

第一章 计算题&易错题

Example 1.0.1. 地震也属于荷载。

错，地震属于作用，不属于荷载。荷载是指作用在结构上的力或力矩，而地震作用是指地震引起的结构响应。**换句话说，狭义上，荷载必须是直接作用。**

小技巧，看到带“力”的，比如说惯性力，那必然是直接作用，也就是荷载。

Example 1.0.2. 当年最大雪深出现时，对应的雪重度一定是本年的最大值。

错，因为雪存在压实现象，正如第一章里面提到的，雪压力大小 $p = \gamma s = \rho g s$ ，压实状态和反复冻融的雪重度更大，不能一概而论

Example 1.0.3. 基本雪压是使用期内最大值还是平均值？

根据荷载的定义，基本雪压是长周期内的最大值，比如在100重现期内的最大值被定义为基本雪压。

实际上，荷载的定义是基于概率的，荷载的计算是基于统计学的。比如准永久值、频遇值和标准值，这里标准值的重现期最长，理所当然的标准值是最大的。

Example 1.0.4. 杭州市某拱形屋面建筑，拱高 $f = 5m$ ，拱跨 $l = 20m$ ，求该屋面的雪荷载标准值。

标准值如果可以直接测量最好，不能就用基本雪压进行推算：

$$s_k = \mu_r s_0$$

查荷载规范附录E，杭州市地面基本雪压：

$$s_0 = 0.45 \text{ kN/m}^2$$

屋面积雪分布系数：

$$\mu_r = \frac{l}{8f} = \frac{20}{8 \times 5} = 0.5$$

符合 $0.4 \leq \mu_r \leq 1.0$ 。该屋面雪荷载标准值：

$$s_k = \mu_r s_0 = 0.5 \times 0.45 = 0.225 \text{ kN/m}^2$$

Example 1.0.5. 说明车辆荷载与车道荷载的区别。

车辆荷载：考虑车的尺寸及车的排列方式，以集中荷载的形式作用于车轴（即车轮）位置。

车道荷载：一个虚拟荷载，不考虑车的尺寸及排列方式，将其等效为均布荷载和一个可作用于任意位置的集中荷载形式。对于不同类型的荷载(比如力和力矩)，均布荷载和集中荷载的加载位置通常是不同的，大小也很可能不同。

这时，为了考虑最坏的情况，我们考虑辅助线来施加荷载(比如对于一个简支梁，有一部分加了力，可以让某点弯曲力矩变大，但是加在别的部位反而可能让力矩变小，我们必须考虑最坏的情况，以提高鲁棒性)

Definition 1.0.1. 准永久值 < 频遇值 < 标准值

Example 1.0.6. 什么是土的侧压力？其大小与分布规律与哪些因素有关？

侧压力：挡土墙后的填土因自重或外荷载作用对墙背产生的土压力。

影响因素：墙体可能的移动方向、墙后填土的性质、填土面的形状、墙的截面刚度、地基的变形。

Example 1.0.7. 已知某挡土墙高 $H = 9 \text{ m}$ ，墙背竖直、光滑，填土表面水平。墙后填土为无黏性中砂，重度 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ，内摩擦角 $\varphi = 30^\circ$ 。求作用在挡土墙上的主动土压力 E_a 与被动土压力 E_p 。

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2(30^\circ) = (0.577)^2 = 0.333$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2(60^\circ) = (1.732)^2 = 3.0$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 18 \times 9^2 = 243 \text{ kN/m}$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times 3.0 \times 18 \times 9^2 = 2,187 \text{ kN/m}$$

这题的压力计算参考了流体静压的计算，建议画个三角形，同时提醒下，压心是在距底端 $\frac{H}{3}$ 的位置。

我们给出朗肯土压力假设下的推导：

1. 土体为半空间弹性体（竖向压力与深度成正比）
2. 挡土墙墙背竖直光滑（墙背与填土间无剪应力，墙背为主应力面）
3. 填土面水平，无超载。

摩擦角是一个描述土体临界状态时的参数，这里我们给出刻画土体的摩擦角的定义：

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

- c 是黏聚力（粘土类土壤的特性）
- σ 是法向应力（压在颗粒上的压力）
- φ 就是摩擦角，影响剪切强度中的摩擦部分。

你可以直观的理解下，这是一个刻画土壤粘聚性的参数，一定的压应力下，如果摩擦角越大，对应的切应力越大，越难以平衡。因此，摩擦角越大，土壤稳定性越差。显然，当土体的莫尔圆和摩擦角对应的函数相切，这是一个稳定的状态，不论什么时候都不会发生状态的变化。

