

河北建筑工程学院

教案

崔永环

课程名称: 土力学

第 1 讲

第 1 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40 (实验 8)
章节名称	0 绪论		
教学目标	帮助学生建立本课程的基本概念和体系; 重点掌握土、土力学、地基及基础的概念; 了解本学科的发展简史及发展方向; 了解本课程的特点、要求和学习方法。		
重难点	土力学、地基与基础的基本概念; 土的特点,地基、基础的分类; 地基基础设计的两个基本条件。		
教学方式	板书; 课堂讨论、提问; 图片资料; 启发式教学。		
思政元素	通过案例,介绍我国基础工程学科的奠基人黄文熙和茅以升先生,他们在那个艰苦卓绝的年代,放弃国外优越的条件,毅然学成归国;用土力学知识报效祖国,投身祖国建设。激发同学们的爱国情怀,为中华的崛起而读书,为祖国的发展而奋斗。		
内 容		内 容	
0 绪论			
(一) 土力学的概念及学科特点			
土是岩石风化产物或再经各种地质作用搬运、沉积而成的。			
土粒之间的孔隙为水和气体所填充,所以,土是一种由固态、液态和气态物质组成的三相体系。			
与各种连续体(弹性体、塑性体、流体等)比较,天然土体具有一系列复杂的物理力学性质,而且容易受环境条件(温度、湿度、地下水等)变动的影响。现有的土力学理论还难于模拟、概括天然土层在建筑物作用下所表现的各种力学性状的全貌。因此,土力学是指导我们从事地基基础工程实践的重要理论基础,但还应通过实验、实测并紧密结合实践经验进行合理分析,才能实现对实际问题			
的妥善解决。而且,也只有反复联系工程实践的基础上,才能逐步提高、丰富对理论的认识,不断			
增强处理地基基础问题的能力。			
天然地层的性质和分布,不但因地而异,而且在较小范围内也可能有很大的变化,在进行地基			
基础设计和土力学计算之前,必须通过勘察和测试取得有关土层分布以及土的物理力学性质指标的			
可靠资料。因此,了解地基勘察和原位测试技术以及室内土工试验方法也是本课程的一个重要方面。			
我国地域辽阔,由于自然地理环境的不同,分布着多种多样的土类。某些土类(如湿陷性黄土			

软土、膨胀土、红黏土和多年冻土等)还具有不同于一般土类的特殊性质。作为地基,必须针对其特性采取适当的工程措施。此外,建国以来,由于大量建设工程进入山区,还出现了许多山区常见的地基问题。因此,地基基础问题的发生和解决带有明显的区域性特征。

**研究土的应力、变形、强度和稳定以及土与结构物相互作用等规律的一门力学分支称为土力学。**它是本课程的理论基础。

基础结构的型式很多。设计时应该选择能适应上部结构,符合使用要求。满足地基基础设计两项基本要求以及技术上合理的基础结构方案。通常把埋置深度不大,只须经过挖槽、排水等普通施工程序就可以建造起来的基础统称为浅基础(各种单独的和连续的基础),反之,称为深基础。当浅层土质不良,而须把基础埋置于深处的好地层时,就要借助于特殊的施工方法,建造各种类型的深基础(桩基础、沉井和地下连续墙等)。

**选定适宜的基础型式后,地基不加处理就可以满足要求的,称为天然地基,否则,就叫做人工地基(例如采用换土垫层、深层密实、排水固结、化学加固、土工聚合物加筋等方法处理过的地基)。**

建筑物的地基、基础和上部结构三部分,虽然各自功能不同、研究方法相异,然而,对一个建筑物来说,在荷载作用下,这三方面却是彼此联系、相互制约的整体。目前,要把三部分完全统一起来进行设计计算还有困难。但在处理地基基础问题时,应该从地基基础—上部结构相互作用的整体概念出发,全面地加以考虑,才能收到比较理想的效果。

地基和基础是建筑物的根本,又属于地下隐蔽工程。它的勘察、设计和施工质量直接关系到建筑物的安危。实践证明,建筑物事故的发生,很多与地基基础问题有关,而且,地基基础事故一旦发生,补救并非容易。此外,基础工程费用与建筑物总造价的比例,视其复杂程度和设计、施工的合理与否,可以变动于百分之几到几十之间。因此,地基及基础在建筑工程中的重要性是显而易见的。工程实践中,地基基础事故的发生固然屡见不鲜,然而,只要严格遵循基本建设原则,按照勘察—设计—施工的先后程序,切实抓好这三个环节,那么,地基基础事故一般是可以避免的。以下举几个可以借鉴的实例。

**1. 强度破坏:**建于1941年的加拿大特朗斯康谷仓(Transcona Grain Elevator)的地基破坏情况。该谷仓由65个圆柱形筒仓组成,高31m,宽23m,其下为片筏基础。由于事前不了解基础下埋藏有厚达16m的软粘土层,建成后初次贮存谷物,使基底平均压力(320KPa)超过了地基的极限承载力。结果谷仓西侧突然陷入土中8.8m,东侧则抬高1.5m,仓身倾斜 $27^\circ$ 。这是地基发生整体滑动、建筑物丧失了稳定性的典型例子。该谷仓的整体性很强,筒仓完好无损。事后在下面做了七十多个支承于基岩上的混凝土墩,使用388个50t千斤顶以及支撑系统,才把仓体逐渐纠正过来,但其位置比原来降低了4m。

**2. 变形破坏:**某火车站服务楼建于淤泥层厚薄不均的软土地基上。在上部组合结构的柱下和墙下分别设置了一般的扩展基础和毛石条形基础。设计时未从地基—基础—上部结构相互作用的整体概念出发进行综合考虑,以致结构布局不当。中间四层的隔墙多,采用钢筋混凝土楼面,其整体

刚度和重量都较大,而与之相连的两翼,内部空旷,其三层木楼而通过钢筋混凝土梁支承于外墙和中柱上,重量轻而刚度不足。由于建筑物各部分的荷载和刚度悬殊,建成后不久,便出现了显著的不均匀沉降,两翼墙基向中部倾斜,致使墙体、窗台、窗顶和钢筋混凝土梁面都出现相当严重的裂缝,影响使用和安全。在处理时,起先曾将中部基础加宽,继之又一再加固,都未收到预期的效果,后来只得将两翼木楼面改成钢筋混凝土楼面,拆除严重开裂的墙体、更换部分钢筋混凝土梁,才算基本解决问题。

土力学内容广泛、综合性强,学习时应突出重点,兼顾全面。从本专业的要求出发,学习本课程时,应该重视工程地质的基本知识,培养阅读和使用工程地质勘察资料的能力,同时必须牢固地掌握土的应力、变形、强度和地基计算等土力学基本原理,从而能够应用这些基本概念和原理,结合有关建筑结构理论和施工知识,分析和解决地基基础问题。

## (二) 土力学的发展简史

1773年,法国的C. A. 库伦(Coulomb)根据试验创立了著名的砂土抗剪强度公式,提出了计算挡土墙土压力的滑楔理论。九十余年后,英国的W. J. M. 朗肯(Rankine, 1869)又从不同途径提出了挡土墙土压力理论。这对后来土体强度理论的发展起了很大的作用。此外,法国J. 布辛奈斯克(Boussinesq, 1885)求得了弹性半空间在竖向集中力作用下的应力和变形的理论解答,瑞典W. 费兰纽斯(Fellenius, 1922)为解决铁路桥墩方问题作出了土坡稳定分析法。这些古典的理论和方法,直到今天,仍不失其理论和实用的价值。

在长达一个多世纪的发展过程中,许多研究者承袭前人的研究,总结了实践经验,为孕育本学科的雏形而作出贡献。1925年,K. 太沙基(Terzaghi)归纳发展了以往的成就,发表了《土力学》(Erdbebenmechanik)一书,接着,于1929年又与其他作者一起发表了《工程地质学》

(Ingenieurgeologie)。这些比较系统完整的科学著作的出现,带动了各国学者对本学科各个方面探索。从此,土力学及地基基础就作为独立的科学而取得不断的进展。从1936年在美国召开第一届国际土力学与基础工程会议起,至1989年,共召开过12次国际会议。其间,世界各地区(如亚洲、欧洲、非洲、北美、澳新、东南亚等)以及包括新中国在内的许多国家也都开展了类似的活动,交流和总结了本学科新的研究成果和实践经验。

从五十年代起,现代科技成就尤其是电子技术渗入了土力学及基础工程的研究领域。有人认为,1957年召开的第四届国际土力学与基础工程会议标志着一个新时期的开始。从1962年开始的全国土力学及基础工程学术讨论会的定期召开,已成为本学科迅速进展的里程碑。纵观横览我国在土力学与基础工程各个领域的理论与实践的新成就,已达到难以尽述的境地。

时至今日,土建、水利、桥梁、隧道、道路、港口、海洋等有关工程中,以岩土体的利用、改造与整治问题为研究对象的科技领域,因其区别于结构工程的特殊性和各专业岩土问题的共同性,已融合为一个自成体系的新专业——“岩土工程”。它的工作方法就是:调查勘察、试验测定、分析计算、方案论证、监测控制、反演分析,修改定案;它的研究方法是以三种相辅相成的基本手段,即数学模拟(建立岩土本构模型进行数值分析)、物理模拟(定性的模型试验,以离心机中的模



型进行定量测试和其它物理模拟试验)和原体观测(对工程实体或建筑物的性状进行短期或长期观测)综合而成的。我国的地基及基础科学技术,作为岩土工程的一个重要组成部分,必将继续遵循现代岩土工程的工作方法和研究方法进行发展。

祖国在五千年的悠久历史中,建造的著名工程,比如古有万里长城、都江堰等,今有三峡大坝、珠港澳大桥等,讲解这些伟大工程与土力学的关系,这都是国人智慧的结晶。通过这些讲解,体现我们国家历史的厚重感和智慧,我们国家从古至今都是如此的优秀和伟大,也正是那么多人努力奋斗,将自己的一生贡献给祖国,从而铸就了祖国的伟大。这极大的激发了同学们的家国情怀和民族自豪感。这么多伟大的建筑都和土力学息息相关,也会激发同学们学习土力学的巨大热情和兴趣。



黄文照



茅以升

黄文照是中国土力学与岩土工程学科的主要奠基人之一。江苏吴江人,生于上海,卒于北京。黄文照是水工结构和岩土工程专家,新中国水利水电科学研究事业的开拓者。1929年毕业于中央大学(现南京大学)土木工程系。在水利水电工程、结构工程和岩土工程几个领域中都取得了杰出的成就。致力于水利水电工程教育事业半个多世纪,培养了大批工程技术人才。

黄文照在美学学习期间,受到土力学奠基人K.太沙基的深刻影响,对当时尚属新兴学科的土力学给予高度注视。1937年初取得博士学位后,他又到美国实习半年,参观考察了十几个正在建设的大坝工地。归国以后,他在国内首开土力学课程;建立了国内大学的第一个土工实验室。善于抓住生产实践中的关键性学术问题进行创造性的基本研究,十分注意引进和推广国内外先进技术。

茅以升曾主持修建了中国人自己设计并建造的第一座现代化大型桥梁——钱塘江大桥,成为中国铁路桥梁史上的一块里程碑。1937年12月23日,为了阻止日军攻打杭州,茅以升亲自参与了炸桥。抗日战争胜利以后,茅以升又受命组织修复大桥,1948年3月,大桥修复通车。新中国成立后,他又参与设计了武汉长江大桥。

茅以升1916年被清华学堂官费保送赴美留学。1917年获美国康奈尔大学土本专业硕士学位,因茅以升成绩特优,从此康奈尔大学免试接收唐山交通大学的毕业生,为中国的大学特别是母校赢得了荣誉。1921年获美国卡内基·梅隆大学工学学士学位,并荣获康奈尔大学优秀研究生“曼赫士”金质研究奖章。回国后,在自然条件比较复杂的钱塘江上主持设计、组织修建了一座全长1453米,基础深达47.8米的双层公路铁路两用钱塘江大桥。

作业布置	课后练习
教学反思	本节课概念性比较强,教学过程中尽量简单直接地描述,加以实际工程案例,先让学生们从整体上对本门课程有一个整体的把握和深刻的印象。

教师 李瑞军

审阅 蔡希雁

## 河北建筑工程学院

## 教案

课程名称: 土力学

第 2 讲

第 5 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40（实验 8）
章节名称	1 土的组成		
教学目标	掌握土的三相组成； 掌握颗粒级配的判别方法； 了解土的结构与构造。		
重难点	土的三相组成；颗粒级配的判别方法。		
教学方式	板书； 课堂讨论、提问； 图片； 启发式教学。		
思政元素	结合颗粒级配试验，培养学生科学严谨、一丝不苟的工匠精神。		
内 容		容 容	

## 1 土的组成

## §1.1 概述

## 1.2 土的固体颗粒

土的固体颗粒是由大小不等、形状不同的矿物颗粒或岩石碎屑按照各种不同的排列方式组合在一起, 构成土的骨架。这些固体相的物质称为“土粒”, 是土中最稳定、变化最小的成分。土中的固体颗粒的大小和形状, 矿物成分及其组成情况是决定土的物理力学性质的重要因素。土中不同大小颗粒的组合, 也就是各种不同粒径的颗粒在土中的相对含量, 称土的颗粒组成; 组成土中各种土粒的矿物种类及其相对含量称土的矿物组成。土的颗粒组成与矿物组成是决定土的物理力学性质的物质基础。

粗大土粒往往是岩石经物理风化作用形成的碎屑, 或是岩石中未产生化学变化的矿物颗粒, 如石英和长石等, 而细小土粒主要是化学风化作用形成的次生矿物和生成过程中混入的有机物质。粗大土粒其形状都呈块状或粒状, 而细小土粒其形状主要呈片状。土粒的组合情况就是大大小小土粒含量的相对数量关系。

## 1. 土的颗粒级配

在自然界中存在的土, 都是由大小不同的土粒组成的。自然界中的土粒, 大小悬殊、性质各异, 直径变化幅度 (从数米的漂石到万分之几毫米的胶粒) 很大, 土粒的粒径由粗到细逐渐变化时, 土的性质相应地发生变化, 例如土的性质随着粒径的变细可由无粘性变化到有粘性, 为了研究土中各

种大小土粒的相对含量及其与土的工程地质性质的关系,就有必要将工程地质性质相似的土粒归井成组,按其粒径的大小分为若干组别,这种组别称粒组。各个粒组随着分界尺寸的不同而呈现出一  
定质的变化。划分粒组的分界尺寸称为界限粒径。目前土的粒组划分方法并不完全一致,书中提供  
的是一种常用的土粒粒组的划分方法,根据界限粒径 200、20、2、0.05 和 0.005mm 把土粒分为六  
大粒组:漂石(块石)颗粒、卵石(碎石)颗粒、圆砾(角砾)颗粒、砂粒、粉粒及粘粒。

工程上常以土中各个粒组的相对含量(即各粒组占土粒总重的百分数)表示土中颗粒的组成情  
况,这种相对含量称为土的颗粒级配。

土的颗粒级配是通过土的颗粒大小分析试验测定的。对于粒径大于 0.075mm 的粗粒组可用筛  
分法测定。试验时将风干、分散的代表性土样通过一套孔径不同的标准筛(例如 20、2、0.5、0.25、  
0.1、0.075mm),称出留在各个筛子上的土重,即可求得各个粒组的相对含量。粒径小于 0.075mm  
的粉粒和粘粒难以筛分,一般可以根据土粒在水中匀速下沉时的速度与粒径的理论关系,用比重计  
法测得颗粒级配。

根据颗粒大小分析试验成果,可以绘制如书中第 5 页图 1.1 所示的颗粒级配曲线。

其横坐标表示粒径(因为土粒粒径相差常在百倍,千倍以上,所以宜采用对数坐标表示)。纵  
坐标则表示小于(或大于)某粒径的土重含量(或称累计百分含量)。由曲线的坡度可以大致判断土的  
均匀程度。如曲线较陡,则表示粒径大小相差不多,土粒较均匀,反之,曲线平缓,则表示粒径大  
小相差悬殊,土粒不均匀,即级配良好。

小于某粒径的土粒质量累计百分数为 10% 时,相应的粒径称为有效粒径  $d_{10}$ 。小于某粒径的土  
粒质量累计百分数为 30% 时的粒径用  $d_{30}$  表示。当小于某粒径的土粒质量累计百分数为 60% 时,  
该粒径称为限定粒径用  $d_{60}$  表示。

利用颗粒级配累积曲线可以确定土的级配指标,如  $d_{60}$  与  $d_{10}$  的比值  $K_u$  称为不均匀系数,  
书上用  $C_u$ ;

$$K_u = d_{60} / d_{10}$$

又如曲率系数  $K_c$  用下式表示:  $K_c = d_{30}^2 / d_{10} \cdot d_{60}$

不均匀系数  $K_u$  反映大小不同粒组的分布情况。 $K_u$  越大表示土粒大小的分布范围越大,其级  
配越良好,作为填方工程的土料时,则比较容易获得较大的密实度。曲率系数  $K_c$  描写的是累积曲  
线的分布范围,反映曲线的整体形状。

在一般情况下,工程上把  $K_u < 5$  的土看作是均粒土,属级配不良,  $K_u > 10$  的土,属级配良好。  
实际上,单独只用一个指标  $K_u$  来确定土的级配情况是不够的,要同时考虑累积曲线的整体形状,  
所以需参考曲率系数  $K_c$  值。一般认为:砾类土或砂类土同时满足  $K_u \geq 5$  和  $K_c = 1 \sim 3$  两个条件  
时,则定名为良好级配砾或良好级配砂。

颗粒级配可以在一定程度上反映土的某些性质。对于级配良好的土,较粗颗粒间的孔隙被较细  
的颗粒所填充,因而土的密实度较好,相应的地基土的强度和稳定性也较好,透水性和压缩性也较  
小,可用作堤坝或其他土建工程的填方土料。



## 2. 土粒的矿物成分

土粒的矿物成分主要决定于母岩的成分及其所经受的风化作用。不同的矿物成分对土的性质有着不同的影响，其中以细粒组的矿物成分尤为重要。

漂石、卵石、圆砾等粗大土粒都是岩石的碎屑，它们的矿物成分与母岩相同。

砂粒大部分是母岩中的单矿物颗粒，如石英、长石和云母等。其中石英的抗化学风化能力强，在砂粒中尤为多见。

粉粒的矿物成分是多样性的，主要是石英和  $\text{MgCO}_3$ 、 $\text{CaCO}_3$  等难溶盐的颗粒。

## 1.3 土中水和土中气

### 1.3.1 土中水

土中水是土的液体相组成部分。在自然条件下，土中总是含水的。土中水可以处于液态、固态或气态三种形态。土中细粒愈多，即土的分散度愈大，水对土的性质影响也愈大。研究土中水，必须考虑到水的存在状态及其与土粒的相互作用。

