

学习项目 3 土的压缩性与地基沉降计算

案例引入

安徽合肥白鹭苑小区旁边的工地深挖 17 m, 一幢 11 层的高层建筑因地基沉降出现一定程度的倾斜(见图 3-1), 其倾斜方向朝向旁边正在挖地基的安徽饭店大厦, 而该大厦与其相隔不到 20 m 的距离。



图 3-1 发生倾斜的高层建筑

项目导读

在建筑物基底附加压力的作用下, 地基土内各点除了承受土自重引起的自重应力外, 还要承受附加应力。同其他材料一样, 在附加应力的作用下, 地基土将产生附加变形, 这种变形一般包括体积变形和形状变形。对于土这种材料来说, 体积变形通常表现为体积缩小, 这种在外力作用下土体积缩小的特性称为土的压缩性。

土的压缩性主要有以下两个特点。

(1) 土的压缩主要是由于孔隙体积减小。对于饱和土, 土是由固体颗粒和水组成的, 在工程上一般压力(100~600 kPa)的作用下, 固体颗粒和水本身的体积压缩量非常小, 可不予考虑, 但由于土中的水具有流动性, 在外力作用下会沿着土中的孔隙排出, 因而使土体积减小而发生压缩。

(2) 由于孔隙水的排出而引起的压缩对于饱和黏性土来说是需要时间的, 土的压缩随时间增长的过程称为土的固结。这是由于黏性土的透水性很差, 土中的水沿着孔隙排出的速度很慢。

在建筑物荷载作用下, 地基土主要由于压缩而引起的竖直方向的位移称为沉降, 本项目研究地基土的压缩性主要是为了计算这种变形。

依据土压缩性的这两个特点, 研究建筑物地基沉降应包含两方面的内容: 一是绝对沉降



量的大小,即最终沉降;二是沉降与时间的关系。

研究受力变形特性必须有压缩性指标,因此,应先了解土的压缩性试验及相应的指标,然后将这些指标用于地基的沉降计算中。

任务 3.1 土的压缩性试验及相应指标

学习目标

- 认知土的压缩变形。
- 掌握室内固结试验的操作方法。
- 了解土压缩变形指标的含义。
- 认知土的固结状态。
- 掌握现场载荷试验的操作方法及其指标。

研究土的压缩性时,通常将土的压缩变形分为有侧限压缩和无侧限压缩。有侧限压缩(无侧胀压缩)是指受压土的周围受到限制,在受压过程中基本上不能向侧面膨胀,只能发生垂直方向的变形。无侧限压缩(有侧胀压缩)是指受压土的周围基本上没有限制,在受压过程中除垂直方向变形外,还将发生侧向的膨胀变形。

为了研究土的压缩性,通常可在室内进行固结试验,从而测定土的压缩性指标。此外,也可以在现场进行原位试验(如载荷试验、旁压试验等),测定有关参数。

3.1.1 室内侧限压缩试验及相应指标

1. 室内侧限压缩试验

室内侧限压缩试验(固结试验,见附录 I 中的试验一)是研究土压缩性的最基本的方法。室内固结试验的主要装置是压缩仪,其结构如图 3-2 所示。其中,金属环刀用来切取土样,其内部直径通常有 6.18 cm 和 7.98 cm 两种,高度为 2 cm。切土样的金属环刀置于刚性护环中,受金属环刀及刚性护环的限制,土样在竖向压力的作用下只能发生竖向变形,而无侧向变形。在土样上、下分别放置的透水石是土样受压后排出孔隙水的两个界面。水槽内需注满水,使土样在试验过程中浸在水中。如需做不饱和土的侧限压缩试验,则不能把土样浸在水中,但需要用湿棉纱或湿海绵覆盖于容器上,以免土样内的水分蒸发。竖向的压力通过刚性加压上盖施加给土样。土样产生的压缩量可通过百分表量测。

试验时用金属环刀切取经钻探取得的保持天然结构的原状土样,由于地基沉降主要与土竖直方向的压缩有关,且土是各向异性的,因此切土方向还应与土的天然状态下的垂直方向一致,压缩试验加荷等级为 50 kPa、100 kPa、200 kPa、300 kPa 和 400 kPa。每级荷载要求恒压 24 h 或当 1 h 内的压缩量不超过 0.01 mm 时,可认为变形已经稳定,并测定稳定时的总压缩量,这种方法称为慢速压缩试验法。在实际工程中,为减少室内试验的工作量,加荷时不要求达到变形稳定,每级荷载只恒压 1~2 h,便可测定其压缩量,只在最后一级荷载下才压缩到 24 h,这种方法称为快速压缩试验法,但该试验结果需经校正才能用于沉降计算。



而其他有特殊要求的压缩试验的加荷等级较为复杂,此处不再赘述。

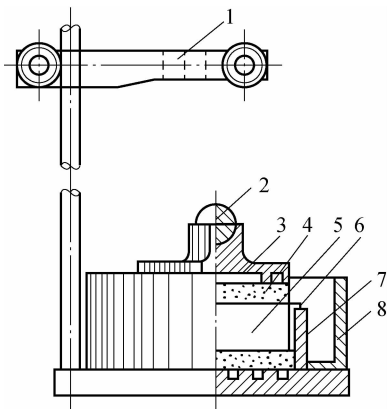


图 3-2 压缩仪的结构

- 1—量表架; 2—钢珠; 3—加加上盖; 4—透水石;
5—试样; 6—金属环刀; 7—护环; 8—水槽

2. 土的压缩曲线

根据上述压缩试验得到总压缩量 ΔH 与加荷等级 p 之间的关系,可以进一步得到土样相应的孔隙比与加荷等级之间的 $e-p$ 关系。

如图 3-3 所示,设土样的初始高度为 H_0 ,在荷载 p 作用下土样稳定后的总压缩量为 ΔH ,假设土粒体积 $V_s=1$ (不变),根据土的孔隙比的定义,受压前后土的孔隙体积 V_v 分别为 e_0 和 e ,根据荷载作用下土样压缩稳定后的总压缩量 ΔH 可求出相应孔隙比 e 的计算公式(因为受压前后土粒体积不变,土样横截面积不变,所以试验前后试样中固体颗粒所占的高度不变)为

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

于是有

$$e = e_0 - \frac{\Delta H}{H_0} (1+e_0) \quad (3-1)$$

$$e_0 = \frac{\rho_s (1+w_0)}{\rho_w} - 1$$

式中, ρ_s 、 w_0 、 ρ_w 分别为土粒密度(kg/m^3)、土样的初始含水量(%)及初始密度(kg/m^3),它们可根据室内试验测定。

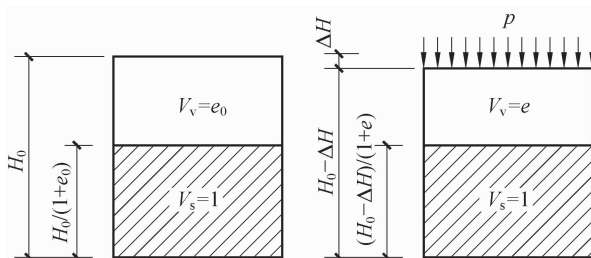


图 3-3 压缩试验中土样孔隙比的变化

这样,根据式(3-1)即可得到各级荷载 p 下对应的孔隙比 e ,从而绘制出土的 $e-p$ 压缩曲线及 $e-\lg p$ 压缩曲线。

1) $e-p$ 压缩曲线

图 3-4(a)给出了典型的软黏土和密实沙土的 $e-p$ 压缩曲线。从图中可以看出,由于软黏土的压缩性较大,当发生压力变化 Δp 时,相应的孔隙比的变化 Δe 也较大,因而曲线就比较陡;而密实沙土的压缩性较小,当发生相同压力变化 Δp 时,相应的孔隙比的变化 Δe 也较小,因而曲线比较平缓。因此,可通过曲线的斜率来反映土压缩性的大小。

2) $e-\lg p$ 压缩曲线

当采用半对数的直角坐标来绘制室内侧限压缩试验 $e-p$ 关系时,就可得到 $e-\lg p$ 压缩曲线,如图 3-4(b)所示。从图中可以看出,当压力较大时, $e-\lg p$ 压缩曲线接近于直线,这也是此种表示方法区别于 $e-p$ 压缩曲线的优点。它通常用来整理有特殊要求的试验,试验时以较小的压力开始,采用小增量多级加荷,并加到较大的荷载为止,一般为 12.5 kPa、25 kPa、50 kPa、100 kPa、200 kPa、400 kPa、800 kPa、1 600 kPa 和 3 200 kPa。

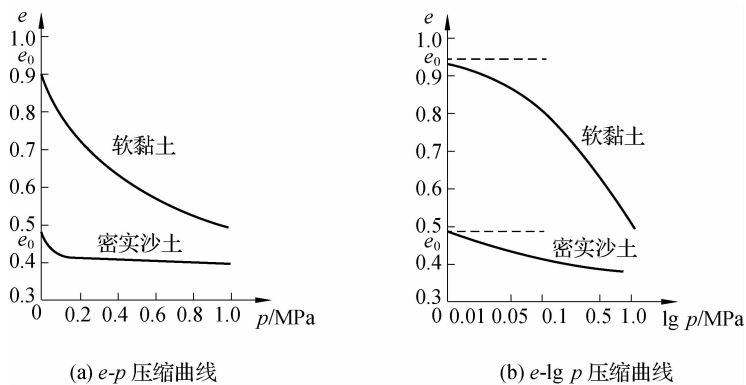


图 3-4 土的压缩曲线

3. 土的压缩性指标

1) 压缩系数 α

如图 3-5 所示,设压力由 p_1 增至 p_2 ,相应的孔隙比由 e_1 减小到 e_2 ,当压力变化范围不大时,可将一小段曲线用割线来代替,用割线 M_1M_2 的斜率来表示土在这一段压力范围内的压缩性,即

$$\alpha = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad (3-2)$$

式中, α 为压缩系数 (MPa^{-1}),压缩系数越大,土的压缩性越高。

从图 3-5 还可以看出,压缩系数 α 值与土所受的荷载大小有关。为了便于比较,一般采用压力间隔 $p_1 = 100 \text{ kPa}$ 至 $p_2 = 200 \text{ kPa}$ 时对应的压缩系数 α_{1-2} 来评价土的压缩性,当 $\alpha_{1-2} < 0.1 \text{ MPa}^{-1}$ 时,属低压缩性土;当 $0.1 \text{ MPa}^{-1} \leq \alpha_{1-2} < 0.5 \text{ MPa}^{-1}$ 时,属中压缩性土;当 $\alpha_{1-2} \geq$