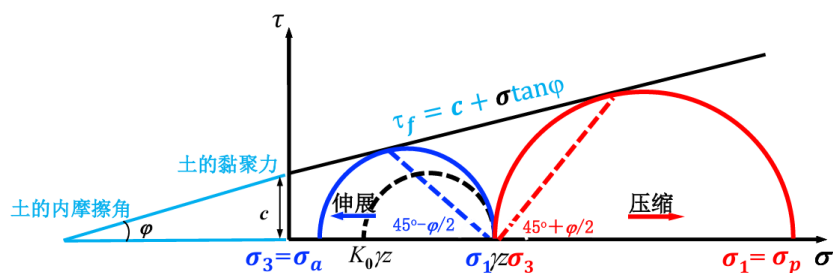


图 1.1: 冻胀力作用示意图

由材料力学的知识，我们知道这里我们只需要考虑平面应力状态就行了，因为第三个方向没有外加作用力。

按照压应力的大小变化，我们分为主动土压力和被动土压力，其中主动土压力的莫尔圆时刻处于静止土压力的左端，被动土压力处处相反。‘

因为被动土压力是外界荷载持续施加力，我们需要知道这个最大的荷载可以加到什么程度，导致开始滑移，这就是被动土压力的由来。

之后就是三角函数的死算了，没啥意思：

根据莫尔圆和破坏角度的几何关系，有：

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{2c\sqrt{\sin \varphi}}{1 - \sin \varphi}$$

其中,

- 当 σ_1 为垂直主应力, σ_3 为水平主应力时, 得到**主动土压力**:

$$K_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

- 当 σ_3 为垂直主应力, σ_1 为水平主应力时, 得到**被动土压力**:

$$K_p = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

主动土压力为:

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

当土为无黏性土 ($c = 0$) 时, 简化为:

$$\sigma_a = K_a \gamma z$$

被动土压力为:

$$\sigma_p = K_p \gamma z + 2c\sqrt{K_p}$$

当土为无黏性土时, 简化为:

$$\sigma_p = K_p \gamma z$$

Remark. 这里没提到为什么假设粘性土的应力表现为一个线性的形式, 这是朗肯土压力理论的基础假设内容, 我也不知道为啥, 所以请死记硬背住粘性土的等效高度。

粘性土的主动土压力分布图

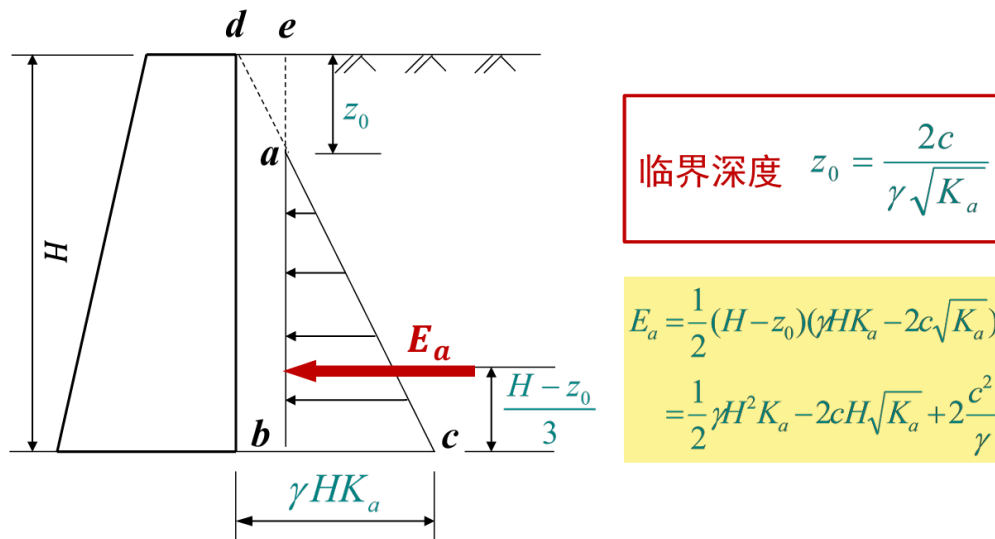


图 1.2: 主动土压力

粘性土的被动土压力分布图

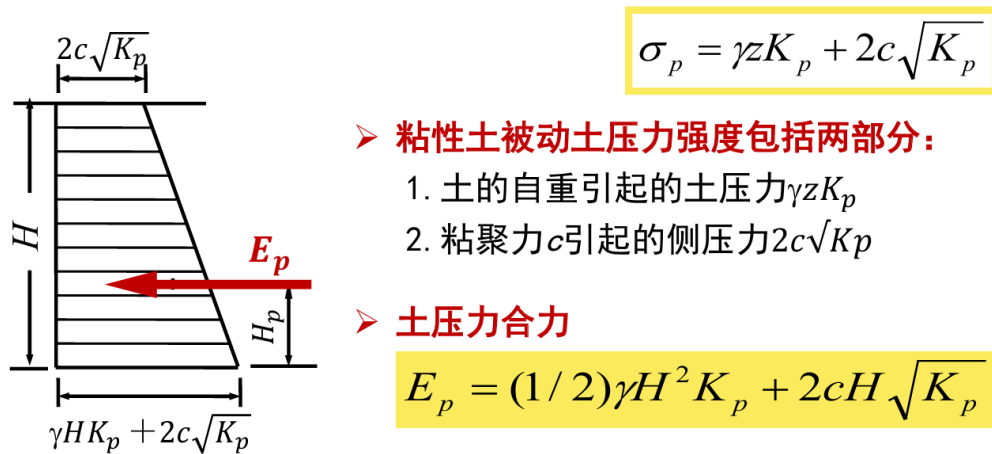


图 1.3: 被动土压力

于是，对于粘性土，我们采用流体力学里面一样的推导过程，被动土压力就是一个矩形+一个三角形，太简单了：

$$E_p = \frac{1}{2}K_p\gamma H^2 + 2c\sqrt{K_p}H$$

对于主动土压力，是一个改变的三角形，也很简单：

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

Example 1.0.8. 简单叙述下波浪荷载生成的几个阶段，波浪荷载的破坏力和什么相关，如何应对波浪荷载？

波浪荷载的生成包括三个阶段：

1. 深水区 ($d > \frac{L}{2}$)：海底的摩擦阻力影响较小，波浪平稳传播，称为深水推进波。
2. 浅水区 ($d < \frac{L}{2}$)：海底的摩擦阻力影响较大，波浪高度增加，波长减小，波陡相应增大，称为浅水推进波。
3. 近岸区 ($d < \frac{L}{20}$)：波浪高度达到极限，波浪破碎，形成波浪破碎带。
4. 破碎后重新形成波浪，最终演变为击岸波。

影响因素包括波浪特性、构筑物型式(圆柱体上的波浪荷载与直径波长比有关)、地形地貌、海底坡度等。

可以安装调谐液体阻尼器 (Tuned Liquid Damper, TLD) 是一种固定在结构上的半充满液体的水箱，属于被动控制装置中的吸振器减振体系。它主要利用水箱中液体的晃动和部分耗能来减轻结构的振动反应。

Example 1.0.9. 叙述土的冻胀原理

冻胀原理：水体向冻结锋面迁移，使在冻结面上形成了冰夹层和冰透镜体，导致冻层膨胀，地层隆起。同时土体冻结时，土颗粒之间相互隔离，产生位移，使土体积产生不均匀膨胀。

Example 1.0.10. 我国现行《建筑结构荷载规范》GB50009-2012在确定风荷载时，规定了 A、B、C、D 四类地貌，其中标准地貌类别为：()