存在于土粒矿物的晶体格架内部或是参与矿物构造中的水称为矿物内部结合水，它只有在比较高的温度(80—680℃，随土粒的矿物成分不同而异)下才能化为气态水而与土粒分离。从土的工程性质上分析，可以把矿物内部结合水当作矿物颗粒的一部分。

水对无粘性土的工程地质性质影响较小，但粘性土中水是控制其工程地质性质的重要因素，如粘性土的可塑性、压缩性及其抗剪性等，都直接或间接地与其含水量有关。

存在于土中的液态水可分为结合水和自由水两大类：

### 1. 结合水

实验表明，极细的土粒表面一般带有负电荷，围绕土粒形成电场，由于水分子是极性分子，即一端为正电荷，另一端显负电荷，在土粒电场范围内的水分子和阳离子一起吸附在土粒表面而定向排列形成一层薄的水膜，这层水就称为结合水。结合水是指受电场分子吸引力吸附于土粒表面的土中水。这种电场分子吸引力高达几千到几个大气压，使水分子和土粒表面牢固地结合在一起。

由于土粒(矿物颗粒)表面一般带有负电荷，围绕土粒形成电场，在土粒电场范围内的水分子和水溶液中的阳离子(如  $\text{Na}^+$ 、 $\text{Ca}^{2+}$ 、 $\text{Al}^{3+}$  等)一起吸附在土粒表面。因为水分子是极性分子(氢原子端显正电荷，氧原子端显负电荷)，它被土粒表面电荷或水溶液中离子电荷的吸引而定向排列。

土粒周围水溶液中的阳离子，一方面受到土粒所形成电场的静电引力作用，另一方面又受到布朗运动(热运动)的扩散力作用。在最靠近土粒表面处，静电引力最强，把水化离子和极性水分子牢固地吸附在颗粒表面上形成固定层。在固定层外面，静电引力比较小，因此水化离子和极性水分子的活动性比在固定层中大些，形成扩散层。固定层和扩散层中所含的阳离子(反离子)与土粒表面负电荷一起即构成双电层。

水溶液中的反离子(阳离子)的原子价愈高，它与土粒之间的静电引力愈强，则扩散层厚度愈薄。在实践中可以利用这种原理来改良土质，例如用三价及二价离子(如  $\text{Fe}^{3+}$ 、 $\text{Al}^{3+}$ ， $\text{Ca}^{2+}$ 、 $\text{Mg}^{2+}$ )处理粘土，使得它的扩散层变薄，从而增加土的稳定性，减少膨胀性，提高土的强度，有时，可用含一价离子的盐溶液处理粘土，使扩散层增厚，而大大降低土的透水性。

### (1) 强结合水

强结合水是指紧靠土粒表面的结合水。它的特征是：没有溶解盐类的能力，不能传递静水压力，只有吸热变成蒸汽时才能移动。这种水极其牢固地结合在土粒表面上，其性质接近于固体，密度约为  $1.2 \sim 2.4 \text{ g/cm}^3$ ，冰点为  $-78^\circ\text{C}$ ，具有极大的粘滞度、弹性和抗剪强度。如果将干燥的土移在天然湿度的空气中，则土的质量将增加，直到土中吸着的强结合水达到最大吸着度为止。土粒愈细，土的比表面愈大，则最大吸着度就愈大。砂土的最大吸着度约占土粒质量的 1%，而粘土则可达 17%。粘土中只含有强结合水时，呈固体状态，磨碎后则呈粉末状态。

### (2) 弱结合水

弱结合水紧靠于强结合水的外围形成一层结合水膜。它仍然不能传递静水压力，但水膜较厚的弱结合水能向邻近的较薄的水膜缓慢转移。当土中含有较多的弱结合水时，土则具有一定的可塑性。砂土比表面较小，几乎不具有可塑性，而粘性土的比表面较大，其可塑性范围就大。

弱结合水离土粒表面愈远，其受到的电子吸引力愈弱小，并逐渐过渡到自由水。

### 2. 自由水

自由水是存在于土粒表面电场影响范围以外的水。它的性质和普通水一样，能传递静水压力，冰点为  $0^\circ\text{C}$ ，有溶解能力。

自由水按其移动所受作用力的不同，可以分为重力水和毛细水。

#### (1) 重力水

重力水是在重力或压力差作用下运动的自由水，它是存在于地下水位以下的透水土层中的地下水，对土粒有浮力作用。重力水对土中的应力状态和开挖基槽、基坑以及修筑地下构筑物时所应采取的排水、防水措施有重要的影响。

#### (2) 毛细水

毛细水是受到水与空气交界面处表面张力作用的自由水。毛细水存在于地下水位以上的透水层中。毛细水按其是否与地下水面是否联系可分为毛细悬挂水（与地下水无直接联系）和毛细上升水（与地下水相连）两种，当土孔隙中局部存在毛细水时，毛细水的弯液面和土粒接触处的表面引力反作用于土粒上，使土粒之间由于这种毛细压力而挤紧，土因而具有微弱的粘聚力，称为毛细粘聚力。

在施工现场常常可以看到稍湿状态的砂桩，能保持垂直陡壁达几十厘米高而不坍落，就是因为砂粒间具有毛细粘聚力的缘故。在饱水的砂或干砂中，土粒之间的毛细压力消失，原来的陡壁就变成斜坡，其天然坡面与水平面所形成的最大坡角称为砂土的自然坡度角。在工程中，要注意毛细上升水的上升高度和速度，因为毛细水的上升对于建筑物地下部分的防潮措施和地基土的浸湿和冻胀等有影响。此外，在下旱地区，地下水中的可溶盐随毛细水上升后不断蒸发，盐分便积聚于靠近地表处而形成盐渍土。土中毛细水的上升高度可用试验方法测定。

地面下一定深度的土温，随大气温度而改变。当地层温度降至摄氏零度以下，土体便会因土中水冻结而形成冻土。某些细粒土在冻结时，往往发生体积膨胀，即所谓冻胀现象。土体发生冻胀的机理，主要是由于土层在冻结时，周围未冻区土中的水分向冻结区迁移，集聚所致。弱结合水的外层在  $-0.5^\circ\text{C}$  时冻结，越靠近土粒表面，其冰点越低，大约在  $-20^\circ\text{C} \sim -30^\circ\text{C}$  以下才能全部冻结。当大气负温传入土中时，土中的自由水首先冻结成冰晶体，弱结合水的最外层也开始冻结，使冰晶体逐



渐扩大,于是冰晶体周围土粒的结合水膜变薄,土粒产生剩余的分子引力。另外,由于结合水膜变薄,使得水膜中的离子浓度增加,产生了渗附压力,在这两种引力的作用下,下卧未冻区水膜较厚处的弱结合水便被上吸到水膜较薄的冻结区,并参与冻结,使冻结区的冰晶体增大,而不平衡引力却继续存在。假使下卧未冻区存在着水源(如地下水水位距冻结深度很近)及适当的水源补给通道(即毛细通道),能继续不断地补充到冻结区来,那么,未冻结区的水分(包括弱结合水和自由水)就会继续向冻结区迁移和积聚,使冰晶体不断扩大,在土层中形成冰夹层,土体随之发生隆起,出现冻胀现象。当土层解冻时,土中积聚的冰晶体融化,土体随之下陷,即出现融陷现象。土的冻胀现象和融陷现象是季节性冻土的特性,亦即土的冻胀性。

### 1.3.2 土中气

土中的气体存在于土孔隙中未被水所占据的部位。在粗粒的沉积物中常见到与大气相联通的空气,它对土的力学性质影响不大。在细粒土中则常存在与大气隔绝的封闭气泡,使土在外力作用下弹性变形增加,透水性减小。

对于淤泥和泥炭等有机质土,由于微生物的分解作用,在土中蓄积了某种可燃气体(如硫化氢、甲烷等),使土层在自重作用下长期得不到压密,而形成高压缩性土层。

### 1.4 黏土颗粒与水的相互作用

粘粒的矿物成分主要有粘土矿物、氧化物、氢氧化物和各种难溶盐类(如碳酸钙等),它们都是次生矿物。粘土矿物的颗粒很微小,在电子显微镜下观察到的形状为鳞片状或片状,经X射线分析证明其内部具有层状晶体构造。

粘土矿物基本上是由两种原子层(称为晶片)构成的。一种是硅氧晶片,它的基本单元是 $\text{Si-O}$ 四面体,另一种是铝氢氧晶片,它的基本单元是 $\text{Al-OH}$ 八面体。

由于晶片结合情况的不同,便形成了具有不同性质的各种粘土矿物,其中主要有蒙脱石、伊里石和高岭石三类。

蒙脱石是化学风化的初期产物,其结构单元(晶胞)是两层硅氧晶片之间夹一层铝氢氧晶片所组成的。由于晶胞的两个面都是氧原子,其间没有氢键,因此联结很弱,水分子可以进入晶胞之间,从而改变晶胞之间的距离,甚至达到完全分散到单晶胞为止。因此当土中蒙脱石含量较大时,则具有较大的吸水膨胀和脱水收缩的特性。

伊里石的结构单元类似于蒙脱石,所不同的是 $\text{Si-O}$ 四面体中的 $\text{Si}^{4+}$ 可以被 $\text{Al}^{3+}$ 、 $\text{Fe}^{3+}$ 所取代,因而在相邻晶胞间将出现若干一价正离子( $\text{K}^+$ )以补偿晶胞中正电荷的不足。所以伊里石的结晶构造没有蒙脱石那样活动,其亲水性不如蒙脱石。

高岭石的结构单元是由一层铝氢氧晶片和一层硅氧晶片组成的晶胞。高岭石的矿物就是由若干重叠的晶胞构成的。这种晶胞一面露出氢氧基,另一面则露出氧原子。晶胞之间的联结是氧原子与氢氧基之间的氢键,它具有较强的联结力,因此晶胞之间的距离不易改变,水分子不能进入,因此它的亲水性比伊里石还小。

由于粘土矿物是很细小的扁平颗粒,颗粒表面具有很强的与水相互作用的能力,表面积愈大,这种能力就愈强。粘土矿物表面积的相对大小可以用单位体积(或质量)的颗粒总表面积(称为比表面)来表示。例如一个棱边为 $1\text{cm}$ 的立方体颗粒,其体积为 $1\text{cm}^3$ ,总表面积只有 $6\text{cm}^2$ ,比表面为

$6\text{cm}^3 / \text{cm}^3 = 6\text{cm}^{-1}$  若将  $1\text{cm}^3$  立方体颗粒分割为棱边  $0.001\text{mm}$  的许多立方体颗粒, 则其总表面积可达  $6 \times 10^4 \text{cm}^2$ 。由此可见, 由于土粒大小不同而造成比表面数值上的巨大变化, 必然导致土的性质突变, 所以, 土粒大小对土的性质所起的重要作用是可以想象的。

除粘土矿物外, 粘粒中还包括有氢氧化物和腐殖质等胶态物质。由于土中胶态腐殖质的存在, 使土具有高塑性、膨胀性和粘性, 这对工程建设是不利的。

## 1.5 土的结构和构造

### 1.5.1 土的结构

土的结构是指由土粒单元的大小、形状、相互排列及其联结关系等因素形成的综合特征。一般分为单粒结构、蜂窝结构和絮状结构三种基本类型。

单粒结构是由粗大土粒在水或空气中下沉而形成的。全部由砂粒及更粗土粒组成的土都具有单粒结构。因其颗粒较大, 上粒间的分子吸引力相对很小, 所以颗粒间几乎没有联结, 至于未充满孔隙的水分只可能使其具有微弱的毛细水联结。单粒结构可以是疏松的, 也可以是紧密的。

呈紧密状单粒结构的土, 由于其土粒排列紧密, 在动、静荷载作用下都不会产生较大的沉降, 所以强度较大, 压缩性较小, 是较为良好的天然地基。

具有疏松单粒结构的土, 其骨架是不稳定的, 当受到震动及其他外力作用时, 土粒易于发生移动, 土中孔隙剧烈减少, 引起土的很大变形, 因此, 这种土层如未经处理一般不宜作为建筑物的地基。

蜂窝结构是主要由粉粒 ( $0.05-0.005\text{mm}$ ) 组成的土的结构形式。据研究, 粒径在  $0.05-0.005\text{mm}$  左右的土粒在水中沉积时, 基本上是以单个土粒下沉, 当碰上已沉积的土粒时, 由于它们之间的相互引力大于其重力, 因此土粒就停留在最初的接触点上不再下沉, 形成具有很大孔隙的蜂窝状结构。

絮状结构是由粘粒 ( $<0.005\text{mm}$ ) 集合体组成的结构形式。粘粒能够在水中中长期悬浮, 不因自重而下沉。当这些悬浮在水中的粘粒被带到电解质浓度较大的环境中(如海水)粘粒凝聚成絮状的集粒(粘粒集合体)而下沉, 并相碰和已沉积的絮状集粒接触, 而形成类似蜂窝而孔隙很大的絮状结构。

### 1.5.2 土的构造

具有蜂窝结构和絮状结构的粘性土, 其土粒之间的联结强度(结构强度), 往往由于 在同一土层中的物质成分和颗粒大小等都相近的各部分之间的相互关系的特征称为土的构造, 土的构造最主要特征就是成层性, 即层理构造, 它是在土的形成过程中, 由于不同阶段沉积的物质成分、颗粒大小或颜色不同, 而沿竖向呈现的成层特征, 常见的有水平层理构造和交错层理构造(详见书中第9页图1.8)。土的构造的另一特征是土的裂隙性, 如黄土的柱状裂隙, 裂隙的存在大大降低土体的强度和稳定性, 增大透水性, 对工程不利, 此外, 也应注意到土中有无包裹物(如腐殖物, 贝壳, 结核体等)以及天然或人为的孔洞存在。这些构造特征都造成土的不均匀性。

作业布置	课后练习
教学反思	本节课概念性比较强, 教学过程中尽量简单直接地描述, 加以实际工程实例, 先让学生们从整体上有一个深刻印象。

教师 李瑞军

审阅 蔡希雁

## 河北建筑工程学院

## 教案

课程名称: 土力学

第 3 讲

第 11 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40 (实验 8)
章节名称	2.1 概述    2.2 土的三相比例指标		
教学目标	1. 土的各物理性质指标的定义、表达式及其在工程上的实际应用。 2. 三个基本指标的测定方法。 3. 利用土的三相草图进行土的各种物理指标的计算。		
重难点	土的三相图; 土的物理性质指标的定义、表达式及计算; 三个基本指标的测定方法。		
教学方式	板书; 课堂讨论、提问; 图片; 教具; 启发式教学。		
思政元素	通过例题的讲解,使学生感受到建设从业者勤勤恳恳、兢兢业业、一丝不苟、认真负责的爱岗敬业精神,以培养学生的社会责任感。		

## 内 容

## § 2 土的物理性质及分类

## § 2.1 概述

## § 2.2 土的三相比例指标

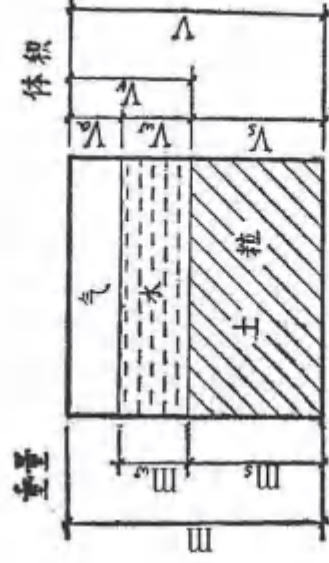
自然界中的土体结构组成十分复杂,为了分析问题方便,将其看成是三相,简化成一般的物理模型进行分析。土的三相,即土粒为固相;土中的水为液相;土中的气为气相。表示土的三相组成部分质量、体积之间的比例关系的指标,称为**土的三相比例指标**。**主要指标有:**比重、天然密度、含水量(这三个指标需用实验室实测)和由它们三位计算得出的指标干密度、饱和密度、孔隙率、孔隙比和饱和度。这些指标随着土体所处的条件的变化而改变,如地下水位的升高或降低,土中水的含量也相应增大或减小;密实的土,其气相和液相占据的孔隙体积积少。这些变化都可以通过相应指标的数值反映出来。

土的三相比例指标是其物理性质的反映,但与其力学性质有内在联系,显然固相成分的比例越高,其压缩性越小,抗剪强度越大,承载力越高。

## 2.2.1 土的三相图

为了便于说明和计算,用书中所示的土的三相组成示意图来表示各部分之间的数量关系。





土的三相组成示意图

图中符号的意义如下:

$m_s$ —土粒质量;

$m_w$ —土中水质量;

$m$ —土的总质量,  $m = m_s + m_w$ ;

$V_s$ —土粒体积;

$V_w$ —土中水体积;

$V_a$ —土中气体积;

$V_v$ —土中孔隙体积,  $V_v = V_w + V_a$ ;

—土的总体积,  $V = V_s + V_w +$

## 2.2.2 指标的定义

### 2.2.2.1 基本指标

(1) 天然密度  $\rho$ : 天然状态下, 土单位体积的质量, 单位为  $g/cm^3$  或  $t/m^3$ , 即:

$$\rho = \frac{m}{V}$$

天然密度变化范围较大。一般粘性土  $\rho = 1.8 \sim 2.0 g/cm^3$ ; 砂土  $\rho = 1.6 \sim 2.0 g/cm^3$ ; 腐殖土  $\rho = 1.5 \sim 1.7 g/cm^3$ 。

土的密度一般用“环刀法”测定, 用一圆环刀(刀刃向下)放在削平的原状土样面上, 徐徐削去环刀外围的土, 边削边压, 使保持天然状态的土样压满环刀内, 称得环刀内土样质量, 求得它与环刀容积之比值为其密度。

### (2) 土粒比重(土粒相对密度) $d_s$

土粒质量与同体积的  $4^\circ C$  时纯水的质量之比, 称为土粒比重(无量纲), 即:

$$d_s = \frac{m_s}{V_s} \cdot \frac{1}{\rho_{w1}} = \frac{\rho_s}{\rho_{w1}}$$

式中  $\rho_s$ —土粒密度 ( $g/cm^3$ );

$\rho_{w1}$ —纯水在  $4^\circ C$  时的密度(单位体积的质量), 等于  $1 g/cm^3$  或  $1 t/m^3$ 。

实用上, 土粒比重在数值上就等于土粒密度, 但前者无因次。土粒比重决定于土的矿物成分,



它的数值一般为 2.6~2.8; 有机质土为 2.4~2.5; 泥炭土为 1.5~1.8。同一种类的土, 其比重变化幅度很小。

土粒比重可在试验室内用比重瓶测定。将置于比重瓶内的土样在 105~110℃ 下烘干后冷却至室温用精密天平测其质量, 用排水法测得土粒体积, 并求得同体积 4℃ 纯水的质量, 土粒质量与其比值就是土粒比重。