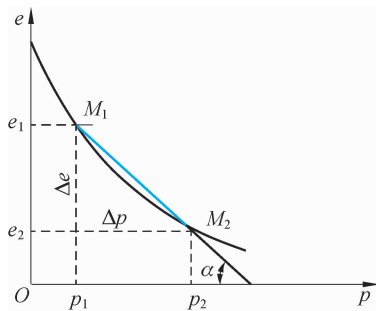


图 3-5 由 $e-p$ 曲线确定压缩系数

0.5 MPa⁻¹时,属高压缩性土。

2) 压缩模量 E_s

根据 $e-p$ 压缩曲线可以得到另一个重要的侧限压缩指标——侧限压缩模量,简称压缩模量,用 E_s 表示。其定义为土体在无侧限膨胀条件下受压时,竖向压应力增量 Δp 与相应的应变增量 $\Delta \epsilon$ 的比值。如图 3-6 所示,当土样上的压力由 p_1 增加到 p_2 时,其相应的孔隙比由 e_1 减小到 e_2 ,则土的竖向应力增量 $\Delta p = p_2 - p_1$,竖向应变增量 $\Delta \epsilon = (e_1 - e_2)/(1 + e_1)$,由此可得到压缩模量为

$$E_s = \frac{\Delta p}{\Delta \epsilon} = \frac{(p_2 - p_1)(1 + e_1)}{e_1 - e_2} \quad (3-3)$$

由于

$$\alpha = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1}$$

故

$$E_s = \frac{1 + e_1}{\alpha} \quad (3-4)$$

压缩模量 E_s 同压缩系数 α 一样,对同种土体也不是常数,而是随着压力取值范围的不同而变化。当压力较小时,压缩系数 α 较大,压缩模量 E_s 较小;当压力较大时,压缩系数 α 较小,压缩模量 E_s 较大。因此,在进行沉降计算时比较合理的做法是根据实际竖向应力的的大小在压缩曲线上取相应的值。

3) 压缩指数 C_c

将图 3-7 所示的 $e-\lg p$ 曲线直线段的斜率用 C_c 来表示, C_c 称为压缩指数,它是无量纲量。

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\lg p_2 - \lg p_1} = \frac{e_1 - e_2}{\lg \frac{p_2}{p_1}} \quad (3-5)$$

压缩指数 C_c 与压缩系数 α 不同, α 值随压力的变化而变化,而 C_c 值在压力较大时为常数,不随压力的变化而变化。 C_c 值越大,土的压缩性越高。低压缩性土的 C_c 值一般小于 0.2,高压缩性土的 C_c 值一般大于 0.4。

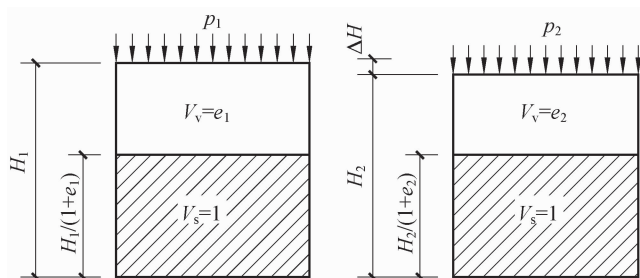


图 3-6 侧限条件下土样高度变化与孔隙比变化的关系

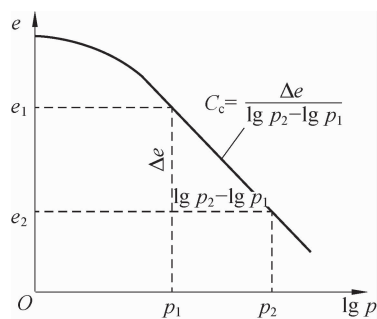


图 3-7 由 $e-\lg p$ 曲线确定压缩指数 C_c

4. 土的压缩性特征

上述土的压缩性指标均是在单向加载下的土体压缩试验中得到的结果,下面介绍土样

压缩试验在逆向卸载及重复加载时所反映出的土的压缩性特征。

1) 土的回弹和再压

经土的压缩试验得到压缩曲线后,不再加载,分级逐渐卸去荷载直至为零,并测量各级卸载等级下的土样回弹高度,算出每级卸荷后膨胀变形稳定时的孔隙比,则可绘出卸荷后的孔隙比与压力的关系曲线,称膨胀曲线(回弹曲线),如图 3-8(a)所示的 $b'c$ 曲线。

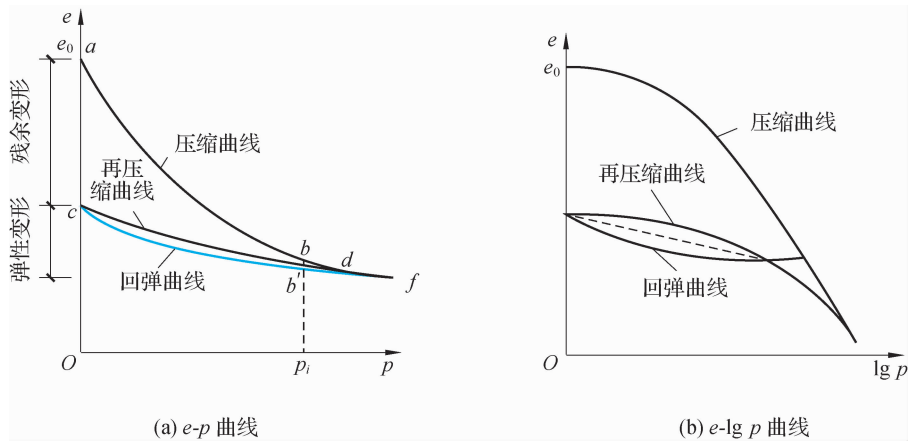


图 3-8 土的回弹-再压缩曲线

卸荷后可以恢复的那部分变形,称为土的弹性变形,主要是结合水膜的变形、封闭气体的压缩和土粒本身的弹性变形等。卸荷后仍不能恢复的那部分变形,称为土的残余变形。因为土粒和结构单元产生相对位移,改变了原有接触点的位置,所以孔隙水和气体被挤出。试验结果表明:土的残余变形通常比弹性变形大得多。

若再重新分级加压,则可测得土样在各级荷载作用下再压缩稳定后的孔隙比,相应可以绘制再压缩曲线,如图 3-8(a)所示的 cdf 曲线。从图中可以看出 df 段就像 ab 段的延续,犹如其间没有经过卸载和再压过程。当采用图 3-8(b)所示的 $e-\lg p$ 曲线时,可以更清楚地看到土体经压缩-回弹-再压缩的曲线变化,压缩曲线的延长线与再压缩曲线基本趋于同一条曲线上。因此,土的再压缩过程所表现出的特性在工程中应予以重视。

2) 土的前期固结压力

土的前期固结压力是指土层在过去历史上曾经受到的最大固结压力,通常用 p_c 表示。前期固结压力也是反映土体压密程度及判别其固结状态的一个指标。

目前,将土的前期固结压力与土层所承受的上覆土的自重压力 p_0 进行比较,可把天然土层分成三种不同的固结状态,并用超固结比 $OCR = p_c / p_0$ 来判别。

(1) $p_c = p_0, OCR = 1$,称为正常固结土,是指目前土层的自重压力就是该地层在历史上所受到的最大固结压力。

(2) $p_c > p_0, OCR > 1$,称为超固结土,是指土层在历史上曾受到的固结力大于现有土层的自重压力,使土层原有的密度超过现有的自重压力相对的密度,而形成超压状态。

(3) $p_c < p_0, OCR < 1$,称为欠固结土,即土层在自重压力下尚未完成固结。新近沉积的土层(如淤泥、充填土等)均处于欠压密状态。

一般当施加土层的荷重小于或等于土的前期固结压力时,土层的压缩变形量将极小,甚至可以不计;但当荷重超过土的前期固结压力时,土层的压缩变形量将会有很大的变化。当其他条件都相同时,三种不同的固结状态土的压缩量有如下关系:超固结土的压缩量<正常固结土的压缩量<欠固结土的压缩量。

3.1.2 现场载荷试验及变形模量

室内有侧限的固结试验不能准确地反映土层的实际情况,因此,可在现场进行原位载荷试验,其条件近似无侧限压缩。

1. 现场载荷试验

载荷试验装置一般包括加荷装置、提供反力装置和沉降量测装置三部分,如图 3-9 所示。其中,加荷装置包括载荷板、垫块及千斤顶等;根据提供反力装置的不同,载荷试验主要有地锚反力架法和堆重平台反力法,前者将千斤顶的反力通过地锚最终传至地基中,后者通过平台上的堆重来平衡千斤顶的反力;沉降量测装置包括百分表、基准短桩和基准梁等。

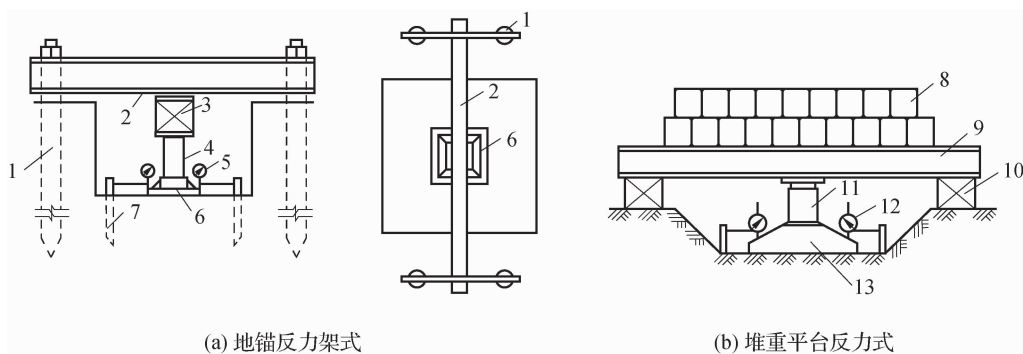


图 3-9 载荷试验装置

1—地锚; 2—横梁; 3, 11—千斤顶; 4—垫块; 5, 12—百分表; 6, 13—载荷板;
7—基准桩; 8—堆重; 9—平台; 10—枕木

如图 3-9 所示,在准备修建基础的位置开挖基坑,并使其深度等于基础的埋置深度,然后在坑底安置刚性承压板(载荷板)、加载设备和测量地基变形用的仪器。刚性承压板的底面一般为正方形,边长为 0.5~1.0 m,相应的承压面积为 0.25~1.0 m²,也可以用同样面积的圆形承压加载设备(一般由支柱、千斤顶、锚碇木桩和刚度足够大的横梁组成)安置在承压板上。测量地基变形用的仪器是测微表(百分表),该表放在承压板上方。加载由小到大分级进行,每级增加的压力值视土质的软硬程度而定,对较松软的土,一般为 10~25 kPa;对较坚硬的土,一般按 50~100 kPa 的等级增加。每加一级荷载,应每隔 0.5 h 测读一次沉降量。若连续 2 h 内,每小时的沉降量小于 0.1 mm,则认为沉降已趋于稳定,可加下一级荷载。

将整理后的试验结果,以承压板的压力强度 p (单位面积压力)为横坐标,总沉降量 s 为纵坐标,在直角坐标系中绘出压力-沉降关系曲线,即可得到载荷试验的沉降曲线,即 p - s 曲

线,如图 3-10 所示。

由载荷试验 p - s 曲线可以看出,一般地基土的变形可分为以下三个不同的阶段。

(1)压密变形阶段。该阶段相当于曲线的 0 至 p_{cr} 段, p - s 的关系近似直线,此阶段变形主要是因土的孔隙体积被压缩而引起土粒发生以垂直方向为主的位移,这被称为压密变形。地基土在各级荷载作用下的变形随着时间的增长而趋于稳定。