基本风压由 10m 高度风压确定，标准地貌为 B 类

Example 1.0.11. 统计风速时，时距越长，公称风速最大值越大。

公称风速是在一定时距内的平均风速，所以时距越小，公称风速最大值越大。因为短期内出现风力的平均显然大于长期风力的平均(不是时时刻刻有风的)。

Remark. 国家规定基本风速时距为 10min

Example 1.0.12. 在横风向共振所处区域内：(D)

- A. 斯托哈数接近于常数 0.2;
- B. 斯托哈数离散性很大;

C.风漩涡脱落频率与风速成正比;

D.风漩涡脱落频率保持常数.

Example 1.0.13. 杭州某高层建筑所在场地为C类地貌, 已知杭州基本风压 $w_0 = 0.45 \text{ kN/m}^2$, $\frac{\gamma}{2g} = \frac{1}{1740}$, 试分别计算该场地 50 m 处的风压及对应的风速值。

地貌	A类	B类	C类	D类
α	0.12	0.15	0.22	0.30
$H_z(\text{m})$	300	350	450	550

图 1.4: 地貌参数

死记硬背下公式, 当然可以现场推导下:

$$w_{0c} = w_{0s} \left(\frac{H_{Ts}}{z_s} \right)^{2\alpha_s} \left(\frac{H_{Tc}}{z_c} \right)^{-2\alpha_c} = 0.45 \left(\frac{350}{10} \right)^{2 \times 0.15} \left(\frac{450}{10} \right)^{-2 \times 0.22} = 0.245 \text{ kN/m}^2$$

于是, 求得未知地区的标准风压后, 计算其50m高度的风压:

$$w_c = w_{0c} \left(\frac{50}{10} \right)^{2 \times 0.22} = 0.497 \text{ kN/m}^2$$

计算风速:

$$w_c = \frac{1}{2} \rho v^2 = \frac{1}{2} \frac{\gamma}{g} v^2$$

$$v = \sqrt{2w_c g / \gamma} = \sqrt{0.497 / (1/1740)} = 29.4 \text{ m/s}$$

Example 1.0.14. 已知: 某矩形高层建筑, 结构高度 $H = 40 \text{ m}$, 平面长度 $D = 30 \text{ m}$, 宽度 $B = 25 \text{ m}$, 建造于城市市郊, 地面粗糙度 $\alpha_a = 0.22$, 标准地貌的地面粗糙指数 $\alpha_s = 0.15$, 基本风压 $w_0 = 0.5 \text{ kN/m}^2$ 。假设不考虑脉动风影响, 沿高度均匀分成四段进行近似计算。求: 顺风向风产生的建筑底部弯矩?

解:

1. 计算每段高度:

$$\Delta h = \frac{H}{4} = \frac{40}{4} = 10 \text{ m}$$

各段中心高度分别为 $z_1 = 5 \text{ m}$, $z_2 = 15 \text{ m}$, $z_3 = 25 \text{ m}$, $z_4 = 35 \text{ m}$ 。

2. 计算各段风压 (采用风压高度变化系数):

同时我们必须考虑截断高度, 对于A、B、C、D分别是5、10、15、30m。

$$w(z) = \mu_s \mu_z(z) w_0$$

其中 $\mu_s = 1.3$, 是体型系数, $\mu_z(z) = \left(\frac{H_{Ts}}{z_s}\right)^{2\alpha_s} \left(\frac{H_{Ta}}{z_a}\right)^{-2\alpha_a} \left(\frac{z}{z_s}\right)^{2\alpha_a} = 0.54 \times \left(\frac{z}{z_s}\right)^{2 \times 0.22}$

$$w_1 = 1.3 \times 0.54 \times (15/10)^{0.44} \times 0.5 = 0.42 \text{ kN/m}^2$$

$$w_2 = 1.3 \times 0.54 \times (15/10)^{0.44} \times 0.5 = 0.42 \text{ kN/m}^2$$

$$w_3 = 1.3 \times 0.54 \times (25/10)^{0.44} \times 0.5 = 0.52 \text{ kN/m}^2$$

$$w_4 = 1.3 \times 0.54 \times (35/10)^{0.44} \times 0.5 = 0.61 \text{ kN/m}^2$$

3. 计算各段风荷载 (作用面积 $A = B \times \Delta h = 25 \times 10 = 250 \text{ m}^2$):

