



普通高等学校水电工程类专业教学指导委员会推荐使用教材

高等学校教材

土体沉降与固结

河海大学 殷宗泽 主编



中国电力出版社

普通高等学校水电工程类专业教学指导委员会推荐使用教材

高等学校教材

土体沉降与固结

河海大学 殷宗泽 主编

江苏工业学院图书馆
藏书章

中国电力出版社

内 容 提 要

本书详细介绍了土体的压缩性质,地基沉降计算的理论和方法,侧向变形对沉降的影响,太沙基一维固结理论和比奥三维固结理论的建立及其应用;也简略介绍了弹塑粘性土的一维固结理论;此外,还讲了非饱和土的压缩性、应力变量和固结理论。从基本理论入手,讲解了那些相对来说较成熟的新理论和新发展,以使读者对土体沉降和固结的规律有系统深入的了解。本书为岩土工程及相关学科研究生教材,也可作为工程技术人员的参考。

图书在版编目(CIP)数据

土体沉降与固结/殷宗泽主编.-北京:中国电力出版社,1998

高等学校教材

ISBN 7-80125-485-6

I. 土… II. 殷… III. ①地基-压密-高等学校-教材
②地基处理-高等学校-教材 N. TU472

中国版本图书馆 CIP 数据核字(97)第 19153 号

中国电力出版社出版

(北京三里河路 6 号 邮政编码 100044)

北京鑫正大印刷厂印刷

新华书店北京发行所发行·各地新华书店经售

1998 年 5 月第一版 1998 年 5 月北京第一次印刷

787 毫米×1092 毫米 16 开本 5 印张 109 千字

印数 0001—1000 册 定价 5.70 元

版 权 专 有 翻 印 必 究

(本书如有印装质量问题,我社发行部负责退换)

前 言

土体的沉降是地基基础工程中的基本课题。对于一般建筑物地基，分层总和法计算沉降，太沙基一维固结理论估计沉降随时间的变化已能满足设计要求，然而随着现代建筑工程的发展，特别是大型结构、高层建筑、高速公路、地下建筑等的迅速崛起，要求更准确地计算地基沉降，预测沉降随时间的变化。这就需要更深入地探讨土体压密机理，压密规律和压密过程。影响土体压密的因素很多，除了非线性变形特性外，应力历史、应力路径、侧向膨胀、饱和程度等都有明显影响。本书拟介绍这方面的研究进展。这里所指的介绍，不是指对近期研究成果的综合评述，而是对相对较成熟的理论作系统的讲解。为了阐述的系统性和完整性，也回顾了有关的基础知识和基本理论。本书是水电工程类高等院校拟编写的土力学理论研究生系列教材之一。

本书共分5章，第一、二和五章由河海大学殷宗泽编写，第三、四两章由香港理工大学殷建华编写，全书由殷宗泽统稿。河海大学姜朴为本书主审。他提出了宝贵的修改意见，谨表示衷心感谢。

编 者

1997年12月

EA96/02

目 录

前 言

第一章 土的压缩性	1
第一节 土体中三相的压缩性	1
第二节 压缩试验与压缩曲线	2
第三节 对数压缩曲线	4
第二章 地基的沉降	11
第一节 沉降计算基本方法	11
第二节 侧向变形对沉降的影响	16
第三节 按弹性理论计算沉降	18
第四节 砂土地基的沉降计算	23
第五节 考虑应力路径的沉降计算	25
第六节 沉降随时间的变化	28
第三章 土的一维固结理论	30
第一节 概述	30
第二节 太沙基一维固结方程	30
第三节 固结微分方程的解	32
第四节 固结系数的测定	34
第五节 外荷载随时间变化的单向固结	37
第六节 弹塑粘性固结分析理论	39
第四章 二维与三维固结理论	43
第一节 比奥三维固结理论	43
第二节 太沙基—伦杜立克固结理论	46
第三节 两种三维固结理论的比较	47
第四节 轴对称固结问题	49
第五节 固结问题的有限元解法	52
第五章 非饱和土的压密与固结	58
第一节 概述	58
第二节 土中的吸力	59
第三节 非饱和土的压密	63
第四节 非饱和土的固结	68
参考文献	73

第一章 土的压缩性

压缩有两种概念：一是长度的缩短，叫线缩；一是体积的缩小，叫体缩。饱和土在无侧向限制条件下受竖向荷载，会产生竖向压缩，这仅仅是线缩，是由侧向膨胀变形引起的。在水未排出前，土体的体积不改变，无体缩。在这里体缩与线缩是不相同的。但若土体侧向变形完全限制，又允许排水，则受荷后的竖向线缩就与体缩完全一致了。

本章以及一般土力学教材和文献中，讲土的压缩性，指的是体缩。但研究体缩的手段，往往是通过无侧向变形条件下的压缩试验，量测竖向线缩，进而推算出体缩的。

地基的沉降是线缩。它可以由土体的体积收缩引起，也可以由形状改变（剪切变形）引起，但主要是前者。因此，在讲地基沉降之前，首先介绍土体的压缩性。

第一节 土体中三相的压缩性

土由土粒（固相）、水（液相）和空气（气相）三相组成。土体的变形特性不同于金属，也不同于混凝土，就是由于它存在着三相。研究土的变形，计算土体的压缩量，不能不从分析这三相的变形着手。