由于比重变化的幅度不大, 通常可按经验数值选用。

(3) 土的含水量  $\omega$

土中含水的质量与土粒质量之比, 称为土的含水量, 以百分数计, 即:

$$\omega = \frac{m_w}{m_s} \times 100\%$$

含水量  $\omega$  是标志土的湿度的一个重要物理指标。天然状态下土层的含水量称天然含水量, 其变化范围很大, 它与土的种类、埋藏条件及其所处的自然地理环境等有关。一般干的粗砂土, 其值接近于零, 而饱和砂土, 可达 40%; 坚硬的粘性土的含水量约小于 30%, 而饱和状态的软粘性土 (如淤泥), 则可达 60% 或更大。一般说来, 同一类土, 当其含水量增大时, 则其强度就降低。

土的含水量一般用“烘干法”测定。先称小块原状土样的湿土质量, 然后置于烘箱内维持 100~105℃ 烘至恒重, 再称干土质量, 湿、干土质量之差与干土质量的比值, 就是土的含水量。

2.2.2.2 导出指标

(1) 土的孔隙比  $e$  和孔隙率  $n$

土的孔隙比  $e$ : 土中孔隙体积与土体积之比。孔隙比用小数表示。即:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

天然状态下土的孔隙比称为天然孔隙比, 它是一个重要的物理性指标, 可以用来评价天然土层的密实程度。一般  $e < 0.6$  的土是密实的低压缩性土,  $e > 1.0$  的土是疏松的高压缩性土。

土的孔隙率  $n$ : 土中孔隙所占体积与总体积之比, 用以百分数表示, 即:

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100\%$$

一般粘性土的孔隙率为 30~60%, 无粘性土为 25~45%。

(2) 土的饱和度  $S_r$

土中被水充满的孔隙体积与孔隙总体积之比, 称为土的饱和度, 以百分率计, 即:

砂土根据饱和度  $S_r$  的指标值分为稍湿、很湿与饱和三种湿度状态, 其划分标准见下表。

砂土湿度状态	稍湿	很湿	饱和
饱和度 $S_r$ (%)	$S_r \leq 50$	$50 < S_r \leq 80$	$S_r > 80$

(3) 不同状态下的几种密度

——土的干密度  $\rho_d$ ：土单位体积中固体颗粒部分的质量，称为土的干密度，即：

$$\rho_d = \frac{m_s}{V}$$

在工程上常把干密度作为评定土体紧密程度的标准，以控制填土工程的施工质量。

——土的饱和密度  $\rho_{sat}$ ：土孔隙中充满水时，单位体积质量，即

$$\rho_{sat} = \frac{m_s + V_v \rho_w}{V}$$

式中  $\rho_w$  为水的密度，近似等于  $\rho_{wt} = 1\text{g/cm}^3$ 。

——土的浮密度  $\rho'$ ：在地下水位以下，土体中土粒的质量扣除浮力后，即为单位体积中土粒的有效质量即：

$$\rho' = \frac{m_s - V_v \rho_w}{V}$$

在实际应用中，经常采用土的容重，即土的重力密度，其数值上等于相应土密度与重力加速度的乘积。一般分为：天然容重  $\gamma$ 、干容重  $\gamma_d$ 、饱和容重  $\gamma_{sat}$ 、有效容重  $\gamma'$  分别按下列公式计算：  
 $\gamma = \rho \cdot g$ ； $\gamma_d = \rho_d \cdot g$ ； $\gamma_{sat} = \rho_{sat} \cdot g$ ； $\gamma' = \rho' \cdot g$  式中  $g$  为重力加速度，各指标的单位  $\text{kN/m}^3$ 。

2.2.3 指标间的相互换算

上述土的三相比例指标中，土粒比重  $d_s$ 、含水量  $\omega$  和密度  $\rho$  三个指标是通过试验测定的。在测定这三个基本指标后，可以求得其余各个指标。

详见书中第 12 页表 1.2。

两种类型的重要例题讲解：

- 1 给定某一个或几个物理量：如书中第 13 页例 1.1
- 2 未给定任何物理量，如书中第 14 页例 1.2

作业布置	课后练习
教学反思	本节课程原理性和推导性的内容比较多，教学过程尽量简单直接的描述，主要采用讲解和算例结合，即学即用。

教师 李瑞军

审阅 蒋希雁

## 河北建筑工程学院

## 教案

课程名称: 土力学

第 4 讲

第 15 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40（实验 8）
章节名称	2.3-2.7 土的物理特征, 土的分类		
教学目标	1、无粘性土的密实度对其工程性质的影响。砂土密实度按孔隙比、相对密实度、标准贯入锤击数 $N$ 的划分方法。各类划分方法的特点。碎石类土密实度的划分方法。 2、粘性土的含水量对其工程性质的影响。界限含水量的概念, 塑限、液限、缩限的定义及测量方法。塑性指数、液性指数的物理意义及表示方法。 3、地基土的分类依据和命名方法。		
重难点	土的物理状态指标; 碎石土、砂土、粉土、粘性土的分类。		
教学方式	板书; 课堂讨论、提问; 图片; 启发式教学。		
思政元素	通过对《土的工程分类》、《建筑地基设计规范》的介绍, 激发学生理解规范与正确设计的责任感。		
内 容			
<b>§ 2.3 土的物理状态指标</b>			
<b>§ 2.3.1 无粘性土的密实度</b>			
无粘性土的密实度指的是碎石土和砂土的疏密程度。 对于同一种无粘性土, 当其孔隙比小于某一限度时, 处于密实状态, 随着孔隙比的增大, 则处于中密、稍密直到松散状态。无粘性土的这种特性, 是因为它所具有的单粒结构决定的。 无粘性土的 <b>相对密实度</b> : 以最大孔隙比 $e_{\max}$ 与天然孔隙比 $e$ 之差和最大孔隙比 $e_{\max}$ 与最小孔隙比 $e_{\min}$ 之差的比值 $D_r$ , 表示, 即: $D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$ 无粘性土的最小孔隙比是最紧密状态的孔隙比, 用符号 $e_{\min}$ 表示, $e_{\min}$ 一般采用“振击法”测定; 无粘性土的最大孔隙比是土处于最疏松状态时的孔隙比, 用符号 $e_{\max}$ 表示。 $e_{\max}$ 一般采用“松砂器法”测定。			



从上式可知,若无粘性土的天然孔隙比 $e$ 接近于 $e_{\min}$ ,即相对密度 $D_r$ 接近于1时,土呈密实状态,当 $e$ 接近于 $e_{\max}$ 时,即相对密度 $D_r$ 接近于0,则呈松散状态。

无粘性土的天然孔隙比 $e$ 如果接近 $e_{\max}$ (或 $e_{\min}$ ),则该无粘性土处于天然疏松(或密实)状态,这可用无粘性土的相对密实度进行评价。

根据 $D_r$ 值可把砂土的密实度状态划分为下列三种:

$1 \geq D_r > 0.67$  密实

$0.67 \geq D_r > 0.33$  中密

$0.33 \geq D_r > 0$  松散

相对密实度试验适用于透水性良好的无粘性土,如纯砂、纯砾等。

对于不同的无粘性土,其 $e_{\min}$ 与 $e_{\max}$ 的测定值也是不同的, $e_{\min}$ 与 $e_{\max}$ 之差(即孔隙比可能变化的范围)也是不一样的。一般土粒粒径较均匀的无粘性土,其 $e_{\max}$ 与 $e_{\min}$ 之差较小;对不均匀的无粘性土,则其差值较大。

相对密实度是无粘性粗粒土密实度的指标,它对于土作为土工构筑物和地基的稳定性,特别是在抗震稳定性方面具有重要的意义。

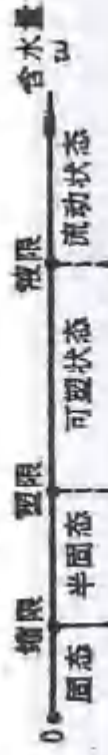
对于砂土,也可用天然孔隙比 $e$ 来评定其密实度,但是矿物成分、级配、粒度成分等各种因素对砂土的密实度都有影响,并且在具体的工程中,难于取得砂土原状土样,因此,利用标准贯入试验、静力触探等原位测试方法来评价砂土的密实度得到了工程技术人员的广泛采用。砂土根据标准贯入试验的锤击数 $N$ 分为松散、稍密、中密及密实四种密实度。

### § 2.3.2 粘性土的稠度

土的水理性质一般指的是粘性土的液限、塑限(由实验室测得)及由这两个指标计算得来的液性指数和塑性指数,这几个指标也是工程中必需提供的。对于饱和粘性土还有灵敏度和触变性。

#### 1. 粘性土的界限含水量

粘性土由于其含水量的不同,而分别处于固态、半固态、可塑状态及流动状态。可塑状态就是当粘性土在某含水量范围内,可用外力塑成任何形状而不发生裂纹,并当外力移去后仍能保持既得的形状。土的这种性能叫做可塑性。粘性土由一种状态转到另一种状态的分界含水量,叫做界限含水量,它对粘性土的分类及工程性质的评价有重要意义。



粘性土物理状态与含水量的关系

土由可塑状态转到流动状态的界限含水量叫做液限(也称塑性上限含水量或流限),用符号 $\omega_L$ 表示,土由半固态转到可塑状态的界限含水量叫做塑限(也称塑性下限含水量),用符号 $\omega_P$ 表示,土由半固体状态不断蒸发水分,则体积逐渐缩小,直到体积不再缩小时土的界限含水量叫缩限,用符号 $\omega_s$ 表示,它们都以百分数表示。



粘性土的塑限 $\omega_p$ 采用“搓条法”测定。即用双手将天然湿度的土样搓成小圆球(球径小于10mm),放在毛玻璃板上再用手掌慢慢搓滚成小土条,用力均匀,搓到土条直径为3mm,出现裂纹,自然断开,这时断裂土条的含水量就是塑限 $\omega_p$ 值。

上述测定塑限的搓条法存在着较大的缺点,主要是由于采用手工操作,受人为因素的影响较大,因而成果不稳定。近年来许多单位都在探索一些新方法,以便取代搓条法,如以联合法测定液限和塑限。

联合测定法求液限、塑限是采用锥式液限仪以电磁放锥法对粘性土试样以不同的含水量进行若干次试验,并按测定结果在双对数坐标纸上作出76g圆锥体的入土深度与含水量的关系曲线。根据大量试验资料看,它接近于一根直线,如同时采用圆锥仪法及搓条法分别作液限、塑限试验进行比较,则对应于圆锥体入土深度为10mm及2mm时土样的含水量分别为该土的液限和塑限。

因此,在工程实践中,为了准确、方便、迅速地求得某土样的液限和塑限时,则需用电磁放锥的锥式液限仪对土样以不同的含水量做几次(一般做三次)试验,即可在坐标纸上以相应的几个点近似地定出直线,然后可在直线上求出液限和塑限。

早在50年代以来,我国一直以76g圆锥仪下沉深度10mm作为液限标准,但这与碟式仪测得的液限值不一致。对国内外一些研究成果分析表明,取圆锥仪下沉深度17mm为液限标准,则与碟式仪值相当。目前由于资料积累不足,在计算塑性指数、液性指数以及相应的土的分类,与地基承载力的相关关系中,仍然以圆锥沉入10mm为标准。

## 2. 粘性土的塑性指数和液性指数

塑性指数:是指液限和塑限的差值(省去%符号),即土处在可塑状态的含水量变化范围用符号 $I_p$ 表示,即:

$$I_p = \omega_L - \omega_p$$

显然,或塑性指数愈大,土处于可塑状态的含水量范围也愈大。塑性指数的大小与土中结合水的可能含量有关,土中结合水的含量与土的颗粒组成、土粒的矿物成分以及土中水的离子成分和浓度等因素有关。从土的颗粒来说,土粒越细、且细颗粒(粘粒)(粘粒)的含量越高,则其比表面和可能的结合水含量愈高,因而 $I_p$ 也随之增大,从矿物成分来说,粘土矿物可能具有的结水量大(其中尤以蒙脱石类为最大),因而 $I_p$ 也大。从土中水的离子成分和浓度来说,当水中高价阳离子的浓度增加时,土粒表面吸附的反离子层的厚度变薄,结合水含量相应减少, $I_p$ 也小,反之随着反离子层中的低价阳离子的增加, $I_p$ 变大。

由于塑性指数在一定程度上综合反映了影响粘性土特征的各种重要因素,因此,在工程上常按塑性指数对粘性土进行分类。

《建筑地基设计规范》规定粘性土按塑性指数 $I_p$ 值可划分为粘土、粉质粘土。

液性指数:粘性土的天然含水量和塑限的差值与塑性指数之比,用符号 $I_L$ 表示,即:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{\omega - \omega_p}{I_p}$$

从式中可见,当土的天然含水量 $\omega$ 小于 $\omega_p$ 时, $I_L$ 小于0,天然土处于坚硬状态;当 $\omega$ 大于 $\omega_L$ 时, $I_L$ 大于1,天然土处于流动状态;当 $\omega$ 在 $\omega_p$ 与 $\omega_L$ 之间时,即 $I_L$ 在0~1之间,则天然土处于可塑状态。

因此可以利用液性指数 $I_L$ 来表示粘性土所处的软硬状态。 $I_L$ 值愈大,土质愈软,反之,土质愈硬。

《建筑地基基础设计规范》规定粘性土根据液性指数划分为坚硬、硬塑、可塑、软塑及流塑五种软硬状态,其划分标准见书。

## § 2.6 土的胀缩性、湿陷性和冻胀性

书中 46 页

## § 2.7 地基土(岩)的分类

地基土(岩)的分类是根据不同的原则将其划分为一定的类别,同一类别的土在工程地质性质上应比较接近。土的合理分类具有很大的实际意义,例如根据分类名称可以大致判断土(岩)的工程特性、评价土作为建筑材料的适宜性及结合其他指标来确定地基的承载力等。

岩石和土的分类方法很多,不同部门根据其用途采用各自的分类方法,在建筑工程中,土是作为地基以承受建筑物的荷载,因此着眼于土的工程性质(特别是强度与变形特性)及其与地质成因的关系来进行分类。

岩石(基岩)是指颗粒间牢固联结,是整体或具有节理、裂隙的岩体,它作为建筑场地和建筑地基可按下列原则分类:

- (1) 按成因分为岩浆岩、沉积岩和变质岩。
- (2) 根据坚固性分为硬质岩石和软质岩石。
- (3) 根据风化程度分为微风化、中等风化和强风化。
- (4) 按软化系数 $K_R$ 分为软化岩石和不软化岩石。 $K_R$ 为饱和状态与风干状态的岩石单轴极限抗压强度之比。 $K_R \leq 0.75$ 为软化岩石, $K_R > 0.75$ 为不软化岩石。

作为建筑场地和建筑物地基的土的分类一般可按下列原则进行:

- (1) 根据沉积(堆积)年代可分为老沉积土(第四纪晚更新世 $Q_3$ 及其以前沉积的土),一般沉积土(第四纪全新世 $Q_4$ 文化期以前沉积的土)和新近沉积土( $Q_4$ 文化期以来新近沉积的土)。
- (2) 根据地质成因可分为残积土、坡积土、洪积土、冲积土等。
- (3) 根据有机质含量可分为无机土、有机土、泥炭质土和泥炭。
- (4) 根据颗粒级配或塑性指数可分为碎石土、砂土、粉土和粘性土。
- (5) 根据土的工程特性的特殊性质可分为一般土和各种特殊土。

现对岩石、碎石土、砂土、粉土、粘性土、特殊土等的工程分类分述如下。

## 2.7.1 《地基规范》分类法

### 2.7.1.1 岩石

岩石根据坚固性可分为硬质岩石和软质岩石两类。

在建筑场地和地基勘察工作中，一般根据岩石由于风化所造成的特征，包括矿物变异、结构和构造、坚硬程度以及可挖掘性或可钻性等，而将岩石的风化程度划分为微风化、中等风化和强风化三等。

### 2.7.1.2 碎石土

碎石土是粒径大于2mm的颗粒含量超过全重50%的土。

碎石土根据颗粒含量及颗粒形状分为漂石或块石、卵石或碎石、圆砾或角砾。

### 2.7.1.3 砂土

砂土是指粒径大于2mm的颗粒含量不超过全重50%，粒径大于0.075mm的颗粒超过全重50%的土。

砂土按颗粒含量分为砾砂、粗砂，中砂，细砂和粉砂4。

### 2.7.1.4 粉土

粉土介于无粘性土与粘性土之间，是指粒径大于0.075mm的颗粒含量不超过全重50%、塑性指数 $I_p$ 小于或等于10的土。必要时可根据颗粒级配分为砂质粉土(粒径小于0.005mm的颗粒含量不超过全重10%)和粘质粉土(粒径小于0.005mm的颗粒含量超过全重10%)。

砾粒以下的土粒，国内外部分为砂粒、粉粒与粘粒三级，三种土粒的差别是很明显的。自然界中的土体，一般是这三种土粒的混合物。对某一土体，在一定级配下，其中某一种土粒起主导作用时，则该土体主要呈现那种土粒的特性。

### 2.7.1.5 粘性土

粘性土是指塑性指数 $I_p$ 大于10的土。粘性土按塑性指数 $I_p$ 的指标值分为粘土和粉质粘土。

### 2.7.1.6 人工填土

特殊土是指在特定地理环境或人为条件下形成的特殊性质的土。它的分布一般具有明显的区域性。特殊土包括软土、人工填土、湿陷性土、红粘土、膨胀土、多年冻土、混合土、盐渍土、污染土等。下面介绍其定义、特征和分类。

