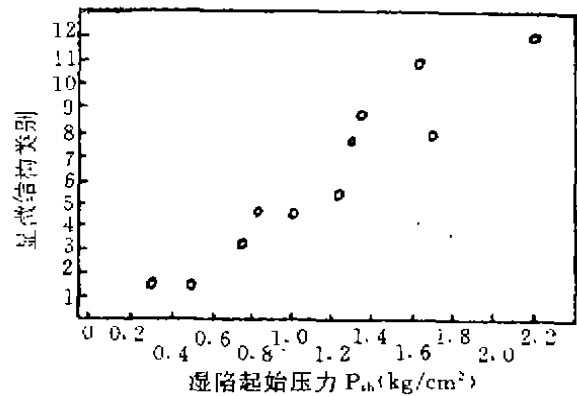


图2 显微结构类型与湿陷起始压力的关系
(引自高国瑞, 1980)

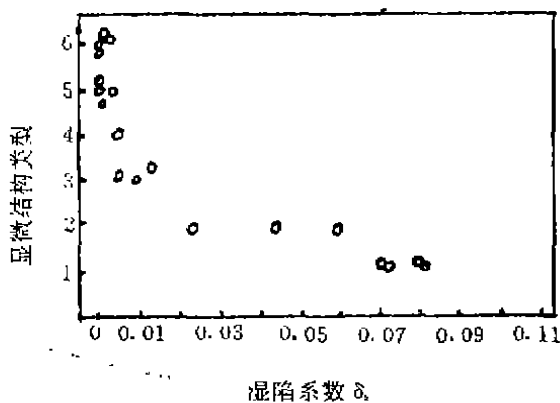


图3 北部塬亚区各不同时代黄土的微结构类型与湿陷系数的关系
(引自王永焱、林在贯, 1990)

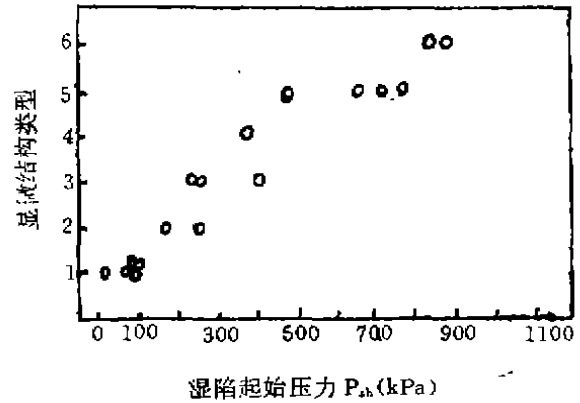


图4 北部塬亚区各不同时代黄土的微结构类型与湿陷起始压力的关系
(引自王永焱、林在贯, 1990)

黄土在竖向剖面上，自上而下地质年代由新到老，随着上覆土层自重压力增大、粘粒含量增多以及风化成土作用增强，其微结构类型由支架大孔微胶结结构逐渐过渡为镶嵌微孔半胶结结构以至胶结结构组合，土的物理力学性质也相应地由差变好，即密度、湿陷起

始压力及前期固结压力逐渐由小增大,而孔隙比与自重湿陷系数则由大减小。黄土微结构类型和其物理力学性质在剖面中变化的一致性标明着黄土的微结构特征与其物理力学性质之间关系的必然性。

展望与建议

黄土显微结构研究的内容非常丰富。而由于这些内容的复杂性和特殊性,许多问题还未得到很好的解决。虽然几十年的研究已积累了大量的资料和取得了不少的成果,但是大多数工作还停留在资料积累和理论探索阶段。至于在岩土工程的应用方面,它也仅仅是作为验证其它工程勘察资料的可靠性的一个后补手段,且仅有一例报道^[13]。这说明黄土显微结构离运用于工程实践还相差很远。值得欣慰的是,黄土显微结构与其工程地质水文地质性质之间关系的研究已引起了国内外学者的普遍重视并取得了初步成果。王永焱、林在贯等已经在这方面迈出了可喜的一步。对进一步的研究工作,笔者提几点粗浅的看法。

1. 从工程应用角度出发,黄土显微结构特征诸如骨架颗粒接触连接方式、孔隙类型、胶结类型、显微结构类型的划分原则应当是既要特征清晰有系统性又要简单明了容易辨认便于应用。因此不切实际的繁琐复杂的分类是不可取的。目前这样一种为工程界所认可分类系统还没有建立起来,所以还应该继续这方面的工作。

2. 黄土显微结构特征与其工程地质水文地质性质之间关系的研究还刚刚起步。为建立它们之间可靠的定量关系,系统地搜集积累资料数据,改进和完善研究方法,开展可靠性理论在这方面应用的研究。

