

软土固结与流变

赵维炳 施健勇 编著

河海大学出版社

责任编辑 朱 辉
特约编辑 马敏峰 张志琴
责任校对 郑巧红

软土固结与流变
赵维炳 施健勇 编著

出版发行:河海大学出版社
(南京市西康路1号,邮政编码:210098)
经 销:江苏省新华书店
印 刷:丹徒县印刷厂

开本 850×1168 毫米 1/32 印张 12.25 字数 330 千
1996 年 11 月第 1 版 1996 年 11 月第 1 次印刷
印数:1—1000 册

ISBN 7-5630-1047-5

O·65

定价:25.00 元

前 言

近年来,由于国民经济发展的需要,我国基本建设规模不断扩大,涉及的岩土工程问题越来越多,要求也越来越高,软土的固结与流变作为土工基本课题之一,引起广大岩土工作者的极大关注。一方面,建于软土地基上的土建工程的质量、安全及费用受软土固结与流变影响愈加显著,工程技术人员要求深入了解软土固结与流变特性,并尽量予以合理的考虑;另一方面,有关软土固结与流变的研究工作不断深入和计算机技术的日益普及,为在土建工程实践中考虑软土固结和流变的影响奠定了基础。为适应这种形势,我们编著此书,旨在向读者较全面地介绍国内外尤其是河海大学近年来有关软土固结与流变方面的研究成果,为从事有关工作的工程技术人员提高分析和解决有关问题的能力提供一些帮助。

本书是土力学专著,为土建工程技术人员和科研工作者的参考书,也可作为岩土工程专业研究生的教材。全书共分五章,第一章为学习以后各章的预备知识,第二章全面介绍各种常用土的固结理论及近年来的发展情况,第三章着重介绍河海大学关于考虑软土流变影响的固结理论方面的研究成果,第四章介绍土的固结与流变问题的几种数值解法,第五章简要介绍了固结与流变对土的强度和地基稳定性的影响。全书主要由赵维炳主编和执笔,施健勇参加编写,第二章第六节由方开泽编写,第二章第五节和第四章第四节由殷宗泽编写。由于我们水平有限,错误在所难免,敬请读者批评指正。

编 者

1996年6月

目 录

前 言

第一章 软土工程特性基本知识	(1)
第一节 软土基本工程特性	(1)
第二节 土中应力	(3)
第三节 土的应力-应变本构关系	(10)
第四节 土体变形机理	(30)
参考文献	(32)
第二章 土的固结	(34)
第一节 单向固结问题与太沙基理论	(35)
第二节 砂井地基固结问题与巴隆理论	(62)
第三节 实用沉降计算方法	(77)
第四节 固结系数确定方法	(90)
第五节 比奥固结理论	(101)
第六节 大变形固结	(124)
第七节 非饱和土固结	(135)
第八节 动力固结	(161)
参考文献	(173)
第三章 土的流变	(177)
第一节 软土流变性质	(178)
第二节 土的流变模型	(182)
第三节 积分变换法解单向固结问题	(198)
第四节 推广的李氏比拟法解砂井地基固结问题	(223)
第五节 主次固结简化计算方法	(230)
第六节 粘弹-粘塑性土体的比奥固结理论推广	(237)

参考文献.....	(243)
第四章 数值方法的应用.....	(244)
第一节 边界单元法解比奥固结问题.....	(244)
第二节 半解析法解粘弹性砂井地基固结问题.....	(263)
第三节 边界单元法解粘弹-粘塑性固结问题	(276)
第四节 有限单元法解比奥固结问题.....	(277)
第五节 有限单元法解粘弹-粘塑性固结问题	(299)
第六节 差分法解太沙基固结问题.....	(305)
第七节 动力固结问题的数值解法.....	(320)
参考文献.....	(336)
第五章 固结与流变对强度和地基稳定性的影响.....	(337)
第一节 强度随固结增长.....	(337)
第二节 固结对地基稳定性的影响.....	(345)
第三节 蠕变对强度的影响.....	(360)
第四节 考虑土的流变的土坡稳定分析方法.....	(380)
参考文献.....	(383)