### 2.7.2 细粒土按塑性图分类

作业布置	课后练习
教学反思	本课程内容原理性和推导性的内容比较多，教学过程尽量简单直接的描述，主要采用讲解和算例结合，即学即用。

教师 李瑞军

审阅 蒋希雁



河北建筑工程学院

教案

课程名称: 土力学

第 5 讲

第 20 页

上课班级	勘查 201-2 班		课程总学时	40 (实验 8)
章节名称	3 土的渗透性及渗流			
教学目标	通过对土的渗透性及渗流的学习,使学生掌握土的层流渗透定律及渗透性指标;熟悉渗透性指标的测定方法及影响因素,渗透破坏与渗流控制问题。			
重难点	土的渗透定律及渗透破坏。			
教学方式	板书; 课堂讨论、提问; 图片; 启发式教学。			
思政元素	从水力破坏工程事故引入教学,给学生以警示,培养学生的职业素养和职业道德。			
内 容				
<b>3.1 概述</b> <p>土是由固体相的颗粒、孔隙中的液体和气体三相组成的,而土中的孔隙具有连续的性质,当土作为水土建筑物的地基或直接把它用作水土建筑物的材料时,水就会在水头差作用下从水位较高的一侧透过土体的孔隙流向水位较低的一侧。</p> <p>渗透:在水头差作用下,水透过土体孔隙的现象</p> <p>渗透性:土允许水透过的性能称为土的渗透性。</p> <p>水在土体中渗透,一方面会造成水量损失,影响工程效益;另一方面将引起土体内部应力状态的变化,从而改变水土建筑物或地基的稳定条件,甚者还会酿成破坏事故。</p> <p>此外,土的渗透性的强弱,对土体的固结、强度以及工程施工都有非常重要的影响。</p> <p>本章将主要讨论水在土体中的渗透性及渗透规律,以及渗透力渗透变形等问题。</p>				
<b>3.2 土的渗透性</b> <p>土体中空隙的形状和大小是极不规则的,因而水在土体空隙中的渗透是一种十分复杂的现象,由于土体中的空隙一般非常微小,水在土体中流动时的粘滞阻力很大,流速缓慢,因此,其流动状态大多属于层流。</p> <p>1855 年,达西利用图 3-4 所示(书中第 63 页)试验装置,对砂土的渗透性进行了研究,发现水在土中的渗透速度与试样两端间的水头差成正比,而与渗流长度成反比,于是他把渗流速度表示为:</p> $v = K \frac{\Delta h}{l} = Ki \quad \text{或} \quad Q = vA = KiA$ <p>这就是著名的达西定律,</p> <p>式中 <math>v</math>: 表示断面平均渗透速度,单位: mm/s</p> <p><math>K</math>: 渗透系数, (mm/s) 其物理意义是当水力坡降 <math>i=1</math> 时的渗透速度。</p> <p>达西定律说明: (1) 在层流状态的渗流中,渗透速度 <math>v</math> 与水力坡降的一次方成正比,并与</p>				



土的性质有关。

或：砂土的渗透速度与水力坡降呈线性关系。(2)但对于密实的粘土，由于吸着水具有较大的粘滞阻力，因此只有当水力坡降达到某一数值，克服了吸着水的粘滞阻力以后，才能发生渗透。我们将这一开始渗透时的水力坡降称为粘性土的起始水力坡降 $i_0$ 。

试验资料表明，密实的粘土不但存在起始水力坡降，而且当水力坡降超过起始坡降后，渗透速度与水力坡降的规律还偏离达西定律而呈非线性关系。

$$v = K(i - i_0)$$

式中： $i_0$ 指密实粘土的起始水力坡降。

此外，试验也表明，在粗颗粒土中（如砾石、卵石），只见在小的水力坡降下，渗透速度与水力坡降才能呈线性关系，而在较大的水力坡降下，水在土中的流动即进入紊流状态，渗透速度与水力坡降呈非线性关系，此时达西定律不能适用。

### 渗透系数的测定和影响因素

#### (一) 渗透系数的测定方法

主要分现场试验和室内试验两大类，一般说，现场试验比室内试验所得到的成果要准确可靠。

1. 实验室测定法：常水头试验法，透水性的砂性土  
变水头试验法：透水性小的无粘性土

#### 2. 现场测定法：

- 注水法
- 抽水法：降低水位法：平衡法、不平衡法
- 水位恢复法

#### (二) 影响渗透系数的因素 (67页)

1. 土的粒度成分和矿物成分的影响：土的颗粒大小、形状及级配，影响土中空隙大小及形状，因而影响渗透性。

土粒越粗，越浑圆，越均匀时，渗透性就大；砂土中含有较多粉土，或粘土颗粒时，其渗透系数就大大降低。土中含有亲水性较大的粘土矿物或有机质时，也大大降低土的渗透性。

#### 2. 孔隙比对渗透系数的影响

由  $e = V_v/V_s$  可知，孔隙比  $e$  越大， $V_v$  越大，渗透系数越大，而孔隙比的影响，主要决定于土体中的孔隙体积，而孔隙体积又决定于孔隙的直径大小，决定于土粒的颗粒大小和级配。

#### 3. 土的结构构造的影响

天然土层通常不是各向同性的，在渗透性方面往往也是如此。

如黄土特别是具结构性黄土，具有垂直方向的渗透系数要比水平方向大得多。

层状粘土常夹有薄的粉砂层，它在水平方向的渗透系数要比垂直方向大得多。

#### 4. 结合水膜厚度的影响

粘性土中若土粒的结合水膜较厚时，会阻塞土的孔隙，降低土的渗透性。

#### 5. 土中气体的影响

当土孔隙中存在密闭气泡时，会阻塞水的渗流，从而降低了土的渗透性。这种密闭气泡有时是由溶解于水中的气体分离而形成的，故水的含水量也影响土的渗透系数。

6. 影响因素：水温，试验表明， $K$  与渗透液体的容量  $\gamma_w$  及粘滞系数有关；水温不同， $\gamma_w$  相差不大，但粘滞系数变化较大，水温升高，粘滞系数降低， $K$  增大。

此外，渗透水的性质对  $K$  值的影响。

### 3.4 渗透破坏与控制

渗流所引起的变形（稳定）问题一般可归结为两类：

一类是土体的局部稳定问题。这是由于渗透水流将土体中的细颗粒冲出，带走或局部土体产生移动，导致土体变形而引起的渗透变形。

另一类是整体稳定问题。这是在渗流作用下，整个土体发生滑动或坍塌。

### 一、渗透力

水在土体中流动时,将会引起水头的损失,而这种损失是由于水在土体孔隙中流动时,力图拖曳土粒时而消耗能量的结果。我们将渗透水流施于单位土体内土粒上的拖曳力称为渗透力。

#### 1、渗透力演示试验

由教材图可知:

(1)当 1 与 2 水平齐时,则无渗流发生;

(2)若将 2 提升,则 B 内的水就透过砂样 1 从溢水口流出。提得越高,水流越快。

(6)当 2 提升到某一高度时,可看到砂土出现像沸腾那样的现象(砂沸)设水下土颗粒有效重力为  $W'$  (土粒重力与水的浮力之差),竖直向上的渗透力为  $j$ ,则土粒实际合力  $R=W'-j$ 。

当  $j \geq W'$  时,  $R \leq 0$ ,土粒处于悬浮状态,出现上述现象。

#### 2、渗透力的特征与计算

渗透力具有以下特征:

(1)渗透力是一种体积力,量纲为  $\text{KN/m}^3$

(2)渗透力与水力坡降成正比  $j=r_w \cdot i$

(6)渗透力方向与渗流方向一致。

单位体积土体内土粒所受到的单位渗透力  $j$  为:

$$j = \frac{J}{V} = \frac{r_w \cdot a \Delta h}{a l} = \frac{r_w \Delta h}{l} r_w i$$

### 二、流砂或流土现象

流土也称流砂,是指在渗流作用下,某一范围内土体的表面隆起、浮动或某一颗粒群的同时启动而流失的一种沙沸现象。在渗透力作用下,土体中的颗粒群同时启动而流失,它可以发生在非黏性土中,也可以发生在黏性土中。在渗流力作用下,粒间有效应力为零时,颗粒群发生悬浮、移动的现象称为流土现象或流砂现象。

在渗流力作用下,粒间有效应力为零时,颗粒群发生悬浮、移动的现象称为流土现象或流砂现象。这种现象多发生在颗粒级配均匀的饱和细、粉砂和粉土层中,它的发生一般是突发性的,对工程危害极大。

### 三、管涌和潜蚀现象

管涌是指在渗流作用下,土体中的细颗粒被地下水从粗颗粒的空隙中带走,从而导致土体形成贯通的渗流通道,造成土体塌陷的现象。

管涌发生时,如不及时处理,空洞会在很短的时间内扩大,其势不可挡,从而导致堤坝坍塌。

管涌发生时,水面出现翻花,随着上游水位升高,持续时间延长,险情不断恶化,大量涌水翻沙,使堤防、水闸地基土壤骨架破坏,孔道扩大,基土被淘空,引起建筑物塌陷,造成决堤、垮坝、倒闸等事故。

作业布置	课后练习
教学反思	本节课程原理性和推导性的内容比较多,教学过程尽量简单直接的描述,主要采用讲解和算例结合,即学即用。

教师 李瑞军

审阅 蒋希雁

## 河北建筑工程学院

## 教案

课程名称: 土力学

第 6 讲

第 23 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40 (实验 8)
章节名称	4.1 概述 4.2 土中自重应力 4.3 基底压力		
教学目标	1、自重应力在地基土中的分布规律; 2、均匀土、成层土和有地下水水位时土中自重应力的计算方法; 3、基底压力的概念; 4、中心荷载作用下的基底压力计算方法。		
重难点	均匀土、成层土和有地下水水位时土中自重应力的计算方法; 中心荷载作用下的基底压力计算方法。		
教学方式	板书; 课堂讨论、提问; 图片; 启发式教学。		
思政元素	从强度出发, 引出强度破坏工程事故, 给学生以警示, 培养学生的职业素养和职业道德。		
内 容			
4 土中应力			
§ 4.1 概述			
§ 4.2 土中自重应力			
<p>建筑物的建造使地基土中原有的应力状态发生变化, 而引起地基变形, 出现基础沉降。由于建筑物荷载差异和地基不均匀等原因, 基础各部分的沉降或多或少总是不均匀的, 使得上部结构之中相应地产生额外的应力和变形。基础不均匀沉降超过了一定的限度, 将导致建筑物的开裂、歪斜甚至破坏, 例如砖墙出现裂缝、吊车轮子出现卡轨或滑轨、高耸构筑物倾斜、机器转轴倾斜以及与建筑物连接管道断裂等等。因此, 研究地基变形, 对于保证建筑物的正常使用、经济和安全, 都具有很大的意义。</p> <p>地基的沉降, 必须从土的应力与应变的基本关系出发来研究。对于地基土的应力一般要考虑基底附加应力、地基自重应力和地基附加应力。地基的变形是由地基的附加应力导致, 变形都有一个由开始到稳定的过程。我们把地基稳定后的累计变形量称为最终沉降量。地基应力一般包括由土自重引起的自重应力和由建筑物引起的附加应力, 这两种应力的产生条件不相同, 计算方法也有很大差别。以常规方法计算由建筑物引起的地基附加应力时, 事先确定基础底面的压力分</p>			

布是不可缺少的条件。

土是由土粒、水和气所组成的非连续介质。若把土体简化为连续体,而应用连续体力学(例如弹性力学)来研究土中应力的分布时,应注意到,土中任意截面上都包括有骨架和孔隙的面积在内,所以在地基应力计算时都只考虑土中某单位面积上的平均应力。

在计算土中自重应力时,假设天然地面是一个无限大的水平面,因而在任意竖直面和水平面上均无剪应力存在。如果地而下土质均匀,天然重度为 $\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>),则在天然地面下任意深度 $z$  (m)处 $a-a$ 水平面上的竖向自重应力 $\sigma_{cz}$  (kPa),可取作用于该水平面上任一单位面积的土柱体自重 $\gamma z \times 1$ 计算,

$$\text{即: } \sigma_{cz} = \gamma z$$

$\sigma_{cz}$  沿水平面均匀分布,且与 $z$ 成正比,即随深度按直线规律分布。

地基中除有作用于水平面上的竖向自重应力外,在竖直面上还作用有水平向的侧向自重应力。由于 $\sigma_{cz}$  沿任一水平面上均匀地无限分布,所以地基土在自重作用下只能产生竖向变形,而不能有侧向变形和剪切变形。从这个条件出发,根据弹性力学,侧向自重应力 $\sigma_{cx}$ 和 $\sigma_{cy}$ 应与 $\sigma_{cz}$ 成正比,而剪应力均为零,即:

$$\begin{aligned} \sigma_{cx} &= \sigma_{cy} = K_0 \sigma_{cz} \\ \tau_{xy} &= \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0 \end{aligned}$$

必须指出,只有通过土粒接触点传递的粒间应力,才能使土粒彼此挤紧,从而引起土体的变形。而且粒间应力又是影响土体强度的一个重要因素,所以粒间应力又称为有效应力。因此,土中自重应力可定义为土自身有效重力在土体中引起的应力。土中竖向和侧向的自重应力一般均指有效自重应力。对地下水位以下土层必须以有效重度 $\gamma'$ 代替天然重度 $\gamma$ 。为了简便起见,以后各章节中把常用的竖向有效自重应力 $\sigma'_{cz}$ ,简称为自重应力,并改用符号 $\sigma_v$ 表示。

地基土往往是成层的,因而各层土具有不同的重度。如地下水位于同一土层中,计算自重应力时,地下水位面也应作为分层的界面。天然地面下深度 $z$ 范围内各层土的厚度自上而下分别为 $h_1, h_2, \dots, h_i, \dots, h_n$ ,计算出高度为 $z$ 的土柱体中各层土重的总和后,可得到成层土自重

$$\text{应力计算公式} \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$$

式中:  $\sigma_v$ —天然地面下任意深度 $z$ 处的竖向有效自重应力, kPa;

$n$ —深度 $z$ 范围内的土层总数;

$h_i$ —第 $i$ 层土的厚度, m;

$\gamma_i$ —第 $i$ 层土的天然重度,对地下水位以下的土层取有效重度 $\gamma'_i$ , kN/m<sup>3</sup>。

在地下水位以下,如埋藏有不透土层(例如岩层或只含结合水的坚硬粘土层),由于不透水层中不存在水的浮力,所以层面及层面以下的自重应力应按上覆土层的水土总重计算。

自然界中的天然土层,一般形成至今已有很长的地质年代,它在自重作用下的变形早已稳定。



但对于近期沉积或堆积的土层,应考虑它在自重应力作用下的变形。

此外, **地下水位的升降**会引起土中自重应力的变化。

例如在软土地区,常因大量抽取地下水,以致地下水水位长期大幅度下降,使地基中原水位以下的有效自重应力增加,而造成地表大面积下沉的严重后果。至于地下水位的长期上升,常发生在人工抬高蓄水位地区(如筑坝蓄水)或工业用水大量渗入地下的地区,如果该地区土层具有遇水后发生湿陷的性质,必须引起注意。

### § 4.3 基底压力

建筑物荷载通过基础传递给地基,在基础底面与地基之间便产生了接触应力。它既是基础作用于地基的基底压力,同时又是地基反作用于基础的基底反力。基底压力分布是与基础的大小和刚度,作用于基础上荷载的大小和分布、地基土的力学性质以及基础的埋深等许多因素有关。根据弹性力学中圣维南原理,在地表下一定深度处,土中应力分布与基础底面上荷载分布的影响并不显著,而只决定于荷载合力的大小和作用点位置。因此,对于具有一定刚度以及尺寸较小的柱下单独基础和墙下条形基础等,其基底压力可近似地按直线分布的图形计算,即按下述材料力学公式进行简化计算。

#### § 4.3.1 中心荷载下的基底压力

中心荷载下的基础,其所受荷载的合力通过基底形心。

基底压力假定为均匀分布,此时基底平均压力设计值(kPa)按下式计算:

$$p = \frac{F + G}{A}$$

式中

$F$ —作用在基础上的竖向力设计值, kN,

$G$ —基础自重设计值及其上回填土重标准值的总值, kN,

$$G = \gamma_G A d$$

其中  $\gamma_G$ —为基础及回填土之平均重度,一般取  $20 \text{ kN} / \text{m}^3$ ,但在地下水位以下部分

应扣去浮力为  $10 \text{ kN} / \text{m}^3$ ,

$d$ —为基础埋深,必须从设计地面或室内外平均设计地面算起, m;

$A$ —基底面积,  $\text{m}^2$ ,

对矩形基础  $A = lb$ ,  $l$  和  $b$  分别为矩形基底的长度和宽度。

作业布置	课后练习
教学反思	本课程内容原理性和推导出性的内容比较多,教学过程尽量简单直接的描述,主要采用讲解和算例结合,即学即用。

审 阅 蒋希雁

河北建筑工程学院

教案

课程名称: 土力学

第 7 讲

第 26 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40 (实验 8)
章节名称	4.3 基底压力 4.4 地基附加应力		
教学目标	单项偏心荷载作用下基底压力的计算; 基底附加压力的概念及计算方法; 竖向集中力作用下的地基附加应力的计算和分布规律。		
重难点	基底附加压力的概念及计算方法。		
教学方式	板书; 课堂讨论、提问; 图片; 启发式教学。		
思政元素	从强度出发, 引出强度破坏工程事故, 给学生以警示, 培养学生的职业素养和职业道德。		
内 容			
<p><b>§ 4.3 基底压力</b></p> <p><b>§ 4.3.2 单向偏心荷载作用下的基底压力</b></p> <p>对于单向偏心荷载下的矩形基础, 设计时, 通常基底长边方向取与偏心方向一致, 此时两短边边缘最大压力设计值 <math>P_{\max}</math> 与最小压力设计值 <math>P_{\min}</math> (kPa) 按材料力学短柱偏心受压公式计算:</p> $\left. \begin{matrix} P_{\max} \\ P_{\min} \end{matrix} \right\} = \frac{F+G}{lb} \pm \frac{M}{W}$ <p>式中 <math>F</math>、<math>G</math>、<math>l</math>、<math>b</math></p> $W = \frac{bl^2}{6}, m^3$ $e = \frac{M}{F+G}$ <p>把偏心荷载(如图中虚线所示)的偏心矩</p> $\left. \begin{matrix} P_{\max} \\ P_{\min} \end{matrix} \right\} = \frac{F+G}{lb} (1 \pm \frac{6e}{l})$ <p>由上式可见, 当 <math>e &lt; l/6</math> 时, 基底压力分布图呈梯形[图 4-10(a)]; 当 <math>e = l/6</math> 时, 则呈三角</p>			

形[图 4-10(b)]；当  $e > l/6$  时，按上式计算结果，距偏心荷载较远的基底边缘反力为负值，即  $P_{\min} < 0$  [如图 4-10(c)中虚线所示]。

由于基底与地基之间不能承受拉力，此时基底与地基局部脱开，而使基底压力重新分布。因此，根据偏心荷载应与基底反力相平衡的条件，荷载合力  $F+G$  应通过三角形反力分布图的形心[见图 2.6(d)中实线所示分布图形]，由此可得基底边缘的最大压力  $P_{\max}$  为：

$$P_{\max} = \frac{2(F+G)}{3bk}$$

式中  $k$ —单向偏心荷载作用点至具有最大压力的基底边缘的距离，m。

#### § 4.3.3 基底附加压力

建筑物建造前，土中早已存在着自重应力。如果基础砌置在天然地面上，那末全部基底压力就是新增加于地基表面的基底附加压力。一般天然土层在自重作用下的变形早已结束，因此只有基底附加压力才能引起地基的附加应力和变形。

实际上，一般浅基础总是埋置在天然地面下一定深度处，该处原有的自重应力由于开挖基坑而卸除。因此，由建筑物建造后的基底压力中扣除基底标高处原有的土中自重应力后，才是基底平面处新增加于地基的基底附加压力。

基底平均附加压力设计值  $P_0$  值(kPa)按下式计算：

$$P_0 = p - \sigma_c = p - \gamma_0 d$$

式中  $P$ —基底平均压力设计值，kPa，

$\sigma_c$ —土中自重应力标准值，基底处  $\sigma_c = \gamma_0 d$ ，kPa；

$\gamma_0$ —基础底面标高以上天然土层的加权平均重度， $\gamma_0 = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots)$  /

