

第 4 章 土压力

李镜培 梁发云(同济大学)

4.1 概述

土体作用于基坑支护结构上的压力即称为土压力。土压力是作用于支护工程的主要荷载。土压力的大小和分布主要与土体的物理力学性质、地下水位状况、墙体位移、支撑刚度等因素有关。基坑支护结构上的土压力计算是基坑支护工程设计的最基本的必要步骤，决定着设计方案的成功与否和经济效益。

4.1.1 土压力的类型

根据支护结构的位移方向和大小的不同，将存在有三种不同极限状态的土压力，如图 4-1 所示。一般分为：静止土压力、主动土压力与被动土压力。

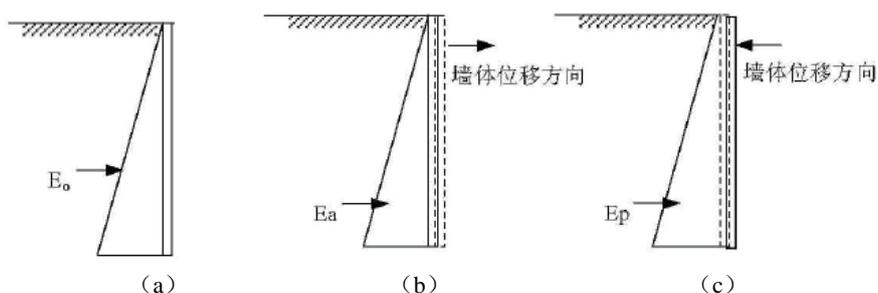


图4-1 三种不同极限状态的土压力

(a) 静止土压力；(b) 主动土压力；(c) 被动土压力

1. 静止土压力 E_0

静止土压力是墙体无侧向变位或侧向变位微小时，土体作用于墙面上的土压力。如建筑物地下室的外墙，由于横墙与楼板的支撑作用，墙体变形很小，可以忽略。则作用于墙上的土压力可认为是静止土压力。

《欧洲岩土设计规范 Eurocode 7》(BS EN 1997-1: 2004) 规定当挡土结构的水平位移 $y_a \leq 0.05\% H_0$ (H_0 —基坑开挖深度) 时或墙体转动 $y/H_0 \leq 0.00005$ 时 (y —墙体转动产生的水平位移)，土体作用于墙面上的土压力为静止土压力。

2. 主动土压力 E_a

主动土压力是墙体在墙后土体作用下发生背离土体方向的变位 (水平位移或转动) 达到极限平衡时的最小土压力。

支护结构在土压力的作用下，将向基坑内移动或绕前趾向基坑内转动。墙体受土体的推力而发生位移，土中发挥的剪切阻力可使土压力减小。位移越大，土压力值越小，一直到土的抗剪强度完全发挥出来，即土体已达到主动极限平衡状态，以致产生了剪切破坏，形成了滑动面，这时土压力处于最小值，称为主动土压力，通常用 E_a 表示。进入主动土压力状态的位移量一般是比较小的，表 4-1 列出了位移的参考值。

3. 被动土压力 E_p

被动土压力是墙体在外力作用下发生向土体方向的变位（水平位移或转动）达到极限平衡时的最大土压力。

基坑支护结构上部在向基坑内移动或绕前趾向基坑内转动时，基坑支护结构下部分，由于结构向坑内的可能位移。结构受外力被推向土体，使土体发生变形，土中发挥的剪切阻力可使土对墙的抵抗力增大。墙推向土体的位移越大，土压力值也越大，直到抗剪强度完全发挥出来，即土体达到被动极限平衡状态，以致产生了剪切破坏，形成了另一种滑动面，这时土压力处于最大值，称为被动土压力，通常用 E_p 表示。

4.1.2 土压力计算的经典理论

计算土压力的经典理论主要有弹性平衡静止土压力理论，Rankine 土压力理论和 Coulomb 土压力理论，对各计算理论的基本假定，计算公式与土压力分布形式可归纳如表 4-1 所示。

土压力计算的经典理论汇总表

表 4-1

| 土压力理论 | 基本假定 | 计算公式 | | 土压力分布图 |
|---------------|---------------|---|---|--------|
| 静止土压力 | 地表面水平，墙背竖直、光滑 | $p_0 = (\gamma z + q) K_0$ $E_0 = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_0$ γ : 土的重度(kN/m ³); z : 计算点深度(m); q : 地面均布超载 (kPa); H : 围护墙高度; K_0 : 计算点处土的静止土压力系数 | | |
| Rankine 土压力理论 | 地表面水平，墙背竖直、光滑 | 无粘性土 | $p_a = \gamma z K_a$ $E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$ K_a : 计算点处土的主动土压力系数; $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ φ : 土的内摩擦角 (°) | |
| | | 粘性土 | $p_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$ $E_a = \frac{1}{2} \gamma (H - z_0)^2 K_a$ $z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$ c : 土的黏聚力 (kPa) | |

| | | | | | |
|---------------|---------------------------------------|-------|---|--|--|
| | | 被动土压力 | 无粘性土 | $p_p = \gamma z K_p$ $E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$ $K_p: \text{计算点处土的被动土压力系数}$ $K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ | |
| | | | 粘性土 | $p_p = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p}$ $E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p}$ | |
| Coulomb 土压力理论 | 墙背面土为无黏性土；滑动面为平面；滑裂土体为刚体；滑动面上的摩擦力均匀分布 | 主动土压力 | $E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$ $K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon + \delta)(1 + A)^2}$ $A = \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \alpha)}}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \alpha)}$ <p>ε: 墙背与竖直线间夹角；α: 地表面与水平面间的夹角；δ: 墙背与土间的摩擦角</p> | | |
| | | 被动土压力 | $E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$ $K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon - \delta)[1 - B]^2}$ $B = \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha)}}{\cos(\varepsilon - \delta) \cos(\varepsilon - \alpha)}$ | | |

4.1.3 土压力与位移的关系

在基坑工程中，主动土压力极限状态一般较易达到，而达到被动土压力极限状态则需要较大的土

体位移，如图 4-2 所示。因此，应根据围护墙与土体的位移情况和采取的施工措施等因素确定土压力的计算状态。设计时的土压力取值应根据围护墙与土体的位移情况分别取主动土压力极限值、被动土压力极限值或主动土压力提高值、被动土压力降低值（如采用弹性地基反力）等。对于无支撑或锚杆的基坑支护(如板桩、重力式挡墙等)，其土压力通常可以按极限状态的主动土压力进行计算；当对支护结构水平位移有严格限制时，如出于环境保护要求对基坑变形有严格限制，采用了刚度大的支护结构体系或本身刚度较大的圆形基坑支护结构等，墙体的变位不容许土体达到极限平衡状态，此时主动侧的土压力值将高于主动土压力极限值。对此，设计时宜采用提高的主动土压力值，提高的主动土压力强度值理论上介于主动土压力强度 p_a 与静止土压力强度 p_0 之间。对环境位移限制非常严格或刚度很大的圆形基坑，可将主动侧土压力取为静止土压力值。

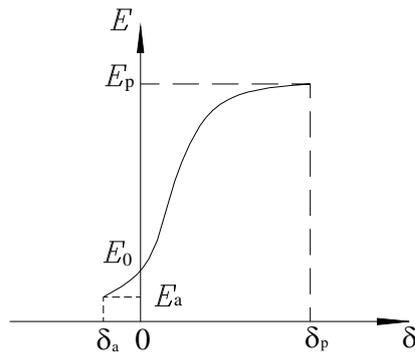
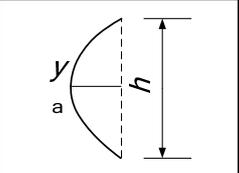


图 4-2 土压力与支护结构水平位移的关系

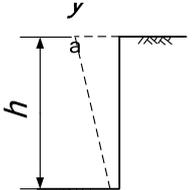
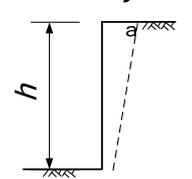
表 4-2 和表 4-3 分别给出了《欧洲岩土设计规范 Eurocode 7》（BS EN 1997-1: 2004）和《加拿大基础工程手册》（1985）达到极限土压力所需的墙体变位。由表中可以看出，松散土达到极限状态时所需的位移较密实土要大；此外，达到被动土压力极限值所需的位移一般而言要较达到主动土压力极限值所需的位移要大得多，前者可达后者的 15~50 倍。