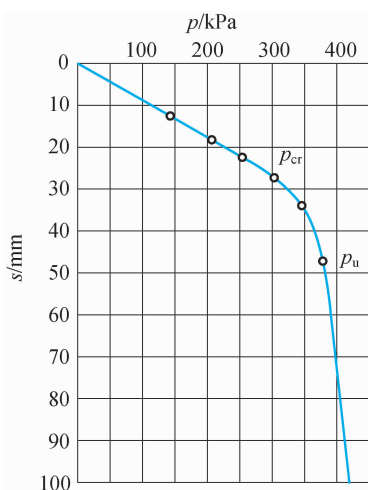


图 3-10 载荷试验 p - s 曲线

(2)局部剪切阶段。该阶段相当于曲线的 p_{cr} 至 p_u 段, p - s 的关系不再保持直线关系,而是随着 p 的增大, s 逐渐加大。此阶段变形是在压密变形的同时,由于地基土中局部地区的剪应力超过土的抗剪强度,从而引起土粒之间相互错动的位移,这被称为剪切变形,也称塑性变形。

(3)破坏阶段。在该阶段,塑性变形区不断发展,导致地基稳定性逐渐降低,而且趋向完全破坏阶段,即 p_u 点以下的一段。地基达到完全破坏时的荷载 p_u 称为地基的极限荷载。

2. 变形模量

从图 3-10 中的 p - s 曲线可以看出,在压密变形阶段, p - s 的关系呈直线,根据弹性理论可以得出地基土的变形

模量 E_0 为

$$E_0 = \omega \frac{pb(1-\gamma^2)}{s} \quad (3-6)$$

式中, E_0 为土的变形模量(MPa); p 为直线段的荷载强度(kPa); s 为相应于 p 的载荷板下沉量(m); b 为载荷板的短边长或直径(m); γ 为土的泊松比,沙土可取 0.2~0.25,黏性土可取 0.25~0.45; ω 为与承压板(或基础)的刚度和形状有关的系数,对刚性承压板取 0.88(方形)或 0.79(圆形)。

变形模量也是反映土的压缩性的重要指标之一。

3.1.3 旁压试验

上述土的压缩载荷试验的操作比较简单,但要想得到保持天然结构状态的原状土样很困难,而且更重要的是试验是在侧向受限制的条件下进行的,因此试验得到的压缩性规律和指标的实际运用有其局限性或近似性。相比室内侧限压缩试验,现场载荷试验排除了取样和试样制备等过程中应力释放及机械、人为扰动的影响,它更接近实际工作条件,能比较真实地反映土在天然埋藏条件下的压缩性。但它仍然存在一些缺点,如所需的设备笨重,操作繁杂,时间较长,费用较高;载荷板的尺寸很难取得与原型基础一样的尺寸,而小尺寸载荷板在同样的压力下引起地基主要受力层范围有限,所以它只能反映板下深度不大范围内土的变形特性,此深度一般为 2~3 倍板宽或直径。因此,国内外对现场快速测定变形模量的方法,如旁压试验、触探试验等给予了高度重视,并且为了改进载荷试验影响深度有限的缺



陷,发展了如在不同深度地基土层中做载荷试验的螺旋压板试验等方法。下面对旁压试验进行简单介绍。

旁压试验,又称横压试验,试验装置如图 3-11 所示。旁压试验的原理与上述载荷试验相似,只不过将垂直方向加载改成水平方向加载。在孔中某一待定深度处放入一个带有可扩张的橡皮囊圆柱形装置(旁压仪),然后从地面汽水系统向旁压室内通以压力水,使橡皮囊径向膨胀,从而向孔壁施加径向压力 p_h ,并引起四周孔壁的径向变形 s ,径向变形可通过压入橡皮囊内水体积 V 的变化间接量测。绘制 p_h-V 关系曲线如图 3-12 所示。其中, O 至 p_{oh} 段是将橡皮囊撑开、贴紧孔壁的区段, p_{oh} 至 p_{cr} 段是变形模量量测区段。当压力大于 p_{cr} 时,孔壁周围的土体将发生局部破坏,到达极限荷载 p_{uh} 后,土体会发生整体破坏。通过 p_h-V 关系就可以求得土的变形模量值。但对于各向异性土,需对旁压试验得到的变形模量进行修正。

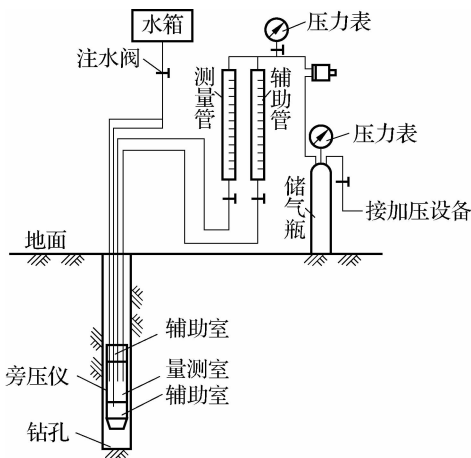


图 3-11 旁压试验装置

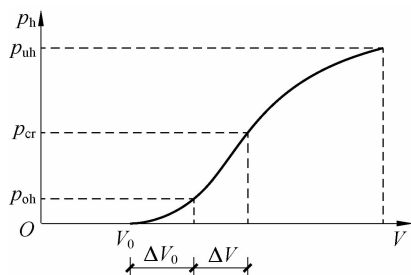


图 3-12 p_h-V 关系曲线

需要注意的是,旁压试验的可靠性关键在于成孔质量的好坏,钻孔直径应与旁压器的直径相适应。预钻成孔的孔壁要求垂直、光滑,孔形圆整,尽量减少对孔壁土体的扰动,并保持孔壁土层的天然含水率。

学习评价

1. 表征土压缩性的参数有哪些? 简述这些参数的定义及其测定方法。
2. 试用现场载荷试验的 $p-s$ 曲线说明地基土压缩变形的过程。
3. 什么是土层前期固结压力? 如何判断土层中一点的天然固结状态?
4. 什么是土的压缩性? 它是由什么引起的?
5. 压缩系数和压缩模量的物理意义是什么? 两者有何关系? 如何利用压缩系数和压缩模量评价土的压缩性质?
6. 什么是正常固结土、超固结土和欠固结土?

任务 3.2 地基沉降计算

学习目标

- 认知地基沉降的含义。
- 了解推荐使用的地基沉降计算方法。
- 理解压力面积法计算地基沉降的原理。
- 掌握地基沉降计算的规范方法。

建筑物作为外荷载作用于地基上,使地基中产生附加应力,而附加应力的产生使地基土出现压缩变形,通常将建筑物基础随之产生的竖向变位称为沉降。为了保证建筑物的安全和正常使用,必须限制基础的沉降量在允许范围内。因为基础的沉降或不均匀沉降过大,会造成建筑物的某些部位开裂、扭曲或倾斜,甚至倒塌毁坏,特别是对于一些超静定结构,不均匀沉降会造成其内力的重新分布,直接影响建筑物的使用安全。因此,建筑物在设计时需要进行基础沉降量的计算。而沉降量的大小取决于地基土的压缩变形量,它一方面与其应力状态的变化情况,即荷载作用情况有关;另一方面与土的变形特性,即土的压缩性有关。前者可视为地基变形的外因,后者则是地基变形的内因。

3.2.1 分层总和法计算最终沉降

目前,计算地基最终沉降量的方法有很多,主要有分层总和法、压力面积法、弹性理论法及采用原位压缩曲线计算最终沉降的方法。其中,分层总和法是计算地基最终沉降量时最原始的方法,在过去得到了广泛的应用,但随着理论研究的发展,该方法表现出了一定的局限性,因此在对该方法进行修正和发展的基础上得到了上述的其他几种方法。下面对分层总和法进行介绍。

1. 基本假设

(1)一般取基底中心点下地基附加应力来计算各分层土的竖向压缩量,认为基础的平均沉降量 s 为各分层土竖向压缩量 s_i 之和,即

$$s = \sum_{i=1}^n \Delta s_i \quad (3-7)$$

式中, n 为沉降计算深度范围内的分层数。

(2)计算 Δs_i 时,假设地基土只在竖向发生压缩变形,没有侧向变形,故可利用室内侧限压缩试验成果进行计算。

2. 计算步骤

采用分层总和法计算地基最终沉降量(见图 3-13)的步骤如下。

(1)地基土分层。成层土的层面(不同土层的压缩性及重度不同)及地下水(水面上、下土的有效重度不同)是当然的分层界面。此外,分层厚度一般不宜大于 $0.4b$ (b 为基底宽度),附加应力沿深度的变化是非线性的,土的曲线也是非线性的。因此,分层厚度太大将产

生较大的误差。

(2) 计算各分层界面处土的自重应力。土的自重应力应从天然地面起算, 地下水位以下一般应取有效重度。

(3) 计算各分层界面处基底中心下竖向附加应力。按学习项目 2 中任务 2.3 中介绍的方法计算。

(4) 确定地基沉降计算深度(或压缩层厚度)。附加应力随地基沉降深度递减, 自重应力随深度递增。因此, 到了一定深度之后, 附加应力与自重应力相比很小, 引起的压缩变形就可忽略不计了。一般取地基附加应力等于自重应力的 20% ($\sigma_z = 0.2\sigma_c$) 深度处作为沉降计算深度的限值; 若在该深度以下为高压缩性土, 则应取地基附加应力等于自重应力的 10% ($\sigma_z = 0.1\sigma_c$) 深度处作为沉降计算深度的限值。

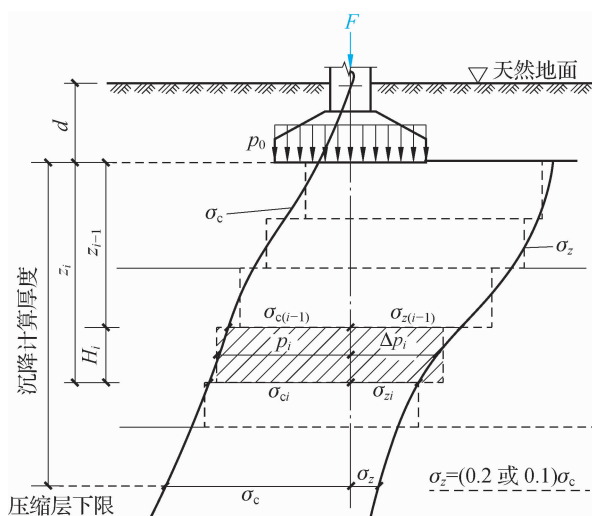


图 3-13 采用分层总和法计算地基最终沉降量

(5) 计算各分层土的压缩量 Δs_i 。根据基本假设(2), 可利用室内压缩试验成果, 根据已知条件, 任选式(3-8)~式(3-10)中的一个公式进行计算。

$$\Delta s_i = \epsilon_i H_i = \frac{\Delta e_i}{1 + e_{1i}} H_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} H_i \quad (3-8)$$

$$\Delta s_i = \frac{\alpha_i (p_{1i} - p_{2i})}{1 + e_{1i}} H_i \quad (3-9)$$

$$\Delta s_i = \frac{\Delta p_i}{E_{si}} H_i \quad (3-10)$$

式中, ϵ_i 为第 i 分层土的平均压缩应变; H_i 为第 i 分层土的厚度(m); e_{1i} 为对应于第 i 分层土上、下层面自重应力值的平均值 p_{1i} 从土的压缩曲线上得到的孔隙比, $p_{1i} = [\sigma_{c(i-1)} + \sigma_{ci}] / 2$; e_{2i} 为对应于第 i 分层土自重应力平均值 p_{1i} 与上、下层面附加应力值的平均值 Δp_i 之和 p_{2i} 从土的压缩曲线上得到的孔隙比, $\Delta p_i = [\sigma_{z(i-1)} + \sigma_{zi}] / 2$, $p_{2i} = p_{1i} + \Delta p_i$; α_i 为第 i 分层土对应于 $p_{1i} \sim p_{2i}$ 段的压缩系数; E_{si} 为第 i 分层土对应于 $p_{1i} \sim p_{2i}$ 段的压缩模量(MPa)。