一、固相

土粒很坚硬，受力后变形很小，从工程意义上来讲，可以忽略其变形，认为土粒是不可压缩的。土粒与土粒之间相互连接形成土骨架。这种连接较脆弱，受力后，土骨架是可以变形的。土粒和土骨架尽管讲的都是土中的固相，但两者含意不同。土粒指的是一个个的没有联系的颗粒，而土骨架指的是土粒连接所成的系统。所谓土体的变形，实际上就是指土骨架的变形。

从土粒排列情况的变化来分析，土体受力变形的过程大体如下。

1. 土粒的挤紧

粘性土颗粒外围是一层薄膜水。土粒间的接触往往是以薄膜水为中介，通过薄膜水将力传给相邻土粒。受力后，接触点处的薄膜水部分地被挤开，土粒靠得更紧，总体上就表现为土体的压缩，如图 1-1 所示。当外力卸除后，颗粒接触点处的薄膜水能恢复到原来的厚度，土粒间的相对位置又恢复到原状。因此，处在这一阶段，变形是弹性的。

2. 土粒弯曲及土粒连接形状的扭曲

粘土颗粒往往成片状，受力后可能弯曲，此时土粒连接所构成的孔隙的形状也可能扭

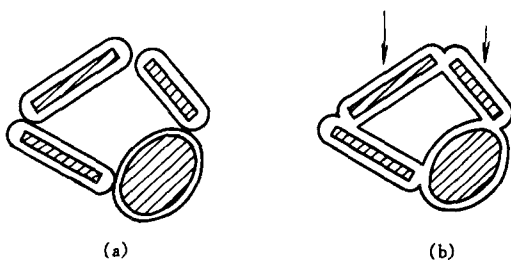


图 1-1 土粒挤紧

(a) 受力前；(b) 受力后

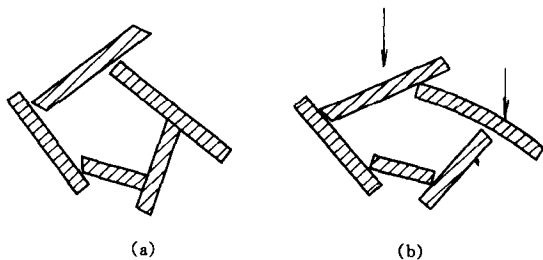


图 1-2 颗粒弯曲和孔隙扭曲
(a) 受力前; (b) 受力后

曲;如图 1-2 所示,某些原来接近矩形的孔隙可能成为平行四边形。若土粒弯曲不大,孔隙扭曲不大,在外荷卸除后,仍能恢复原状,在总体上就表现为弹性变形;若卸荷后不能恢复原状,则为塑性变形。也可能部分地恢复,则弹性和塑性变形皆有。

3. 土粒间错动

随着荷载进一步增大,部分土粒落入原来孔隙中,如图 1-3 所示。图中土粒 A 和 B 之间发生了错动滑移。尽管总体上,土体并未

剪切破坏,甚至所施加的是各向相等的球应力,没有剪应力,但从微观上来说,接触点处可能是受剪的,甚至可能剪应力达到抗剪强度,使接触点处发生滑移,滑移后,荷载卸除时就无法再使颗粒恢复到原来的位置,因此,变形是塑性的。颗粒受压后也可能破碎,当然是塑性变形。

二、液相

土中的水,压缩性也很小,可以认为是不可压缩的。在饱和土体中,土的压缩必须与水的挤出相联系。只有水被挤出,土骨架才能压缩。而粘性土中水的挤出是需要时间的,这取决于土的渗透性。水的存在使骨架的压缩延缓。

三、气相

土中的空气具有两重性质:一是可以压缩,二是可以流动排出。这两种性质都会导致土体的压缩。土孔隙中的空气,就像无数的小气球,受力后气球立即收缩;另一方面收缩后的气球的气压升高,与外界大气之间形成压差,就使空气逐步流出。气体的压缩虽然也有一个过程,但很短,可以认为是立即完成的;气体的排出,对砂土、砾石也是较快的,但对粘性土则要一个较长的过程。非饱和土受压后,一部分变形是立即完成的,就是由于空气的压缩;而另一部分变形则缓慢进行,这是孔隙中的水和空气的逐步排出。

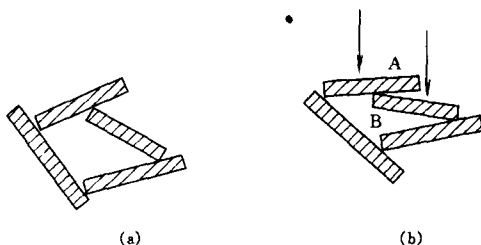


图 1-3 土粒错动
(a) 受力前; (b) 受力后

第二节 压缩试验与压缩曲线

一、压缩系数

研究土的压缩性和测定压缩性指标的基本仪器是单向压缩仪,也称固结仪,如图 1-4 所示。试样置于金属的压缩环内,上下放透水石。竖向荷载通过透水石逐级施加于试样。每级荷载增量约为已加荷载总和。由于压缩环的限制,试样无侧向变形,只有竖向变形。每级荷载施加待变形稳定后,测压缩变形量 ΔS 。一般试样厚 2cm 取 24h 作为稳定时间。将 ΔS