$(h_1 + h_2 + \dots)$ ， $\text{kN/m}^3$ ，其中地下水位下的重度取有效重度，

$d$ —基础埋深，必须从天然地面算起，对于新填土场地则应从老天然地面起算，

$d = h_1 + h_2 + \dots$ ，m。

#### § 4.4 地基中的附加应力

地基附加应力是指建筑物荷重在土体中引起的附加于原有应力之上的应力。

土中附加应力分布特点是：

1、地面下同一深度的水平面上的附加应力不同，沿力的作用线上的附加应力最大，向两边则逐渐减小。

2、距地面愈深，应力分布范围愈大，在同一铅直线上的附加应力不同，愈深则愈小。

计算地基附加应力，一般假定地基土是各向同性的、均质的线性变形体，而且在深度和水平方向上都是无限延伸的，即把地基看成是均质的线性变形半空间，这就可以直接采用弹性力学中关于弹性半空间的理论解答。本节主要介绍竖向集中力下地基附加应力的布辛奈斯克解及矩形基



础均布荷载、矩形基础三角形荷载、圆形基础均布荷载、条形基础均布荷载四种基础荷载组合的地基附加应力计算方法。

计算地基附加应力时，都把基底压力看成是柔性荷载，而不考虑基础刚度的影响。按照弹性力学，地基附加应力计算分为空间问题和平面问题两类。本节先介绍属于空间问题的集中力、矩形荷载和圆形荷载作用下的解答，然后介绍属于平面问题的线荷载和条形荷载作用下的解答，最后，再概要介绍一些非均质地基附加应力的弹性力学解答。

#### §4.4.1 竖向集中力下的地基附加应力

##### 1. 布辛奈斯克解

在弹性半空间表面上作用一个竖向集中力时，半空间内任意点处所引起的应力和位移的弹性力学解答是由法国 J. 布辛奈斯克 (Boussinesq, 1885) 作出的。

建筑物作用于地基上的荷载，总是分布在一定面积上的局部荷载，因此理论上的集中力实际是没有的。但是，根据弹性力学的叠加原理利用布奈斯克解答，可以通过积分或等代荷载法求得各种局部荷载下地基中的附加应力。

这六个应力分量和三个位移分量的公式中，竖向正应力  $\sigma_z$  和竖向位移  $w$  最为常用，以后有关地基附加应力计算主要是针对  $\sigma_z$  而言的。

##### 2. 等代荷载法

如果地基中某点  $M$  与局部荷载的距离比荷载面尺寸大很多时，就可以用一个集中力  $P$  代替局部荷载，然后直接应用公式计算该点的  $\sigma_z$ 。为了计算的方便，以  $R = \sqrt{r^2 + z^2}$  代入，则：

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[(r/z)^2 + 1\right]^{5/2}} \frac{P}{z^2}$$

$$K = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[(r/z)^2 + 1\right]^{5/2}} \quad \sigma_z = K \frac{P}{z^2}$$

令

式中  $K$ —集中力作用下的地基竖向附加应力系数，按  $r/z$  值查表可得。

若干个竖向集中力  $P_i (i=1, 2, \dots, n)$  作用在地基表面上，按叠加原理则地面下  $z$  深度处某点  $M$  的附加应力  $\sigma_z$  应为各集中力单独作用时在  $M$  点所引起的附加应力之总和，即：

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n K_i \frac{P_i}{z^2} = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i P_i$$

作业布置	课后练习
教学反思	本节课程原理性和推导性的内容比较多，教学过程尽量简单直接的描述，主要采用讲解和算例结合，即学即用。

教师 李瑞军

审阅 蒋希雁

## 教案

课程名称: 土力学

第 8 讲

第 29 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40 (实验 8)
章节名称	4.4 地基中的附加应力		
教学目标	应用角点法计算地基土中任意一点的竖向附加应力; 了解附加应力在地基中的分布规律。		
重难点	角点法的应用步骤及计算方法。		
教学方式	板书; 课堂讨论、提问; 例题讲解; 启发式教学。		
思政元素	从强度出发, 引出强度破坏工程事故, 给学生以警示, 培养学生的职业素养和职业道德。		
内 容			
<p><b>§ 4.4.2 矩形荷载和圆形荷载作用时的地基附加应力</b></p> <p>设矩形基础均布荷载面的长度和宽度分别为 <math>l</math> 和 <math>b</math>, 作用于地基上的竖向均布荷载(例如中心荷载下的基底附加压力)为 <math>P_0</math>。先以积分法求矩形荷载面角点下的地基附加应力, 然后运用角点法求得矩形荷载下任意点的地基附加应力。</p> <p>以矩形荷载面角点为坐标原点 <math>o</math>, 在荷载面内座标为 <math>(x, y)</math> 处取一微面积 <math>dxdy</math>, 并将其上的分布荷载以集中力 <math>P_0 dxdy</math> 来代替, 则在角点 <math>o</math> 下任意深度 <math>z</math> 的 <math>M</math> 点处由该集中力引起的竖向附加应力 <math>d\sigma_z</math>, 为:</p> $d\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{\rho_0 z^3}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} dxdy$ <p>将它对整个矩形荷载面 <math>A</math> 进行积分:</p> $K_c = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{lbz(l^2 + b^2 + 2z^2)}{(l^2 + z^2)(b^2 + z^2)\sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} + \arctan \frac{lb}{\sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} \right]$ <p>令</p> $\sigma_z = K_c P_0$ <p>得:</p>			

又令  $m = l/b, n = z/b$ , (注意其中  $b$  为荷载面的短边宽度) 则:

$$K_c = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{mn(m^2 + 2n^2 + 1)}{(m^2 + n^2)(1 + n^2)\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} + \arctan \frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right]$$

$K_c$  为矩形基础均布荷载角点下的竖向附加应力系数, 简称角点应力系数, 可按  $m$  及  $n$  值由表查得。

对于矩形基础均布荷载附加应力计算点不位于角点下的情况, 就可利用书 43 页式 (2-18) 以角点法求得。

- (a) 计算点  $o$  在荷载面边缘; (b) 计算点  $o$  在荷载面内;  
(c) 计算点  $o$  在荷载面边缘外侧; (d) 计算点  $o$  在荷载面角点外侧

以角点法计算均布矩形荷载下的地基附加应力

计算点不位于矩形荷载面角点下有四种情况 (在图中  $o$  点以下任意深度  $z$  处)。计算时, 通过  $o$  点把荷载面分成若干个矩形面积, 这样,  $o$  点就必然是划分出的各个矩形公共角点, 然后再按书计算每个矩形角点下同一深度  $z$  处的附加应力  $\sigma_z$ , 并求其代数和。四种情况的算式分别如下:

#### (a) 计算点 $o$ 在荷载面边缘

$$\sigma_z = (K_{cl} + K_{cul})p_0$$

式中  $K_{cl}$  和  $K_{cul}$  分别表示相应于面积 I 和 II 的角点应力系数。必须指出, 查 43 页表 2-5 时所取用边长  $l$  应为任一矩形荷载面的长度, 而  $b$  则为宽度, 以下各种情况相同, 不再赘述。

#### (b) 计算点 $o$ 在荷载面内

$$\sigma_z = (K_{cl} + K_{cul} + K_{cul'})p_0$$

如果  $o$  点位于荷载面中心, 则  $K_{cl} = K_{cul} = K_{cul'} = K_{cul'}$ , 得  $\sigma_z = 4K_{cul}p_0$ , 此即利用角点法求均布的矩形荷载面中心点下  $\sigma_z$  的解, 亦可直接查中点应力系数表 (略)。

#### (c) 计算点 $o$ 在荷载面边缘外侧

此时荷载面  $abcd$  可看成是由 I (ofbg) 与 II (ofah) 之差和 IV (oecg) 与 III (oedh) 之差合成的, 所以

$$\sigma_z = (K_{cl} - K_{cul'} - K_{cul} + K_{cul'})p_0$$

#### (d) 计算点 $o$ 在荷载面角点外侧

把荷载面看成由 I (ohce), IV (ogaf) 两个面积中扣除 II (ohbf) 和 III (ogde) 而成的, 所以

$$\sigma_z = (K_{cl} - K_{cul} - K_{cul} + K_{cul'})p_0$$

重点习题讲解: 例 4-3 (102 页)

作业布置	
教学反思	本节课程原理性和推导性的内容比较多, 教学过程尽量简单直接的描述, 主要采用讲解和算例结合, 即学即用。

教师 李瑞军

审阅 蒯希雁



## 河北建筑工程学院

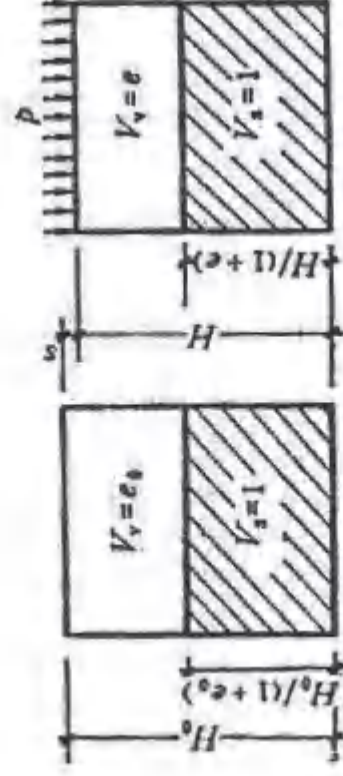
## 教案

课程名称: 土力学

第 9 讲

第 31 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40 (实验 8)
章节名称	5 土的压缩性		
教学目标	土的室内压缩试验和土的压缩指标; 土的压缩性原位测试方法。		
重难点	压缩系数、压缩指数、压缩模量的定义、表达式; 评价土压缩性的方法。		
教学方式	板书; 课堂讨论、提问; 图片资料; 启发式教学。		
思政元素	从变形出发, 引出变形破坏工程事故, 给学生以警示, 培养学生的职业素养和职业道德。		
内 容		5 土的压缩性	
5.1 概述			
5.2 固结试验及压缩性指标			
5.2.1 固结试验和压缩曲线			
<p>室内压缩试验时, 用金属环刀切取保持天然结构的原状土样, 并置于圆筒形压缩容器(书 62 页图 3-1)的刚性护环内, 土样上下各垫有一块透水石, 土样受压后土中水可以自由排出。由于金属环刀和刚性护环的限制, 土样在压力作用下只可能发生竖向压缩, 而无侧向变形。土样在天然状态下或经人工饱和后, 进行逐级加压固结, 以便测定各级压力 <math>P</math> 作用下土样压缩稳定后的孔隙比变化。</p> <p>压缩曲线即 <math>e-P</math> 曲线是室内土的压缩试验成果, 它是土的孔隙比与所受压力的关系曲线。设土样的初始高度为 <math>H_0</math>, 受压后土样高度为 <math>H</math>, 则 <math>H = H_0 - s</math>, <math>s</math> 为外压力 <math>P</math> 作用下土样压缩稳定后的变形量。根据土的孔隙比的定义, 假设土粒体积 <math>V_s = 1</math> (不变), 则土样孔隙体积 <math>V_v</math> 在受压前相应于初始孔隙比 <math>e_0</math>, 在受压后相应于孔隙比 <math>e</math></p>			



压缩试验中的土样孔隙比变化(土样横截面积不变)

为求土样压缩稳定后的孔隙比  $e$ ，利用受压前后土粒体积不变和土样横截面积不变的两个条件，得出：

$$\frac{H_0}{1+e_0} = \frac{H}{1+e} = \frac{H_0 - s}{1+e}$$

$$e = e_0 - \frac{s}{H_0}(1+e_0)$$

或

$$e_0 = \frac{d_s(1+\omega_0)}{\gamma_0} - 1$$

式中  $d_s$ 、 $\omega_0$ 、 $\gamma_0$  分别为土粒比重、土样的初始含水量和初始重度。

这样，只要测定土样在各级压力  $P$  作用下的稳定压缩量  $s$  后，就可按上式算出相应的孔隙比  $e$ ，从而绘制土的压缩曲线。

压缩曲线可按两种方式绘制，一种是采用普通直角坐标绘制的  $e-P$  曲线。

在常规试验中，一般按  $P = 50、100、200、300、400\text{kPa}$  五级加荷，另一种的横坐标则取  $P$  的常用对数值，即采用半对数直角坐标纸绘制成  $e-\log P$  曲线，试验时以较小的压力开始，采取小增量多级加荷，并加到较大的荷载(例如  $1000\text{kPa}$ ) 为止。

由土的压缩曲线可得土的压缩性指标：压缩系数，压缩指数，压缩模量。

在室内压缩试验过程中，如加压到某一值后不再加压，相反地逐级进行卸荷，则可观察到土样的回弹。若测得其回弹稳定后的孔隙比，则可绘制相应的孔隙比与压力的关系曲线，称为回弹曲线。

### 5.2.2 土的压缩系数和压缩指数

压缩性不同的土，其  $e-P$  曲线的形状是不一样的。曲线愈陡，说明随着压力的增加，土孔隙比的减小愈显著，因而土的压缩性愈高。所以， $e-P$  曲线上任一点的切线斜率  $a$  就表示了相应于压力  $P$  作用下土的压缩性，称  $a$  为土的压缩系数，即：

$$a = -\frac{de}{dp}$$

式中负号表示随着压力  $P$  的增加， $e$  逐渐减少。

一般研究土中某点由原来的自重应力  $P_1$  增加到外荷作用下的土中应力  $P_2$  这一压力间隔所表征的压缩性。

设压力由  $P_1$  增至  $P_2$ ，相应的孔隙比由  $e_1$  减小到  $e_2$ ，则与应力增量  $\Delta P = P_2 - P_1$  对应的孔隙比变化为  $\Delta e = e_1 - e_2$ 。此时，土的压缩性可用图中割线  $M_1M_2$  的斜率表示。设割线与横座标的夹角为  $\alpha$ ，则，

$$a \approx \tan \alpha = \frac{\Delta e}{\Delta P} = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}$$

式中  $a$  — 土的压缩系数， $\text{kPa}^{-1}$  或  $\text{MPa}^{-1}$

$P_1$  — 一般是指地基某深度处土中竖向自重应力， $\text{kPa}$ ；

$P_2$  — 地基某深度处土中自重应力与附加应力之和， $\text{kPa}$ ；

$e_1$  — 相应于  $P_1$  作用下压缩稳定后的孔隙比，

$e_2$  — 相应于  $P_2$  作用下压缩稳定后的孔隙比。

为了便于应用和比较，通常采用压力间隔由  $P_1 = 100 \text{kPa}$  增加到  $P_2 = 200 \text{kPa}$  时所得的压缩系数  $a_{1-2}$  来评定土的压缩性。

用压缩系数  $a_{1-2}$  来评定土的压缩性：

当  $a_{1-2} < 0.1 \text{MPa}^{-1}$  时，属低压缩性土；

$0.1 \leq a_{1-2} < 0.5 \text{MPa}^{-1}$  时，属中压缩性土；

$a_{1-2} \geq 0.5 \text{MPa}^{-1}$  时，属高压缩性土。

土的  $e - P$  曲线改绘成半对数压缩曲线  $e - \log P$  曲线时，它的后段接近直线(书 63 页图 3-3b 中的 bc 段)。其斜率  $C_c$  为：

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log P_2 - \log P_1} = (e_1 - e_2) / \log \frac{P_2}{P_1}$$

式中  $C_c$  称为土的压缩指数，以便与土的压缩系数  $a$  相区别；其它符号意义同式(书 63 页 3-6)。

同压缩系数  $a$  一样，压缩指数  $C_c$  值越大，土的压缩性越高。从图中可见  $C_c$  与  $a$  不同，它在直线段范围内并不随压力而变，试验时要求斜率确定得很仔细，否则出入很大。低压缩性土的  $C_c$  值一般小于 0.2， $C_c$  值大于 0.4 一般属于高压缩性土。国内外广泛采用  $e - \log P$  曲线来分析研究应力历史对土的压缩性的影响，这对重要建筑物的沉降计算具有现实意义。

### 5.2.3 压缩模量(侧限压缩模量)和体积压缩系数

根据  $e - P$  曲线，可以求算另一个压缩性指标 — 压缩模量  $E_s$ 。它的定义是土在完全侧限条件下下的竖向附加压应力与相应的应变增量之比值。土的压缩模量  $E_s$  可根据下式计算：

$$E_s = \frac{1 + e_1}{a}$$

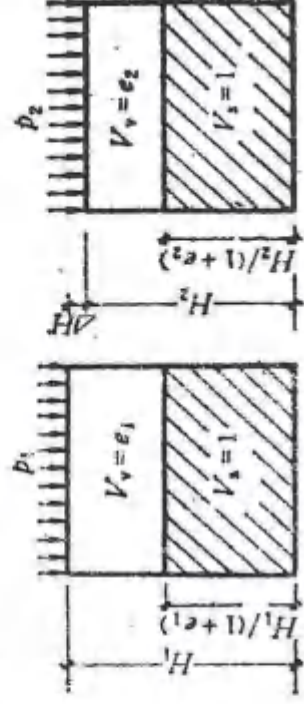


式中  $E_s$ —土的压缩模量, kPa 或 MPa;

$a$ —土的压缩系数,  $\text{kPa}^{-1}$  或  $\text{MPa}^{-1}$ , 按式(书 63 页 3-6)计算;

$e_1$ —相应于  $p_1$  作用下压缩稳定后的孔隙比意义同式

上式的推导: 如果压缩曲线中的土样孔隙比变化 ( $\Delta e = e_1 - e_2$ ) 为已知, 则可反算相应的土样高度变化  $\Delta H = H_1 - H_2$ 。



侧限条件下土样高度变化与孔隙比变化的关系 (土样横截面积不变)

$$\frac{H_0}{1+e_0} = \frac{H}{1+e} = \frac{H_0 - s}{1+e} \quad e = e_0 - \frac{s}{H_0} (1+e_0) \quad \text{变换为:}$$

将式

$$\frac{H_1}{1+e_1} = \frac{H_2}{1+e_2} = \frac{H_1 - \Delta H}{1+e_2} \quad \Delta H = \frac{e_1 - e_2}{1+e_1} H_1 = \frac{\Delta e}{1+e_1} H_1$$

或

由于  $\Delta e = a \Delta p$ , 则

$$\Delta H = \frac{a \Delta p}{1+e_1} H_1$$

由此得侧限条件下应力应变模量:

$$E_s = \frac{\Delta p}{\Delta H / H_1} = \frac{1+e_1}{a}$$

上式表示土样在侧限条件下, 当土中应力变化不大时, 土的压缩应变增量  $\Delta H / H_1$ , 与压缩应力增量  $\Delta p$  成正比, 且等于  $(1+e_1) / a$ , 其中比例系数  $E_s$  称为土的压缩模量, 亦称侧限压缩模量, 以便与一般材料在无侧限条件下简单拉伸或压缩时的弹性模量相区别。土的压缩模量  $E_s$  是以另一种方式表示土的压缩性指标, 土的压缩模量  $E_s$  越小, 表示土压缩性越高。