(6) 按式(3-7)计算基础的平均沉降量。

3. 注意事项

(1) 分层总和法假设地基土在侧向不能变形, 而只在竖向发生压缩, 这种假设在当压缩

土层厚度同基底荷载分布面积相比很薄时才比较接近。如当不可压缩岩层上压缩土层厚度 H 不大于基底宽度的一半 ($b/2$) 时, 由于基底摩阻力及岩层面阻力对可压缩土层的限制作用, 土层压缩只会出现很少的侧向变形。

(2) 假定地基土侧向不能变形所得的计算结果偏小, 取基底中心点下的地基附加应力来计算基础的平均沉降会导致计算结果偏大, 因此在一定程度上可相互弥补。

(3) 当需考虑相邻荷载对基础沉降的影响时, 应通过将相邻荷载在基底中心下各分层深度处引起的附加应力叠加到基础本身引起的附加应力中进行计算。

(4) 当基坑开挖面积较大、较深及暴露时间较长时, 由于地基土有足够的回弹量, 因此基础荷载施加之后, 不仅附加压力要产生沉降, 而且初始阶段基底地基土恢复到原自重应力状态时也会发生再压缩量 [相应于图 3-8(a) 中 cb' 段的变形] 沉降。进行简化处理时, 一般用 $p - \alpha\sigma_c$ 来计算地基中的附加应力, α 为考虑基坑回弹和再压缩影响的系数, $0 \leq \alpha \leq 1$ 。对于小基坑, 由于再压缩量小, α 取 1; 对于宽度达 10 m 以上的大基坑, α 一般取 0。

【例 3-1】 图 3-14 所示的墙下单独基础的基底尺寸为 $3.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m}$, 传至地面的荷载为 300 kN, 基础埋置深度为 1.2 m, 地下水位在基底以下 0.6 m, 地基土层的室内压缩试验数据见表 3-1, 采用分层总和法求基础中点的沉降量。

表 3-1 地基土层的室内压缩试验数据

p/kPa	e	
	黏 土	粉质黏土
0	0.651	0.978
50	0.625	0.889
100	0.608	0.855
200	0.587	0.809
300	0.570	0.773

【解】 (1) 地基土分层。考虑分层厚度不超过 $0.4b = 0.8 \text{ m}$ 及地下水位, 将基底以下厚 1.2 m 的黏土层分成两层, 层厚均为 0.6 m, 其下粉质黏土层的分层厚度均取为 0.8 m。

(2) 计算自重应力。计算分层处的自重应力, 地下水位以下取有效重度进行计算。如第 2 点自重应力为 $1.8 \text{ m} \times 17.6 \text{ kN/m}^3 + 0.6 \text{ m} \times (17.6 \text{ kN/m}^3 - 9.8 \text{ kN/m}^3) = 36.4 \text{ kPa}$ 。

计算各分层上、下界面处自重应力的平均值, 作为该分层受压前所受侧限竖向应力 p_{li} , 各分层点的自重应力值及各分层的平均自重应力值如图 3-14 所示及见表 3-2。

(3) 计算竖向附加应力。基底平均附加应力为

$$p_0 = \frac{300 \text{ kN} + 3.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3}{3.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m}} - 1.2 \text{ m} \times 17.6 \text{ kN/m}^3 = 52.9 \text{ kPa}$$

从表 2-4 查应力系数 α_c 并计算各分层点的竖向附加应力, 如第 1 点的附加应力为

$$4\alpha_c(1.5, 0.6/1.0) \times 52.9 \text{ kPa} = 4 \times 0.231 \times 52.9 \text{ kPa} = 48.9 \text{ kPa}$$

计算各分层上、下界面处附加应力的平均值。各分层点的附加应力值及各分层的平均附加应力值如图 3-14 及表 3-2 所示。

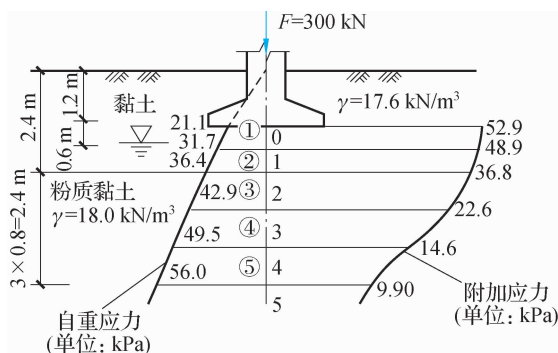


图 3-14 【例 3-1】图

表 3-2 分层总和法计算地基最终沉降

分层点	深度 z_i/m	自重 应力 σ_c/kPa	附加 应力 σ_z/kPa	层号	层厚 H_i/m	自重应力 平均值 p_{1i}/kPa	附加应力 平均值 $\Delta p_i/\text{kPa}$	总应力 平均值 p_{2i}/kPa	受压前 孔隙比 e_{1i} (对应 p_{1i})	受压后 孔隙比 e_{2i} (对应 p_{2i})	分层 压缩量 $\Delta s_i/\text{mm}$
0	0	21.1	52.9								
1	0.6	31.7	48.9	①	0.6	26.4	50.9	77.3	0.637	0.616	7.7
2	1.2	36.4	36.8	②	0.6	34.1	42.9	77.0	0.633	0.617	5.9
3	2.0	42.9	22.6	③	0.8	39.7	29.7	69.4	0.901	0.876	10.5
4	2.8	49.5	14.6	④	0.8	46.2	18.6	64.8	0.896	0.879	7.2
5	3.6	56.0	9.90	⑤	0.8	52.8	12.3	65.1	0.887	0.879	3.4

(4)将各分层自重应力平均值和附加应力平均值之和作为该分层受压后所受总应力 p_{2i} 。

(5)确定压缩层厚度。一般按 $\sigma_z=0.2\sigma_c$ 来确定压缩层厚度,在 $z=2.8\text{ m}$ 处, $\sigma_z=14.6\text{ kPa}>0.2\sigma_c=9.9\text{ kPa}$; $z=3.6\text{ m}$ 处, $\sigma_z=9.90\text{ kPa}<0.2\sigma_c=11.2\text{ kPa}$,所以压缩层厚度为基底以下 3.6 m 。

(6)计算各分层土的压缩量。如第③层 $\Delta s_3 = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} H_i = \frac{0.901 - 0.876}{1 + 0.901} \times 800\text{ mm} = 10.5\text{ mm}$,各分层的压缩量列于表 3-2 中。

(7)计算基础平均最终沉降量。

$$s = \sum_{i=1}^5 \Delta s_i = 7.7\text{ mm} + 5.9\text{ mm} + 10.5\text{ mm} + 7.2\text{ mm} + 3.4\text{ mm} = 34.7\text{ mm}$$

3.2.2 压力面积法计算最终沉降

压力面积法是《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)推荐使用的一种计算地基最终沉降量的方法,故又称为规范方法。该方法基于同分层总和法一样的基本假设,实

质上是一种简化并经修正的分层总和法。

1. 计算原理

压力面积法一般按地基土的天然分层面划分计算土层,引入土层平均附加应力的概念,通过平均附加应力系数将基底中心以下地基中 $z_{i-1} \sim z_i$ 深度范围内的附加应力按等面积原则化为相同深度范围内矩形分布时的分布应力大小,如图 3-15 所示。再按矩形分布应力情况计算土层的压缩量,各土层压缩量的总和即为地基的计算沉降量。

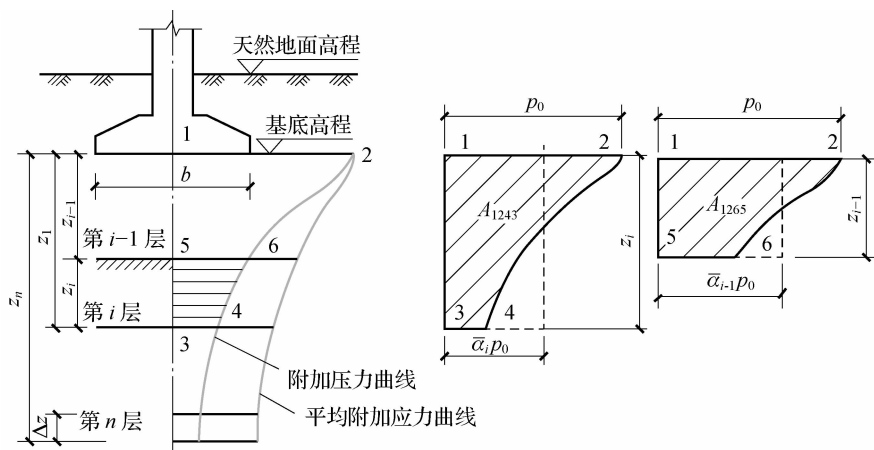


图 3-15 压力面积法

如果在地层中截取某层土(如图 3-15 中的第 i 层土),基底中心点下 $z_{i-1} \sim z_i$ 深度范围内的附加应力会随深度发生变化,假设压缩模量 E_s 不变,则第 i 层土的压缩量为

$$\Delta s_i = \int_{z_{i-1}}^{z_i} \epsilon_z dz = \int_{z_{i-1}}^{z_i} \frac{\sigma_z}{E_{si}} dz = \frac{1}{E_{si}} \int_{z_{i-1}}^{z_i} \sigma_z dz = \frac{1}{E_{si}} \left(\int_0^{z_i} \sigma_z dz - \int_0^{z_{i-1}} \sigma_z dz \right) \quad (3-11)$$

式中, $\int_0^{z_i} \sigma_z dz$ 为基底中心点下 z_i 深度范围附加应力面积(m^2),用 A_i 表示(如图 3-15 中的 A_{1243}); $\int_0^{z_{i-1}} \sigma_z dz$ 为基底中心点下 z_{i-1} 深度范围附加应力面积(m^2),用 A_{i-1} 表示(如图 3-15 中的 A_{1265})。

因此,式(3-11)又可以表示为

$$\Delta s_i = \frac{\Delta A_i}{E_{si}} = \frac{A_i - A_{i-1}}{E_{si}} \quad (3-12)$$