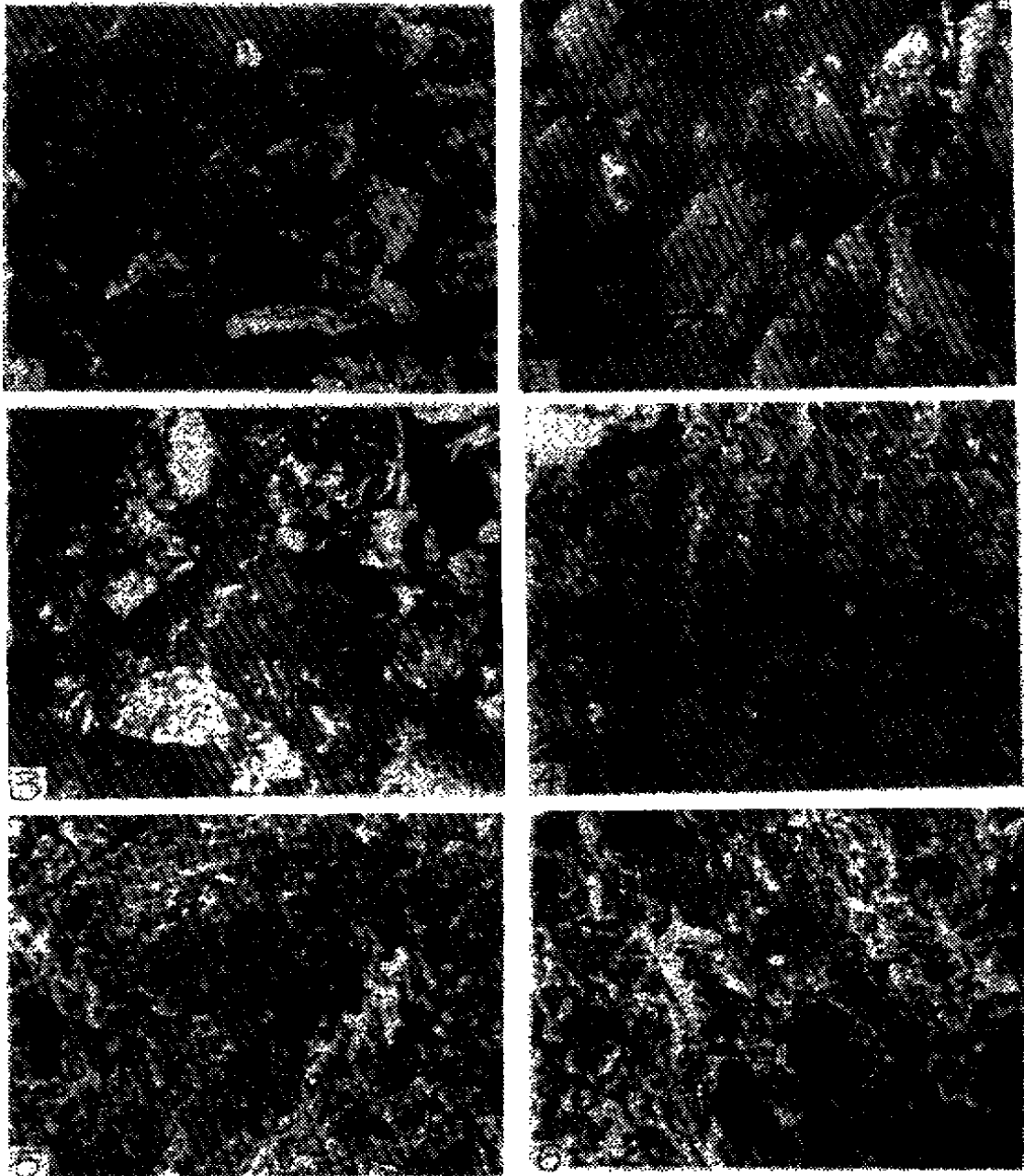
3. 大部分黄土是非饱和土,湿陷问题也只有非饱和黄土中才存在。八十年代以来,国际上以Fredlund^[14-16]为代表的一批学者在前人的基础上发展了非饱和土理论。积极开展非饱和土理论在黄土中应用的研究,为彻底揭开黄土湿陷之谜创造条件。

参考文献

- [1] 刘东生等. 黄土的物质成份和结构. 科学出版社, 1966.
- [2] 王永焱、林在贯等. 中国黄土的结构特征及物理力学性质. 科学出版社, 1990.
- [3] 冯连昌、郑晏武. 中国湿陷性黄土. 中国铁道出版社, 1982.
- [4] 高国瑞. 黄土显微结构分类与湿陷性. 中国科学, 1980(6):1203—1208.
- [5] 朱海之. 黄土的显微结构及埋藏土壤中的光性方位粘土. 中国第四纪研究, 1965, 4(1):26—76.
- [6] 张宗祐. 我国黄土类土显微结构的研究. 地质学报, 1964, 44(3):357—364.
- [7] 陈东佐. 强夯前后黄土显微结构的研究. 太原工业大学硕士论文, 1983.
- [8] 雷祥义. 西安黄土显微结构类型. 西北大学学报(自然科学版). 1983(4):56—66.
- [9] 雷祥义. 中国黄土的孔隙类型与湿陷性. 中国科学(B辑), 1987(12):1309—1316.
- [10] 王永焱、滕志宏. 中国黄土的微结构及其在时代上和区域上的变化. 科学通报, 1982, 27(2)
- [11] 郑晏武. 中国黄土的湿陷性. 地质出版社, 1982.
- [12] 高国瑞. 黄土湿陷变形的结构理论. 岩土工程学报, 1990(4):1—10.
- [13] 高国瑞. 黄土显微结构分析及其在工程勘察中的应用. 工程勘察, 1980(6):25—28.
- [14] Fredlund, D.G., Morgenstern, N., R., and Widger, R.A., (1978): The Shear Strength of Unsaturated Soils, Canadian Geotechnical Journal, 15.

- [15] Gan, J.K.M., Fredlund, D. G., and Rahardio, H, (1988): Determination of the Shear Strength Parameters of an Unsaturated Soil Using the Direct Shear Test, Canadian Geotechnical Journal.