再换算成相应的孔隙比 e 。点绘孔隙比 e 与荷载 p 之间的关系曲线，称为压缩曲线，如图 1-5 所示。曲线的陡缓反映了土体压缩性的高低，故用其斜率作为土体压缩性的指标，称为压缩系数，习惯上以字母 a 表示。单位为 MPa^{-1} 。

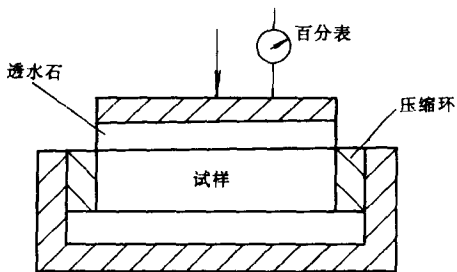


图 1-4 压缩试验

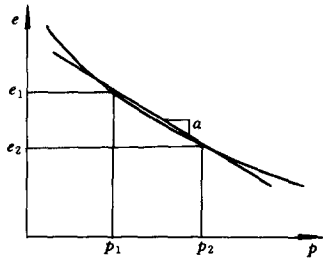


图 1-5 压缩曲线

$$a = \frac{-\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad (1-1)$$

图中可见，压缩曲线并不是直线，其斜率 a 随荷载增大而减小，不是一个常数。为了便于比较各种土的压缩性，工程中规定压力从 100kPa 变化到 200kPa 时的斜率 a_{1-2} 为标准的压缩系数，并按下述数值范围划分土体压缩性的高低：

- < 0.1MPa⁻¹ 低压缩性
- (0.1 ~ 0.5)MPa⁻¹ 中等压缩性
- > 0.5MPa⁻¹ 高压缩性

对于一种土来说，影响其压缩性的最显著的因素还是受压历史。在做压缩试验时，若加荷到某一压力 p_c ，待变形稳定后退荷到压力 p_1 ，然后再加荷，则 $e \sim p$ 曲线如图 1-6 中 BCDE 折线所示。其中 BC 为原压曲线，CD 为回弹曲线，DE 为再压曲线。从图中可见，再压曲线要比原压曲线平缓得多，即压缩系数小得多。B、D 两点对应同一压力 p_1 ，若加相同的压力增量，D 点所对应的状态压缩量要小得多。这是因为它历史上曾受到过比较大的应力 p_c ，在退回到 p_1 时，只有一部分变形可恢复，即弹性变形；另一部分变形不可恢复，为塑性变形。处在 B 点，尚未发生过塑性变形；处在 D 点已经发生过塑性变形，并保留下这种不可恢复的变形，在再加荷时自然压缩量大大减小。在退荷再加荷过程中，一般仍有小量塑性变形，在同一压力 p_c 下，E 点略低于 C 点。但实用上常忽略其间的差别，假定两者为同一点。当再加荷超过历史上最大压力 p_c 后， $e \sim p$ 关系又落到原压曲线上，如图中 EF 线所示。

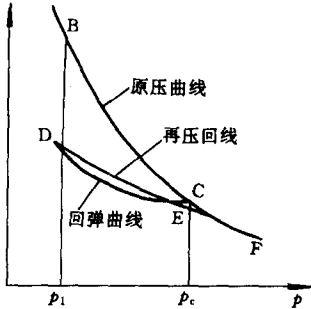


图 1-6 回弹再压曲线

二、压缩模量与变形模量

由压缩试验测得的试样压缩量 ΔS 换算成竖向应变 ϵ_z ($\epsilon_z = \frac{\Delta S}{h}$ ， h 为试样高度)，点绘

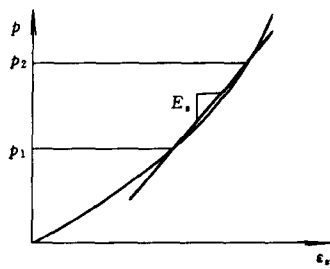


图 1-7 $p \sim \epsilon_v$ 关系曲线

压力 p 与 ϵ_v 关系曲线, 如图 1-7 所示, 其斜率 E_s 称为压缩模量, 单位为 MPa

$$E_s = \frac{p}{\epsilon_v} \quad (1-2)$$

通常把某种应力与应变之比叫模量, 这里是在侧向完全限制, 即无侧向变形条件下, 竖向应力与竖向应变之比, 是一种特殊的模量, 称为压缩模量。

在无侧向变形条件下

$$\epsilon_v = \epsilon_v = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} = \frac{-\Delta e}{1 + e_1} \quad (1-3)$$