式中, ΔA_i 为基底中心点下 $z_{i-1} \sim z_i$ 深度范围内的附加应力面积(m^2)。

为了便于计算,可引入一个竖向平均附加应力(面积)系数 $\bar{\alpha}_i = A_i / p_0 z_i$,把附加应力的面积化为矩形面积,如图 3-15 中的 $A_{1243} = \bar{\alpha}_i p_0 z_i$,则有 $A_i = \bar{\alpha}_i p_0 z_i$, $A_{i-1} = \bar{\alpha}_{i-1} p_0 z_{i-1}$ 。其中, $\bar{\alpha}_i p_0 z_i$ 和 $\bar{\alpha}_{i-1} p_0 z_{i-1}$ 分别是 z_i 与 z_{i-1} 深度范围内竖向附加应力面积 A_i 和 A_{i-1} 的等代值。也即以附加应力面积等代值引出一个用平均附加应力系数表达的从基底至任意深度 z 范围内地基沉降量的计算公式。由此可得成层地基沉降量的计算公式为

$$\Delta s_i = \frac{A_{3465}}{E_{si}} = \frac{A_{1243} - A_{1265}}{E_{si}} = \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (3-13)$$

$$p_0 = p - \gamma h \quad (3-14)$$



式中, p_0 为对应于荷载长效效应组合时的基础底面处的附加应力(kPa); p 为基底压应力(kPa), 当 $z/b > 1$ 时, 采用基底平均压应力, $z/b \leq 1$ 时, p 按压应力图形采用距最大应力点 $b/4 \sim b/3$ 处的压力值(对于梯形分布荷载, 当前后端压应力差值较大时, 可采用 $b/4$ 处的压应力值; 反之, 则采用 $b/3$ 处的压应力值), b 为基础宽度(m); h 为基底埋置深度(m), 当基础受到水流冲刷时, 从一般冲刷线算起, 当不受水流冲刷时, 从天然地面算起, 若位于挖方内, 则由开挖后的地面算起; γ 为基底埋置深度内土的重度(kN/m^3), 基底为透水地基时, 水位以下取浮重度。

那么 n 层土总的压缩量为

$$s_0 = \sum_{i=1}^n \Delta s_i = \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (3-15)$$

式中, n 为地基变形计算深度范围内所划分的土层数; E_{si} 为基底以下第 i 层土的压缩模量(MPa), 按第 i 层实际应力变化范围取值; z_i, z_{i-1} 分别为基础底面至第 i 层、第 $i-1$ 层底面的距离(m); $\bar{\alpha}_i, \bar{\alpha}_{i-1}$ 分别为基础底面到第 i 层、第 $i-1$ 层底面范围内平均附加应力系数, 可查表 3-3 得到。

表 3-3 矩形面积上均布荷载作用时中心点下平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

z/b	l/b												
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	≥ 10.0
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.1	0.997	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998
0.2	0.987	0.990	0.991	0.992	0.992	0.992	0.993	0.993	0.993	0.993	0.993	0.993	0.993
0.3	0.967	0.973	0.976	0.978	0.979	0.980	0.980	0.981	0.981	0.981	0.981	0.981	0.981
0.4	0.936	0.947	0.953	0.956	0.958	0.965	0.961	0.962	0.962	0.963	0.963	0.963	0.963
0.5	0.900	0.915	0.924	0.929	0.933	0.935	0.973	0.939	0.939	0.940	0.940	0.940	0.940
0.6	0.858	0.878	0.890	0.898	0.903	0.906	0.910	0.912	0.913	0.914	0.914	0.915	0.915
0.7	0.816	0.840	0.855	0.865	0.871	0.876	0.881	0.884	0.885	0.886	0.887	0.887	0.888
0.8	0.775	0.801	0.819	0.831	0.839	0.844	0.851	0.855	0.857	0.858	0.859	0.860	0.860
0.9	0.735	0.764	0.784	0.797	0.806	0.813	0.821	0.826	0.829	0.830	0.831	0.830	0.836
1.0	0.689	0.728	0.749	0.764	0.775	0.783	0.792	0.798	0.801	0.803	0.804	0.806	0.807
1.1	0.663	0.694	0.717	0.733	0.744	0.753	0.764	0.771	0.755	0.777	0.799	0.780	0.782
1.2	0.631	0.633	0.686	0.703	0.715	0.725	0.737	0.744	0.749	0.752	0.754	0.756	0.758
1.3	0.601	0.633	0.657	0.674	0.688	0.698	0.711	0.719	0.725	0.728	0.730	0.733	0.735
1.4	0.573	0.605	0.629	0.648	0.661	0.672	0.687	0.696	0.701	0.705	0.708	0.711	0.714
1.5	0.548	0.580	0.604	0.622	0.637	0.648	0.664	0.673	0.679	0.683	0.686	0.690	0.693

续表

z/b	l/b												
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	≥ 10.0
1.6	0.524	0.556	0.580	0.599	0.613	0.625	0.641	0.651	0.658	0.663	0.666	0.670	0.675
1.7	0.502	0.533	0.558	0.577	0.591	0.603	0.620	0.631	0.638	0.643	0.646	0.651	0.656
1.8	0.482	0.513	0.537	0.556	0.571	0.588	0.600	0.611	0.619	0.624	0.629	0.633	0.638
1.9	0.463	0.493	0.517	0.536	0.551	0.563	0.581	0.593	0.601	0.606	0.610	0.616	0.622
2.0	0.446	0.475	0.499	0.518	0.533	0.545	0.563	0.575	0.584	0.590	0.594	0.600	0.606
2.1	0.429	0.459	0.482	0.500	0.515	0.528	0.546	0.559	0.567	0.574	0.578	0.585	0.591
2.2	0.414	0.443	0.466	0.484	0.499	0.511	0.530	0.543	0.552	0.558	0.563	0.570	0.577
2.3	0.400	0.428	0.451	0.468	0.484	0.496	0.515	0.528	0.537	0.544	0.548	0.554	0.564
2.4	0.387	0.414	0.436	0.454	0.469	0.481	0.500	0.513	0.523	0.530	0.535	0.543	0.551
2.5	0.374	0.401	0.423	0.441	0.455	0.468	0.486	0.500	0.509	0.516	0.522	0.530	0.539
2.6	0.362	0.389	0.410	0.428	0.442	0.473	0.473	0.487	0.496	0.504	0.509	0.518	0.528
2.7	0.351	0.377	0.398	0.416	0.430	0.461	0.461	0.74	0.484	0.492	0.497	0.506	0.517
2.8	0.341	0.366	0.387	0.404	0.418	0.449	0.449	0.463	0.472	0.480	0.486	0.495	0.506
2.9	0.331	0.356	0.377	0.393	0.407	0.438	0.438	0.451	0.461	0.469	0.475	0.485	0.496
3.0	0.322	0.346	0.366	0.383	0.397	0.409	0.427	0.441	0.451	0.459	0.465	0.474	0.487
3.1	0.313	0.337	0.357	0.373	0.387	0.398	0.417	0.430	0.440	0.448	0.454	0.464	0.477
3.2	0.305	0.328	0.348	0.364	0.377	0.389	0.407	0.420	0.431	0.439	0.445	0.455	0.468
3.3	0.297	0.320	0.339	0.355	0.368	0.379	0.397	0.411	0.421	0.429	0.436	0.446	0.460
3.4	0.289	0.312	0.331	0.346	0.359	0.371	0.388	0.402	0.412	0.420	0.427	0.437	0.452
3.5	0.282	0.304	0.323	0.338	0.351	0.362	0.380	0.393	0.403	0.412	0.418	0.429	0.444
3.6	0.276	0.297	0.315	0.330	0.343	0.354	0.372	0.385	0.395	0.403	0.410	0.421	0.436
3.7	0.269	0.290	0.308	0.323	0.335	0.346	0.364	0.377	0.387	0.395	0.402	0.413	0.429
3.8	0.263	0.284	0.301	0.316	0.328	0.339	0.356	0.369	0.379	0.388	0.394	0.405	0.422
3.9	0.257	0.277	0.294	0.309	0.321	0.332	0.349	0.362	0.372	0.380	0.387	0.398	0.415
4.0	0.251	0.271	0.288	0.302	0.314	0.325	0.342	0.355	0.365	0.373	0.379	0.391	0.408
4.1	0.246	0.265	0.282	0.296	0.308	0.318	0.335	0.348	0.368	0.366	0.372	0.384	0.402
4.2	0.241	0.260	0.276	0.290	0.302	0.312	0.328	0.341	0.352	0.359	0.366	0.377	0.396
4.3	0.236	0.255	0.270	0.284	0.296	0.306	0.322	0.335	0.345	0.363	0.359	0.371	0.390
4.4	0.231	0.250	0.265	0.278	0.290	0.300	0.316	0.329	0.339	0.347	0.353	0.365	0.384
4.5	0.226	0.245	0.260	0.273	0.285	0.294	0.310	0.323	0.333	0.341	0.347	0.359	0.378
4.6	0.222	0.240	0.255	0.268	0.279	0.289	0.305	0.317	0.327	0.335	0.341	0.353	0.373
4.7	0.218	0.235	0.250	0.263	0.274	0.284	0.299	0.312	0.321	0.329	0.336	0.347	0.367
4.8	0.214	0.231	0.245	0.258	0.269	0.279	0.294	0.306	0.316	0.324	0.330	0.342	0.362
4.9	0.210	0.227	0.241	0.253	0.265	0.274	0.289	0.301	0.311	0.319	0.325	0.337	0.357
5.0	0.206	0.223	0.237	0.249	0.260	0.269	0.284	0.296	0.306	0.313	0.320	0.332	0.352

 注:表中 b 、 l 分别是矩形基础的短边和长边; z 是从基础底面算起的土层深度。

2. 沉降计算经验系数 ψ_s

ψ_s 综合反映了计算公式中一些未能考虑的因素,它是根据大量工程实例中沉降的观测值与计算值的统计分析比较而得的。 ψ_s 的确定与地基土压缩模量的当量值 \bar{E}_s 及地基承载力基本容许值有关,具体见表 3-4。

表 3-4 沉降计算经验系数 ψ_s

基底附加压力	\bar{E}_s/MPa				
	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
$p_0 \geq [f_{s0}]$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leq 0.75 [f_{s0}]$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注 1: $[f_{s0}]$ 为地基承载力基本容许值。

注 2: \bar{E}_s 为沉降计算深度范围内压缩模量的当量值。

需要注意的是, \bar{E}_s 应按式(3-16)计算。

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} = \frac{p_0 \sum (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})}{p_0 \sum \frac{z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}}{E_{si}}} \quad (3-16)$$

式中, A_i 为第 i 层土的附加应力系数沿土层厚度的积分值; E_{si} 为相应于该土层的压缩模量。

综上所述,应力面积法的地基最终沉降量计算公式为

$$s = \psi_s s_0 = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (3-17)$$

式中, ψ_s 为沉降计算经验系数,根据地区沉降观测资料及经验确定,缺少沉降观测资料及经验数据时,可查表 3-4 确定; s 为地基的最终沉降量(mm); s_0 为 n 层地基压缩量(mm)。

3. 地基沉降计算深度 z_n

进行地基沉降计算时设定计算深度为 z_n (见图 3-15),在 z_n 以上取 Δz 厚度,其沉降量应符合式(3-18)的规定。

$$\Delta s_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s_i \quad (3-18)$$