软土固结与流变

赵维炳 施健勇 编著

河海大学出版社

责任编辑 朱 辉
特约编辑 马敏峰 张志琴
责任校对 郑巧红

软土固结与流变
赵维炳 施健勇 编著

出版发行:河海大学出版社
(南京市西康路1号,邮政编码:210098)

经 销:江苏省新华书店
印 刷:丹徒县印刷厂

开本 850×1168 毫米 1/32 印张 12.25 字数 330 千
1996 年 11 月第 1 版 1996 年 11 月第 1 次印刷
印数:1—1000 册

ISBN 7-5630-1047-5

O·65

定价:25.00 元

谨以此书

纪念恩师钱家欢教授

——编者

压力差就是使两颗粒相互排斥的渗透斥力。渗透斥力的大小和两颗粒间水的离子浓度与自由水离子浓度之差成正比。因此土粒距离越近,双电层越薄,则离子浓度越高,渗透斥力也越大。

土粒间相互作用力是上述粒间力的总和,如图 1-1 所示。它影响着粘粒在水中的絮凝和分散作用,也对土的结构有重要影响。

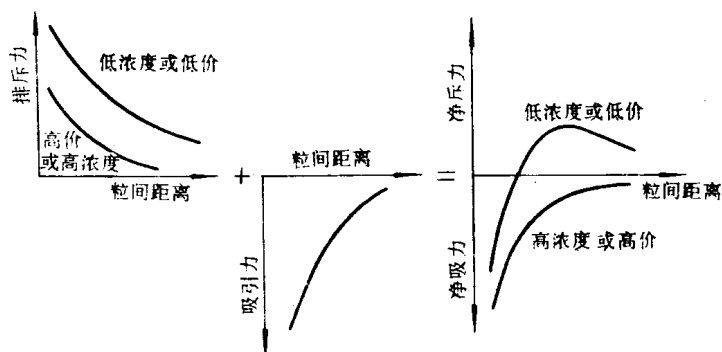


图 1-1 土颗粒间相互作用力

二、水压和土水势

土体中孔隙水压力 u 分成静水压力 u_0 和超静水压力 Δu 两部分,即 $u = u_0 + \Delta u$,可用测压管法量测,如图 1-2 所示。静水压力 $u_0 = \gamma_w h$ 是考察点 A 以上、静水位以下测压管水柱自重对应的压力,超静水压力 Δu 则与静水位以上测压管水柱高度水重相对应,即 $\Delta u = \gamma_w \Delta h$, γ_w 为水重度。

土体中为抵抗附加应力作用下的压缩趋势而产生的附加孔隙水压力,欠固结土尚未转化成固结应力的那部分自重应力对应的残余孔隙水压力,软土地基处理残余的孔隙水压力等,都可总称为超静孔隙水压力。它随时间变化,至固结完成超静孔隙水压力要全部消散掉。

影响孔隙水流动的是总水头 H ,由位置水头 z (考察点相对于

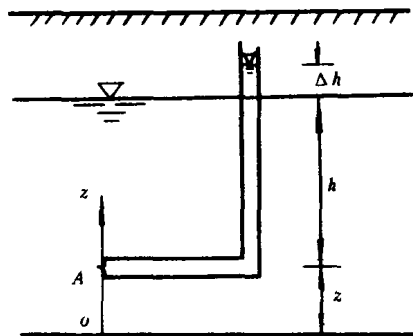


图 1-2 测压管水头

参考面的深度向坐标)、压力水头 p/γ_w 及动能水头 $v^2/(2g)$ 三部分组成。通过土体的孔隙水流速很小,因而 $v^2/(2g) \rightarrow 0$, 它可忽略不计。因此,总水头为

$$H = z + \frac{p}{\gamma_w} \quad (1-1)$$

总水头 H 与参考面的选取有关。对于土体中的两点,若其总水头不等,即 $H_1 \neq H_2$, 则将发生孔隙水的流动,反之若 $H_1 = H_2$ 则不发生流动。

土中水与其它物质一样具有能量。按物理学的概念,机械能包括动能和势能,其中动能由于土中水流速度很小而可忽略不计,故土中水的能量即为土中水的势能,简称土水势。它可用来分析饱和土体中孔隙水的流动和非饱和土中的水分转移。