式中 ϵ_v ——体积应变。

由上面几个式子不难推得

$$E_s = \frac{1 + e_1}{a} \quad (1-4)$$

显然, E_s 也随应力而变。通常土工试验成果中给出的 E_s , 也是指 p 从 100kPa 变化到 200kPa 的压缩模量值。

地基中的土往往不是单向变形, 而是存在侧向变形。这就需要用二维或三维的变形理论, 其中最简单的就是广义虎克定律。它含有弹性模量和泊松比两个参数。它们是在完全无侧向限制的条件下试验确定的, 相当于土工中的单轴无侧限压缩试验。施加竖向应力 p , 测得这种条件下的竖向应变 ϵ_v^* 和侧向应变 ϵ_r^* (侧向必为膨胀应变), 则弹性模量 E 和泊松比 ν 分别由下两式定义

$$E = \frac{p}{\epsilon_v^*} \quad (1-5)$$

$$\nu = \frac{-\epsilon_r^*}{\epsilon_v^*} \quad (1-6)$$

由于土体的变形一般不完全是弹性的, 还包含了塑性变形, 故土工中常将弹性模量称变形模量。

由广义虎克定律可推得压缩模量 E_s 与弹性参数 E 和 ν 的关系

$$E_s = \frac{E}{1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}} \quad (1-7)$$

第三节 对数压缩曲线

一、压缩指数

将压缩试验所得结果点绘在半对数纸上, 得 $e \sim \lg p$ 关系曲线, 如图 1-8 所示。其原压曲线基本上是一条直线。其斜率 C_c 可反映土体压缩性的高低, 叫压缩指数

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \lg p} \quad (1-8)$$

C_c 是个无因次的量。

土体的压缩性与土体的密实程度有关。反映密实程度的物理性指标有孔隙比 e ，粘性土的含水量 w 或液限含水量 w_L ，已经提出了一些由物理性指标估计 C_c 的经验公式。其中以太沙基和派克提出的公式应用最广。对于原状土，相当于现场压缩曲线的压缩指数

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \quad (1-9)$$

此式对一般粘性土都是较好的。但对灵敏粘土，灵敏度高于 4.0 者，不宜使用；对于重塑土

$$C_c = 0.007(w_L - 10) \quad (1-10)$$

其误差范围为 30%，在缺试验资料时，可用上两式估计。

此外还有一些经验公式有地区性，如美国芝加哥粘土

$$C_c = 0.01w \quad (1-11)$$

$$\text{或} \quad C_c = 0.208e + 0.0083 \quad (1-12)$$

有机质土，泥炭

$$C_c = 0.0115w \quad (1-13)$$

北大西洋深海粘土

$$C_c = 0.02 + 0.014I_p \quad (1-14)$$

式中 I_p ——塑性指数。

以上公式可供参考。

如果做卸荷回弹与再压缩试验，所得 $e \sim \lg p$ 关系曲线要比原压曲线平缓，也示于图 1-8 中。再压与回弹稍有不同，通常假定它们一致，用一直线来表示。该直线的斜率 C_c 为回弹再压时的压缩指数，叫再压指数。

二、正常固结与超固结

当前的应力所处的状态是在原压曲线上还是再压曲线上，其压缩性是不一样的。为了区别，提出了正常固结和超固结的概念。如果历史上没有受过比当前有效应力更大的应力，称作正常固结状态，相应的土叫正常固结土；如果历史上曾受过比当前更高的有效应力，则称为超固结状态，相应的土叫超固结土。

定义前期固结压力——历史上曾经受到过的最大有效应力，以 p_c 表示。则正常固结土，当前有效应力 $p = p_c$ ；超固结土， $p < p_c$ 。显然，正常固结土的孔隙比处在原压曲线上，超固结土处在回弹再压曲线上。

为了说明超固结的程度，提出了超固结比的概念。其定义为前期固结压力 p_c 与当前有效应力 p 之比，以 OCR 表示

$$OCR = \frac{p_c}{p} \quad (1-15)$$

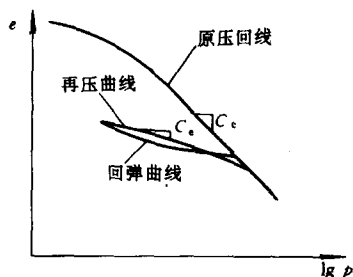


图 1-8 对数压缩曲线

若 $OCR=1$, 为正常固结土; $OCR>1$, 为超固结土。 OCR 不能小于 1。土的 OCR 值愈高, 其超固结的程度愈高。

值得注意的是, 所谓正常固结土和超固结土是相对的, 决定于当前有效应力。同一块土若当前有效应力较高, 达到前期固结压力, 就是正常固结土; 反之, 若当前有效应力较低, 低于前期固结压力, 则成了超固结土。

三、前期固结压力的确定

从地基中取出土样做压缩试验所得出的 $e \sim \lg p$ 曲线, 一般在压力较大时才呈直线, 而在压力较小时呈曲线, 如图 1-8 所示。这是因为土样在地基中受到自重应力, 取样做试验时应力释放, 成了超固结土, 在试验加荷的初期阶段为再压曲线, 故较平缓。随着荷载的逐步增加, 曲线渐陡, 当达到前期固结压力时成为正常固结土, $e \sim \lg p$ 曲线才转为直线。试验曲线形状的变化是以前期固结压力为转折的, 因此, 可根据曲线的形状来确定前期固结压力 p_c 。

对于地层中的原状土来说, $e \sim \lg p$ 曲线由再压转为原压的转折点处的压力, 就是前期固结压力。然而试样在试验切削过程中受到扰动, 试验所得的 $e \sim \lg p$ 曲线由再压转为原压就不那么明显, 而且曲线斜率变化最剧烈处所对应的应力往往小于前期固结压力。这给确定前期固结压力带来了困难。不少学者为之努力, 提出了许多经验的确定方法。然而应用最广者仍为卡萨格兰德 (Casagrande) 1936 年提出的方法。这里仅介绍该法。其步骤如下。