式中, Δs_n 为由计算深度底面向上取厚度为 Δz 的土层的计算沉降量(mm), Δz 的厚度选取与基础宽度 b 有关,见表 3-5; Δs_i 为计算深度范围内第 i 层土的计算沉降量(mm)。

表 3-5 Δz 值

b/m	$b \leq 2$	$2 < b \leq 4$	$4 < b \leq 8$	$b > 8$
$\Delta z/m$	0.3	0.6	0.8	1.0

当无相邻荷载影响,基础宽度为 1~30 m 时,基础中点的地基沉降计算深度 z_n 也可按简化公式(3-19)计算。

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \quad (3-19)$$

式中, b 为基础宽度(m)。

在计算深度范围内存在基岩时, z_n 可取至基岩表面;当存在较厚的坚硬黏性土层,其孔

隙比小于 0.5、压缩模量大于 50 MPa,或存在较厚的密实砂卵石层,其压缩模量大于 80 MPa 时, z_n 可取至该土层表面。

【例 3-2】 某基础底面尺寸为 $4\text{ m} \times 2\text{ m}$,埋深为 1.5 m ,传至基础底面的中心荷载 $N=1\ 434\text{ kN}$,如图 3-16 所示,持力层的地基承载力基本容许值 $[f_{a0}] = 150\text{ kPa}$,用压力面积法计算基础中点的最终沉降。

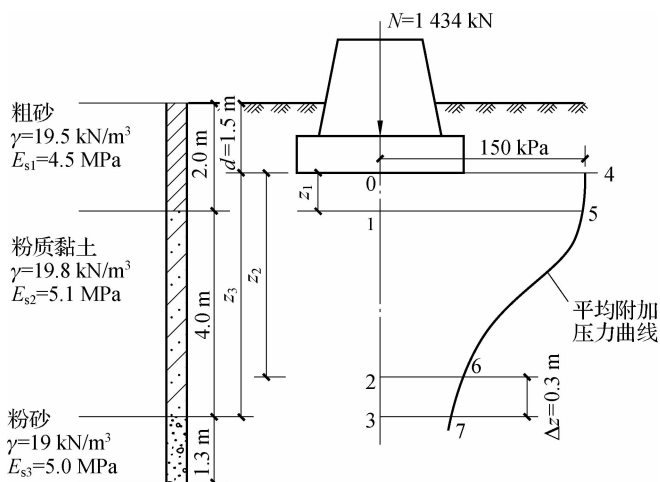


图 3-16 【例 3-2】图

【解】 (1) 基底附加压力。

$$p_0 = p - \gamma h = \frac{1\ 434\text{ kN}}{4\text{ m} \times 2\text{ m}} - 19.5\text{ kN/m}^3 \times 1.5\text{ m} = 150\text{ kPa}$$

(2) 计算深度 z_n 。

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) = 2\text{ m} \times (2.5 - 0.4 \times \ln 2) = 4.445\text{ m} \approx 4.5\text{ m}$$

按该深度,沉降量计算至粉质黏土层底面。

(3) 沉降量计算见表 3-6。

① 表中 $\bar{\alpha}_i$ 是基础底面中心点平均附加应力系数,查表 3-3 可得。

② z_n 校核。由表 3-5 查得 $\Delta z = 0.3\text{ m}$,计算 0.3 m 厚土层的压缩量,即图 3-16 中 2~3 点的土层压缩量。计算过程见表 3-6 中 3 点的计算过程。

对于 3 点: $l/b = 4\text{ m}/2\text{ m} = 2$, $z/b = 4.5\text{ m}/2\text{ m} = 2.25$ 。查表 3-3 得 $\bar{\alpha}_i = 0.5035$,则

$$z_i \bar{\alpha}_i = 4\ 500\text{ mm} \times 0.5035 = 2\ 265.75\text{ mm}$$

$$z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1} = 2\ 265.75\text{ mm} - 2\ 217.6\text{ mm} = 48.15\text{ mm}$$

$$\frac{p_0}{E_{si}} = \frac{150\text{ kPa}}{5.1 \times 10^3\text{ kPa}} = 0.029$$

$$\frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) = 0.029 \times 48.15\text{ mm} = 1.40\text{ mm}, \text{ 即 } \Delta S_n = 1.40\text{ mm}。$$

$0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s_i = 0.025 \times 67.68\text{ mm} = 1.692\text{ mm}$,满足 $\Delta s_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s_i$,表明 $z_n = 4.5\text{ m}$ 符合要求。

表 3-6 【例 3-2】计算表格

点号	z/m	l/b	z/b	$\bar{\alpha}_i$	$z_i \bar{\alpha}_i$ /mm	$(z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})$ /mm	$\frac{p_0}{E_{si}}$ /mm	$\frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})$ /mm	$\sum_{i=1}^n \Delta S_i$ /mm
0	0	$\frac{4}{2} = 2$	0	1.000 0		0			
1	0.5		0.25	0.985 5	492.75	492.75	0.033	16.26	16.26
2	4.2		2.10	0.528 0	2 217.6	1 724.85	0.029	50.02	66.28
3	4.5		2.25	0.503 5	2 265.75	48.15	0.029	1.40	67.68

(4) 确定沉降系数 ψ_s 。

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} = \frac{p_0 \sum (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})}{p_0 \sum \frac{(z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})}{E_{si}}} = \frac{492.75 \text{ mm} + 1\,724.85 \text{ mm} + 48.15 \text{ mm}}{\frac{492.75 \text{ mm}}{4.5 \text{ MPa}} + \frac{1\,724.85 \text{ mm}}{5.1 \text{ MPa}} + \frac{48.15 \text{ mm}}{5.0 \text{ MPa}}}$$

$$= 4.95 \text{ MPa}$$

由于 $p_0 = [f_{a0}]$, 查表 3-4 由内插法得 $\psi_s = 1.2$ 。

(5) 计算基础中心点最终沉降量 s 。

$$S = \psi_s s_0 = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) = 1.2 \times 67.68 \text{ mm} = 81.22 \text{ mm}$$

学习评价

1. 分层总和法计算沉降的计算假定、计算步骤和内容是什么?
2. 计算地基最终沉降时,为什么自重应力要用有效重度进行计算?
3. 应力面积法计算最终沉降为何需要乘以沉降计算经验系数 ψ_s ?
4. 地基沉降计算时,引入公式 $\Delta s_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s_i$ 的意义是什么?

任务 3.3 地基沉降与时间的关系

学习目标

- 了解饱和土的有效应力。
- 认知饱和土体的渗流固结过程。
- 理解单向固结的基本假定。
- 掌握地基单向固结情况下沉降和时间关系的计算方法。

饱和黏性土地基在建筑物荷载作用下要经过相当长的时间才能达到最终沉降,而不是瞬间完成的。为了保证建筑物的安全与正常使用,对于一些重要、特殊的建筑物应在工程实践和分析研究中掌握其沉降与时间关系的规律性,这是因为较快的沉降速率对于建筑物有

较大的危害。例如,在第四纪一般黏性土地区,一般的四五层以上的民用建筑物的允许沉降量仅为 10 cm 左右,若沉降超过此值就容易产生裂缝;而在沿海软土地区,沉降的固结过程很慢,建筑物能够适应地基的变形。因此,类似建筑物的允许沉降量可达 20 cm 甚至更大。

由于碎石土和沙土的压缩性很小,渗透性很大,因此其受力后固结稳定所需的时间很短,可以认为在外荷载施加完毕时,其固结变形基本就已经完成了。黏性土及粉土完全固结所需的时间比较长,如厚的饱和软黏土层,其固结变形需要几年甚至几十年才能完成。因此,实践中一般只考虑黏性土和粉土的变形与时间的关系。

3.3.1 饱和土的有效应力

如图 3-17(a)所示,在饱和土体中的某一点截取截面 $b-b$,取其面积为 A ,作用于 A 上的正应力 σ 由自重应力、静水压力及外荷载 P 所产生的附加应力组成,统称为总应力。总应力中的一部分由土颗粒间的接触面承担,称为有效应力;另一部分为超静孔隙水压力,通常简称为孔隙水压力。

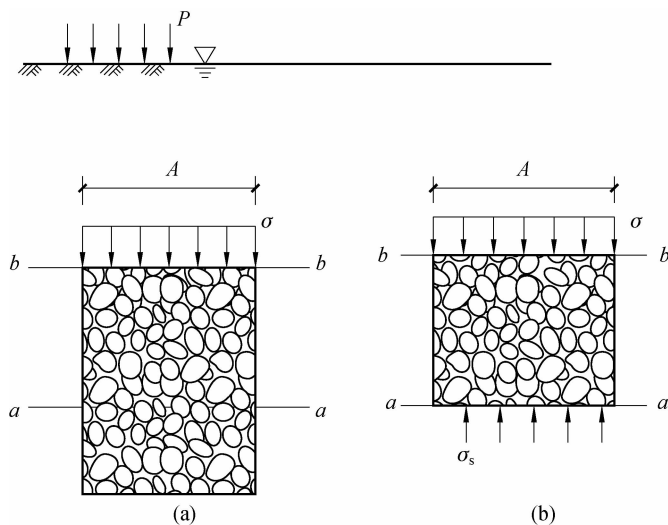


图 3-17 饱和土的有效应力

如图 3-17(b)所示,沿 $a-a$ 截面取脱离体, $a-a$ 截面上沿着土颗粒接触面间的法向应力为 σ_s ,各土颗粒间的接触面积之和为 A_s 。孔隙水压力为 μ ,其相应的面积为 A_w ,根据土体平衡条件可得

$$\begin{aligned}\sigma A &= \sigma_s A_s + \mu A_w = \sigma_s A_s + \mu (A - A_s) \\ \sigma &= \frac{\sigma_s A_s}{A} + \mu \left(1 - \frac{A_s}{A}\right)\end{aligned}$$

由于 $\sigma_s A_s / A$ 是土颗粒间的接触压力在截面积上的平均应力,因此称为土的有效应力,用 $\bar{\sigma}$ 表示,则

$$\sigma = \bar{\sigma} + \mu \left(1 - \frac{A_s}{A}\right) \quad (3-20)$$

由于土颗粒间的接触面积很小, A_s / A 可略去不计,故式(3-20)又可以写为

$$\sigma = \bar{\sigma} + \mu \quad (3-21)$$

式(3-21)称为饱和土的有效应力公式,它包含以下两个内容。

- (1)饱和土体内任一平面上受到的总应力等于有效应力和孔隙水压力之和。
- (2)仅仅作用在土骨架上的有效应力才是影响土的强度和变形的决定性因素。

因为土中任意点的孔隙水压力对各个方向的作用是相等的,所以它只能使土颗粒产生压缩(压缩量很小,忽略不计),而不能使土颗粒产生位移。只有土颗粒间的有效应力作用才会引起土颗粒的位移,使土体产生压缩变形。