发挥主动和被动土压力所需的位移（根据《欧洲岩土设计规范 Eurocode 7》） 表 4-2

| 墙体位移模式 | 达到主动土压力时的位移, y_a/h , % | | 达到被动土压力时的位移, y_p/h , % | |
|--------|--------------------------|----------|--------------------------|------|
| | 松散土 | 密实土 | 松散土 | 密实土 |
| | 0.4~0.5 | 0.1~0.2 | 7~15 | 5~10 |
| | 0.2 | 0.05~0.1 | 5~10 | 3~6 |
| | 0.8~1.0 | 0.2~0.5 | 6~15 | 5~6 |

| | | | | |
|---|---------|---------|---|---|
|  | 0.4~0.5 | 0.1~0.2 | - | - |
|---|---------|---------|---|---|

发挥主动和被动土压力所需的位移（根据《加拿大基础工程手册》） 表 4-3

| 极限状态 | 墙体位移模式 | 土类 | 达到极限状态时的位移 y_d/h , % |
|------|---|------|------------------------|
| 主动状态 |  | 密实砂土 | 0.1 |
| | | 松散砂土 | 0.5 |
| | | 硬粘土 | 1 |
| | | 软粘土 | 2 |
| 被动状态 |  | 密实砂土 | 2 |
| | | 松散砂土 | 6 |
| | | 硬粘土 | 2 |
| | | 软粘土 | 4 |

基坑支护中的土压力计算与刚性挡墙后土有诸多相似与不同之处：基坑支护中土多为原状土，而非可选择的回土；基坑开挖是一个卸载的过程，导致一般土工试验由加载得出的土的强度指标可能不适用；基坑开挖一般不是二维问题，而是有很强的空间性；基坑中地下水导致土侧压力计算的不确定、土抗剪强度的降低甚至直接导致基坑失事等。

同时，又由于深基坑支护结构常采用的支护方式都属于柔性围护墙，其刚度较小，墙体在侧向土压力的作用下会发生明显挠曲变形，因而会影响土压力的大小和分布。对于这种类型的围护墙，墙背受到的土压力成曲线分布，在一定条件下计算时可简化为直线分布。

4.2 基坑工程中的土压力与水压力计算

4.2.1 静止土压力计算中的参数确定

静止土压力系数 K_0 的确定是计算静止土压力的关键参数，通常优先考虑通过室内 K_0 试验测定，其次可采用现场旁压试验或扁胀试验测定，在无试验条件时，可按经验方法确定。

室内 K_0 试验由于取土扰动（包括取土时应力释放的影响）、试样制备的扰动等因素，使所测定

的 K_0 值一般有偏低趋势。

旁压试验有预钻式和自钻式之分。预钻式旁压试验存在钻孔孔壁的应力释放、软化、缩孔或塌孔等问题，使原位测定的静止侧向压力离散性大。自钻式旁压试验尽管钻进过程对土的扰动理论上比预钻式小，但它对操作工艺要求较高，并要求操作人员有相当高的技术水平和经验，否则所测定的静止侧向压力离散性也大。

膨胀试验的试验成果重复性虽好，操作也简便，但在国内推广不够，而且属于由经验关系间接确定 K_0 ，而非直接测定。

国内外研究资料表明，对于正常固结土，当无实测数据时也可以采用经验相关关系近似估算 K_0 值。目前国内外提出的经验关系较多，但以 Jaky 的砂性土估算公式与 Brooker 的粘性土公式应用较多，即

对砂性土 (Jaky) :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (4-1)$$

对粘性土 (Brooker) :

$$K_0 = 0.95 - \sin \varphi' \quad (4-2)$$

上海人民广场 220 千伏地下变电站等工程的原位测试结果表明，按这二个经验关系式估算的 K_0 值与实测值比较符合。

对于土的有效内摩擦角 φ' 值，通常采用三轴固结不排水剪切试验（带测孔隙水压力）测定，也可采用三轴固结排水剪切试验测定。当无试验直接测定时， φ' 可根据三轴固结不排水剪切试验测定的 c_{cu} 、 φ_{cu} 或直剪固结快剪强度指标 c 、 φ 由经验关系换算获得。

采用三轴固结不排水剪切试验 c_{cu} 、 φ_{cu} 指标估算 φ' 的经验公式：

$$\varphi' = \sqrt{c_{cu}} + \varphi_{cu} \quad (4-3)$$

式中 c_{cu} 以 kPa 计， φ_{cu} 以度计。

根据直剪固结快剪试验峰值强度 c 、 φ 指标估算 φ' 的经验公式：

$$\varphi' = 0.7(c + \varphi) \quad (4-4)$$

式中 c —土的黏聚力 (kPa)； φ —土的内摩擦角 ($^\circ$)。

静止土压力系数 K_0 与土性、土的密实程度等因素有关，在一般情况下砂土 $K_0=0.35\sim0.5$ ，粘性土 $K_0=0.5\sim0.7$ 。在初步计算时也可采用表 4-4 所列的经验值。

静止土压力系数 K_0

表 4-4

| 土的名称和性质 | K_0 | 土的名称和性质 | K_0 |
|-------------------------|-----------|-------------------------|-----------|
| 砾石土 | 0.17 | 壤土：含水量 $w=25\%\sim30\%$ | 0.60~0.75 |
| 砂：孔隙比 $e=0.50$ | 0.23 | 砂质粘土 | 0.49~0.59 |
| $e=0.60$ | 0.34 | 粘土：硬粘土 | 0.11~0.25 |
| $e=0.70$ | 0.52 | 紧密粘土 | 0.33~0.45 |
| $e=0.80$ | 0.60 | 塑性粘土 | 0.61~0.82 |
| 砂壤土 | 0.33 | 泥炭土：有机质含量高 | 0.24~0.37 |
| 壤土：含水量 $w=15\%\sim20\%$ | 0.43~0.54 | 有机质含量低 | 0.40~0.65 |

超固结土的侧向土压力一般是随着超固结比的增加而增大，因此 K_0 值也相应增大。根据 Schmidt 的研究， K_0 与超固结比 OCR 具有幂函数的关系：

$$K_0 = K_{0n} \cdot OCR^m \quad (4-5)$$

式中 K_{0n} ——正常固结土的静止侧压力系数；

m ——经验常数，如上海 m 采用 0.5。

Sherif 得到与超固结比 OCR 为线性的经验关系，即：

$$K_0 = K_{0n} + \alpha(OCR - 1) \quad (4-6)$$

式中 α ——经验常数。

4.2.2 土压力计算的水土分算与合算方法

在基坑工程中，地下水位以下的土体侧压力计算时一般有两个原则，即：水土分算的原则和水土合算的原则。

水土分算原则，即分别计算土压力和水压力，两者之和即总的侧压力。这一原则适用于土孔隙中存在自由的重力水的情况或土的渗透性较好的情况，一般适用于砂土、粉性土和粉质粘土。

水土合算的原则认为土孔隙中不存在自由的重力水，而存在结合水，它不传递静水压力，以土粒与孔隙水共同组成的土体作为对象，直接用土的饱和重度计算侧压力，这一原则适用于不透水的粘土层。

1. 水土分算方法

对无地下水渗漏的永久性地下结构，即使有附加应力，地下孔隙水压力的分布最终合静水压力相一致，可采用“水土分算”。对临时性支护工程，砂性土地基一般也应采用“水土分算”。

采用“水土分算”时，作用在支护结构上的侧压力计算（如图 4-3）可采用下面公式。

地下水位以上部分

$$p_a = \gamma z K_a \quad (4-7)$$

地下水位以下部分

$$p_a = K_a [\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] + \gamma_w (z - H_1) \quad (4-8)$$

式中， H_1 为地面距地下水位处距离； z 为计算点距地面距离； γ 为土的重度； γ' 为土的浮重度， γ_w 为水的重度。应用上式应注意的，计算 K_a 应采用土的有效抗剪强度指标 c' 、 φ' ，这样才能与土的有效自重应力 $\gamma'z$ 相匹配。

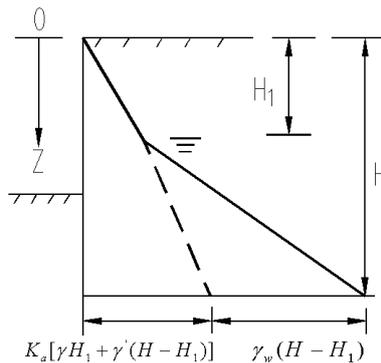


图4-3 水土分算法

一般认为对砂质土宜取这种计算模式，实际上只有墙插入深度很深，墙底进入绝对不透水层，而且墙体接缝滴水不漏时，才符合这种模式，这显然是偏大的。由于支护体接缝、桩之间的土及底部向坑底渗漏现象的存在，以及渗透系数不大于 10^{-4}cm/s 的粘性土和支护体接触面很难累积重力水，现场