作业布置	课后练习
教学反思	本节课原理性和推导性的内容比较多, 教学过程尽量简单直接的描述, 主要采用讲解和算例结合, 即学即用。

教师 李瑞军 审阅 蒋希雁

## 河北建筑工程学院

## 教案

课程名称: 土力学

第 10 讲

第 35 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40 (实验 8)
章节名称	6 地基变形		
教学目标	分层总和法计算基础沉降量的基本假定、计算步骤和方法; 应力历史和地基固结度的概念。		
重难点	分层总和法计算基础沉降量的计算步骤和方法。		
教学方式	板书; 课堂讨论、提问; 例题讲解; 启发式教学。		
思政元素	从变形出发, 引出变形破坏工程事故, 给学生以警示, 培养学生的职业素养和职业道德。		
内 容			

## 6 地基变形

## 6.1 概述

## 6.2 地基变形的弹性力学公式:

详见 140 页

## 6.3 基础最终沉降量

## 6.3.1 分层总和法

土层, 计算各分层的压缩量, 然后求其总和。计算时应先按基础荷载, 基底形状和尺寸, 以及土的有关指标确定地基沉降计算深度, 且在地基沉降计算深度范围内进行分层, 然后计算基底附加应力, 各分层的顶、底面处自重应力平均值和附加应力平均值。

计算地基最终沉降量的分层总和法, 通常假定地基土压缩时不允许侧向变形(膨胀), 即采用侧限条件下的压缩性指标, 为了弥补这样得到的沉降量偏小的缺点, 通常取基底中心点下的附加应力  $\sigma_z$  进行计算。

当基础底面以下可压缩土层较薄且其下为不可压缩的岩层时, 一般当可压缩土层厚度  $H$  小于基底宽度  $b$  的  $1/2$  时, 由于基底摩擦阻力和岩层层面摩阻力对可压缩土层的限制作用, 土层压缩时只出现很少的侧向变形, 因而认为它与压缩仪中土样的受力和变形条件很相近, 地基的最终沉

降量  $s$  (m), 就可直接利用式 
$$\Delta H = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H_1 = \frac{\Delta e}{1 + e_1} H_1$$
, 以  $s$  代替其中的  $\Delta H$ , 以  $H$  代替  $H_1$ ,

即得:

$$s = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H$$

计算步骤

1、将土分层

将基础下的土层分为若干薄层，分层的原则是：

(1) 不同土层的分界面； (2) 地下水位处； (3) 应保证每薄层内附加应力分布线近似于直线，以便较准确地求出各层内附加应力平均值，一般可采用上薄下厚方法分层； (4) 每层土地厚度应小于基础宽度地 0.4 倍。

2、计算自重应力

按计算公式  $\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$  计算出铅直自重应力在基础中心点沿深度  $z$  的分布，并按一定比例将其绘于  $z$  深度线的左侧。

3、计算附加应力

计算附加应力在基底中心点处沿深度  $z$  的分布，按一定比例绘在  $z$  深度线右侧，注意：附加应力应从基础底面算起。

4、计算深度的确定

从理论上讲，在无限深度处仍有微小的附加应力，仍能引起地基的变形。考虑到在一定的深度处，附加应力已很小，它对土体的压缩作用已不大，可以忽略不计。因此在实际工程计算中，可采用基底以下某一深度作为基础沉降计算的下限深度。

工程中常以下式作为确定的条件： $\sigma_{zn} \leq 0.2 \sigma_{cn}$

但是，当  $z_n$  深度以下存在较软的高压缩土层时，应该加深至  $\sigma_{zn} \leq 0.1 \sigma_{cn}$

5、计算各分层的自重应力、附加应力平均值

在计算各分层自重应力平均值与附加应力平均值时，可将薄层底面与顶面的计算值相除以 2（即取算术平均值）

6、确定各分层压缩前后的孔隙比

由各分层平均自重应力、平均自重应力与平均附加应力之和在相应的压缩曲线上查得初始孔隙比  $e_{1i}$ 、压缩稳定后的孔隙比  $e_{2i}$ 。

7、计算地基最终变形量：

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$$

作业布置	课后练习
教学反思	本节课原理性和推导性的内容比较多，主要采用讲解和算例结合，即学即用。



## 教案

课程名称: 土力学

第 11 讲

第 37 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40（实验 8）
章节名称	7.1 概述 7.2 土的抗剪强度理论		
教学目标	土的抗剪强度的概念及其基本规律，抗剪强度指标的来源及影响因素； 用莫尔圆表示土中某点的应力状态； 极限平衡条件； 摩尔-库伦判别准则。		
重难点	库仑定律，莫尔应力圆，极限平衡条件，摩尔-库伦判别准则		
教学方式	板书； 课堂讨论、提问； 启发式教学。		
思政元素	从强度出发，引出强度破坏工程事故，给学生以警示，培养学生的职业素养和职业道德。		
内 容			
7 土的抗剪强度			
§ 7.1 概述			
§ 7.2 土的抗剪强度理论			
7.2.1 库仑定律			
土的抗剪强度是指土体抵抗剪切破坏的极限能力，是土的重要力学性质之一。工程中的地基承载力、挡土墙土压力、土坡稳定等问题都与土的抗剪强度直接相关。			
库伦通过一系列土的强度实验，于 1776 年总结出土的抗剪强度规律：			
砂土的抗剪强度 $\tau_f$ 与作用在剪切面上的法向压力 $\sigma$ 成正比，比例系数为内摩擦系数。粘性土的抗剪强度 $\tau_f$ 比砂土的抗剪强度增加一项土的粘聚力。即：			
$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$			
砂土：			
粘性土： $\tau_f = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$			
式中 $\tau_f$ —土体破坏面上的剪应力，即土的抗剪强度，kPa；			
$\sigma$ —作用在剪切面上的法向应力，kPa；			
$c$ —土的粘聚力（内聚力），kPa；			
$\phi$ —土的内摩擦角，度。			

## 7.2.2 土的极限平衡条件

土的强度破坏通常是指剪切破坏。当土体的剪应力 $\tau$ 等于土的抗剪强度 $\tau_1$ 时的临界状态称为“极限平衡状态”。

土的极限平衡条件,是指土体处于极限平衡状态时土的应力状态和以上的抗剪强度指标之间的关系式,即 $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$ 与内摩擦角 $\phi$ 、粘聚力 $c$ 之间的数学表达式。

## 1. 最大主应力与最小主应力

是简单的情况:假定土体是均匀的、连续的半空间材料,研究水平地面下任一深度 $z$ 处 $M$ 点的应力状态。如图4-4(a)所示。由 $M$ 点取一微元体 $dx dy dz$ ,并使微元体的上、下面平行于地面。因这微元体很微小,可忽略微元体本身的质量。现分析此微元体的受力情况,将微元体放大,如图所示。

微元体顶面和底面作用力,均为

$$\sigma_1 = \gamma z$$

式中 $\sigma_1$ ——作用在微元体上的竖向法向应力,即土的自重应力,  $kPa$ 。

微元体侧面作用力为:

$$\sigma_2 = \sigma_3 = K_0 \gamma z$$

式中 $\sigma_2$ 、 $\sigma_3$ ——作用在微元体侧面的水平法向应力,  $kPa$ ;

$K_0$ ——土的静止侧压力系数,小于1。

因为土体并无外荷作用,只有土的自重作用,故在微元体各个面上没有剪应变,也就没有剪应力,凡是没有剪应力的面称为主应面。作用在主应面上的力称为主应力,因此,图中的 $\sigma_1$ 为最大主应力, $\sigma_3$ 为最小主应力。同时,中主应力 $\sigma_2 = \sigma_3$ 。



土体中任一点的应力

## 2. 任意斜面上的应力

在微元体上取任一截面 $mn$ ,与大主应面即水平面成 $a$ 角,斜面 $mn$ 上作用法向应力 $\sigma$

和剪应力 $\tau$ ,如图所示。现在求 $\sigma$ 与 $\tau$ 的计算公式。

取 $dy=1$ ,按平面问题计算。设直角坐标:以 $m$ 点为坐标原点 $o$ , $ox$ 向右为正, $oz$ 向下为正。根据静力平衡条件,取水平与竖向合力为零。

$$\sum x = 0: \sigma \cdot dl \cdot \sin \alpha - \sigma_3 \cdot dl \cdot \sin \alpha - \tau \cdot dl \cdot \cos \alpha = 0 \quad (a)$$

$$\sum y = 0: \sigma \cdot dl \cdot \cos \alpha - \sigma_1 \cdot dl \cdot \cos \alpha + \tau \cdot dl \cdot \sin \alpha = 0 \quad (b)$$

解联立方程(a)和(b),可求得任意截面 $mn$ 上的法向应力 $\sigma$ 与剪应力 $\tau$ :

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha \\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha \end{aligned} \right\}$$

式中  $\sigma$  ——与大主应面成  $\alpha$  角的截面  $mn$  上的法向应力, kPa;

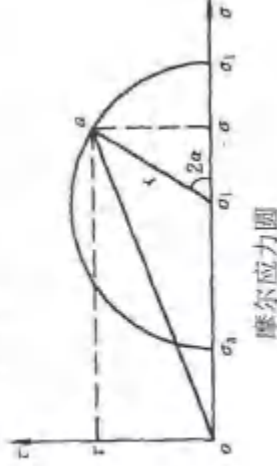
$\tau$  ——同一截面上的剪应力, kPa。

### 3. 用摩尔应力圆表示斜面上的应力

由公式即可计算已知  $\alpha$  角的截面上相应的法向应力  $\sigma$  与剪应力  $\tau$ 。若斜面与主应面的夹角变化为  $\alpha_i$  ( $i=1, 2, 3, \dots$ ) 时, 可重复应用公式计算相应的  $\sigma_i$  与  $\tau_i$ 。计算工作量十分繁重。

现用摩尔应力圆则可简便地计算任意  $\alpha$  角时相应的  $\sigma$  与  $\tau$  值, 方法如下:

取  $\tau-\sigma$  直角坐标系。在横坐标  $\sigma$  上, 按一定的应力比例尺, 确定  $\sigma_1$  和  $\sigma_3$  的位置, 以  $\sigma_1-\sigma_3$  为直径作圆, 即为摩尔应力圆, 如图所示。取摩尔应力圆的圆心为  $o$ , 自  $o$  逆时针转  $2\alpha$  角, 得半径  $oa$ ,  $a$  点为摩尔圆圆周上一点。此  $a$  点的坐标  $\sigma, \tau$ , 即为  $M$  点处与最大主应面成  $\alpha$  角的斜面  $mn$  上的法向应力和剪应力值。证明如下:



由图可知

$$\sigma = oo_1 + o_1\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + r \cdot \cos 2\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau = a\sigma = r \cdot \sin 2\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

由此可见, 用摩尔应力圆可表示任意斜面上的法向应力  $\sigma$  与剪应力  $\tau$ , 简单明了。

### 4. 土的极限平衡条件

#### (1) 地基中任意平面 $mn$ 上的应力状态

在地基中取任意平面  $mn$ , 此平面上作用着总应力  $\sigma_0$ 。

此总应力  $\sigma_0$ , 可分解为两个分力: 垂直于  $mn$  面的法向应力  $\sigma$  和平行于  $mn$  面的剪应力  $\tau$ , 如图所示。

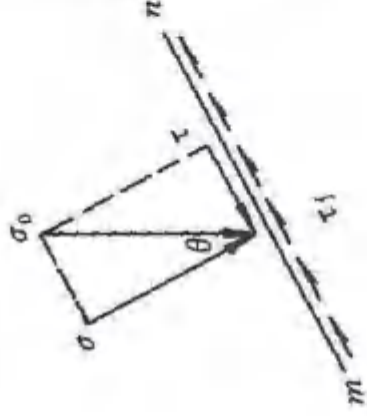
现将作用在平面  $mn$  上的剪应力  $\tau$ , 与地基土的抗剪强度  $\tau_f$  进行比较:

当  $\tau < \tau_f$  时, 平面  $mn$  为稳定状态;

$\tau > \tau_f$  时, 平面  $mn$  发生剪切破坏;

$\tau = \tau_f$  时, 平面  $mn$  处于极限平衡状态。

如地基某点上的剪应力  $\tau$ , 由小不断增大, 趋向临界状态。试问: 是否在剪应力最大  $\tau_{max}$  的平面最先发生破坏? 为了回答这一问题, 需要研究土的极限平衡条件。





(2) 粘性土的极限平衡条件

粘性土抗剪强度包线与莫尔应力圆画在同一张坐标图上。它们之间的关系有以下三种情况：

- ① 整个莫尔圆位于抗剪强度包线的下方(图 A)，说明该点在任何平面上的剪应力都小于土所能发挥的抗剪强度( $\tau < \tau_f$ )，因此不会发生剪切破坏；
- ② 抗剪强度包线是莫尔圆的一条割线(图 C)，说明该点某些平面上的剪应力已超过了土的抗剪强度( $\tau > \tau_f$ )，实际一土这种情况是不可能存在的；
- ③ 莫尔圆与抗剪强度包线相切(图 B)，切点为 A，说明在 A 点所代表的平面上，剪应力正好等于抗剪强度( $\tau = \tau_f$ )，该点就处于极限平衡状态。圆 B 称为极限应力圆。



粘性土莫尔圆与抗剪强度之间的关系

$$\sin \phi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{\cot \phi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)}$$
$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$
$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2c \cdot \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

(3) 无粘性土的极限平衡条件

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$
$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

作业布置	课后练习
教学反思	本节课程原理性和推导性的内容比较多，教学过程尽量简单直接的描述，主要采用讲解和算例结合，即学即用。

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40 (实验 8)
章节名称	7.3 土的抗剪强度试验		
教学目标	掌握黏性土的抗剪强度指标的测定和方法选择; 理解不同测试方法对土的抗剪强度指标的影响。		
重难点	抗剪强度指标的测定方法。		
教学方式	板书; 课堂讨论、提问; 图片资料; 启发式教学。		
思政元素	从强度出发, 引出强度破坏工程事故, 给学生以警示, 培养学生的职业素养和职业道德。		
		内 容	

### § 7.3 土的抗剪强度试验方法

土的抗剪强度是土的一个重要力学性质, 在计算承载力、评价地基的稳定性以及计算挡土墙的土压力时, 都要用到土的抗剪强度指标, 因此, 正确地测定土的抗剪强度在工程上具有重要意义。

土的抗剪强度指标包括内摩擦角  $\phi$ 与粘聚力  $c$ 两项, 为建筑地基设计的重要指标, 此指标  $\phi$ 、 $c$  由专用的仪器进行试验后确定。世界各国测定土的抗剪强度的常用仪器有: 直接剪切仪、三轴压缩仪、无侧限压力仪和十字板剪切仪等。各种仪器的构造与试验方法都不一样, 应根据各类建筑工程的规模、用途与地基土的情况, 选择相应的仪器与方法进行试验。

在实验室内常用的有直接剪切试验, 三轴压缩试验和无侧限抗压试验, 在现场原位测试的有十字板剪切试验, 大型直接剪切试验等。本节着重介绍几种常用的试验方法。

#### 7.3.1 直接剪切试验

这是一种快速有效求抗剪强度指标的方法, 在一般工程中普遍使用。

直接剪切实验是最早的测定土的抗剪强度的实验方法, 在世界各国广泛应用。直接剪切实验的主要仪器为直剪仪, 分应变控制式和应力控制式两种, 前者是等速推动试样产生位移, 测定相应的剪应力, 后者则是对试件分级施加水平剪应力测定相应的位移, 目前我国普遍采用的是应变控制式直剪仪, 如书中图 4.6 所示, 该仪器的主要部件由固定的上盒和活动的下盒组成, 试样放

在盒内上下两块透水石之间。试验时,由杠杆系统通过加压活塞和透水石对试件施加某一垂直压力 $P$ ,然后等速转动手轮对下盒施加水平推力,使试样在上下盒的水平接触面上产生剪切变形,直至破坏,剪应力的太小可借助与上盒接触的量力环的变形值计算确定。

### 7.3.2 三轴压缩试验

常规试验方法的主要步骤如下:将土切成圆柱体套在橡胶膜内,放在密封的压力室中,然后向压力室内压入水,使试件在各向受到周围压力 $\sigma_3$ ,并使液压在整个试验过程中保持不变,这时试件内各向的三个主应力都相等,因此不发生剪应力。然后再通过传力杆对试件施加竖向压力,这样,竖向主应力就大于水平向主应力,当水平向主应力保持不变,而竖向主应力逐渐增大时,试件终于受剪而破坏。设剪切破坏时由传力杆加在试件上的竖向压力为 $\Delta\sigma_1$ ,则试件上的大主应力为 $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$ ,而小主应力为 $\sigma_3$ 。以 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 为直径可画出一个极限应力圆,用同一种土样的若干个试件(三个以上)按以上所述方法分别进行试验,每个试件施加不同的周围压力 $\sigma_3$ ,可分别得出剪切破坏时的大主应力 $\sigma_1$ ,将这些结果绘成一组极限应力圆。由于这些试件都剪切至破坏,根据莫尔—库伦理论,作一组极限应力圆的公共切线,即为土的抗剪强度包线,通常可近似取为一条直线,该直线与横坐标的夹角即土的内摩擦角 $\varphi$ ,直线与纵坐标的截距即为土的粘聚力 $c$ 。

对应于直接剪切试验的快剪、固结快剪和慢剪试验,三轴压缩试验按剪切前的固结程度和剪切时的排水条件,分为以下三种试验方法:

#### 1. 不固结不排水试验

试样在施加周围压力和随后施加竖向压力直至剪切破坏的整个过程中都不允许排水,试验自始至终关闭排水阀门。

#### 2. 固结不排水试验

试样在施加周围压应力 $\sigma_3$ 打开排水阀门,允许排水固结,待固结稳定后水阀门,再施加竖向压力,使试样在不排水的条件下剪切破坏。

#### 3. 固结排水试验

试样在施加周围压应力 $\sigma_3$ 时允许排水固结,待固结稳定后,再在排水条件下施加竖向压力至试件剪切破坏。

作业布置	课后练习
教学反思	本节课程原理性和推导性的内容比较多,教学过程尽量简单直接的描述,主要采用讲解和算例结合,即学即用。

教师 李瑞军

审阅 蒋希雁



## 河北建筑工程学院

## 教 案

课程名称: 土力学

第 13 讲

第 43 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40 (实验 8)
章节名称	8.1 概述 8.2 挡土墙侧的土压力 8.3 朗肯土压力理论		
教学目标	正确理解三种土压力的概念; 掌握静止土压力的计算方法; 熟悉朗肯土压力理论计算土压力的原理和方法; 熟练运用朗肯土压力理论计算主动土压力和被动土压力。		
重难点	三种土压力类型的分类依据; 静止土压力的计算方法; 朗肯土压力理论计算主动土压力的基本原理和计算方法; 朗肯土压力理论计算被动土压力的基本原理和计算方法。		
教学方式	板书; 课堂讨论、提问; 图片资料; 例题讲解; 启发式教学。		
思政元素	从稳定性入手,引出稳定性破坏的工程事故,给学生以警示,培养学生的职业素养和职业道德。		
内 容			
8 土压力			
§ 8.1 概述			
§ 8.2 挡土墙侧的土压力			
挡土墙是防止土体坍塌的构筑物,在房屋建筑、水利工程、铁路工程以及桥梁中得到广泛应用,例如,挡土墙、地下室侧墙、桥台、板桩墙、散料仓库、重力式码头的岸壁等。			
挡土墙就其结构型式可分为重力式、悬臂式和扶壁式等,可用块石、砖、素混凝土和钢筋混凝土等材料建成。			
土压力是指挡土墙后的填土因自重或外荷载作用对墙背产生的侧向压力。由于土压力是挡土墙的主要外荷载,因此,设计挡土墙时首先要确定土压力的性质、大小、方向和作用点,土压力的计算是个比较复杂的问题。它随挡土墙可能位移的方向分为主动土压力、被动土压力和静止土压力。土压力的大小还与墙后填土的性质、墙背倾斜方向等因素有关。			
挡土墙土压力的大小及其分布规律受到墙体可能的移动方向、墙后填土的种类、填土面的形式、墙的截面刚度和地基的变形等一系列因素的影响。			
根据墙的位移情况和墙后土体所处的应力状态,土压力可分为以下三种:			

### (1) 主动土压力

当挡土墙向离开土体方向偏移至土体达到极限平衡状态时,作用在墙上的土压力称为主动土压力,一般用  $E_a$  表示。

### (2) 被动土压力

当挡土墙向土体方向偏移至土体达到极限平衡状态时,作用在挡土墙上的土压力称为被动土压力,用  $E_p$  表示,桥台受到桥上荷载推向土体时,土对桥台产生的侧压力属被动土压力。

### (3) 静止土压力

当挡土墙静止不动,土体处于弹性平衡状态时,土对墙的压力称为静止土压力,用  $E_0$  表示。地下室外墙可视为受静止土压力的作用。

土压力的计算理论主要有古典的朗肯(Rankine, 1857)理论和库伦(Coulomb, 1776)理论。自从库伦理论发表以来,人们先后进行过多次多种的挡土墙模型实验、原型观测和理论研究。实验研究表明:在相同条件下,主动土压力小于静止土压力,而静止土压力又小于被动土压力,亦即

$$E_a < E_0 < E_p$$

而且产生被动土压力所需的位移量大大超过产生主动土压力所需的位移量。

静止土压力可按以下所述方法计算,在填土表面下任意深度  $z$  处取一微小单元体,其上作用着竖向的土自重应力  $\gamma z$ ,则该处的静止土压力强度可按下式计算:

$$\sigma_0 = K_0 \gamma z$$

式中  $K_0$ —土的侧压力系数或称为静止土压力系数,可近似按  $K_0 = 1 - \sin \varphi'$  ( $\varphi'$  为土的有效内摩擦角)计算;

$\gamma$ —墙后填土重度,  $\text{kN/m}^3$ 。

静止土压力沿墙高为三角形分布,如果取单位墙长,则作用在墙上的静止土压力为:

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_0$$

式中:  $H$ —挡土墙高度,  $\text{m}$ ; 其余符号同前。

$E_0$  的作用点在距墙底  $H/3$  处。

### § 8.3 朗肯土压力理论

朗肯土压力理论是根据半空间的应力状态和土的极限平衡条件而得出的土压力计算方法。

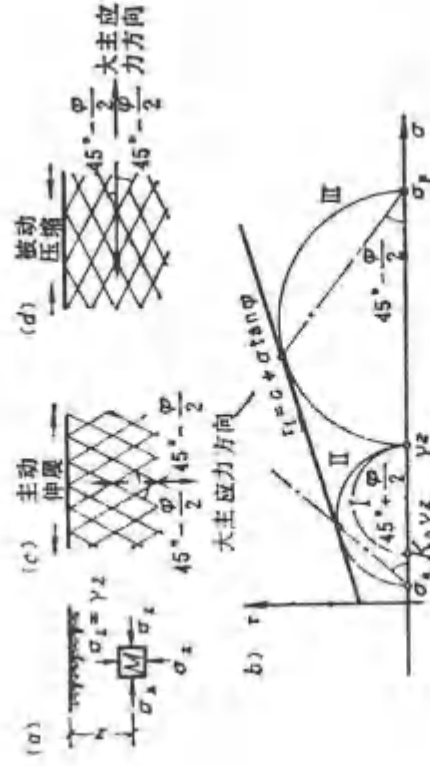
书中图表示一表面为水平面的半空间,即土体向下和沿水平方向都伸展至无穷,在离地表  $z$  处取一单位微体  $M$ ,当整个土体都处于静止状态时,各点都处于弹性平衡状态。设土的重度为  $\gamma$ ,显然  $M$  单元水平截面上的法向应力等于该处土的自重应力,即:

$$\sigma_z = \gamma z$$

而竖直截面上的法向应力为:

$$\sigma_x = K_0 \gamma z$$

由于土体内每一竖直面都是对称面,因此竖直截面和水平截面上的剪应力都等于零,因而相应截面上的法向应力  $\sigma_z$  和  $\sigma_x$  都是主应力,由于该点处于弹性平衡状态,故莫尔圆没有和抗剪强度包线相切。



半空间的极限平衡状态

设想由于某种原因将使整个土体在水平方向均匀地伸展或压缩,使土体由弹性平衡状态转为塑性平衡状态。如果土体在水平方向伸展,则M单元在水平截面上的法向应力 $\sigma_z$ 不变而竖直截面上的法向应力却逐渐减少,直至满足极限平衡条件为止(称为主动朗肯状态),此时 $\sigma_z$ 达最低值 $\sigma_a$ ,因此, $\sigma_a$ 是小主应力,而 $\sigma_x$ 是大主应力,并且莫尔圆与抗剪强度包线相切,如图5-5(b)圆II所示。若土体继续伸展,则只能造成塑性流动,而不致改变其应力状态。反之,如果土体在水平方向压缩,那末 $\sigma_x$ 不断增加而 $\sigma_z$ 却仍保持不变,直到满足极限平衡条件(称为被动朗肯状态)时 $\sigma_x$ 达最大值 $\sigma_p$ ,这时, $\sigma_p$ 是大主应力而 $\sigma_z$ 是小主应力,莫尔圆为圆III。

由于土体处于主动朗肯状态时大主应力所作用的面是水平面,故剪切破坏面与竖直面的夹角

$$\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

为 $\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$  [图5-5(c)],当土体处于被动朗肯状态时,大主应力所作用的面是竖直面,故剪

$$\text{切破坏面与水平面的夹角为} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right),$$

因此,整个土体由互相平行的两簇剪切面组成。剪切破坏面与大主应力方向的夹角为

$$\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

朗肯将上述原理应用于挡土墙土压力计算中,他设想用墙背直立的挡土墙代替半空间左边的土,如果墙背与土的接触面上满足剪应力为零的边界应力条件以及产生主动或被动朗肯状态的边界变形条件,则墙后土体的应力状态不变。由此可以推导出主动和被动土压力计算公式。

#### 主动土压力

由土的强度理论可知,当土体中某点处于极限平衡状态时,大主应力 $\sigma_1$ 和小主应力 $\sigma_3$ 之间应满足以下关系式:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

粘性土:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

或

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

无粘性土:



$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

或

对于如图所示的挡土墙, 设墙背光滑 (为了满足剪应力为零的边界应力条件), 直立、填土而水平。当挡土端偏离土体时, 由于墙后土体中离地表为任意深度  $z$  处的竖向应力  $\sigma_z/\gamma z$  不变, 亦即大主应力不变, 而水平应力  $\sigma_x$  却逐渐减少直至产生主动朗肯状态, 此时,  $\sigma_z$  是小主应力  $\sigma_a$ , 也就是主动土压力强度, 由极限平衡条件得:

$$\sigma_a = \gamma z \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

无粘性土:

$$\sigma_a = \gamma z k_a$$

或

$$\sigma_a = \gamma z \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

粘性土:

$$\sigma_a = \gamma z k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

或

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

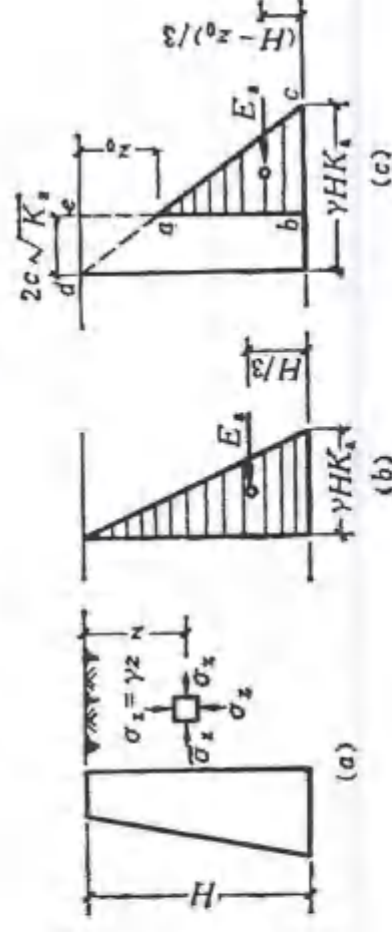
上列各式中  $K_a$  — 主动土压力系数,

$\gamma$  — 墙后填土的重度,  $\text{kN/m}^3$ , 地下水位以下用有效重度;

$c$  — 填土的粘聚力,  $\text{kPa}$ ;

$\varphi$  — 填土的内摩擦角, 度;

$z$  — 所计算的点离填土面的深度,  $\text{m}$ 。



主动土压力强度分布图

(a) 主动土压力的计算 (b) 无粘性土

(c) 粘性土

由式 (5-4) 可知: 无粘性土的主动土压力强度与  $z$  成正比, 沿增高的压力分布为三角形, 如图 5-6 (b) 所示, 如取单位墙长计算, 则主动土压力为:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a$$

或

$E_a$  通过三角形的形心, 即作用在离墙底  $H/3$  处。

由式可知, 粘性土的主动土压力强度包括两部分: 一部分是由土自重引起的土压力  $\gamma z k_a$ , 另一部分是由粘聚力  $c$  引起的负侧压力  $2c\sqrt{k_a}$ , 这两部分土压力叠加的结果如图所示, 其中  $ade$  部分是负侧压力, 对墙背是拉力, 但实际上墙与土在很小的拉力作用下就会分离, 故在计算土压力时, 这部分应略去不计, 因此粘性土的土压力分布仅是  $abc$  部分。

在填土面无荷载的条件下, 可令式子为零求得临界深度  $Z_0$  值, 即:

$\sigma_a = \gamma z_0 K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0$

$Z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$  如取单位墙长计算, 则主动土压力  $E_a$  为:

$E_a = \frac{1}{2}(H - z_0)(\gamma HK_a - 2c\sqrt{K_a})$

将式 (5-9) 代入上式后得

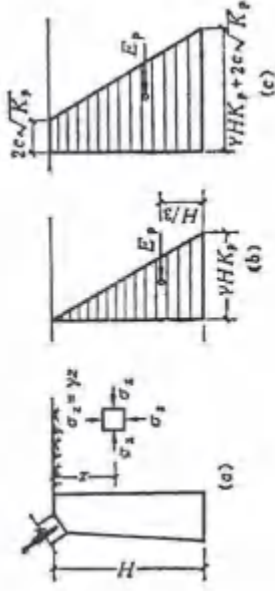
$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma}$

主动土压力  $E_a$  通过在三角形压力分布图 abc 的形心, 即作用在离墙底  $(H - z_0)/3$  处。  
**被动土压力**

当墙受到外力作用而推向土体时, 填土中任意一点的竖向应力  $\sigma_z = \gamma z$  仍不变, 而水平向应力  $\sigma_x$  却逐渐增大, 直至出现被动朗肯状态, 此时,  $\sigma_x$  达最大限值  $\sigma_p$ , 因此  $\sigma_p$  是大主应力, 也就是被动土压力强度, 而  $\sigma_z$  则是小主应力。于是由极限平衡条件得:

无粘性土:  $\sigma_p = \gamma z K_p$   
粘性土:  $\sigma_p = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p}$

$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$   
式中  $K_p$  —被动土压力系数,  
其余符号同前。



被动土压力的计算

(a) 被动土压力的计算; (b) 无粘性土; (c) 粘性土

无粘性土的被动土压力强度呈三角形分布, 粘性土的被动土压力强度则呈梯形分布。取单位墙长计算, 则被动土压力可由下式计算:

无粘性土:  $E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p$

粘性土:  $E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p}$

被动土压力  $E_p$  通过三角形或梯形压力分布图的形心。

作业布置	课后练习
教学反思	本节课原理性和推导性的内容比较多, 教学过程尽量简单直接的描述, 主要采用讲解和算例结合, 即学即用。

# 教案

课程名称：土力学

第 14 讲

第 48 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40（实验 8）
章节名称	8.3 朗肯土压力理论 8.4 库仑土压力理论		
教学目标	熟练使用“当量法”计算几种常见情况下的主动土压力； 熟悉库仑土压力理论计算土压力的原理和方法； 掌握朗肯土压力理论和库仑土压力理论不同的适用条件、基本原理和计算方法。		
重难点	运用库仑土压力理论计算主动土压力； 朗肯土压力理论和库仑土压力理论比较。		
教学方式	板书； 课堂讨论、提问； 图片资料； 启发式教学。		
思政元素	从稳定性入手，引出稳定性破坏的工程事故，给学生以警示，培养学生的职业素养和职业道德。		
		内 容	
<b>8.3 朗肯土压力理论</b>			
<b>8.3.4 填土面有均布荷载</b>			
当挡土墙后填土面有连续均布荷载 $q$ 作用时，通常土压力的计算方法是将均布荷载换算成当量的土重，即用假想的土重代替均布荷载。当填土面水平时[图 6.8 所示]，当量的土层厚度为			
$h = \frac{q}{\gamma}$			
式中 $\gamma$ —填土的重度， $\text{KN/m}^3$ 。			
然后，以 $A'B$ 为墙背，按填土面无荷载的情况计算土压力。以无粘性填土为例，则填土面 A 点的主动土压力强度为			
$\sigma_{aA} = \gamma h K_a = q K_a$			
墙底 B 点的土压力强度为			
$\sigma_{aB} = \gamma(h + H) K_a = (q + \gamma H) K_a$			
实际的土压力强度分布图为梯形 ABCD 部分，土压力的作用点在梯形的重心。			
<b>8.3.5 成层填土</b>			
如 8-11 所示的挡土墙，墙后有几层不同种类的水平土层，在计算土压力时，第一层的土压力按均质土计算，计算第二层土压力时，将第一层土按重度换算成与第二层土相同的当量土层，即			



$$h'_1 = h_1 \frac{\gamma_1}{\gamma_2},$$

其当量土层厚度为

然后以  $(h'_1 + h_2)$  为墙高, 按均质土计算土压力, 但只在第二层土层厚度范围内有效。必须注意, 由于各层土的性质不同, 主动土压力系数  $K_a$  也不同。

### 8.3.5 墙后填土有地下水

挡土墙后的回填土常会部分或全部处于地下水位以下, 由于地下水的存在将使土的含水量增加, 抗剪强度降低, 而使土压力增大, 因此, 挡土墙应该有好的排水措施。当墙后填土有地下水时, 作用在墙背上的侧压力有土压力和水压力两部分, 计算土压力时假设地下水位上下土的内摩擦角  $\varphi$  和墙与土之间的摩擦角  $\delta$  相同。

### §8.4 库仑土压力理论

库仑土压力理论是根据墙后土体处于极限平衡状态并形成一滑动楔体时, 从楔体的静力平衡条件得出的土压力计算理论。其基本假设是:

- (1) 墙后的填土是理想的散颗粒体 (粘聚力  $c=0$ );
- (2) 滑动破坏面为一平面。

#### 仅以主动土压力为例

一般挡土墙的计算均属于平面问题, 故在下述讨论中均沿墙的长度方向取 1m 进行分析。当墙向前移动或转动而使墙后土体沿某一破坏面  $\overline{BC}$  破坏时, 土楔 ABC 向下滑动而处于主动极限平衡状态。此时, 作用于土楔 ABC 上的力有:

(1) 土楔体的自重  $\overline{W} = \Delta ABC \cdot \gamma$ ,  $\gamma$  为填土的重度, 只要破坏面  $\overline{BC}$  的位置一确定,  $\overline{W}$  的大小就是已知值, 其方向向下;

(2) 破坏面  $\overline{BC}$  上的反力  $R$ , 其大小是未知的, 但其方向则是已知的。反力  $R$  与破坏面  $\overline{BC}$  的法线  $N_1$  之间的夹角等于土的内摩擦角  $\varphi$ , 并位于  $N_1$  的下侧;

(3) 墙背对土楔体的反力  $E$ , 与它大小相等、方向相反的作用力就是墙背上的土压力。反力  $E$  的方向必与墙背的法线  $N_2$  成  $\delta$  角,  $\delta$  角为墙背与填土之间的摩擦角, 称为外摩擦角。当土楔下滑时, 墙对土楔的阻力是向上的, 故反力  $E$  必在  $N_2$  的下侧。

土楔体在以上三力作用下处于静力平衡状态, 因此必构成一闭合的力矢三角形, 按正弦定律可得:

$$\begin{aligned} E &= W \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin[180^\circ - (\theta - \varphi + \psi)]} \\ &= W \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\theta - \varphi + \psi)} \end{aligned}$$

式中  $\psi = 90^\circ - \alpha - \delta$ , 其余符号如书中图所示。

土楔重

$$W = \gamma \cdot \Delta ABC = \gamma \cdot \frac{1}{2} \overline{BC} \cdot \overline{AD}$$

在三角形  $ABC$  中, 利用正弦定律可得:

$$\overline{BC} = \overline{AB} \cdot \frac{\sin(90^\circ - \alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)}$$

$$\overline{AB} = \frac{H}{\cos \alpha} \quad \text{故} \quad \overline{BC} = H \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos \alpha \cdot \sin(\theta - \beta)}$$

通过  $A$  点作  $AD$  线垂直于  $BC$ , 由  $\triangle ADB$  得

$$\overline{AD} = \overline{AB} \cdot \cos(\theta - \alpha) = H \cdot \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\cos \alpha}$$

$$W = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \sin(\theta - \beta)}$$

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\theta - \varphi)}{\cos^2 \alpha \cdot \sin(\theta - \beta) \cdot \sin(\theta - \varphi + \psi)}$$