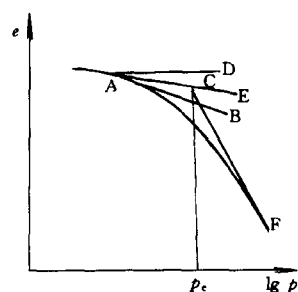


图 1-9 确定前期固结压力

- (1) 从试验曲线上找出曲率最大的点 A, 如图 1-9 所示。
- (2) 过 A 作切线 AB' 和水平线 AD。
- (3) 作 $\angle BAD$ 的平分角线 AE。
- (4) 从曲线下段作切线 FC, 直线向上延长交 AE 于点 C。C 点所对应的横坐标为 p_c 。

四、拟超固结

有些土层在其沉积历史上并没有受到过大的荷载, 然而取土样作试验所得出的前期固结压力却较高。有些上层土层的前期固结压力高于下层土层, 尽管其自重固结压力低于下层土层。这些表明, 荷载并不是引起超固结的唯一因素。造成超固结的其他因素有以下几个。

1. 干燥

水分蒸发, 地下水位下降, 土层成为非饱和的, 毛细压力的作用使孔隙水压力为负, 从而产生吸力。本书第五章中将会讲到, 这种吸力相当于有效应力作用于土骨架, 就使前期固结压力提高, 土成为超固结土。

软土地基的表面常有一层较坚硬的土层, 叫硬壳层, 就是日晒蒸发的结果。其超固结比高, 压缩性低, 强度高。若硬壳层有足够的厚度能用作持力层, 应尽可能利用。

2. 化学作用

土壤薄膜水在土的粘结性方面起着关键作用。化学变化, 改变了薄膜水中的离子成分和浓度, 也就改变颗粒连接处的胶结力。化合价高的阳离子, 取代化合价低的阳离子, 或阳离子浓度提高, 都会提高颗粒间的粘结力。在荷载作用下, 颗粒间不易移动, 变形就较

小，出现类似超固结的现象。

3. 时间

粘性土受荷，待孔隙水压力完全消散后，变形仍会长时间发展，这便是次固结。由于次固结的作用，同一有效应力 p 会对应不同的孔隙比 e 。历时短，孔隙比高；历时长，孔隙比小。格罗福德 (Grawford) 曾用不同的加荷历时作压缩试验，得出如图 1-10 所示结果。图中曲线 a，每级加荷在前级荷载主固结完成时进行；曲线 b，每级加荷与前级加荷相隔一昼夜；曲线 c，两级荷载的时间间隔为一星期（图中纵坐标为竖向应变）。由图可见荷载历时愈长，曲线愈低，即孔隙比愈低。

根据图 1-10 中的结果可以推论，如果每两级荷载之间间隔 1 年、100 年、10000 年，则曲线会更低，以孔隙比 e 为纵坐标示于图 1-11 中。

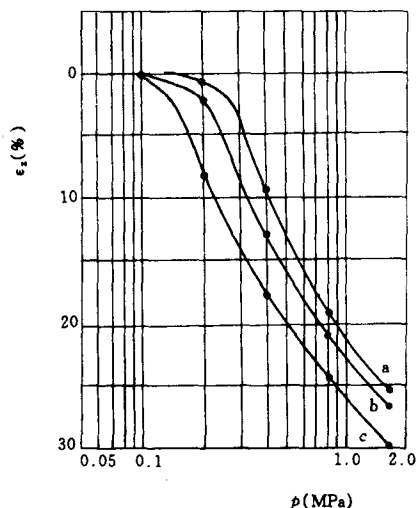


图 1-10 加荷历时对压缩的影响

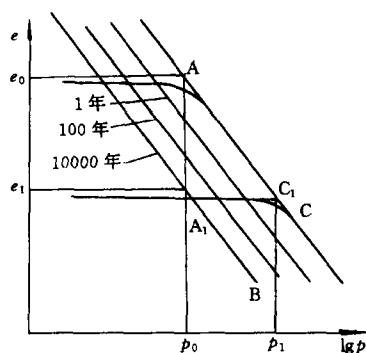


图 1-11 时间效应对前期固结压力的影响

设一粘土层为新沉积的，在自重作用下刚完成主固结，可叫新的正常固结粘土。其自重应力为 p_0 。对这种土取试样作压缩试验，所得前期固结压力为 $p_c = p_0$ 。相应孔隙比为 e_0 。若该土层沉积后历时 1 万年，由于次固结作用相应孔隙比成为 e_1 ，把它叫老粘土。其自重应力仍为 p_0 。取土作压缩试验，当加荷到 p_0 时，以再压曲线到达图中点 A_1 。若以后加荷每一级荷载增量施加后等一万年再加下一级荷载增量，则 $e \sim \lg p$ 曲线沿 A_1B 发展，斜率较大。对于建筑物来说，这显然无用；若以后加荷按常规方法，荷载增量的时间间隔为 24h，则将以再压曲线延伸到点 C，到达原压曲线上，才会以正常固结土的斜率发展。若假定再压曲线到原压曲线是突然转折的，以点 C_1 表示转折点，相应于 C_1 点的应力为 p_1 。这时的前期固结压力为 $p_c = p_1$ 。可见由于沉积时间的延长，土层的前期固结压力增加，土由正常固结状态变成了超固结状态。