实测的孔隙水压力均明显低于静水压力值。

2. 水土合算方法

一般适用于粘土和粉土，不少实测资料证实，对这种土采用水土合算法式合适的。

如图4-4所示，对地下水位以上部分，主动土压力为

$$p_a = \gamma z K_a \quad (4-9)$$

对地下水位以下部分

$$p_a = K_a' [\gamma H_1 + \gamma_{sat} (z - H_1)] \quad (4-10)$$

式中， γ_{sat} 为土的饱和重度； K_a' 为水位下土的主动土压力系数。计算 K_a' 时，土体的强度指标应取总应力指标 c 、 φ 值进行计算。

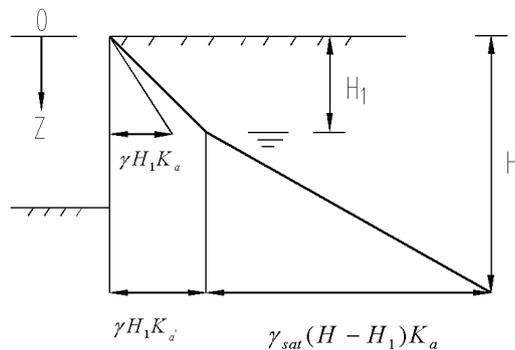


图 4-4 水土合算法

采用水土分算还是水土合算方法计算土压力是当前有争议的问题。按照有效应力原理，土中骨架应力与水压力应分别考虑。根据 1995 年《岩土工程学报》第 6 期魏汝龙论文“总应力法计算土压力”和 2000 年《岩土工程学报》第 3 期沈珠江论文“基于有效固结应力理论的粘土土压力公式”以及李广信论文“基坑支护结构上水土压力的分算与合算”，对土压力计算原则的基本认识是，水土合算方法在计算中缩小了主动状态中的水压力而增大了被动状态中的水压力作用，偏于不安全；水土分算方法概念较清楚，符合有效应力原理，但在实际应用中也存在有效指标确定困难与无法考虑土体在不排水剪切时产生的超静孔压影响等问题。根据魏汝龙等的研究，采用总应力指标按水土分算方法进行计算，能够较好地解决这一问题。

另一方面，从工程实用角度来说，无论采用何种计算方法，若与相应的抗剪强度指标和安全系数相配套，也可以取得较好的设计计算效果。在以往的基坑支护设计中，由于工程经验或行业习惯的差异，土压力计算常常按不同的支护结构形式采用了不同的计算方法，譬如对水泥土支护结构采用水土合算方法而对板式支护体系采用水土分算方法。因此，建议在设计中可根据长期的工程经验，选用水土分算原则或水土合算原则计算侧压力。但必须注意的是，对不同的计算原则，应采用与其相匹配的抗剪强度指标和安全系数。

3. 土压力计算中的强度指标

按照土力学基本理论，采用水土合算原则计算土压力时，相应的抗剪强度指标应采用土的总应力指标 c 、 φ 。采用水土分算原则计算土压力时，相应的抗剪强度指标应采用土的有效指标 c' 、 φ' 。为了弥补忽略不排水剪切时产生的超静孔压影响，并考虑到目前有效指标 c' 、 φ' 确定的实际困难，根据前述魏汝龙等的研究，在水土分算方法计算时也可采用总应力指标即三轴固结不排水剪切试验强度指标 c_{cu} 、 φ_{cu} 。

然而，在目前的基坑工程设计中通常还是采用直剪固结快剪指标 c 、 φ 进行设计计算的。这固然与基坑工程设计的习惯有关，也与目前的工程地质勘察报告中一般不提供土的有效指标 c' 、 φ' 数值，仅少量工程提供三轴固结不排水剪指标 c_{cu} 、 φ_{cu} 的现状有很大关系。从符合土力学基本理论以及不断提高基坑工程设计技术水平的需要出发，基坑工程土压力计算应逐步向采用三轴固结不排水剪指标 c_{cu} 、 φ_{cu} 的方向发展。为此，今后有必要进一步研究采用直剪固结快剪指标 c 、 φ 与三轴固结不排水剪指标 c_{cu} 、 φ_{cu} 计算土压力给基坑支护结构内力、位移等带来的不同影响。

常规三轴试验通常是与竖向加载情况相对应的。在基坑开挖过程中，土体的应力路径与竖向加载情况不同，坑底土和墙后土分别表现为竖向卸荷与侧向卸荷。由于土体的强度指标与应力路径关系密切，因此合理的强度指标确定方法应根据基坑开挖工程的特点，通过三轴卸荷试验进行。

4.2.3 基坑工程中的水压力分布与计算

1. 不考虑地下水渗流作用的情况

在目前的工程设计中，对于不考虑地下水渗流作用的情况，水压力通常按静水压力考虑。在主动区，基坑内地下水位以上，水压力呈三角形分布；基坑内地下水位以下，考虑主动区与被动区静水压力抵稍后，水压力呈矩形分布，如图 4-5。

围护结构两侧作用的水压力，在侧压力中占有很大的比例，尤其在软土地基中地下水位较高的情况下，要比作用土压力大得多。当基坑围护结构中防渗帷幕进入地基土中的相对不透水层，且有一定深度，能满足抗渗流稳定性要求，防渗帷幕能形成连续封闭的基坑防渗止水系统时，基坑内外地下水的作用可按静水压力直线分布计算，不考虑渗流作用对水压力的影响。在软土地区，常以地基土的渗透系数大小来划分其渗透性的强弱程度。当土层的渗透系数小于 10^{-6}cm/s 时，可作为相对不透水层。

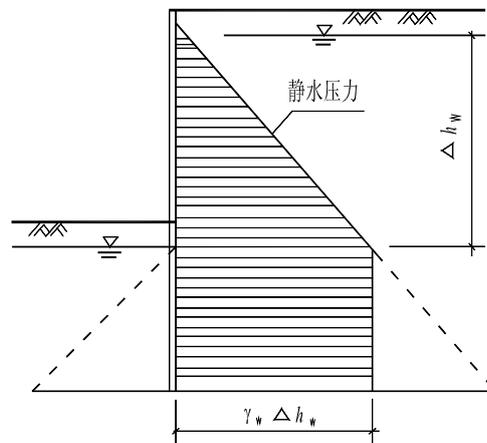


图 4-5 不考虑地下水渗流作用时的水压力分布模式

工程实测表明，将孔隙水压力视作静水压力的假设导致水压力计算结果偏大。表 4-5 是上海合流污水治理一期工程彭越浦泵站基坑开挖中实测孔隙水压力与静水压力计算值的对比情况。从表中可见，在基坑开挖面以上，以黏性土为主，实测的孔隙水压力约占静水压力的 70% 左右；在基坑开挖面以下，以砂性土为主，实测的孔隙水压力约占静水压力的 85~90% 左右。因此，在计算基坑中的水压力时可以按静水压力进行一定的折减。

另外，据日本资料介绍，在某一深度范围内的孔隙水压力为静水压力的 65% 左右，而且在这深度以下，水压力基本是常数，但也有减少的趋势。考虑到这种实际情况，可根据土的渗透性不同，考

虑一部分水压力影响，这时 (4-8) 变为

$$p_a = K_a[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] + K_w \gamma_w (z - H_1) \quad (4-11)$$

式中， K_w 为孔隙水压力的侧压力系数，其值可根据土体渗透系数取 0.5~0.7（渗透性小者取小值，大者取大值）。

鉴于目前实测水土压力的资料不够，且离散性较大，水压力的计算问题仍是需要进一步研究的课题。

实测孔隙水压力与静水压力的对比 表 4-5

| 孔隙水压力计 预埋标高 (m) | 孔隙水压力 (kN/m ²) | 静水压力 (kN/m ²) | 孔隙水压力占静水压力比 (%) |
|--------------------|----------------------------|------------------------------|---------------------|
| | 基坑开挖标高 -6.2~-17m | | 基坑开挖标高 -6.2~-17m |
| -1.5 | 36.7~35.5 | 54.0 | 67.9~65.7 |
| -4.5 | 65.0~62.0 | 84.0 | 77.4~73.8 |
| -10.5 | 106.6~102.0 | 144.0 | 74.0~70.0 |
| -15.5 | 156.8~121.1 | 194.0 | 80.0~62.4 |
| -21.5 | 231.1~215.2 | 254.0 | 91.0~84.7 |
| -25.0 | 268.9~191.9 | 289.0 | 93.0~66.4 |
| -28.5 | 288.1~232.2 | 324.0 | 89.0~80.5 |