土水势是重力、压力、界面张力、粘土矿物对水的吸附力、水中离子浓度变化等作用下土中水所具有势能的代数和及总称,即

$$\Psi = \Psi_g + \Psi_m + \Psi_o + \Psi_{u_0} + \Psi_{\Delta u} + \dots$$

式中, Ψ 为总土水势; Ψ_g 为重力势; Ψ_m 为基质势; Ψ_o 为溶质势; Ψ_{u_0} 为静水压力势; $\Psi_{\Delta u}$ 为超静水压力势(亦称荷载势)。

重力势是重力场对水的作用引起的,其大小决定于土中水所处的位置,在参照面以上即 $z > 0$ 时为正,在参照面以下即 $z < 0$ 时

为负。

基质势是由固体颗粒基质(不同的矿物成分)与水相互作用引起的,可理解为非饱和土的吸水能力,毛细管水现象是其一种直观表现。位于自由水面以上的非饱和土中,基质势与重力势大小相等但符号相反,总土水势为零。基质势与含水量大小有关。

溶质势是土中水与纯水之间的势能差,纯水的溶质势为零,土中水的溶质势为负值。溶质势是土中水所含溶质离子对水分子的吸引力引起的。

不同情况下,土水势各分量的组合是不一样的。饱和土总土水势包括重力势、溶质势、静水压力势和超静水压力势。其中稳定渗流问题中只需考虑重力势和静水压力势;渗透固结问题中,因地下水位(假设不变)以下饱和土中 $\Psi_g + \Psi_u$ 为常数,不随时间和位置而变,只有超静水压力势 $\Psi_{\Delta u}$ 随时间和空间位置变化,当 $\Psi_{\Delta u} = 0$ 时固结已完成。在非饱和土中,当饱和度小于某一数值后,总土水势仅由基质势和重力势组成。

势能的单位即功的单位。土水势是单位水的势能,故所采用水的单位不同,土水势的单位亦不同,可以有三种表示方法:

- ①单位质量水的势能即比水势。
- ②单位容积水的势能即容积势。
- ③单位重量水的势能即重量势。

三、有效应力原理

土体中的应力可分为三大类,即总应力(由颗粒和孔隙水自重产生的总自重应力和附加应力) σ 、孔隙水压力 u (包括毛细应力)和粒间力(包括静电力、离子-静电力、水化斥力、化学键力、分子键的范德华力和渗透斥力),它们之间应满足力的平衡条件。

在图 1-3 所示过 A 点的 $X-X$ 平面上,颗粒接触有效面积为 a , a 为总面积。在垂直 $X-X$ 的方向,作用在面积 a 上的力有:

- ① σa , 由总应力 σ 所传递的力。

② $u(a-a_e)$, 由孔隙水压力 u 所传递的力。

③ $A(a-a_e)$, 由静电力、离子-静电力、范德华力等长程引力 A 所引起的力。

④ $A'a_e$, 由化学键连结产生的短距离引力 A' 所引起的力。

⑤ ca_e , 由水化斥力等产生的短距离斥力 c 所引起的力。

⑥ $R(a-a_e)$, 由渗透斥力引起的力。

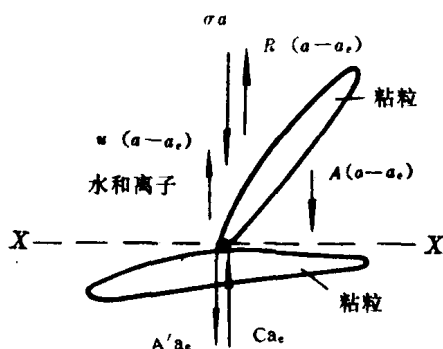


图 1-3 粒间接触面的作用力

这些力的垂直平衡方程为

$$\sigma a + A(a - a_e) + A'a_e = u(a - a_e) + ca_e + R(a - a_e)$$

由于 $a \gg a_e$, 故 $a - a_e \approx a$ 。用 a 除各项可得单位面积上所受的力为

$$\sigma = (c - A') \frac{a_e}{a} + u - A + R$$

式中, $(c - A') \frac{a_e}{a}$ 为单位总面积上的粒间力, 即有效应力 σ' , 故上式最后写成

$$\sigma = \sigma' + u - A + R \quad (1-2)$$

若略去长程引力, 则上式简化成

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1-3)$$

这便是著名的太沙基有效应力原理, 它被看作是现代土力学的核心。在 1936 年第一届国际土力学和基础工程大会上, 太沙基

(Terzaghi)用通俗易懂的语言阐述了这一原理,他说:“在土剖面上任何一点的应力,可根据作用在这点上的总主应力 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ 来计算。如果土中孔隙是在应力 u 下被水充满,总主应力由两部分组成。一部分是 u ,以各个方向相等的强度作用于水和固体,这一部分称作中和应力或孔隙水压力;另一部分为总主应力和中和应力之差,即 $\sigma_1' = \sigma_1 - u, \sigma_2' = \sigma_2 - u, \sigma_3' = \sigma_3 - u$,它只在土的固相中发生作用,总主应力的这一部分称作有效主应力(改变中和应力实际上并不产生体积变化,中和应力实际上与在应力条件下土体产生破裂无关)。多孔材料(如砂、粘土和混凝土)对 u 所产生的反应似乎是不可压缩的,好像内摩擦角等于零。改变应力所能测到的结果,诸如压缩、变形和剪切阻力的变化,仅仅是由有效应力 $\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3'$ 的变化引起的。因此,对饱和土体稳定性的调查研究,需要具有总应力和中和应力的知识。简言之,有效应力原理的实质是有效应力控制土体的体积变化和强度。对于饱和土来说,大量的实验资料表明,有效应力 $\sigma' = \sigma - u$,虽不能取得十分精确的值,但都能得出相当好的近似值,故基本上是正确的,它由太沙基 1920 年创立后,延续至今仍在使用。但对于饱和岩石而言, $\sigma' = \sigma - u$ 这种简单的定义一般来说是不适宜的,因为 a_e 与 a 相比不能忽略不计。

对于非饱和土,需要考虑水中压力 u_w 和气中压力 u_a ,而 $a_w + a_a + a_e = a, a_e \ll a, a_w + a_a \approx a$,式(1-2)可推广成

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) + A - R \quad (1-4)$$

若略去长程引力 A ,则上式简化成

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (1-5)$$

这便是毕肖普(Bishop)于 1955 年提出的部分饱和土的有效应力公式。这里 $\chi = a_w/a$,对于干土 $\chi = 0$;对于饱和土 $\chi = 1$,式(1-5)便为式(1-3);对于部分饱和土 χ 是变化的,因此式(1-5)的实用性多少受到了限制。

第三节 土的应力-应变本构关系

上一节已经说明,土体的强度和变形取决于土颗粒间的有效应力。因此,除非特殊说明,在论述土体的强度和变形时,所涉及的应力均指有效应力。

应力-应变关系亦称本构关系,是在整理分析试验结果的基础上提出来的。但是,试验是在某种应力状态、某种加荷方式及某种变形条件下进行的,而实际工程情况总是千变万化的,无法在试验中模拟所有变化。因此有必要在试验基础上提出某种数学模型,把特定条件下的试验结果推广到一般情况,这种数学模型就叫做本构模型。

土有别于金属和混凝土等连续的统一体固体材料。土的变形特性是建立土体本构模型的根据,也是检验土体本构模型的客观标准。

一、土的变形特性

土的变形规律十分复杂,本构模型只能根据具体情况选择性地反映土的部分主要特性。土的变形特性主要有以下几个方面。

1. 非线性和弹塑性

图 1-4 为土的三轴试验得到的轴向应力 $\sigma_1 - \sigma_3$ 与轴向应变 ϵ_a 之间的关系曲线。与金属等材料不同,初始直线段即理想弹性阶段很短,对于松砂和正常固结粘土,几乎没有直线段,加荷一开始就呈非线性。土体的非线性变形特性比金属等其它材料明显得多。

非线性应力-应变关系,表明土体除弹性应变外还有塑性应变。所谓弹性应变是指卸荷后可恢复的应变,塑性应变则指卸荷后不可恢复的那部分应变。土体受力后将发生不可恢复变形的特征称为土的塑性,与土颗粒和结合水的性质及土的结构有关,塑性指数越大,土的塑性也越大。