附图 黄土显微结构照片



1. 支架大孔微胶结结构 × 343
 3. 支架大孔半胶结结构 × 329
 5. 絮凝状胶结结构 × 350

2. 镶嵌微孔微胶结结构 × 329
 4. 镶嵌微孔半胶结结构 × 433
 9. 凝块状胶结结构 × 1280

传导现象: 从理论到岩土工程实践(续)

J K MITCHELL

传导系数

为确定耦合流对直接流具有重大关系的条件,必需知道相对于 L_{ii} 的 L_{ij} 的值。这是通过研究式(16)一(25)给出的土形态参数的概值、和若干类流和传导系数就可以做到的,这些值的实际范围给予表2。

对饱和和细颗粒土流参数值的实际范围

表2

参 数	符 号	单 位	最 小 值	最 大 值
孔 隙 率 n	n		0.1	0.7
水 力 传 导 系 数	k_h	m/s	1×10^{-11}	1×10^{-9}
电 渗 透 系 数	k_e	$m^2/s/V$	1×10^{-9}	1×10^{-8}
扩 散 系 数	D^*	m^2/s	2×10^{-10}	2×10^{-9}
电 传 导 系 数	σ_e	s/m	0.01	1.0
电 渗 效 率	ω	-	0	1.0
离 子 迁 移 率	u	m^2s/V	3×10^{-9}	1×10^{-8}

* 对部分饱和土该值可能很小。

表2中,扩散系数和阳离子及阴离子迁移率,因其对许多物种位于相近的范围内,故而一并研究。在稀稀溶液中特定离子的值在标准化学文献(例如,Dean,1973)中给出。扩散系数的值也经Quigley, Yanful和Fernandez(1987b)和Shackelford(1991)给出。离子迁移率与扩散系数有关,并遵照

$$u_i = \frac{D_i |z_i| F}{RT} \quad (31)$$

式中 z_i 为离子价,和 F 为法拉第常数。

在土中,特别是细粒土内,扩散系数和离子迁移率,均远小于在自由溶液中的。就中有若干原因(Quigley等人,1987,b)包括,流径曲折,流为小的液体体积,颗粒表面的离子吸附,电渗反向流,以及膜的高渗透效率可能发生的对阴离子的排斥。在这些因数中,流径曲折最为重要,在一些情况下扩散系数和离子迁移率,能引起若干倍的降低。表2所列的扩散系数是穿径土的扩散。

耦合流之对于液流,电流和化学传递,在不同条件下经土传导的重要性,可由式(15a), (15b), (26)和(27)式中各项所起作用的研究予以探索。为此目的,方程式另写为一维形式和用水力、电、和化学浓度梯度表示, $i_h = -dh/dx$, $i_e = -dv/dx$ 和 $i_c = -dc/dx$ 。且,化学流用单一方程式表示。这系假定所有溶解物种一起流动。因为阳离子和阴离子假定为一一起流动,而电场效应假定为加速流动较慢的离子和延缓流动较快的离子,所以在这些公式中,有关离子迁移率 u 的项不存在。于是,就无由于离子迁

移率差引起的纯电荷传递。 L_i 系数,用确定它们的物理量和化学量代替,如式(16)-(25)所给出的。对与土相关的液流、电流流动、和化学流的最终公式为:

$$J_v = \left\{ \frac{k_h}{n} + \frac{k_e^i}{n\sigma_e} \gamma_m \right\} i_h + \left\{ \frac{ke}{n} \right\} i_e + RT \left\{ -\frac{\omega k_h}{\gamma_w n} \right\} i_c \quad (32)$$

$$I = \left\{ \frac{k_e}{n} \gamma_m \right\} i_h + \left\{ \frac{\sigma_e}{n} \right\} i_c \quad (33)$$

$$J_c = \left\{ (1-\omega) \frac{ck_h}{n} + \frac{ck_e^2 \gamma_w}{n\sigma_e} \right\} i_h + \left\{ \frac{ck_e}{n} \right\} i_e + \left\{ D - \frac{\omega ck_h}{\gamma_w n} RT \right\} i_c \quad (34)$$

对水力流的耦合影响

当不存在电和化学梯度作用时、水力梯度下的流可用式(32)右侧第一项表示。这是省略了作用甚小的 i_c 项。该项只是在土相对边上正在渗透且不短路所发展的流压引起的。对粘土已量测出,在大气压差下,流压可达到几十毫伏。

在通常类型渗透试验中,即量测式(32)右侧第一括号项,并谓之为水力传导系数。只要 $k_e^2 r_w / n \sigma_e$ 项小到可省略,这一假定是正确的。该项表示由流压所引起的电渗反向流,其作用方向与水力驱动流相反。根据表2的各特性值和量测结果(Michaels和Lin, 1954; Olsen, 1962)的分析示出,在许多情况下,该反向流可省略,但较之水力传导系数很低土(例如、 $<1 \times 10^{-10}$ m/s)的实际水力传导系数则可能是很大的。例如,对 k_e 值为 5×10^{-9} m²/s每伏,电传导系数0.01s/m,孔隙度 n , 35%,反向流项为 0.7×10^{-10} m/s几或与直接流项同样大。

已熟知,当 k_e ,其通常范围仅在狭小的界限内,较之 k_h ,如细于粉质土的土(即 $k_h < 1 \times 10^{-9}$ m/s)为大时,则电驱动水力流,电渗,较之水力流可能是很大的。水力和电驱动力对水运动的相对有效性,可藉比较其使其流率相等的梯度而易于确定。当其相等时,则需

$$k_e i_e = k_h i_h \quad (35)$$

为平衡电渗引起的流所需的水力梯度为

$$i_h = \frac{k_e}{k_h} i_e \quad (36)$$

当土的水力传导系数常在 1×10^{-9} m/s或以下时似适用于电渗,同时 k_e 在 1×10^{-9} 到 1×10^{-6} m²/s每伏范围内,因此,即使小的电梯度,就可平衡大的水力梯度引起的流。因此,也因为 k_e 对颗粒尺寸不敏感,同时, k_e 随颗粒尺寸的减小迅速降低,故电渗对细粒土是有效的。