3.3.2 饱和土体的渗流固结及应力分布

用上面所讲到的方法确定的地基沉降量,是指地基土在建筑荷载作用下达到压缩稳定后的沉降量,因而被称为地基的最终沉降量。然而,在工程实践中,常常需要预估建筑物完工及完工一段时间后的沉降量和达到某一沉降量所需要的时间,这就要求解决沉降与时间的关系问题。

1. 饱和土体的渗流固结过程

显然饱和土体承受荷载,地基从开始变形到变形稳定是与时间有关的,即沉降值是时间的函数。在工程实践中,有时需要计算建筑物在施工期间或使用期间某时刻的基础沉降值,明确沉降随时间增加而发展会给工程建筑物带来的影响,以便在设计中提出处理措施。对于已出现裂缝、倾斜等问题的建筑物,更需要了解当时沉降与今后沉降的发展趋势,以作为解决事故的重要依据。

如前所述,饱和土体被压缩,主要是由于土粒、孔隙中的水和空气发生相对移动,使孔隙中的一部分气体和水被挤掉,使土颗粒被压密,即土体产生压缩变形。但由于土粒很细,孔隙更细,要使孔隙中的水通过非常细小的孔隙排出,则需要经历相当长的时间,而时间的长短主要取决于土层排水距离的长短、土粒粒径与孔隙的大小、土层渗透系数和荷载大小及土的压缩系数的高低等因素。通常,对于碎石土和砂性土地基,因其压缩性小、渗透性大,一般在施工期间基础沉降即可全部或基本完成。而对于饱和黏性土地基,因其压缩性大、渗透性小,通常需要几年、几十年,甚至几百年,基础的沉降才能达到稳定。

为了清楚形象地了解饱和土体的压缩变形过程,即饱和土体的渗透固结过程,可以借助一个水-弹簧-活塞力学模型来说明土的骨架和孔隙水承担外力的情况及相互转移的过程,如图 3-18 所示。

在一个装满水的圆筒的上部安置一个带小孔的活塞,在此活塞与筒底之间安装一个弹簧,以此模拟饱和土体的压缩变形过程。

(1)在活塞顶面骤然施加压力 σ 的瞬间,圆筒中的水尚未从活塞上的小孔中排出,弹簧也没有变形。因此,此时弹簧不受力,压力完全由水来承担,即 $\mu = \sigma, \bar{\sigma} = 0$ 。

(2)随着筒中的水不断地通过活塞上的小孔向外面流出,使得活塞开始下降,弹簧逐渐变形,表明弹簧相应受力。此时,弹簧受力逐渐增大,筒中水的压力 μ 逐渐减小,但在此期间弹簧和水受力的总和

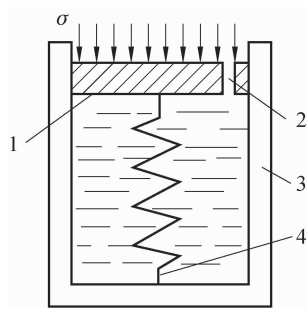


图 3-18 水-弹簧-活塞力学模型

- 1—带孔活塞; 2—排水孔;
3—圆筒; 4—弹簧

始终不变,即 $\sigma = \bar{\sigma} + \mu$ 。

(3)随着弹簧变形的增大,弹簧承受的压力也越来越大。当弹簧压力 $\sigma = \bar{\sigma}$ 时,筒中水的压力 $\mu = 0$,筒中的水停止向外流出,表明土体渗流固结过程结束。

由于该力学模型中的弹簧被视为土粒骨架,则弹簧压力即为土粒骨架压力,该压力使得土粒间相互挤压,这是土体产生压缩变形的有效因素,因此该压力又被称为有效压力。圆筒中的水相当于土体孔隙中的自由水,则筒中水压力即为孔隙水压力,它使得孔隙水产生渗流,为土体的压缩提供了条件,但它不是产生土体压缩变形的直接因素,故也被称为中性压力。活塞上小孔的大小代表了土体透水性的尺寸,活塞上的小孔越大,表明土体的透水性越好,完成土体渗流固结过程需要的时间越短。因此,饱和土体的渗流固结过程就是土中的孔隙水压力 μ 消散并逐渐转移为有效应力 $\bar{\sigma}$ 的过程。

2. 有效压力与孔隙水压力在深度上随时间的分布情况

实际上,土中的有效压力与孔隙水压力的变化不但与时间有关,还与该点离透水面的距离有关。如图 3-19(a)所示,某室内固结试验的土样厚度为 $2H$,并采用上、下面双向排水的方式,即上半部的孔隙水向上排,下半部的孔隙水向下排。当土样受到外力作用时,经过不同时间,沿土样深度方向,其内部的孔隙水压力和有效应力的分布情况有如下几种。

(1)当时间 $t = 0$,即外力施加后的一瞬间,孔隙水压力 $\mu = \sigma$,有效应力 $\bar{\sigma} = 0$ 。此时两种应力分布如图 3-19(b)中的右端竖直线所示。

(2)在经历一段时间 ($t = t_1$)后,两种应力都存在,即 $\sigma = \bar{\sigma} + \mu$ 。此时两种应力分布如图 3-19(b)中的中部曲线所示。

(3)在经历了很长时间 ($t \rightarrow \infty$)后,孔隙水压力 $\mu = 0$,有效应力 $\bar{\sigma} = \sigma$ 。此时两种应力分布如图 3-19(b)中的左侧竖直线所示。

图 3-19(b)中的坐标规定为孔隙水压力 μ 的坐标位于土样底部,向右为增大。有效应力 $\bar{\sigma}$ 的坐标位于土样顶部,向左为增大。

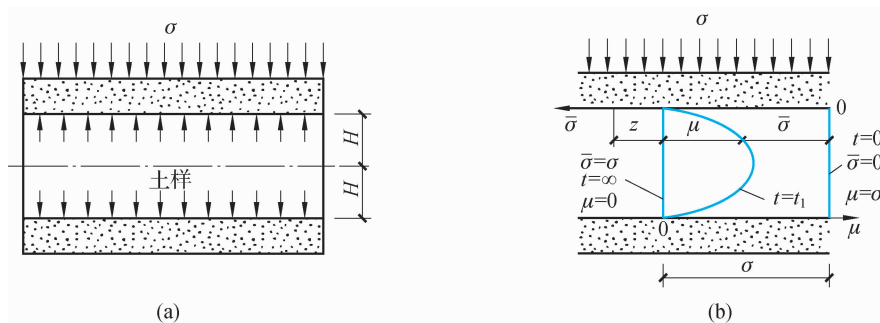


图 3-19 固结试验土样中两种应力在深度上随时间的分布情况

3.3.3 单向固结理论

单向固结是指土中的孔隙水在孔隙水压力的作用下,只产生竖直方向的渗流;同时土颗粒在有效应力的作用下,也只沿竖直方向产生位移;土在水平方向无渗流、无位移。此种情况相当于荷载分布面积很广、靠近地表的薄层黏性土的渗流固结情况。下面简单介绍以渗流固结理论为基础的饱和土体的地基沉降与时间的关系,即 1925 年奥地利土力学家太沙基



(K·Terzaghi)提出的单向固结理论。因为该理论计算简便,并能符合工程实践要求,所以目前应用较广。

1. 基本假定

将固结理论模型用于反映饱和黏性土的实际固结问题,其基本假设如下。

- (1) 土层是均质的,而且是饱和的。
- (2) 在固结过程中,土粒和孔隙水是不可压缩的。
- (3) 土层仅在竖向产生排水固结(相当于有侧限条件)。
- (4) 土层的渗透系数 k 和压缩系数 α 为常数。
- (5) 土层的压缩速率取决于自由水的排出速率,水的渗出符合达西定律。
- (6) 外荷是一次瞬时施加的,且沿深度 z 均匀分布。

2. 固结微分方程的建立

如图 3-20 所示,在黏性土层中距顶面 z 处取一微分单元(长度为 dz),土体初始孔隙比为 e_1 ,设在固结过程中的某一时刻 t ,从单元顶面流出的流量为 $q + \frac{\partial q}{\partial z} dz$,则从底面流入的流量为 q 。于是,在 dt 时间内,微分单元被挤出的孔隙水量为

$$dQ = \left[\left(q + \frac{\partial q}{\partial z} dz \right) - q \right] dt = \left(\frac{\partial q}{\partial z} \right) dz dt \quad (3-22)$$

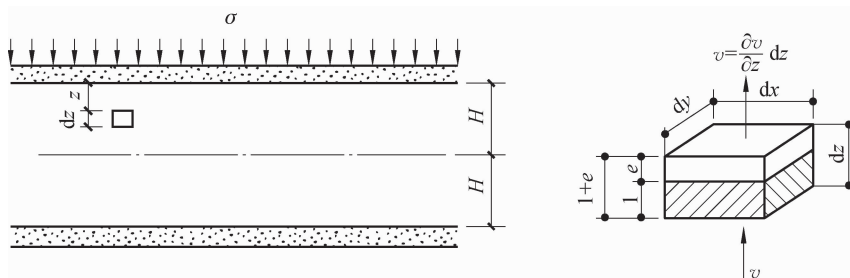


图 3-20 饱和土层的固结

设渗透固结过程中时间 t 的孔隙比为 e_t ,则孔隙体积为

$$V_v = \frac{e_t}{1 + e_1} dz \quad (3-23)$$

在 dt 时间内,微分单元的孔隙体积的变化量为

$$dV_v = \frac{\partial V_v}{\partial t} dt = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e_t}{1 + e_1} dz \right) dt = \frac{1}{1 + e_1} \cdot \frac{\partial e_t}{\partial t} dz dt \quad (3-24)$$

(1) 连续性条件。由于土体中土粒和水是不可压缩的,故此时间内流经微分单元的水量变化应该等于微分单元孔隙体积的变化量,即 $dQ = dV_v$,或 $\left(\frac{\partial q}{\partial z} \right) dz dt = \frac{1}{1 + e_1} \cdot \frac{\partial e_t}{\partial t} dz dt$,也即

$$\frac{\partial q}{\partial z} = \frac{1}{1 + e_1} \cdot \frac{\partial e_t}{\partial t} \quad (3-25)$$

(2) 根据渗流满足达西定律的假设可以得出如下结论。

$$q = kJ = k \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial \mu}{\partial z} \quad (3-26)$$



式中, J 为水力坡降, $J = \frac{\partial h}{\partial z}$; h 为侧压管水头高度(m); μ 为孔隙水压力(kN), $\mu = \gamma_w h_0$ 。

(3) 根据压缩曲线和有效应力原理可以得出如下结论。

$$\frac{\partial e}{\partial z} = -\frac{\alpha \partial \bar{\sigma}}{\partial t}$$

$$\frac{\alpha}{1+e_1} \cdot \frac{\partial \mu}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2}$$

令 $C_v = k(1+e_1)/\alpha\gamma_w$, C_v 称为竖向渗透固结系数(cm^2/a), 则可得

$$C_v \frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2} = \frac{\partial \mu}{\partial t} \quad (3-27)$$

式(3-27)即为饱和土体单向渗透固结微分方程。

3. 固结微分方程的求解

对于方程 $C_v \frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2} = \frac{\partial \mu}{\partial t}$, 可以根据不同的起始条件和边界条件求得它的特解。在饱和土体的渗流固结过程中, $\mu, \bar{\sigma}$ 的变化与时间 t 的关系有如下几种。