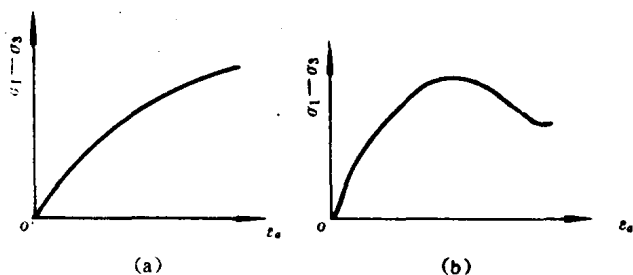


图 1-4 土体应力-应变关系

(a)硬化型；(b)软化型

土的塑性应变分塑性体积应变和塑性剪切应变两种，它们与土颗粒间的错位滑移有关。在各向相等的球应力和各向不等的剪应力作用下，土颗粒均要产生错位滑移。而土颗粒间相对错位滑移时，颗粒重新排列，部分颗粒挤入孔隙中，土体体积和形状发生变化，产生体积应变和剪应变。因此，土的塑性体积应变和塑性剪应变既与球应力有关也与剪应力有关。对于软土和松砂，剪应力引起土体压缩，称为剪缩；对于超压密粘土和紧砂，剪应力引起土体膨胀，称为剪胀。土体具有的剪缩和剪胀特征统称为剪胀性，这是散粒体非常重要的一种特性。

土体的剪胀性和球应力引起剪应变特性，这是弹性材料不具有的。对于这种交叉影响，土体的本构模型应予以反映。

与剪胀和剪缩相联系，土的应力-应变关系有硬化和软化两种形态，如图 1-4 所示。对于软土和松砂，剪切时结构愈加紧密，强度逐渐增加，应力-应变关系曲线呈持续上升趋势直至破坏，为硬化型。超压密粘土和紧砂的应力-应变关系曲线，前面部分上升，应力达到峰值后转为下降曲线，为软化型。对于紧砂，由于颗粒紧密排列，当剪应力是以克服颗粒间的“咬合作用”而使部分颗粒滚过另一部分颗粒后，结构变松，抗剪能力减小，表现出软化；对于超压密粘土，剪切破坏后结构凝聚力丧失，强度降低，也表现出软化。

2. 应力路径和应力历史的影响

应力路径是指应力空间中代表应力状态点在加载时移动的轨迹。不同的应力路径代表不同的加荷方式。试验表明, 尽管初始和终止的应力状态相同, 应力路径不同则土样变形也不同, 这便是应力路径对土体变形的影响。

应力历史即指历史上的应力路径, 也影响着土体今后的变形。如, 同一堆场的两个区 A 和 B, 尽管堆载压力相等, 但预压加固过的 A 区的沉降将小于未加固过的 B 区的沉降。

3. 中主应力的影响

中主应力 σ_2 介于大主应力 σ_1 和小主应力 σ_3 之间。尽管 σ_1 和 σ_3 不变, σ_2 不同则球应力 $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ 和偏应力 $q = [(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2]^{1/2} / \sqrt{2}$ 也不同, 因此土体的体积应变和剪应变也不同。相同的 σ_3 作用下, 平面应变试验的 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_a$ 曲线总是在普通三轴试验的 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_a$ 曲线的上方, 这清楚地说明中主应力 σ_2 对土体变形有影响。

4. 固结压力的影响

在土体的三轴试验中, 大幅度地改变固结压力 σ_3 , 将发现其 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_a$ 和 $\epsilon_a \sim \epsilon_v$ 曲线的特征有所不同。首先, 低压下的剪胀和软化在高压下将不发生, 而统统表现出剪缩和硬化现象。其次, 高压作用下的强度包线不再是直线, 而是呈向下微弯的曲线。

5. 各向异性

地基土的各向异性分原生和再生两种。原生各向异性是由于地基土水平向成层, 水平和竖向土的结构有差异, 导致土体应力-应变关系和渗透性的各向异性。再生各向异性是土体各向应力状态不同引起的新的各向异性。各向异性反映到多维应力-应变关系式中, 即为柔度矩阵和刚度矩阵的非对称性。

6. 流变性

实际工程中的土体既不是弹性体也不是塑性体, 而是具有弹性、塑性和粘滞性的粘弹塑性体。土体的应变和强度除与有效应力