化学驱动水力流,由式(32)右侧的末一项给出。主要依据于渗透效率 ω 。渗透效率对穿经土的化学物质移动和渗透压力的提高均具重要影响,对不同土,其大小需藉进一步研究证明。

渗透效率。粘土的渗透效率是在渗压梯度下藉以量测引起水力流的效应,以及其像半渗透膜一样作用,藉以量测其阻止离子通过而允许水通过的效能。为更好地理解渗压概念可把式(32)的最末项写作

$$\omega \frac{k_h}{\gamma_w n} RT i_c = \omega k_h \frac{RT \Delta c}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{\Delta x} \quad (37)$$

该形式类似于达西定律,而以 $RT \Delta c / r \omega$ 为水头差。渗透效率是理论压差实际发展程度的判断。对不同渗透效率值,渗压理论值作为浓度差的函数,示于图7

对许多粘土已量测了其渗透效率(如: Kemper和Rollins, 1966; Letey和Noonan, 1969; Olsen, 1969; Kemper和Quirk, 1972; Bresler, 1973; Elrich, Smiles, Baumgatner和

Groenevelt, 1976; Barbour和Fredlund, 1989)。已确定的值由0到100%，总之，其值决定于粘土类型，孔隙度和溶液中盐的类型和浓度。许多确定成果由Bresler(1973)汇总，示于图8。

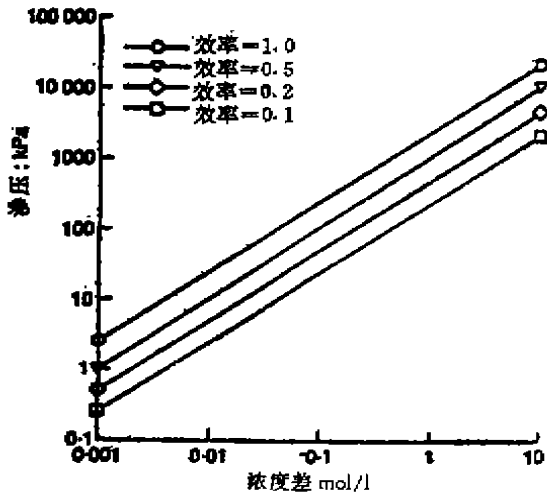


图7 对不同渗析效率 ω 值渗压理论值作为穿过粘土层浓度差的函数($T = 20^\circ\text{C}$)

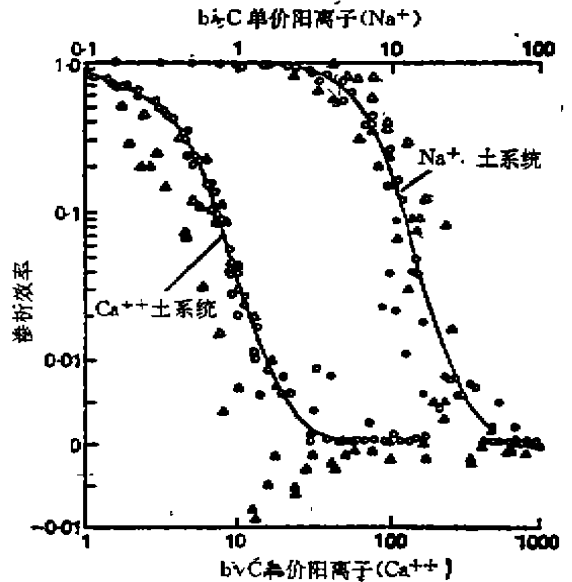


图8 作为 $bc^{1/2}$ 函数的渗透效率。式中 c ，标准状态下单价阴离子浓度，和 $2b$ 颗粒表面有效间隙(引自Bresler 1973)

- 理论值
- Letey等人(1969)壤壤土
- △ Kempler和Rollins(1966)Wyoming膨润土
- ▲ Kempler和Quirk(1972)膨润土伊利土和高岑土

把这些关系引入岩土工程研究中更为常用的术语，则颗粒间半间隙转换为含水量，在假定对所有颗粒为等膜厚度，用不同类型粘土相应的比表面积，并注意到体积含水量等于表面积乘膜厚度。对19英国粘土，Farrar和Coleman(1967)求得了其比表面积和液限之间的关系

$$LL = 19 + 0.56A_s (\pm 20) \tag{38}$$

式中比表面积的单位为 m^2/g ，其后用以求得图9所示关系。这些结果所表示的，也正如经 Barbour 和 Fredlund (1989) 由试验和理论所求得的，乃是高渗透效率仅在低含水量下达到，即在很致密，低孔隙度的粘土中，和在稀薄电解液体系中。图9所示计算的效率，因为在全部表面积上为均匀分布，在许多情况下，低估了有效颗粒间隙，而应认是其上限。其理由是，在许多粘土中，尤其是吸附有二价正离子的，单个的粘土片，结合成团状，给出的有效比表面积小于大多数量测方法所确定的。意即图9中的曲线在实际上，应向左偏移。这也与 Barbour 和 Fredlund (1989) 所报导的渗透效率量测值的结果一致，对Regina粘土，和砂-蒙脱土混合物稍小于图9所求得的。

然而，在重超固结粘土和粘土页岩中，渗透驱动水流相对于水力驱动水流可能很大，因其孔隙比低，其水力传导系数也很低。如Olsen (1969, 1972) 所指出，这样的流对地质过程可能是重要的。应予注意，废料存放的致密压实粘土隔墙也可具有渗透薄膜性质。当在有衬里贮放场内部的化学物浓度应大于其外部的，渗透驱动水流应由外向内。

对渗透固结和渗透引起固结已于早些时候作出区分，前者系因孔隙流化学变化发生的颗粒间力变化所引起的，而后者则是由渗压梯度发生的渗流力引起的。引用图4阐释主要由于颗粒间力变化引起的固