此外，还有一些其他因素也可能引起超固结。通常把荷载而外的因素所引起的超固结称作拟超固结，或似超固结，或准超固结。不过，不管什么因素引起的超固结，在变形特性上所产生的效果是一致的。

五、对数压缩曲线的形态

压缩曲线的形态实际上反映了土压缩性的性状。有不少因素影响对数压缩曲线的形态。

1. 土的扰动

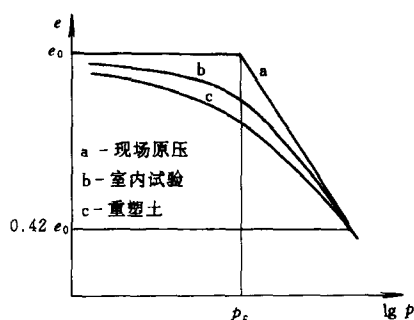


图 1-12 扰动对压缩曲线的影响

天然沉积的正常固结土， $e \sim \lg p$ 曲线基本上是一条直线，如图 1-12 中 a 线所示。对同一种土，如果重塑后再做压缩试验，则曲线就平缓得多，如图 1-12 中 c 线所示。其差别在于结构受到扰动。扰动破坏了原来的结构，在同一荷载下土颗粒排列得更紧，孔隙比降低，因而压缩性也降低。

从地基中取原状土，到实验室切成土样置于压缩仪中，经历了两方面的变化：一是应力释放，由正常固结土变成超固结土；另是土样受到扰动。图 1-12 中曲线 b 就是室内试验结果。如果仅仅是应力释放，再压曲线会延伸到接近前期固结压力，然后较快地转到原压曲线上。然而试验曲线有相当长的渐变过渡段，甚至在相当高的压力下仍不与原压曲线相交。这就是扰动的结果。

无论是重塑土还是受到一定扰动的原状土，大体都在纵坐标为 $0.42e_0$ 处与原压曲线完全相交，并沿原压线向下延伸。 e_0 为初始孔隙比。

2. 土的结构性

灵敏粘土的 $e \sim \lg p$ 曲线往往呈如图 1-13 所示的形状。在前期固结压力之前的再压曲线较为平缓，一旦达到前期固结压力，曲线急剧下降，再略转平缓而接近直线。这种土往往是絮状或绒团状结构，颗粒接触点处有一定的胶结力，能承受一定的压力而变形较小，使初期加荷阶段曲线平缓；当荷载超过前期固结压力，土的结构破坏后，土粒排列改变，孔隙比就急剧降低，而出现陡峭的曲线形状。这种土的含水量较高，常超过其液限。

由于曲线出现反弯的形状，前期固结压力的确定难以按卡萨格兰德方法进行，许多其他方法也难奏效。幸好它在前期固结压力处急剧转折，故可用该处前后两曲线的切线延长相交来确定，如图 1-13 中所示。

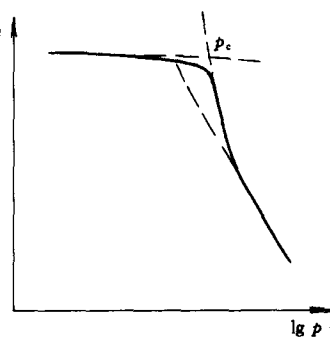


图 1-13 灵敏粘土压缩曲线

3. 荷载增量比

荷载增量的大小对压缩试验结果有明显的影响。辽那茨(Leonards)等人曾用墨西哥城粘土做不同荷载增量比下的压缩试验。点绘压缩量随时间发展的关系曲线，如图 1-14 所示。图中 3 条曲线所用的荷载及荷载增量，列于表 1-1。曲线上的圆点表示在该点所测孔隙水压力为 0。在本书第三章中将讲到，这就是主固结与次固结的分界点。图中可见，时间对数曲线上三者有较大差异，而且只有荷载增量比较大，为 1.0 时，主次固结分界处才出现反弯转折。

不同荷载增量比对 $e \sim \lg p$ 曲线也是有明显影响的，如图 1-15 所示。荷载增量比高，对土结构的冲击力大，受到破坏重新调整位置的可能性大，因而压缩量大。

表 1-1

几种荷载增量比

曲 线	p (kPa)	Δp (kPa)	$\Delta p/p$
a	19.62	19.62	1.0
b	39.24	9.81	0.25
c	716.13	156.96	0.22

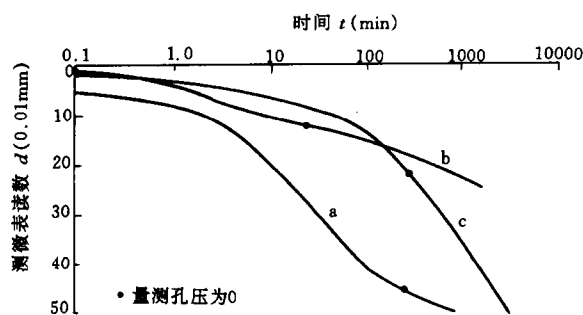
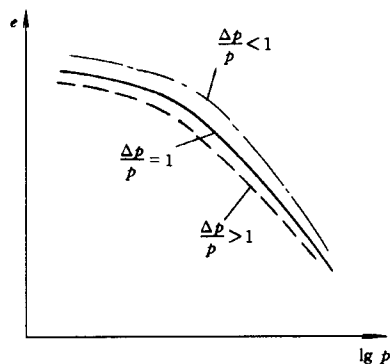