$\gamma, H, \alpha, \beta$  和  $\varphi, \beta$  都是已知的, 而滑动面  $BC$  与水平面的倾角  $\theta$  则是任意假定的, 因此假定不同的滑动面可以得到一系列相应的土压力  $E$  值, 也就是说,  $E$  是  $\theta$  的函数。 $E$  的最大值  $E_{\max}$  即为墙背的主动土压力。其所对应的滑动面即是土楔最危险的滑动面。为求主动土压力, 可用微分学中求极值的方法求  $E$  的极大值, 为此可令:

$$\frac{dE}{d\theta} = 0$$

从而解得使  $E$  为极大值时填土的破坏  $\theta_{cr}$ , 这就是真正滑动面的倾角。将  $\theta_{cr}$  代入, 整理后可得书中库伦主动土压力的一般表达式:

当墙背垂直 ( $\alpha = 0$ )、光滑 ( $\delta = 0$ )、填土面水平 ( $\beta = 0$ ) 时, 上式可写为:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

可见, 在上述条件下, 库伦公式和朗肯公式相同。

作业布置	课后练习
教学反思	本节课程原理性和推导性的内容比较多, 教学过程尽量简单直接的描述, 主要采用讲解和算例结合, 即学即用。

教师 李瑞军

审阅 蒋希雁

## 教案

课程名称: 土力学

第 15 讲

第 51 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40 (实验 8)
章节名称	9 地基承载力		
教学目标	通过对地基承载力学习,使学生掌握地基的承载规律、发挥地基的承载能力、合理确定地基承载力;熟悉理论公式法和载荷试验法确定地基承载力特征值。		
重难点	临塑荷载、临界荷载、极限荷载。		
教学方式	板书; 课堂讨论、提问; 图片资料; 启发式教学。		
思政元素	从地基强度入手,引出地基强度破坏的工程事故,给学生以警示,培养学生的职业素养和职业道德。		
内 容			
<b>9.1 概述</b> 地基随建筑物荷载的作用后,内部应力发生变化,表现在两方面:一种是由于地基土在建筑物荷载作用下产生压缩变形,引起基础过大的沉降量或沉降差,使上部结构倾斜,造成建筑物沉降;另一种是由于建筑物的荷载过大,超过了基础下持力层土所能承受荷载的能力而使地基产生滑动破坏。 因此在设计建筑物基础时,必须满足下列条件: 地基: 强度——承载力——容许承载力 变形——变形量(沉降量)——容许沉降量 一、几个名词 1、地基承载力:指地基土单位面积上所能随荷载的能力。地基承载力问题属于地基的强度和稳定性问题。 2、容许承载力:指同时兼顾地基强度、稳定性和变形要求这两个条件时的承载力。它是一个变量,是和建筑物允许变形值密切联系在一起。 3、地基承载力标准值:是根据野外鉴别结果确定的承载力值。包括:标贯试验、静力触探、旁压及其它原位测试得到的值。 4、地基承载力基本值:是根据室内物理、力学指标平均值,查表确定的承载力值,包括载荷试验得到的值)。 通常 $f_k = \psi_f f_0$ 5、极限承载力:指地基即将丧失稳定性时的承载力。 二、地基承载力确定的途径			

目前确定方法有:

1. 根据原位试验确定: 载荷试验、标准贯入、静力触探等。每种试验都有一定的适用条件。
2. 根据地基承载力的理论公式确定。
3. 根据《建筑地基基础设计规范》确定。

根据大量测试资料和建筑经验, 通过统计分析, 总结出各种类型的土在某种条件下的容许承载力, 查表。

一般: 一级建筑物: 载荷试验, 理论公式及原位测试确定  $f$ ;

一级建筑物: 规范查出, 原位测试, 尚应结合理论公式;

一级建筑物: 邻近建筑经验。

### 三、确定地基承载力应考虑的因素

地基承载力不仅决定于地基的性质, 还受到以下影响因素的制约。

1. 基础形状的影响: 在用极限荷载理论公式计算地基承载力时是按条形基础考虑的, 对于非条形基础应考虑形状不同对地基承载力的影响。
2. 荷载倾斜与偏心的影响: 在用理论公式计算地基承载力时, 均是按中心受荷考虑的, 但荷载的倾斜荷载偏心对地基承载力是有影响的。
3. 覆盖层抗剪强度的影响: 基底以上覆盖层抗剪强度越高, 地基承载力显然越高, 因而基坑开挖的大小和施工回填质量的好坏对地基承载力有影响。
4. 地下水的影响: 地下水水位上升会降低土上的承载力。
5. 下卧层的影响: 确定地基持力层的承载力设计值, 应对下卧层的影响作具体的分析和验算。
6. 此外还有基底倾斜和地面倾斜的影响: 地基土压缩性和试验底板与实际基础尺寸比例的影响, 相邻基础的影响, 加荷速率的影响和地基与上部结构共同作用的影响等。

在确定地基承载力时, 应根据建筑物的重要性及结构特点, 对上述影响因素作具体分析。

### 9.2 浅基础的地基破坏模式

在荷载作用下, 建筑物由于承载能力不足而引起的破坏, 通常是由于基础下持力层土的剪切破坏所造成的, 而这种剪切破坏的形成一般又可分为整体剪切、局部剪切和冲剪三种。

#### 1. 整体剪切破坏的特征:

当基础上的荷载较小时, 基础压力与沉降的关系近乎直线变化, 此时属弹性变形阶段, 如图 9-2a 中 oa 段。

随着荷载的增大, 并达到某一数值时, 首先在基础边缘处的土开始出现剪切破坏, 如图中 a 点。

随着荷载的增大, 剪切破坏地区也相应的扩大, 此时压力与沉降关系呈曲线形状, 属弹性塑性变形阶段, 如图 ab 段。

若荷载继续增大, 越过 b 点, 则处于塑性破坏阶段。

#### 2. 局部剪切破坏的特征:

局部剪切破坏的过程与整体剪切破坏相似, 破坏也从基础边缘下开始, 随着荷载增大, 剪切破坏地区也相应地扩大。

区别: 局部剪切破坏时, 其压力与沉降的关系, 从一开始就呈现非线性的变化, 并且当达到破坏时, 均无明显地出现转折现象。

对于这种情况, 常取压力与沉降曲线上坡度发生显著变化的点所对应的压力, 作为相应的地基承载力。

#### 3. 冲剪破坏的特征:

它不是在基础下出现明显的连续滑动面, 而是随着荷载的增加, 基础将随着土的压缩近乎垂直向下移动。当荷载继续增加并达到某数值时, 基础随着土的压缩继续刺入, 最后因基础侧面附近土的垂直剪切而破坏。



## 9.3 地基临界荷载按塑性区开展深度确定地基的容许承载力

一、临塑荷载  $P_{cr}$  和极限承载力  $P_u$ 

现场荷载试验表明：地基从开始发生变形到失去稳定的发展过程，典型的  $S-P$  曲线可以分成顺序发生的三个阶段，即压密变形阶段（ $oa$ ）、局部剪损阶段（ $ab$ ）和整体剪切破坏阶段（ $b$ 以后）见图 9-3（教材第 238 页），三个阶段之间存在着两个界限荷载。

第一个界限荷载（临塑荷载  $P_{cr}$ ）：就是指基础下的地基中，塑性区的发展深度限制在一定范围内时的基础底面压力。

当  $P > P_{cr}$  标志压密阶段进入局部剪损阶段。

第二个界限荷载（极限承载力  $P_u$ ）：当地基土中由于塑性的不断扩大，而形成一个连续的滑动面时，使得基础连同地基一起滑动，这时相应的基础底面压力称为极限承载力  $P_u$ 。

当  $P > P_u$  标志着地基土从局部剪损破坏阶段进入整体破坏阶段，地基丧失稳定。

二、临塑荷载  $P_{cr}$  和极限承载力  $P_u$ 

按塑性区开展深度确定地基容许承载力的方法，就是将地基中的剪切破坏区限制在某一范围内，视地基土能相应地承受多大的基底压力，该压力即为欲求的容许承载力。

条形基础均匀压力作用下容许承载力的近似计算方法如图示（见教材 P239 图 9-4）：根据弹性理论，地基中任意点  $M$  由条形均布压力所引起的附加大、小主应力为：

$$\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_3} = \frac{p-rd}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta) \quad (1)$$

式中： $2\beta$ —— $M$  点与基底两侧连线的夹角，称为视角。在  $M$  点上还有地基本身重量所引起的自重压力。设极限平衡区土的静止侧压力系数  $K_0=1$ ，则由土自重所引起的法向应力在各个方向都相同，均等于  $\tau(D+z)$ 。

基底压力与土自重在  $M$  点引起的大、小主应力之和为：

$$\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_3} = \frac{p-rd}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta) + \tau(D+z) \quad (2)$$

当  $M$  点达到平衡时，其大小主应力应满足下列关系：

$$\sigma_1 = \sigma_3 \lg^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2c \lg(45 + \frac{\phi}{2}) \quad (3)$$

将式 (2) 代入 (3) 式并整理后，得

$$z = \frac{p-rd}{r\pi} (\frac{\sin 2\beta}{\sin \phi} - 2\beta) - \frac{c}{r \lg \phi} - D \quad (4)$$

式中  $r, c, \phi, p, D$  为已知时， $z$  值随着  $\beta$  值而变。

对 (4) 式  $\beta$  求导数，并令其等于零，即：

$$\frac{dz}{d\beta} = \frac{p-rd}{\pi} 2(\frac{\cos 2\beta}{\sin \phi} - 1) = 0$$

$$\text{即 } \cos 2\beta = \sin \phi \Rightarrow 2\beta = \frac{\pi}{2} - \phi$$

将  $\Rightarrow 2\beta = \frac{\pi}{2} - \phi$  代入 (4) 式，即可得到塑性区开展的最大深度为

$$Z_{\max} = \frac{p - rd}{r\pi} \left( c \operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{2} + \phi \right) - \frac{c}{r \operatorname{tg} \phi} D \quad (5)$$

如果我们规定了塑性区开展深度的容许值[Z], 那么:

若  $Z_{\max} \leq [Z]$ , 地基是稳定的;

若  $Z_{\max} > [Z]$ , 地基的稳定是没有保证的。

经验公式:  $[Z] = (1/4 - 1/3)B$ ,  $B$  为条形基础的宽度, 将式 (5) 改写为:

$$p = \frac{r\pi Z_{\max}}{c \operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{2} + \phi} + rD \left( 1 + \frac{\pi}{c \operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{2} + \phi} \right) + c \left( \frac{\pi c \operatorname{tg} \phi}{c \operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{2} + \phi} \right) \quad (6)$$

当  $Z_{\max} = 0$ , 即塑性区开展深度为 0:

$$p_{cr} = rD \left( 1 + \frac{\pi}{c \operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{2} + \phi} \right) + c \left( \frac{\pi c \operatorname{tg} \phi}{c \operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{2} + \phi} \right) \quad (7)$$

当  $Z_{\max} = 1/4B$  (中心受压基础),

$$[p] = p_{\frac{1}{4}} = rB \frac{\pi}{4(c \operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{2} + \phi)} + rD \left( 1 + \frac{\pi}{c \operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{2} + \phi} \right) + c \left( \frac{\pi c \operatorname{tg} \phi}{c \operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{2} + \phi} \right) \quad (8)$$

当  $Z_{\max} = 1/3B$  时 (偏心受压基础),

$$[p] = p_{\frac{1}{3}} = rB \frac{\pi}{3(c \operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{2} + \phi)} + rD \left( 1 + \frac{\pi}{c \operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{2} + \phi} \right) + c \left( \frac{\pi c \operatorname{tg} \phi}{c \operatorname{tg} \phi - \frac{\pi}{2} + \phi} \right) \quad (9)$$

式 (7), (8), (9) 可以用普遍的形式来表示, 即

$$[p] = \frac{1}{2} rBN_r + rdB_q + cN_c \quad (10)$$

式中:  $[p]$ : 地基容许承载力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$N_r$ ,  $N_c$ ,  $N_q$  为承载力系数, 它们是土的内摩擦角的函数, 可查下表。

作业布置	课后练习
教学反思	本节课程原理性和推导性的内容比较多, 教学过程尽量简单直接的描述, 主要采用讲解和算例结合, 即学即用。

教师 李瑞军 审阅 蒋希雁

## 河北建筑工程学院

## 教案

课程名称: 土力学

第 16 讲

第 55 页

上课班级	勘查 201-2 班	课程总学时	40（实验 8）
章节名称	10 土坡和地基的稳定性		
教学目标	通过对地基承载力学习，使学生掌握地基的承载规律、发挥地基的承载能力、合理确定地基承载力；熟悉理论公式法和载荷试验法确定地基承载力特征值。		
重难点	临塑荷载、临界荷载、极限荷载。		
教学方式	板书： 课堂讨论、提问； 图片资料； 启发式教学。		
思政元素	从稳定性入手，引出关于稳定性破坏的工程事故，给学生以警示，培养学生的职业素养和职业道德。		
内 容		容 容	

## 10.1 概述

土坡分为天然土坡和人工土坡。由于地质作用而自然形成的土质边坡,称为天然土坡,如山坡、江河的岸坡等;人们在修建各种工程时,在天然土体中开挖或地面上用土填筑而形成的土质边坡,称为人工土坡,如渠道、土坝、基坑的边坡等、边坡如图 12-5-23 所示,由坡顶、坡面、坡脚和坡角构成。



图 10-1 简单土坡

一般土坡的长度(垂直于纸面)远较其宽度为大,故分析土坡稳定性时,可按平面问题来考虑,即沿长度方向取单位长度来计算。在工程实践中,分析土坡稳定性的目的,在于验算土坡断面是否稳定、合理,或根据土坡预定高度、土的性质等已知条件,设计出合理的土坡断面。

## 10.2 无粘性土边坡的稳定性分析

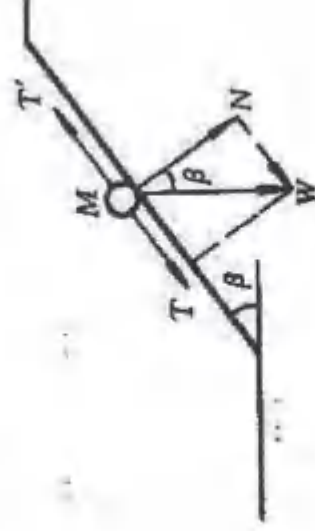


图 10-2 无粘性土坡的稳定性

由砂、卵砾石及风化砾石等无粘性土组成的边坡，其滑动面近似于平面，故常用直线滑动法分析其稳定性。无粘性土颗粒间无凝聚力，对全干或全部淹没的均质土坡来说，前者如修筑时期的土坝边坡、地下水位以上的开挖边坡；后者如蓄水时期土坝的上游边坡、水下的开挖边坡。只要坡面的土颗粒能够保持稳定，那么，整个土坡便将是稳定的。图 10-2 为一均质无粘性土坡，坡角为  $\beta$ ，现从坡面任取一小块土体，并把它看作是刚体来分析其稳定条件。设土块的重力为  $W$ ，

它在坡面方向的分力是下滑力  $T_s = W \sin \beta$ ，在坡面法线方向的分力  $N = W \cos \beta$ ，阻止该土块下滑的力是小块土体与坡面间的摩擦力  $T_f = N \cdot \lg \varphi$ ，式中为土的内摩擦角。

在稳定状态时，阻止土块滑动的抗滑力必须大于土块的滑动力。故用抗滑力与滑动力之比作为评价土坡稳定的安全度。这个比值常称为土坡稳定的安全系数  $F_s$ ，即

$$F_s = \frac{\text{抗滑力 } T_f}{\text{滑动力 } T_s} = \frac{W \cos \beta \lg \varphi}{W \sin \beta} = \frac{\lg \varphi}{\lg \beta} \quad (10-1)$$

设计均质无粘性土边坡时，为了保证土坡稳定，必须使安全系数大于 1。但太大又不符合经济原则，一般取 1.1~1.5。由式 10-1 可见，对于均质无粘性土坡，只要坡角  $\beta$  小于土的内摩擦角  $\varphi$ ，无论坡的高度为多少，边坡材料的重力如何，土坡总是稳定的。 $F_s = 1$  时，土坡处于极限平衡状态。此时土坡的极限坡角  $\beta$  按式 10-1 就等于无粘性土的内摩擦角  $\varphi$ ，常称为静止角或休止角，故工程实践中，多用静止角或休止角来简便确定无粘性土的内摩擦角。



### 10.3 黏性土坡的稳定

瑞典费伦纽斯条分法

1、基本原理：当按滑动土体这一整体力矩平衡条件计算分析时，由于滑面上各点的斜率都不相同，自重等外荷载对弧面上的法向和切向作用分力不便按整体计算，因而整个滑动弧面上反力分布不清楚；另外，对于 $\phi > 0$ 的粘性土坡，特别是土坡为多层土层构成时，求 $W$ 的大小和重心位置就比较麻烦。故在土坡稳定分析中，为便于计算土体的重量，并使计算的抗剪强度更加精确，常将滑动土体分成若干竖直土条，求各土条对滑动圆心的抗滑力矩和滑动力矩，各取其总和，计算安全系数，这即为条分法的基本原理。该法也假定各土条为刚性不变形体，不考虑土条两侧面间的作用力。

2、计算步骤：为一土坡，地下水位很深，滑动土体所在土层孔隙水压力为0。条分法的计算步骤如下：

- 1) 按一定比例尺画坡；
- 2) 确定圆心O和半径R，画弧AD；

3) 分条并编号，为了计算方便，土条宽度可取滑弧半径的1/10，即 $b = 0.1R$ ，以圆心O为垂直线，向上顺序编为0、1、2、3、……，向下顺序为-1、-2、-3、……，这样，0条的滑动力矩为0，0条以上土条的滑动力矩为正值，0条以下滑动力矩为负值；

4) 计算每个土条的自重

$$W_i = rh_i b \quad (h_i \text{ 为土条的平均高度})$$

5) 分解滑动面上的两个分力

$$N_i = W_i \cos \alpha_i; \quad T_i = W_i \sin \alpha_i$$

$$M_s = R \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i$$

6) 计算滑动力矩

$$M_r = R \tan \varphi \sum_{i=1}^n W_i \cos \alpha_i + R c L$$

7) 计算抗滑力矩

8) 计算稳定安全系数

$$k = \frac{M_r}{M_s} = \frac{\tan \varphi \sum_{i=1}^n W_i \cos \alpha_i + cL}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

9) 求最小安全系数，即找最危险的滑弧，重复2)~8)，选不同的滑弧，求 $K_1$ 、 $K_2$ 、 $K_3$ ……值，取最小者。

重点例题讲解：例题 10-2（教材第 265 页）

作业布置	课后练习
教学反思	本节课原理性和推导性的内容比较多，主要采用讲解和算例结合，即学即用。