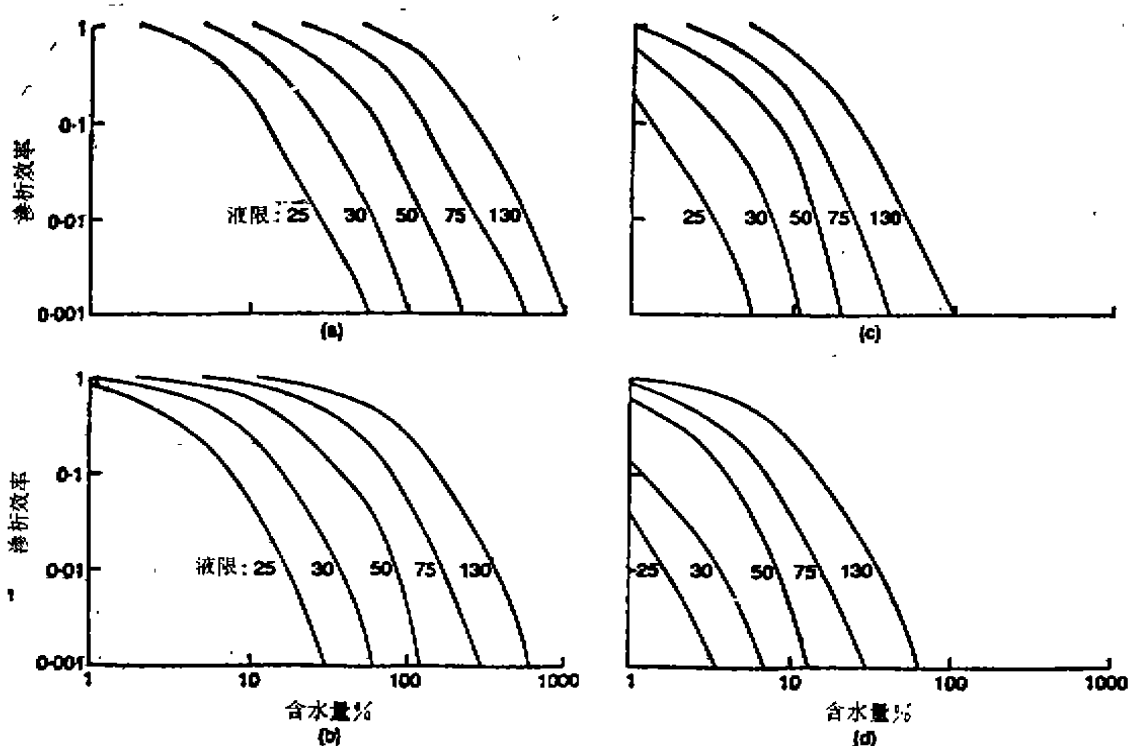


图9 作为含水量函数的土的渗透效率

(a)一价的阳离子, 浓度 $0.01N$

(b)二价的阳离子, 浓度 $0.01N$

(c)一价的阳离子, 浓度 $1N$

(d)二价的阳离子, 浓度 $1N$

结。指出高含水量低密实度粘土较之重超固结和夯实粘土具有更高的可压缩性, 而且遵照, 密实性愈高和压缩性愈低, 则渗透固结愈不重要。这也解释了化学物不协调课题之所以在废物存放的粘土隔墙较之泥浆墙, 不良夯实粘土较之重夯实粘土层更为严重得多。

对电流的耦合影响

把数值代替式(33)的参数指出, 正如预期的那样, 电流完全受电梯度 i_e 支配。于是, 在作用电位差存在下, 即使阴离子和阳离子的动运予以分别考虑, 并考虑由于离子迁移率的影响, 其余各项都是不重要的。然而, 即使土层像开路电路一样作用, 如有水力和或化学流时, 可能有小的电位存在, 已量测在毫伏的量度内。这可以从式(33)使 $I = 0$, 求解 i_e , 如 i_w 或 i_c 有值, 则必定有值。

这些小的电位与流, 与一些过程, 诸如腐蚀和电渗反向流有关。

对化学流的耦合影响

式(34)提供了有关土的化学传递的描述, 包括水力梯度下影响化学流的两项, 一是电力梯度下的化学物传递, 一是化学梯度下的化学物传递。式(34)右侧第一项括号内表示平流传递。正如所预料, 土的渗透效率愈小, 经土的化学流的可能性愈大。同括号内第二项简单反映因流压发展引起电渗反向流形成的平流降低。如前所示, 该流是小的, 除了在非常低的水力和电力传导的粘土内, 其对总流的影响也将是小的。对具有水力传导系数约大于 1×10^{-9} m/s的土, 平流传递是化学流的主要方式。

电驱动力对化学流的重要性有赖于电位梯度。对一单位梯度(即 $1V/m$)下, 化学流量可与具有水力

1994年6月

传导系数约为 1×10^{-9} m/s粘土在单位水力梯度下平流所产生的, 不相上下。电驱动化学流, 对高渗透土较不重要, 对较低 k_a 的土较为重要。对于电驱动化学传递较为重要的情况, 如在以后所讨论的动电废料贮存隔墙的应用中, 阴离子, 阳离子, 以及非离子化学流必需采用如式(26)和(27)阐释的关系, 分别加以研究。

式(34)的最后一个括号量表示在化学梯度下的扩散流。量 D_{ic} 给出正常的扩散流率。第2项表示由粘土渗透效率 ω 形成的对该流的限制, 亦即, 粘土像有效半渗透膜一样作用, 化学物的扩散流受到限制。而, 在 ω 值为低的情况下在土内水力传导系数值小于 1×10^{-9} 到 1×10^{-10} m/s, 对化学物扩散系数在表2所给范围内(即 1×10^{-10} 到 1×10^{-12} m²/s)则藉扩散的化学物传递就较之平流化学传递为大。