- (1) 当 $t=0$ 和 $0 \leq z \leq H$ 时, $\mu = \sigma z = \text{常数}$ 。
- (2) 当 $0 < t \leq \infty$ 和 $z=0$ 时, $\mu=0$ 。
- (3) 当 $0 \leq t \leq \infty$ 和 $z=H$ 时, 土层不透水, $\frac{\partial \mu}{\partial z} = 0$ 。
- (4) 当 $t \rightarrow \infty$ 和 $0 \leq z \leq H$ 时, $\mu=0, \bar{\sigma} = \sigma = p$ 。

将固结微分方程与上述初始条件和边界条件一起构成特定解问题, 用分离变量法求出微分方程的特解, 即任一点的孔隙水应力为

$$\mu = \frac{4}{\pi} \sigma \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} e^{-\frac{m^2 \pi^2}{4} T_v} \sin \frac{m\pi z}{2H} \quad (3-28)$$

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t = \frac{k(1+e_1)t}{\alpha\gamma_w H^2}$$

式中, m 为正整奇数(1, 3, 5, 7...); e 为自然对数的底; T_v 为时间因数, 无量纲; H 为压缩土层的透水面至不透水面的排水距离(cm), 当土层双面排水时, H 取土层厚度的一半; t 的单位为 a。

4. 固结度

固结度是指在某一固结应力作用下, 经某一时间 t 后, 土体发生固结或孔隙水应力消散的程度。对于土层任意深度 z 处经时间 t 后的固结度, 按式(3-29)表示。

$$U_{zt} = \frac{\bar{\sigma}_{zt}}{p} = \frac{\mu_0 - \mu_{zt}}{\mu_0} = 1 - \frac{\mu_{zt}}{\mu_0} \quad (3-29)$$

式中, μ_0 为初始孔隙水压力, 其大小等于该点的固结应力; μ_{zt} 为 t 时刻的孔隙水压力; U_{zt} 为固结度。

平均固结度是指当土层为均质时, 地基在固结过程中任一时刻 t 时的沉降量与地基的最终变形量之比, 即

$$U = \frac{s_t}{s} \quad (3-30)$$

当地基受连续均布荷载作用时, 起始孔隙水压力沿深度为直线分布, 此时固结度可由



式(3-31)计算。

$$U = \frac{s_t}{s} = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma} = \frac{\sigma - \mu}{\sigma} = 1 - \frac{\mu}{\sigma} \quad (3-31)$$

在地基的固结应力、土层性质和排水条件已定的前提下, U 仅是时间的函数, 由 $\mu_{\alpha} = \frac{4p}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} e^{-m^2 \frac{\pi^2}{4} T_v} \sin \frac{m\pi z}{2H}$ 给出了 t 时刻在深度 z 处的孔隙水应力的关系, 土层的平均固结度 U 为

$$U = \frac{s_t}{s} = \frac{\frac{a}{1+e_1} \int_0^H \bar{\sigma} dz}{\frac{a}{1+e_1} \int_0^H \sigma_z dz} = \frac{\int_0^H (\sigma_z - \mu) dz}{\int_0^H \sigma_z dz} = 1 - \frac{\int_0^H \mu dz}{\int_0^H \sigma_z dz} \quad (3-32)$$

式中, $\int_0^H \mu dz$ 、 $\int_0^H \sigma_z dz$ 分别为土层在外荷载作用下 t 时刻的孔隙水应力面积与固结应力的面积, 将式 $\mu_{\alpha} = \frac{4p}{\pi} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} e^{-m^2 \frac{\pi^2}{4} T_v} \sin \frac{m\pi z}{2H}$ 代入式(3-32)可得到地基的平均固结度为

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} + \frac{1}{9} e^{-9 \frac{\pi^2}{4} T_v} + \dots \right) \quad (3-33)$$

式(3-33)括号内的级数收敛很快, 实际上可只取第一项, 即

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad (3-34)$$

实际上, 式(3-32)也适用于地基双面排水, 附加应力呈直线分布的情况。

当地基单面排水, 且上下面的附加应力不等时, 图 3-21 给出了平均固结度 U 与时间因数 T_v 的关系曲线, 时间因数 T_v 为横坐标, 平均固结度 U 为纵坐标。图中依据 α 值的不同共有 10 条关系曲线, 由下至上分别为 0、0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、2.0、4.0、8.0、 ∞ 。

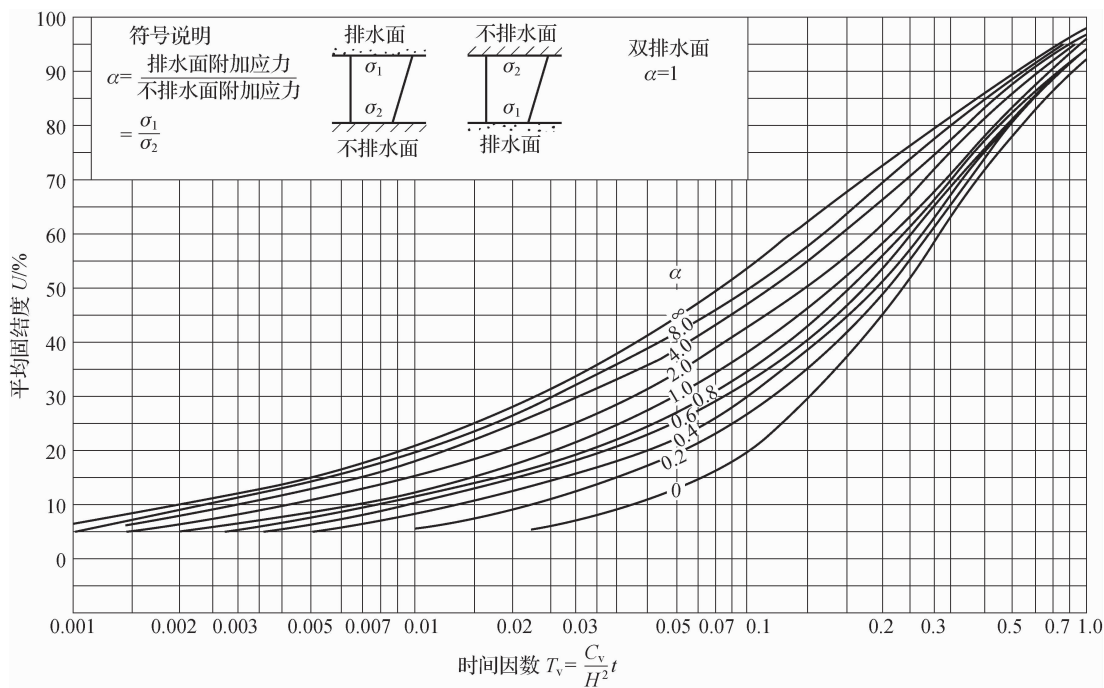


图 3-21 平均固结度 U 与时间因数 T_v 关系图

由地基土的性质,先计算时间因数 T_v ,再由曲线横坐标时间因数 T_v 和 α 值,找出纵坐标对应的 U 即为所求。

5. 固结度的应用

依据上述公式,可根据土层中的固结应力和排水条件解决下列两类问题。

(1) 已知土层的最终沉降量 s ,求某时刻历时 t 的沉降量 s_t 。

由地基土的渗透系数 k 、压缩系数 α 、初始孔隙比 e_1 、土层厚度 H 和固结历时 t ,按式 $C_v = k(1+e_1)/\alpha\gamma_w$ 和 $T_v = C_v t/H^2 = k(1+e_1)t/\alpha\gamma_w H^2$ 求得 T_v 后,在图 3-21 中查出相应的 U ,利用式(3-30)求得 s_t 。

(2) 已知土层的最终沉降量 s ,求土层达到某一沉降 s_t 时所需的时间 t 。

由 s 和 s_t 可以求得 U ,然后利用图 3-21 查出相应的时间因数 T_v ,根据 $T_v = C_v t/H^2$ 求出时间 t 。

【例 3-3】 某饱和黏性土层,厚度 $H=10$ m,在外荷作用下产生的附加应力沿土层深度分布简化为梯形,如图 3-22 所示,下层为不透水层。已知初始孔隙比 $e_1=0.85$,压缩系数 $\alpha=2.5\times 10^{-4}$ m²/kN,渗透系数 $k=2.5$ cm/a。求:(1)加荷 1 a 后的沉降量;(2)土层沉降 15.0 cm 所需的时间。

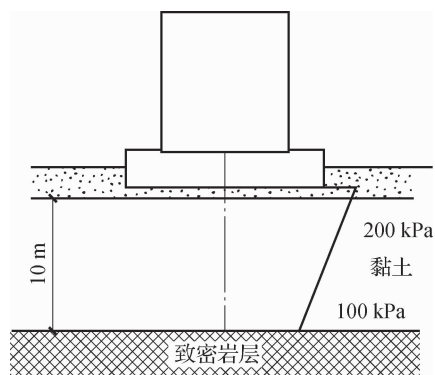


图 3-22 【例 3-3】图

【解】 (1) 固结应力 $\sigma_z = (100 \text{ kPa} + 200 \text{ kPa})/2 = 150 \text{ kPa}$ 。根据 $E_s = \Delta p/\Delta\epsilon$,土层加压前后的 Δp 即是 σ_z 。土层厚度为 H ,加压后的应变 $\Delta\epsilon = \Delta s/H$ 。

计算该土层最终沉降量为

$$\Delta s = \frac{\sigma_z}{E_s} H = \frac{\alpha}{1+e_1} \sigma_z H = \frac{2.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}}{1+0.85} \times 150 \text{ kPa} \times 1000 \text{ cm} = 20.27 \text{ cm}$$

固结系数为

$$C_v = \frac{k(1+e_1)}{\alpha\gamma_w} = \frac{2.5 \text{ cm/a} \times (1+0.85)}{2.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN} \times 9.81 \text{ kN/m}^3} = 18.9 \text{ m}^2/\text{a} = 1.89 \times 10^5 \text{ cm}^2/\text{a}$$

时间因数为

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t = \frac{1.89 \times 10^5 \text{ cm}^2/\text{a}}{(1000 \text{ cm})^2} \times 1 \text{ a} = 0.189$$

$$\alpha = \frac{\text{排水面附加应力}}{\text{不排水面附加应力}} = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{200 \text{ kPa}}{100 \text{ kPa}} = 2$$



由图 3-21 得 $U=54\%$ 。故 $s_t=U_s=0.54\times 20.27\text{ cm}=10.95\text{ cm}$ 。

(2) 已知 $s_t=15.0\text{ cm}$, 故 $U=\frac{s_t}{s}=\frac{15.0\text{ cm}}{20.27\text{ cm}}=0.74$ 。由图 3-21 得 $T_v=0.422$, 故

$$t=\frac{T_v H^2}{C_v}=\frac{0.422\times(1\ 000\text{ cm})^2}{1.89\times 10^5\text{ cm}^2/\text{a}}\approx 2.23\text{ a}$$

学习评价

1. 什么是有效应力? 它包含哪些内容?
2. 单向固结理论的基本假设是什么?