图 1-14 不同荷载比的时间对数关系

图 1-15 荷载增量比对 $e \sim \lg p$ 的影响

为了试验标准的统一，土工试验规程一般规定荷载增量比约为 1.0。

六、现场压缩曲线

由于取样切土过程中的扰动，室内试验所得压缩曲线已不同于现场地基中的情况，如图 1-12 所示。为了在沉降计算中能更好地反映地基中的实际情况，应根据试验曲线作出现场压缩曲线。

1. 正常固结土

先由试验曲线以前述方法确定前期固结压力 p_c ，若当前的自重应力 $p_0 = p_c$ ，为正常固结土。同时测出土体的初始孔隙比 e_0 。假定在取样、拆卸和切样过程中，尽管应力退至 0，由于暴露时间短，来不及膨胀回弹，则所测得的 e_1 就是地基土在 p_c 作用下的孔隙比。由 p_c 和 e_0 可在 $e \sim \lg p$ 坐标中确定一点 A，如图 1-16 所示。再由试验曲线向下延伸到纵坐标为 $0.42e_0$ 处确定一点 B。前面讲到，不管土样扰动程度如何，都在 $0.42e_0$ 处与原压曲线相交，故点 B 为现场原压曲线上的另一点。连接 AB 即为现场压缩曲线。

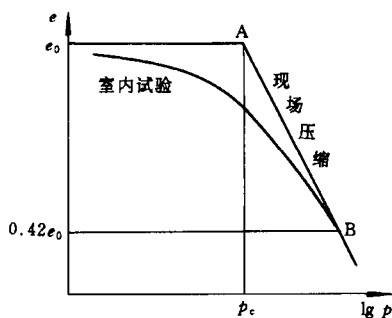


图 1-16 正常固结土现场压缩曲线

2. 超固结土

从地基中取土作压缩试验，绘 $e \sim \lg p$ 曲线如图 1-17 所示。用前述方法确定前期固结压力 p_c 。而当前地基中取土处的自重应力 $p_0 < p_c$ ，为超固结土。测出初始孔隙比 e_0 。由 p_0 和 e_0 可在图中定出点 A，为地基中土当前的应力变形所处状态。当建筑物荷载施加后，将首先沿再压曲线发展，压力到达 p_c 后转到原压曲线上。为了求得再压曲线的斜率，试验时可加荷

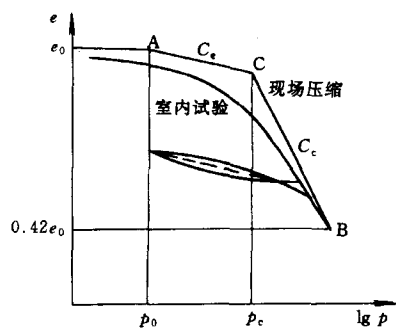


图 1-17 超固结土现场压缩曲线

到适当压力，略超过 p_c ，卸荷回弹，再加荷，得回弹再压曲线。其平均斜率为再压缩指数 C_e 。试验表明，在不同压力下回弹再压缩，所得 $e \sim \lg p$ 曲线大体平行，由此可以假定试验所得再压缩指数 C_e 与现场再加荷是一致的。从 A 点以 C_e 为斜率作直线，与横坐标为 p_c 的竖线相交于点 C。该点即现场再压曲线的终点，也是现场原压曲线的起点。又从试验曲线的下部，纵坐标为 $0.42e_0$ 处，定点 B。前面提到它是扰动土与原状土原压曲线的交点，故现场原压曲线也必通过该点。连接 CB 则为现场原压曲线。建筑物荷载作用下，地基中的

的实际压缩过程就是沿 ACB 折线发展的。

$e \sim \lg p$ 曲线与 $e \sim p$ 曲线相比，有如下优点：

- (1) 用直线来拟合试验的原压和再压曲线更符合实际。
- (2) 可以确定前期固结压力，从而分出正常固结和超固结。
- (3) 从曲线的形态可以反映扰动和其他因素对土体压缩性的影响。
- (4) 可用试验曲线推估现场实际的应力变形关系曲线。

$e \sim \lg p$ 曲线的特点正越来越被我国工程界所了解，必将在工程设计中得到推广。

第二章 地基的沉降

第一节 沉降计算基本方法

沉降计算方法虽已提出许多种,但工程中广为采用的还是以一维变形假定为基础的分层总和法和 $e \sim \lg p$ 曲线法。本节力求讲清它们的原理、区别及应用中的一些问题。

一、分层总和法

由压缩曲线可知,土体的变形是非线性的,所受压力愈大,土体愈密实,压缩性愈小。地基不同深度处的应力不同,压缩性大小也不同。分层总和法,是将地基沿深度分成若干分层,分别计算各分层的压缩量,累加得地基总压缩量,也就是基础沉降量。