用图10, 引自Shackelford(1988)阐释。该图示, 穿经0.91m厚的压实粘土衬层, 具有孔隙度0.5, 和一水力梯度1.33作用于其上, 其平流与扩散化学流在经过时间上的相对的重要性。假定扩散系数为 6×10^{-10} m²/s。经过时间定为排出边溶解物浓度达到上游边的50%所需的时间。可以看出, 对水力传导系数组小于 2×10^{-9} m/s, 在无扩散时经过时间将是很长的。仅有扩散, 则经过时间约为49年。

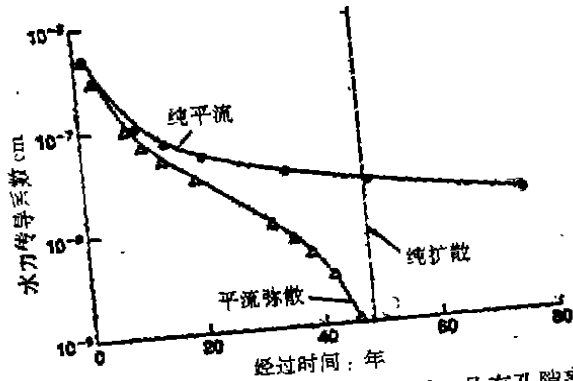


图10 化学流穿经0.91m厚压实粘土衬层, 具有孔隙率为0.5, 和作用其上水力梯度1.33的经过时间, (引自Shackelford, 1988)

大多数压实粘土衬层具有水力传导系数值似在 1×10^{-11} 到 1×10^{-9} m/s的范围内, 后一值为美国环境保护署(US Environmental Protection Agency)对废物贮存应用所允许的上限。在该范围中, 扩散, 较之仅为平流引起的经过时间降低显著。这已为图10中标注为平流-弥散的曲线表明。该计算是由Shackelford(1988)采用著名的平流-弥散方程式(Ogata和Banks, 1961)作出的。式中弥散项包括机械混合和扩散。机械混合在低渗透材料, 诸如压实粘土中是不考虑的。

土工膜

由于土工合成材料薄膜在废料贮存衬垫体系中的应用不断扩大, 对这种特殊材料不加以说明, 我的岩土工程传导现象的分析, 将是不完整的。一个土工合成薄膜材料的通常用法示于图11。这是美国现在施工中的典型双层衬垫体系。其构思是, 土工膜, 通常厚0.5-2mm, 作为液体和化学物传递的主要隔绝层。而后, 下卧压实粘土, 藉其低透水性和吸附性质, 作为延滞穿过薄膜各种流的备用隔层。这些流是因薄膜上的孔隙, 或经原薄膜材料传导经各种途径而形成的。

因而, 薄膜传导特性, 在确定其穿透时间和流率上均是重要的。有关这些性质的资料及其试验方法已由Haxo(1990)汇总, 下面是该文献的概要,

所有聚合物材料都有某种程度的渗透，系因其分子之间存在内在空间，而小分子可经由扩散。藉活泼扩散过程穿经薄膜的渗透与液体不一样。根据Haxo(1990)其过程包括三步：

- (a) 上游表面的溶解或渗透吸附
- (b) 分解材料经薄膜扩散，在稳态下该过程遵循费克定律
- (c) 自下游表面的蒸发或脱吸

气体和水的渗透率。对不同薄膜聚合物类型，变化很大。据 Haxo(1990) 所给数据，气体传递率，对 CO_2 一般为 $100-8000\text{ml}(\text{STP})/\text{m}^2$ ，每日，每大气压，对 CH_4 ， $100-1500\text{ml}/\text{m}^2$ 每日，每大气压；对 N_2 ， $20-125\text{ml}/\text{m}^2$ 每日，每大气压。水的渗透性，对若干类聚合物类型，约在 3×10^{-16} 到 300×10^{-16} m/s，并随穿经薄膜压力差的增加而降低。

当薄膜暴露于有机液体时，就需考虑液体与聚合物的相容性，因为一些有机液体能使聚合物溶胀，而改变其性质。各种聚合物土工薄膜对不同溶液的渗透值Haxo(1990)已给出。其范围在由小于1.0到几百 g/m^2 每日。当薄膜暴露于混合有机溶液时，似因不同化学物而呈不同的传递率。

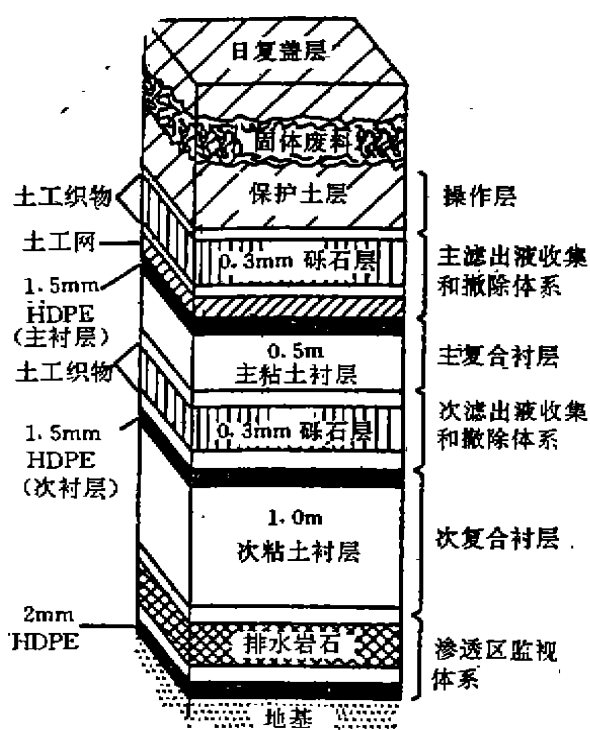


图11 废物贮存双衬层体系。包括土工薄膜和压实粘土部分，结构系加尔福尼亚的Kettleman Hill的废物贮库

原土工薄膜对无机盐如半渗透隔墙作用，亦即，抗溶液中无机阳离子和阴离子的通过，具有有效渗透系数近1.0。但，因水可渗透薄膜，水由一低浓度边，穿经薄膜，到高浓度边是可能的，并已作了量测。据复合双层衬层体系的土工薄膜与下卧粘土交界面情况，已认定有这种类型的水传递。