注：静水水位取地表下 0.5m。

2. 考虑地下水渗流作用的情况

对防渗帷幕下仍为透水性很强的地基土，且坑内外存在水头差时，开挖基坑后，在渗透作用下地下水将从坑外绕过帷幕底渗入坑内。由于水流阻力的作用，作用水头沿程降低，坑外、坑内的水压力强度呈现不同的变化，坑外作用于帷幕上的水压力强度将减小而坑内作用于帷幕上的水压力强度将增大。在这种情况下，计算中应考虑渗流作用对水压力带来的影响。

(1) 计算水压力的流网图方法

在很多情况下，比如支护范围内或者支护体以下存在多个含水层的条件下，地下实际上处于渗流状态，渗流矢量的竖直分量十分明显。这种情况将造成渗流场的压力水头或者孔隙水压力分布状态比较复杂，此时，作用于支护结构的水压力将不再是静水压力，而是由于渗流造成的压力水头，如图 4-6。在这种条件下，通常需要进行渗流分析，并采用流网法计算水压力。

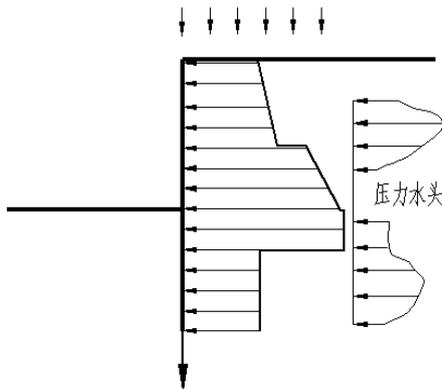


图4-6 渗流对水平荷载的影响示意

采用流网法计算水压力应先根据基坑的渗流条件作出流网图，如图 4-7 (a)。而作用在墙体不同高程 z 的渗透水压力 p_w 可用其压力水头形式表示

$$p_w = \gamma_w (\beta h_0 + h - z) \quad (4-12)$$

式中， β 为计算点渗透水头和总压力水头 h_0 的比值，从流网图上读出； h 为坑底水位高程。

画流网计算水压力的方法较合理，但要绘制多层土的流网非常困难，故这种方法的实用性受到限制。

无论何种支护体都有纵向接缝，流网不能反应这些接缝对渗透性的影响，但按流网计算的水压力一般是偏于安全的。

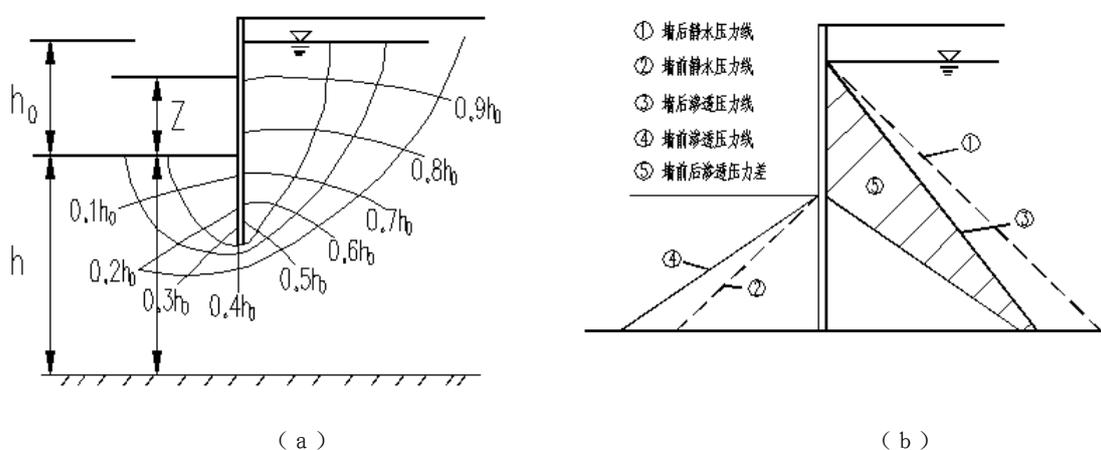


图4-7 流网及水压力计算
(a) 流网图；(b) 水压力分布图

(2) 计算水压力的本特·汉森方法

本特·汉森提出一种考虑渗流作用的水压力近似计算方法，并应用于德国地基基础规范 DIN4085 中。如图 4-8 所示，在主动侧的水压力低于静水压力，位于坑内地下水位标高处的修正值为 $-\Delta p_{w1}$ ，其值可按下式计算

$$\Delta p_{w1} = i_a \gamma_w \Delta h_w \quad (4-13)$$

修正后基坑内地下水位处的水压力可按下式计算：

$$p_{w1} = \gamma_w \Delta h_w - \Delta p_{w1} \quad (4-14)$$

式中 p_{w1} ——基坑内地下水位处的水压力值 (kPa)；

Δp_{w1} ——基坑开挖面处的水压力修正值 (kPa)；

i_a ——基坑外的近似水力坡降，取

$$i_a = \frac{0.7 \Delta h_w}{h_{w1} + \sqrt{h_{w1} h_{w2}}};$$

Δh_w ——基坑内、外侧地下水位差 (m)， $\Delta h_w = h_{w1} - h_{w2}$ ；

h_{w1} 、 h_{w2} ——基坑外侧、基坑内侧地下水位至围护墙底端的高度 (m)。

在主动侧墙底的修正后水压力为

$$\gamma_w \Delta h_w - \Delta p_1'$$

其中修正值 $\Delta p_1'$ 值可按下式计算

$$\Delta p_1' = i_a \gamma_w \Delta h_{w1}$$

在被动侧水压力高于静水压力，位于墙底的修正后水压力值为

$$\gamma_w \Delta h_{w2} + \Delta p_2'$$

其中修正值 $\Delta p_2'$ 值可按下式计算

$$\Delta p_2' = i_p \gamma_w \Delta h_{w2}$$

两侧水压力相抵后，可得围护墙底端处的水压力

$$p_{w2} = \gamma_w h_{w1} - \Delta p_1' - (\gamma_w \Delta h_{w2} + \Delta p_2') = \gamma_w \Delta h_w - (\Delta p_1' + \Delta p_2')$$

即围护墙底端处的水压力值为

$$p_{w2} = \gamma_w \Delta h_w - \Delta p_{w2}$$

(4-15)

式中 Δp_{w2} ——围护墙底端处水压力的修正值 (kPa)，即

$$\Delta p_{w2} = \Delta p_1' + \Delta p_2' = i_a \gamma_w h_{w1} + i_p \gamma_w h_{w2}$$

$$i_p \text{ —— 基坑内被动区的近似水力坡降, } i_p = \frac{0.7 \Delta h_w}{h_{w2} + \sqrt{h_{w1} h_{w2}}}$$