$$F_i = w_i \cdot B \cdot \Delta h$$

$$F_1 = 0.42 \times 250 = 105 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.42 \times 250 = 105 \text{ kN}$$

$$F_3 = 0.52 \times 250 = 130 \text{ kN}$$

$$F_4 = 0.61 \times 250 = 152.5 \text{ kN}$$

4. 计算各段力臂 (至底部距离):

$$l_1 = 35 \text{ m}$$

$$l_2 = 25 \text{ m}$$

$$l_3 = 15 \text{ m}$$

$$l_4 = 5 \text{ m}$$

5. 计算底部弯矩:

$$\begin{aligned} M &= \sum_{i=1}^4 F_i \cdot l_i = 105 \times 35 + 105 \times 25 + 130 \times 15 + 152.5 \times 5 \\ &= 3675 + 2625 + 1950 + 762.5 = 10512.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

答: 顺风向风产生的建筑底部弯矩约为 $10512.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

Example 1.0.15. 什么情况下要考虑结构横风向风振效应？如何进行横风向风振验算？

什么情况下要考虑结构横风向风振效应？如何进行横风向风振验算？

当横向风作用引起结构共振时，结构横风向风振效应不可忽略。通过雷诺数验算。

Example 1.0.16. 已知一伸臂梁如图 9-12 所示。梁所能承受的极限弯矩为 M_u ，若梁内弯矩 $M > M_u$ 时，梁便失效。现已知各变量均服从正态分布，其各自的平均值及标准差为：荷载统计参数： $\mu_p = 4\text{kN}$ ， $\sigma_p = 0.8\text{kN}$ ；跨度统计参数：

$\mu_l = 6\text{m}$ ， $\sigma_l = 0.1\text{m}$ ；极限弯矩统计参数： $\mu_{M_u} = 20\text{kN} \cdot \text{m}$ ， $\sigma_{M_u} = 2\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

试用中心点法计算该构件的可靠指标 β 。

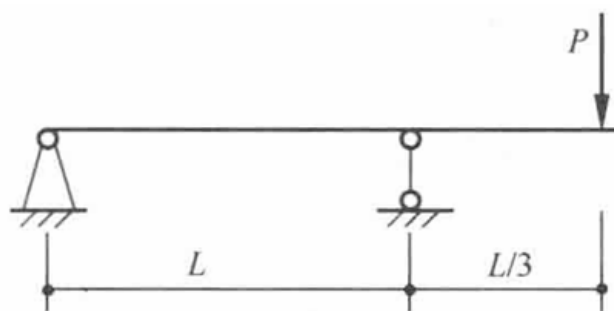


图 9-12 题 9.7 伸臂梁计算简图

$$Z = M_u - \frac{1}{3}Pl$$

$$\begin{cases} F_1 + F_2 = P \\ F_1 l + P \cdot \frac{l}{3} = 0 \end{cases}$$

$$F_1 = -\frac{1}{3}P, \quad F_2 = \frac{4}{3}P$$

$$\mu_Z = \mu_{M_u} - \frac{1}{3}\mu_P\mu_l = 20 - \frac{1}{3} \times 4 \times 6 = 12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

偏导数计算：

$$\frac{\partial Z}{\partial M_u} = 1, \quad \frac{\partial Z}{\partial P} = -\frac{1}{3}l, \quad \frac{\partial Z}{\partial l} = -\frac{1}{3}P$$

标准差计算：

$$\sigma_Z = \sqrt{(\sigma_{M_u})^2 + \left(\frac{1}{3}\mu_l\sigma_P\right)^2 + \left(\frac{1}{3}\mu_P\sigma_l\right)^2} = 2.56$$

计算系数 β ：

$$\beta = \frac{\sigma_Z}{M_Z} = \frac{2.56}{12} = 0.213$$