上述研究的意义是，土工薄膜、在作为好的液流和化学流的隔断层时，并不是不透水的。即使其水传导性和扩散系数低，但因其厚度小，穿经薄膜的时间就可能是很短的。从而，土工合成材料薄膜层以及压实粘土层的传导性质，在分析和设计废物贮放隔层时就必需予以考虑。

热驱动流

根据不可逆热力学推导穿经土的热和水耦合流理论分析的是Taylor和Cary(1964)。Gray(1969)复查了以前的研究,并加入了土热渗透的数据,还分析了热电流。热对饱和土的影响显得很小。测得,热端相对于冷端为正,热电流在每 cm 为 $1-10 \mu A/^\circ C$ 的量级。在饱和土内测到热渗压力仅为零点几 cm 的水头,每 $^\circ C$ 。显然因为化学物的活性系数与不同温度相关,在不同测试中量测了不同方向的纯流。这些小的热电和热-渗影响,在岩土工程课题中是否具有实际意义,尚不得而知。

但,已经确定,热驱动水气流在部份饱和土内可以是大的,并且这些流,在一些课题中诸如地基稳定,膨胀土,热传递,和各种类型的贮存课题中可能是十分重要的。穿经部分饱和土水汽流的理论表明仅能依据于可逆热力学,如Taylor和Cary(1962)所推导的。可能因未能正确表达所有过程和相互作用对这些流估计过低,而未获完全成功。

穿经土热和水汽耦合流应用最广泛的理论是Philip和DeVries(1957)的。研究了液相和汽相两类流。汽相流依赖于热和等热气体扩散能力并为温度和含水量梯度所驱动。液相流依赖热和等热液体扩散能力,并为温度梯度,含水量梯度,和重力所驱动。汽相和液相流的控制方程式为:

$$\frac{q_{vgs}}{\rho_w} = -D_{TV} \nabla T - D_{\theta v} \nabla \theta \quad (39)$$

$$\frac{q_{Ls}}{\rho_w} = -D_{TL} \nabla T - D_{\theta L} \nabla \theta - k_{\theta} i \quad (40)$$

式中, q_{vgs} 是汽体通量密度 ($M/L^2/T$), ρ_w 为水的密度 (M/L^3), T 为温度 (K), θ 为体积水含量 (L^3/L^3), D_{TV} 为热蒸汽扩散系数 ($L^2/T/K$), $D_{\theta v}$ 为等热蒸汽扩散系数 (L^2/T), q_{Ls} 为液体通量密度 ($M/L^2/T$), D_{TL} 为热液体扩散系数 ($L^2/T/K$), $D_{\theta L}$ 为等热液体扩散系数 (L^2/T), k_{θ} 为不饱和水力传导系数 (L/T) 和 i 为垂直方向的单位向量。热蒸汽扩散系数给为

$$D_{TV} = \left\{ \frac{D_0}{\rho_w} \right\} v \alpha (a + f(a) \theta) h \xi \left\{ \frac{d\rho_0}{dT} \right\} \quad (41)$$

等热蒸汽扩散系数给为

$$D_{\theta v} = \left\{ \frac{D_0}{\rho_w} \right\} v \alpha a \left\{ \frac{p_0 h g}{RT} \right\} \left\{ \frac{d\phi}{d\theta} \right\} \quad (42)$$

式中 D_0 为水蒸汽在空气中的分子扩散系数 (L^2/T), v 质量流因数 ($= P/(P-p)$), P 为孔隙空间的总气体压力, p 为孔隙空间水蒸气分压, α 为迂曲因数, a 为体积空气含量 (L^3/L^3), h 为孔隙内空气相对湿度, ξ 为空气充满孔隙内的平均温度梯度与总温度梯度之比, g 为重力加速度 (L/T^2), R 为气体常数 ($F L/M/K$), ρ_0 为饱和水蒸汽密度 (M/L^3), ϕ 为水在土内的吸头(负水头) (L), 对 $0 < a < a_t$, $f(a) = a/a_t$, 对 $a \geq a_t$, $f(a) = 1$ 和 a_t 为液体传导性消失, 或水力传导系数下降到饱和值的某一规定部分时的 a 值。

热液体传导系数, 给为

$$D_{TL} = k_{\theta} \left\{ \frac{\phi}{\sigma} \right\} \left\{ \frac{d\sigma}{dT} \right\} \quad (43)$$