最后，作用在主动土压力侧的水压力分布见图 4-8 的影阴部分。

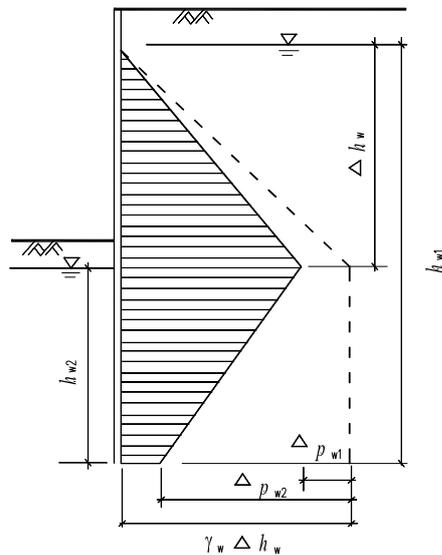


图 4-8 计算水压力的本特·汉森方法

(3) 计算水压力的经验方法

工程中常还采用一种按渗径由直线比例关系确定各点水压力的简化方法。如图 4-9，作用于围护墙上的水压力分布按以下方法计算：

基坑内地下水位以上 AB 之间的水压力按静水压力直线分布，B、C、D、E 各点的水压力按图 4-9(b) 的渗径由直线比例法确定。

对计算深度的确定，设防渗帷幕墙时，计算至防渗帷幕墙底；围护墙自防水时，计算至围护墙底。

通过对比计算，这一方法的水压力计算值与本特·汉森方法的计算值相比稍大一些。

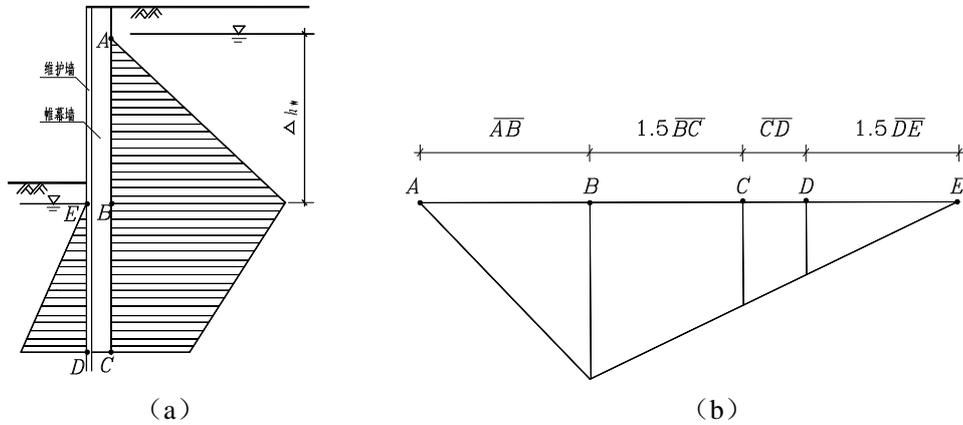


图 4-9 围护墙水压力计算的经验方法
(a) 水压力分布； (b) 水压力与渗径的直线比例关系

4.2.4 成层土的土压力计算

1. 成层土的Rankine土压力计算

一般情况下围护墙后土体均由几层不同性质的水平土层组成。在计算各点的土压力时，可先计算其相应的自重应力，在土压力公式中 γz 项换以相应的自重应力即可，需注意的土压力系数应采用各点对应土层的土压力系数值。其计算方法如下：

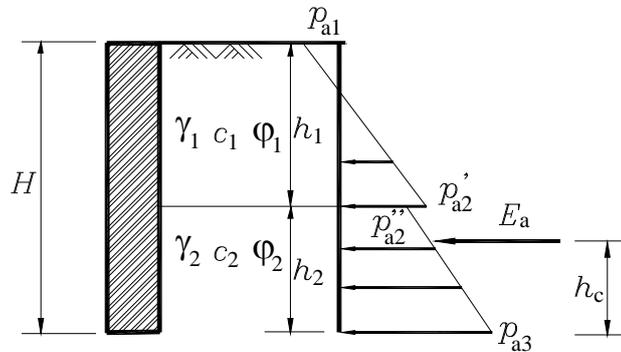


图 4-10 成层土的 Rankine 土压力计算

$$a \text{ 点: } p_{a1} = -2c_1 \sqrt{K_{a1}}$$

$$b \text{ 点上 (在第一层土中): } p'_{a2} = \gamma_1 h_1 K_{a1} - 2c_1 \sqrt{K_{a1}}$$

$$b \text{ 点下 (在第二层土中): } p''_{a2} = \gamma_1 h_1 K_{a2} - 2c_2 \sqrt{K_{a2}}$$

$$c \text{ 点: } p_{a3} = (\gamma_1 h_1 + \lambda_2 h_2) K_{a2} - 2c_2 \sqrt{K_{a2}}$$

式中： $K_{a1} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}\right)$ ， $K_{a2} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}\right)$ ， 其余符号意义见图 4-10。

2. 成层土的Coulomb土压力计算

方法 1:

对实际工程中的成层土地基，设围护墙后各土层的重度、内摩擦角和土层厚度分别为 γ_i 、 φ_i 和 h_i ，通常可将各土层的重度、内摩擦角按土层厚度进行加权平均，即

$$\gamma_m = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} \quad (4-16)$$

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} \quad (4-17)$$

然后按均质土情况采用 γ_m 、 φ_m 值近似计算其库仑土压力值。

方法 2:

如图 4-11 所示，假设各层土的分层面与土体表面平行。然后自上而下按层计算土压力。求下层土的土压力时可将上面各层土的重量当作均布荷载对待。现以图 4-11 为例加以说明。

第一层土层面处： $p_{a0} = 0$

第一层土底： $p_{a1} = \gamma_1 \cdot h_1 \cdot K_{a1}$

在第二层土顶面，将 $\gamma_1 \cdot h_1$ 的土重换算为第二层土的当量土厚度；

$$h'_1 = \frac{\gamma_1 \cdot h_1}{\gamma_2} \cdot \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \beta}{\cos(\varepsilon - \beta)} \quad (4-18)$$

故第二层土的顶面处土压力强度为：

$$p_{a2}' = \gamma_2 h'_1 \cdot K_{a2} \quad (4-19)$$

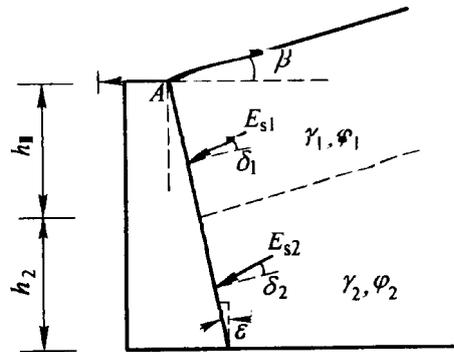


图 4-11 成层土中的库仑主动土压力

第二层土底面的土压力强度为：

$$p_{a2}'' = \gamma_2 \cdot (h'_1 + h_2) \cdot K_{a2} \quad (4-20)$$

式中： K_{a1} 、 K_{a2} ——第一、第二层土的库仑主动土压力系数；

γ_1 、 γ_2 ——第一、第二层土的的重度， kN/m^3 。

每层土的总压力 E_{a1} 、 E_{a2} 的大小等于土压力分布图的面积，作用方向与 AB 法线方向成 δ_1 、 δ_2

角 (δ_1 、 δ_2 分别为第一、第二层土与墙背之间的摩擦角)，作用点位于各层土压力分布图的形心高度处。

4.2.5 粘性土中的Coulomb土压力计算

在实际工程中，为了利用库仑公式计算粘性土中的土压力，通常采用等代内摩擦角 φ_d 来综合考虑 c 、 φ 值对土压力的影响，即适当增大内摩擦角来反映黏聚力的影响，然后按砂性土的计算公式计算土压力。等代内摩擦角 φ_d 一般根据经验确定，地下水位以上的粘性土可取 $\varphi_d=30^\circ\sim 35^\circ$ ；地下水位以下的粘性土可取 $\varphi_d=25^\circ\sim 30^\circ$ 。也有如下的经验公式：

(1) 根据抗剪强度相等的原理，等效内摩擦角 φ_D 可从土的抗剪强度曲线上，通过作用在基坑底面标高上的土中垂直应力 σ_t 求出：

$$\varphi_d = \arctan\left(\tan\varphi + \frac{c}{\sigma_t}\right) \quad (4-21)$$

当无地面荷载时， $\sigma_t = \gamma h$ ，于是

$$\varphi_d = \arctan\left(\tan\varphi + \frac{c}{\gamma h}\right) \quad (4-22)$$

(2) 根据土压力相等的概念来计算等效内摩擦角 φ_d 值。为了使问题简化，假定墙背竖直、光滑；墙后填土与墙齐高，土面水平。有粘聚力的土压力计算式为：

$$E_{a1} = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2cH \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{2c^2}{\gamma}$$

按等效内摩擦角土压力计算式

$$E_{a2} = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_d}{2}\right)$$

令 $E_{a1} = E_{a2}$ ，就可求得

$$\tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_d}{2}\right) = \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2c}{\gamma H}$$

于是

$$\varphi_d = \frac{\pi}{2} - 2 \arctan\left(\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2c}{\gamma h}\right) \quad (4-23)$$

上述经验公式计算出的等代内摩擦角 φ_d 并非定值，而与围护墙的高度有关，这可能导致土压力计算值出现较大的误差，通常在低围护墙中计算时偏于安全，而在高围护墙中计算时则偏于危险，具体计算中应结合原位土层和围护墙的具体情况，确定一个比较合理的 φ_d 值。