对于每一分层,压缩量为

$$S_i = \epsilon_z h = \epsilon_v h \quad (2-1)$$

式中 h ——分土层厚度。将式 (1-3) 代入,得

$$S_i = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h \quad (2-2)$$

由初始应力 p_1 (即自重应力) 从 $e \sim p$ 曲线上找得对应的孔隙比 e_1 , 由终了应力 (即自重应力与附加应力之和) 找得对应的孔隙比 e_2 , 如图 1-5 所示, 由上式即可求得各分层压缩量 S_i , 累加起来得总的压缩量

$$S = \sum S_i \quad (2-3)$$

用式 (1-1) 和式 (1-5) 可将式 (2-2) 表示成

$$S_i = \frac{a \Delta p}{1 + e_1} h \quad (2-4)$$

或

$$S_i = \frac{\Delta p}{E_s} h \quad (2-5)$$

还可将其表示成

$$S_i = m_v \Delta p h \quad (2-6)$$

$$m_v = \frac{a}{1 + e_1} \quad (2-7)$$

式中 m_v ——体积压缩系数。

压缩系数 a 和压缩模量 E_s 有两种确定方法: ①根据加荷前后的实际应力; ②取 $p_1 = 100 \text{ kPa}$, $p_2 = 200 \text{ kPa}$ 的值 a_{1-2} 和 $E_{s,1-2}$ 。后一种方法较简单, 但近似程度更大一些, 现已有不少设计规范规定用实际应力确定 a 和 E_s 。

上述分层总和法实际上包含了许多假定:

(1) 变形是一维的, 即没有侧向变形。

(2) 应力应变关系是线性的; 若用 a_{1-2} 和 $E_{s,1-2}$, 则同一种土的不同分土层的应力应变

参数甚至都是一致的。

(3) 计算附加应力时, 把整个地基作为均质线弹性体。

(4) 不考虑应力历史对沉降的影响。

分层总和法算得的沉降与实测常有相当大的出入, 为此不少设计规范用修正系数来改善计算。建筑地基基础设计规范所给的沉降量公式为

$$S = \Psi_s p_0 \sum \frac{1}{E_s} (z_i \alpha_i - z_{i-1} \alpha_{i-1}) \quad (2-8)$$

式中 p_0 ——基底附加应力;

E_s ——按实际应力范围确定;

z_i ——第 i 分层底面到基底面的深度, 如图 2-1 所示;

α_i ——到 i 层底面为止的附加应力沿深度分布图的面积 (图中 OIJB) 与 $p_0 z_i$ (图中矩形 OIKB 的面积) 之比; i 层附加应力分布图的面积便是 $p_0 (z_i \alpha_i - z_{i-1} \alpha_{i-1})$, 用它来代替该层平均附加应力 Δp 与厚度 h 之乘积, 可稍稍提高计算精度;

Ψ_s ——沉降修正系数。它变化于 0.2~1.4, 由经验确定。规范给出了它与 E_s 和 p_0 的关系, 实际上是要在一定程度上反映侧向变形以及应力历史的影响。

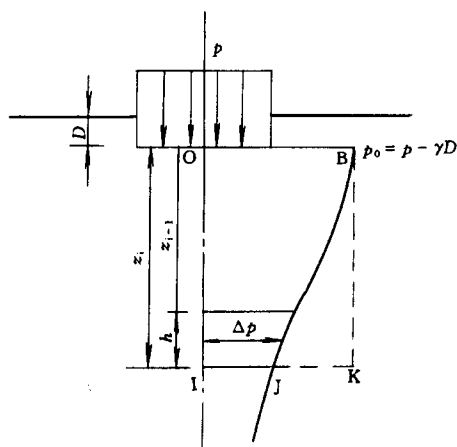


图 2-1 建筑地基规范中的沉降计算

二、对数法

对数法就是在计算土层压缩量时采用 $e \sim \lg p$ 曲线, 而不是 $e \sim p$ 曲线。它实际上仍然是分层总和法, 它仍假定变形是一维的, 计算附加应力仍依据弹性理论。它所作的改进主要是可以考虑应力历史的影响, 此外应力变形关系是非线性的。

1. 正常固结土

由推得的现场压缩 $e \sim \lg p$ 曲线可得 (如图 2-2 所示)

$$e_1 - e_2 = C_c (\lg p_2 - \lg p_1) = C_c \lg \frac{p_1 + \Delta p}{p_1} \quad (2-9)$$

将上式代入式 (2-2)

$$S_i = \frac{h}{1 + e_1} C_c \lg \frac{p_1 + \Delta p}{p_1} \quad (2-10)$$

有些新沉积的土在自重作用下还没有完全固结, 称为欠固结土。在某一深度取土作试验并确定前期固结压力 p_c 会发现, 它小于由容重和深度算得的自重应力 p_1 。这时的实际有效自重应力并不等于 p_1 而是 p_c 。这种土处于正常固结状态。因此, 欠固结土是一种特殊的固结土, 即当前有效应力小于自重应力的正常固结土。当然, 加荷达到稳定后的沉降仍为 $p_1 + \Delta p$ 。这样, 这种土层的沉降为 (如图 2-3 所示)