等热扩散系数, 给为

$$D_{\theta L} = k_{\theta} \left\{ \frac{d\phi}{d\theta} \right\} \quad (44)$$

σ 为水的表面张力(F/L)。上列方程式的引用,需要阐释该体系中土的特性的四种有关知识。

- (a)作为含水量函数的水力传导系数
- (b)作为含水量函数的热传导系数
- (c)体积热容量
- (d)作为含水量函数的吸水头

水力传导和吸水头的关系是滞后的这一实际情况使分析复杂,即其关系有赖于土是潮湿的抑或是干燥的。

蒸汽流是由一蒸汽密度梯度驱动离开高温度边界的流,以及由土吸水头改变而反映的孔隙蒸汽湿度变化引起的回流形成的。McMillan(1985)的分析指出,在中等土吸水头值(例如,对砂为几米,对粘土为几十米),热蒸汽扩散占主要,并由热源驱出水份。等温扩散项仅在很高吸水头下,才是重要的。液流包括向着热源的毛细驱动流,和因随温度水表面张力的变化引起的向外的流。McMillan的分析指出,对砂与粘土,等温液体扩散项大于热液体扩散项约4-5数量级。于是,对体积含水量梯度很大时,毛细驱动流占主要。对饱和土,热液体扩散很小,与以前所提到的结论符合,在热梯度下,量测到的水流也是小的。

土的热性质,既可藉许多应用作出足够精确的估计,也可直接量测。Mitchell(1976)给出一些代表值, Mitchell和Kao(1978),和Brandon和Mitchell(1989)研究了热传导系数和影响其因数的量测。表3参数值可用以估计土的热传导系数和热容量。

对非饱和土,在温度梯度作用下,及其引起的含水量梯度下的总水流。等于汽相和液相运动的总和。于是由式(39)-(44)

$$\frac{q}{\rho_w} = - (D_{TV} + D_{TL}) \nabla T - (D_{\theta V} + D_{\theta L}) \nabla \theta$$

$$- k_{\theta} i = - D_T \nabla T - D_{\theta} \nabla \theta - k_{\theta} i \quad (45)$$

式中 $D_T = D_{TV} + D_{TL} \quad (46)$

为热的水扩散系数,和

$$D_{\theta} = D_{\theta V} + D_{\theta L} \quad (47)$$

为等热水扩散系数。

土的热性质

表3

材 料	热传导系数, $W/m/k$	材 料	热容量 $kJ/kg/K$
空 气	0.024	水	4.186
水	0.60	冰	2.093
冰	2.25	矿物	0.710
页 岩	1.56	材料	体积热 * $kJ/m^3/K$
花 岗 石	2.76	非冻土	$\gamma_d(72.4 + 427)(w/100)$
铜	389	冻土	$\gamma_d(72.4 + 213)(w/100)$
土	0.25 - 2.5 (≈ 1.7)		
材 料	溶 化 热 *	材 料	蒸 发 热 *
水	333kJ/kg	水	2.26MJ/kg
土	$3.40 \times 10^4 (w/100) \gamma_d kJ/m^3$	土	$230 (w/100) \gamma_d MJ/m^3$

* r_d 干单位重量, kN/m^3 , ω 含水量%。

式(45)是在非饱和土中热梯度下水份运动的控制方程式, 是Philip和DeVris(1957)所提出的。该式微分和应用连续性要求给出通用水份流微分方程式

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla(D_T \nabla T) + \nabla(D_\theta \nabla \theta) + \frac{\partial k_\theta}{\partial z} \quad (48)$$

土的热传导方程式为

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \nabla \left\{ \frac{k_t}{C} \nabla T \right\} \quad (49)$$

式中 k_t 为热传导系数, 和 C 为体积热容量。热传导系数对体积热含量的比值为热扩散系数 A 。

用Philip和DeVris理论计算的瞬时和稳态温度分布结合于数值模型, 在一些情况下与量测值吻合良好。实际水份运动和分布吻合较差(例如, Abdel-Hadi和Mitchell, 1981, Cameron, 1986)。数值模拟已用变换方法, 有限差分方法, 有限元方法, 和积分有限差分方法完成。这些方法已经Cameron(1986)复查, 重新用吸头, 而不用含水量列出公式, 结合进Walker, Sabey和Hampton(1981)的有限元模型以解求二维课题。

(待续)

书 讯

《岩土工程治理手册》最近由辽宁科学技术出版社出版

中国工程勘察大师林宗元教授主编的《岩土工程治理手册》最近由辽宁科学技术出版社出版。参加编审工作的有建筑、兵器、有色、冶金、水利、铁道、机械、航天、电子、化工、煤炭、港口等系统的四十多个单位、七十多位专家教授和研究员。手册基本反映了我国各类岩土工程治理技术的设计、施工和检测检验的方法、经验和新水平。其中有几种方法是国内首次列入手册的。

本手册共分4篇36章, 共计约190万字, 有插图近1000幅, 公式700多个, 表700多张。第1篇总论; 第2篇地基加固, 包括换(填)土处理、复合地基设计、土桩与灰土桩、石灰桩、砂桩、干法碎石桩、振动水冲、深层搅拌、废渣混凝土桩、高压喷射注浆、灌浆、预压排水固结和强夯等共13章; 第3篇桩基础、基坑与边坡加固, 包括钻、冲、抓、挖孔桩、沉管灌注桩、静压桩、地下连续墙、板桩墙、锚固、螺旋锚、土钉、土工合成材料的应用和降排水工程等共10章; 第4篇特种岩土工程, 包括托换、房屋与构筑物纠偏、盾构、顶管、沉井与沉箱、尾矿坝建造与治理、坝基置换、土石坝加固、地下工程防水和填海岩土工程共10章。

各章内容基本包括如下七个方面: ①概述; ②对勘察的技术要求; ③机理(或原理); ④设计计算; ⑤施工工艺及施工中应注意的事项(包括常见事故的防治); ⑥质量与效果检测; ⑦典型工程实例。

本书每册定价80.00元, 外加发行费10%, 共计88.00元。购买者可与100053北京573信箱8分箱中国工程勘察协会李浩良同志联系, 联系电话:(北京)3038601转253。

(中国工程勘察协会 王长科 供稿)