(3) 在粘性土的Coulomb被动土压力计算中，工程中还使用一种考虑墙体与坑内土体之间摩擦角 δ 和考虑地基土黏聚力 c 的改进朗肯公式。由土体本身产生的被动土压力强度按下式计算：

$$p_p = \sum \gamma_i h_i K_p + 2c\sqrt{K_{ph}} \quad (4-24)$$

式中 p_p —计算点处的被动土压力强度 (kPa)；

K_p 、 K_{ph} —计算点处土的被动土压力系数。

$$K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}}\right]^2} \quad (4-25)$$

$$K_{ph} = \frac{\cos^2 \varphi \cos^2 \delta}{[1 - \sin(\varphi + \delta)]^2} \quad (4-26)$$

墙体与坑内土体之间摩擦角 δ 的取值与地基土性质、围护墙面粗糙程度以及降排水条件等有关，对水泥土墙可取 $\delta = \frac{1}{2}\varphi$ ；对板式支护体系可取 $\delta = \left(\frac{2}{3}\varphi \sim \frac{3}{4}\varphi\right)$ ，且 $\delta \leq 20^\circ$ 。对板式支护体系，当地基土较软弱时 δ 取大值。对钢板桩墙可取 $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ ；对钻孔灌注桩、现浇地下连续墙、混凝土板墙和型钢水泥土搅拌墙可取 $\delta = \frac{3}{4}\varphi$ ；坑内不降水时，可取 $\delta = 0^\circ$ 。

当 $c=0$ 时，该式即为库仑公式；当 $\delta=0$ 时，该式即为朗肯公式。

4.2.6 地面超载作用下的土压力计算

1. 局部均布超载作用下的Rankine土压力计算

若填土面上为局部荷载时，如图 4-12 所示，则计算时，从荷载的两点 O 及 O' 点作两条辅助线 \overline{OC} 和 $\overline{O'D}$ ，它们都与水平面成 $\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$ 角，认为 C 点以上和 D 点以下的土压力不受地面荷载的影响， C 、 D 之间的土压力按均布荷载计算， AB 墙面上的土压力如图中阴影部分。

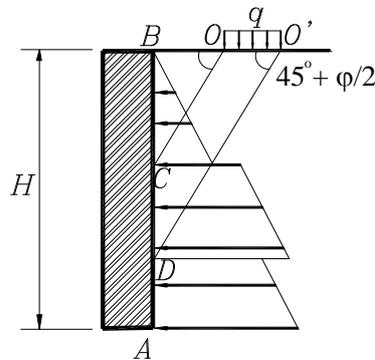


图 4-12 局部均布超载作用下的 Rankine 土压力计算

2. 超载作用下侧压力计算的弹性力学方法

(1) 地表有局部均布荷载作用时

当基坑外侧地表有局部均布荷载时，附加的侧向土压力按弹性理论近似计算方法可导出如下计算公式

$$\Delta p_H = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad (4-27)$$

式中 Δp_H ——附加侧向土压力 (kPa)；

q ——地表局部均布荷载 (kPa)；

α 、 β ——见图 4-13 所示，以弧度计。

α 、 β 值可参照图 4-13 由如下二式联立求出：

$$\begin{cases} \tan(\alpha + \frac{\beta}{2}) \approx (a + b) / z \\ \tan(\alpha - \frac{\beta}{2}) \approx a / z \end{cases}$$

本近似计算方法的计算假设为墙体无位移。实际工程中，围护墙体是有位移的，故按(4-27) 式计算的 ΔP_H 偏于保守。

(2) 相邻条形基础荷载作用时

如图 4-14 所示，设相邻条形基础荷载荷载为 Q_L ，其引起的附加侧向土压力可按下式计算：

当 $m \leq 0.4$

$$\Delta p_H = \frac{Q_L}{H_s} \cdot \frac{0.203n}{(0.16 + n^2)^2} \quad (4-28)$$

当 $m > 0.4$

$$\Delta p_H = \frac{4Q_L}{\pi H_s} \cdot \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (4-29)$$

式中 Q_L ——相邻条形基础底面处的线均布荷载 (kN/m)；

m 、 n ——分别为 a/H_s 、 z/H_s 的比值； a 、 z 见图 4-14；

H_s ——相邻基础底面以下的围护墙体高度 (m)。

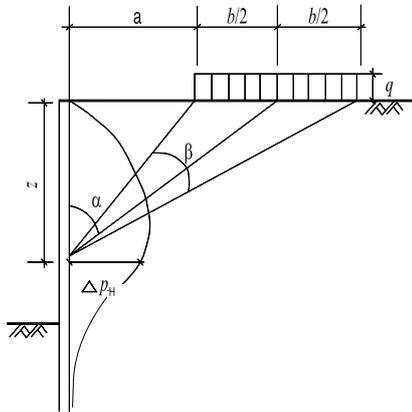


图 4-13 地表局部均布荷载引起的附加侧向压力计算

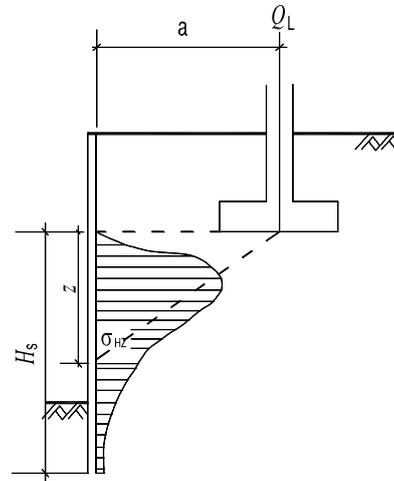


图 4-14 相邻基础荷载引起的侧向土压力

4.2.7 地震时土压力计算

地震时，地震加速度将引起水平地震力，对临时性支护，一般不考虑其作用，但在地震烈度 7 度及以上地区设计安全等级为一级或作为较长时间使用的支护结构时，则应进行抗震的设计和验算。关于地震土压力的计算，尚无符合实际的理论计算方法，下面主要介绍以下几种国内常用的方法。

1. 水工建筑物抗震设计规范方法

《水工建筑物抗震设计规范》关于水平向地震作用下总土压力，建议用如下公式

$$E_a = (1 + K_h C_z C_e \tan \varphi) E_a \quad (4-30)$$

$$E_p = (1 - K_h C_z C_e \tan \varphi) E_p \quad (4-31)$$

式中， E_a 、 E_p 为主动和被动地震土压力； E_a 、 E_p 为土体主动土压力和被动土压力； K_h 为水平向地震系数（见表4-6）； C_z 为综合影响系数，取 $\frac{1}{4}$ ； C_e 为地震动土压力系数，查表4-7； φ 为土的内摩擦角。

水平向地震系数 K_h 表4-6

| 设计烈度（度） | 7 | 8 | 9 |
|-----------|-------|------|-----|
| K_h | 0.1 | 0.2 | 0.4 |
| $K_h C_z$ | 0.025 | 0.05 | 0.1 |

地震动土压力系数 C_e 表4-7

| 动土压力 | 填土坡度 | 内 摩 擦 角 φ | | | | |
|-------|----------|-------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | | 21° ~ 35° | 26° ~ 30° | 31° ~ 35° | 36° ~ 40° | 41° ~ 45° |
| 主动土压力 | 0° | 4.0 | 3.5 | 3.0 | 2.5 | 2.0 |
| | 10° | 5.0 | 4.0 | 3.5 | 3.0 | 2.5 |
| | 20° | — | 5.0 | 4.0 | 3.5 | 3.0 |
| | 30° | — | — | — | 4.0 | 3.5 |
| 被动土压力 | 0° ~ 20° | 3.0 | 2.5 | 2.0 | 1.5 | 1.0 |

注：填土坡度在表列角度之间时，可进行内插。

2. 考虑地震角时的土压力系数计算方法

(1) Rankine 理论

地震主动和被动土压力系数 K_a 和 K_p 分别为

$$\left. \begin{aligned} K_a &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi - \eta}{2} \right) \\ K_p &= \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi - \eta}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (4-32)$$

式中， η 为地震角，可查表4-8。

地震角 η 表4-8

| 地震设计烈度（度） | 7 | 8 | 9 |
|-----------|----------------|-------------|--------------|
| 水 上 | 1°30' (5°43') | 3° (11°19') | 6° (21°48') |
| 水 下 | 2°30' (16°43') | 5° (12°19') | 10° (22°48') |

注：有括号者引自《京津地区桥梁抗震鉴定标准》，无括号者引自《公路工程抗震设计规范》。

(2) Coulomb 理论

$$\left. \begin{aligned} K_a &= \frac{\cos^2(\varphi - \alpha - \eta)}{\cos \eta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \eta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \eta)}{\cos(\alpha + \delta + \eta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\ K_p &= \frac{\cos^2(\varphi + \alpha + \eta)}{\cos \eta \cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta - \eta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta + \eta)}{\cos(\alpha - \delta - \eta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \end{aligned} \right\} \quad (4-33)$$

3. 板桩墙地震土压力的计算

板桩墙在地震情况下的土压力与墙的动力特性、变形特点、施工方法、土性质、锚固方法和位置等许多因素有关，其地震土压力的计算目前主要还是采用半经验半理论的方法。

如图 4-15 所示，当地表面作用均布荷载 q 时，板桩墙上 A, B, C, D, E 点处的地震土压力强度可近似地按下列公式计算。

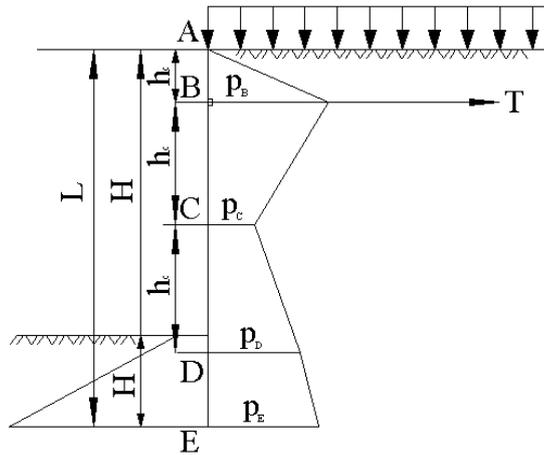


图 4-15 板桩墙地震土压力计算图

(1) A 点处的土压力强度

$$p_A = q(K_a + K_H \sqrt{K_a}) \quad (4-34)$$

式中 q ——地表面的均布荷载 (kN/m^2)

K_a ——主动土压力系数，即 $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$

K_H ——水平地震系数，考虑综合影响时为 1/4,当地震烈度为 7, 8, 9 度时 K_H 值分别为 0.025, 0.05, 0.1

(2) B 点处的土压力强度

$$p_B = (1 - \alpha)\sigma_B + \alpha(q + \gamma h_B)(K_a + K_H \sqrt{K_a}) \quad (4-35)$$

式中 γ ——土的重度 (kN/m^3)

σ_B ——板桩墙因跨中弯曲变形而对 B 点产生的土压力强度 (kPa)，其值为

$$\sigma_B = q + \gamma h_B$$

h_B ——B点的计算深度（m），当锚定点在土面以下（0.2~0.35）H范围内时，则 h_B 即等于锚定点的深度；当锚定点在土面以下的深度小于0.2H时，取B点的计算深度 $h_B=0.2H$ ；

α ——考虑板桩AB段变对B点土压力影响的系数，根据什兰基等人的试验资料， α 值按表4-9确定。

| | | 系数 α 值 | | |
|----------|--|---------------|------|------|
| h_B/H | | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| α | | 0.2 | 0.3 | 0.4 |

表4-9

(3) C点处的土压力强度

$$p_C = [q + \gamma(h_B + h_C)](K_a + K_H \sqrt{K_a})\eta \quad (4-36)$$

式中 η ——考虑BD段挠曲影响的土压力折减系数，主要决定于板桩的柔度和振动的水平加速度，一般可取 $\eta=0.3\sim 0.4$ ，当板桩柔度和振动水平加速度较大时取小值，反之取大值。

(4) D点和E点处的土压力强度

$$p_D(p_E) = (q + \sum \gamma_i h_i)(K_a + K_H \sqrt{K_a}) \quad (4-37)$$

式中 h_i ——计算土层第i层的厚度（m）；

γ_i ——计算土层第i层的重度（kN/m³）。

4.3 基坑开挖支护中的土压力特点与分布规律

4.3.1 支护结构上土压力的形成与发展

作用于支护结构的土压力与支撑、锚杆的设置情况，土性的变化及地下水等因素有关。虽然土压力并不完全处于静止或主动土压力极限状态，但通常仍采用静止或主动土压力进行估计，甚至被动区也同样采用被动土压力来估计，再根据实践的经验加上适当的修正系数。严格地说，在被动区是随着结构的变形，土压力逐渐由静止土压力向被动土压力发展，但并未达到被动土压力极限状态，否则土体将开始破坏。被动区的土压力通常宜根据结构与土的相互作用来确定，称为土的被动抗力。然而，抗力的总和必须保证小于被动土压力，否则就得增加支撑或锚杆，改变土压力和结构的受力状态，以保证被动区的安全。由于支护结构上的土压力是随着开挖的进程逐步形成，又随着支撑或锚杆的设置及每步开挖施工参数的差异而产生受力状态的改变，因此其土压力的分布与一般挡土墙存在着差异。下面以板桩墙为例来说明基坑支护上土压力的形成过程，如图4-16所示。

(1) 打入板桩时，在板桩两侧将产生 $K_0^0 \gamma h$ 的侧向压力。由于板桩的挤压作用 K_0^0 将可能略大于静止土压力系数 K_0 ；

(2) 开挖第一深度，卸除了上面一段一侧的土压力，板桩变形，另一侧的土压力减少，一般有可能进入到主动状态；

(3) 设置支撑1，使板桩的变形有一定的恢复，土压力加大，分布形式改变；

(4) 继续开挖至第二深度，板桩将引起新的侧向变形，土压力分布亦随之改变；

(5) 设置支撑2，并楔紧支撑1，就形成了新的土压力分布图式；

(6) 继续开挖至第三深度，板桩随之向坑内侧位移，主动区土体亦向坑内侧移动，土压力有一定减小，而形成最终的土压力分布图式。当然，继续增加或减小支撑的预加轴力以及增大支撑2以下板桩的开挖暴露范围和暴露时间，则在支撑2以下的部份板桩就发生相应的位移，而土压力也会有新改

变。

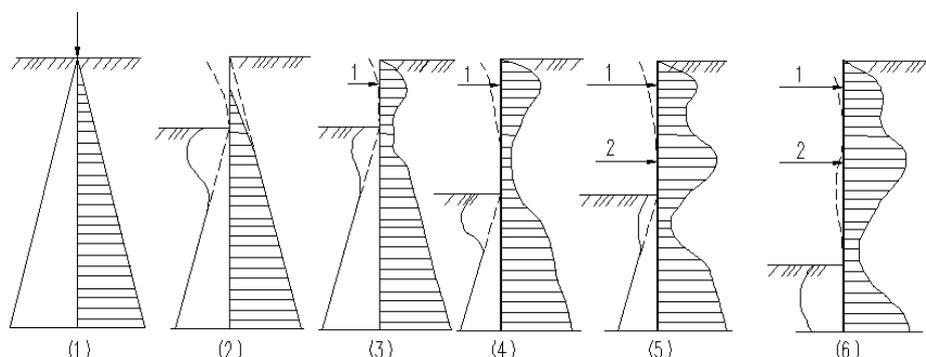


图4-16 基坑开挖土压力发展阶段

(1)打入板桩；(2)开挖第一深度；(3)加支撑1；(4)开挖第二深度；(5)加支撑2；(6)开挖第三深度

在软土深基坑围护墙主、被动区的土压力，因开挖支撑施工条件不同及相应的墙体位移不同而有较明显差异，见图 4-17。由此所得到的土压力图形，将与支撑力有着密切的关系，结构的变形受到支撑的限制，使其对土压力的影响也相应减弱。

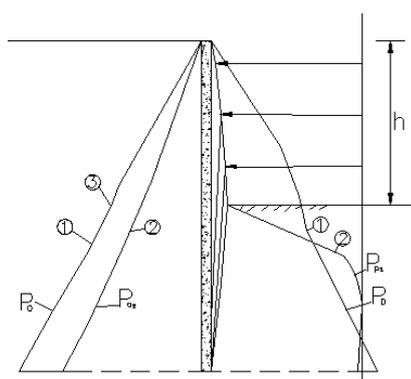


图4-17 软土深基坑围护墙主被动区土压力在施工阶段的变化示意图

图中 P_0 ：静止土压力； P_a ：主动土压力； P_p ：被动土压力； δ_h ：墙体最大水平位移； h ：基坑开挖深度。

说明：①未开挖前土压力，等于静止土压力 P_0 ；

②按一定的开挖支撑施工参数进行施工时，开挖到坑底的土压力。

主动区土压力 P_{1a} 会因施工条件、围护墙位移 δ_h 不同而有明显差异，当 $\delta_h \leq 2\%oh$ (支撑预加轴力或主动区注浆控制地面沉降条件下) 时， $P_{1a}=P_0 \sim 1.1P_0$ ；当 δ_h 接近 $7\%oh$ 时， $P_{1a}=P_a$ ；当 δ_h 接近 $1\%h$ 时， $P_{1a}=0.8P_a$ 。

③回筑后主动区土压力 $P_{1a} \approx P_0$ 。

4.3.2 深基坑支护结构土压力的特点

1. 不同土类对支护结构土压力计算的影响

不同土类中的侧向土压力差异很大，采用同样的计算方法设计的支护结构，对某些土类可能安全度很大，而对另一些土类则可能不安全。因此，在分析计算支护结构土压力的时，对不同土类应区别对待。

(1) 我国东北，华北地区及西北的大部分地区多属一般粘性土地区，而且地下水位深，粘性土颗粒细，矿物成分和颗粒结构复杂，具有一定的粘聚强度，且强度随含水量及应力历史等一系列因素

而变化，由于粘性土的粘聚强度等因素，支护结构中实际的土压力往往小于计算土压力值，在绝大多数情况下水位深，不需要计算静水压力。

(2) 沿海地区软土淤泥的分布较广，而且地下水位浅。软土常含有机质，其含水量大，压缩性高，抗剪强度低，原状与扰动土强度有差异，在支护开挖中，一般侧土压力很大，土的嵌固能力低，支护结构易发生很大的侧向倾斜和位移。

(3) 历史悠久的城市市区，杂土较多，常有一些废弃的地下构筑物（如排水设施），同时在基坑开挖面以上会残留一些土层滞水，滞留在土中的污水常会使基坑支护土体受到冲蚀，造成土体塌落并降低土的抗剪强度。

(4) 各地区常有不同厚度砂类土地基或砂类土夹层的分布。基坑开挖支护的砂土与粘性土土压力是会有显著差别的。

2. 土压力计算值与实测值的比较

采用土压力理论公式计算，其土压力沿墙体高度方向线性分布，但由于墙体的位移，实测土压力为曲线分布。通常 Rankine 主动土压力计算值比实测值要大，且合力点也高；被动土压力的计算值在墙体上部偏小而在墙体下部明显偏大。模型试验与工程实测都表明，土压力计算值与实测值通常有较大差异，如图 4-18 所示。

实测土压力与理论土压力产生差异的原因是，基坑的开挖使墙体产生了倾斜的位移（沿某一深度处的转动），在墙体的倾斜位移下，由于土体具有粘聚性，使墙体位移与土的变形不协调，在墙体上部的位移会大于土的水平位移，形成墙体与土间虚空的区段，导致实际的主动土压力值较计算值小。在坑内挖土一侧的嵌固段上，挖土表面的墙体位移最大，使土受到挤压，会最先达到屈服强度，产生较大的被动土压力，但在墙体的底部，其位移很小，即使在围护结构失稳的状态下，土压力仍没有达到极限状态的被动土压力值。

图4-19为北京医院急诊楼基坑支护结构土压力的实测值，其分布形式与上述结果一致。

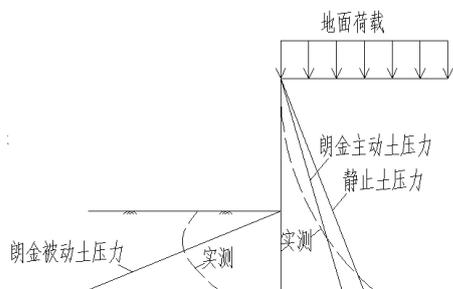


图4-18 实测土压力分布与Rankine土压力对比

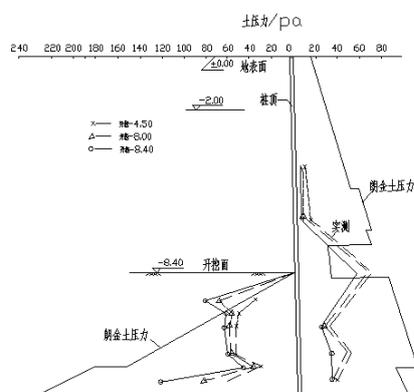


图4-19 北京医院急诊楼基坑支护结构土压力实测值

4.3.3 不同围护结构的土压力分布模式

土压力的大小与分布是土体与支护结构之间的相互作用的结果，它主要取决于围护墙体的变位方式、方向和大小。工程经验表明，支护结构的刚度和支撑的刚度、支护结构的变形形态及施工的时空效应等对土压力的分布和变化起着控制作用。

朗肯土压力理论建立了墙背光滑情况下的墙背水平土压力公式，在不考虑挡土墙墙背同填土之间的摩擦角对土压力影响的情况下，给出的土压力为线性分布；库仑土压力理论只给出了土压力的合

力，并没有给出土压力的分布，在以往的实际应用中大多假设土压力为线性分布。随着工程建设规模的发展，加上量测技术和计算技术的进步，对于土压力的分布与变化规律有了更进一步的认识，人们不断地发现实测的结果与经典土压力理论不符，例如实测的土压力呈非线性分布，而经典土压力理论计算的结果却是直线分布。

由此可见，经典的土压力理论并不能解决我们所面临的所有技术问题，它只给出了某些特定条件下的结果。在应用这些经典理论时，需要注意实际工程条件与经典理论条件的差异，并估计这些差异对计算结果可能带来的影响。

在基坑工程中，经典土压力理论计算的结果是极限值，即达到主动极限状态或被动极限状态的接触压力。当围护结构处于正常的工作状态时，这种极限状态不可能出现，此时的接触压力并不是极限状态值。因此，在基坑正常的工作状态条件下实际量测到的变形、土压力、孔隙水压力和支撑轴力等通常不会与经典理论计算结果完全一致（除非基坑已经达到极限状态）。另一方面，经典土压力理论没有考虑支护结构本身的变形，即将支护结构作为完全刚性考虑。支护结构的基本位移形态通常可以分为平移、绕顶部某一点转动和绕底部某一点转动等。实测或模型试验的结果表明，挡土结构物的不同位移形态所产生的土压力分布是不相同的，而从经典土压力理论的分析可以看出，无论是 Rankine 理论或 Coulomb 理论，都假定沿着墙面从上到下同时达到土体的极限状态，实际上所给出的都是平移条件下的解答。因此，土压力的分布模式除了与支护结构的刚度和支撑的刚度有关外，还与支护结构所处的工作状态以及支护结构的变形形态关系密切，需要根据实际情况加以区分。

土压力的分布模式是一个相当复杂且至今还没有得到很好解决的课题。但从工程实用角度出发，可以通过一些工程现场测试和室内模型试验资料，提出若干简单实用而尽可能合理的土压力计算模式。

1. 土压力分布的现场测试与试验研究

(1) 上海太阳广场大厦基坑。开挖深度为 6.7m，采用格栅状搅拌桩支护结构，围护墙体宽 6.2m，桩长 13m。实测的主动土压力和被动土压力分布见图 4-20。实测结果表明，主动土压力与用朗肯土压力理论计算的较接近，但在基坑开挖面以下，最终的主动土压力分布接近矩形分布；被动土压力的实测值则比计算值小很多，这与墙体入土部分的水平位移较小，被动土压力未达到极限状态有关。

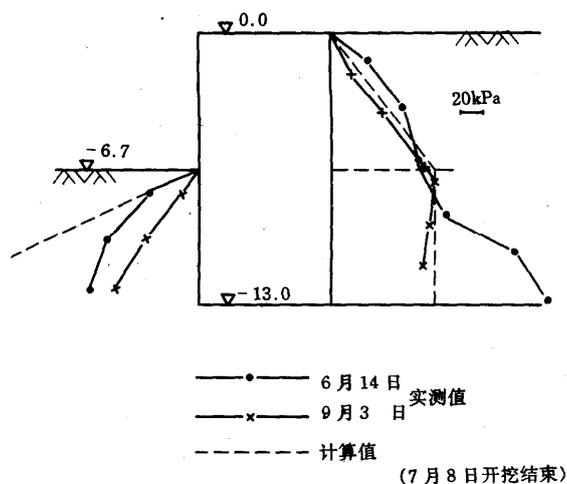


图 4-20 上海太阳广场大厦土压力实测值

(2) 上海某工程基坑深度 16~18m，支护结构为地下连续墙，3 道型钢支撑。基坑的土压力实测结果见图 4-21。实测结果表明，主动土压力与被动土压力随深度的分布都不是线性分布；在比较深的部位，深部的土压力都出现减小的趋势。

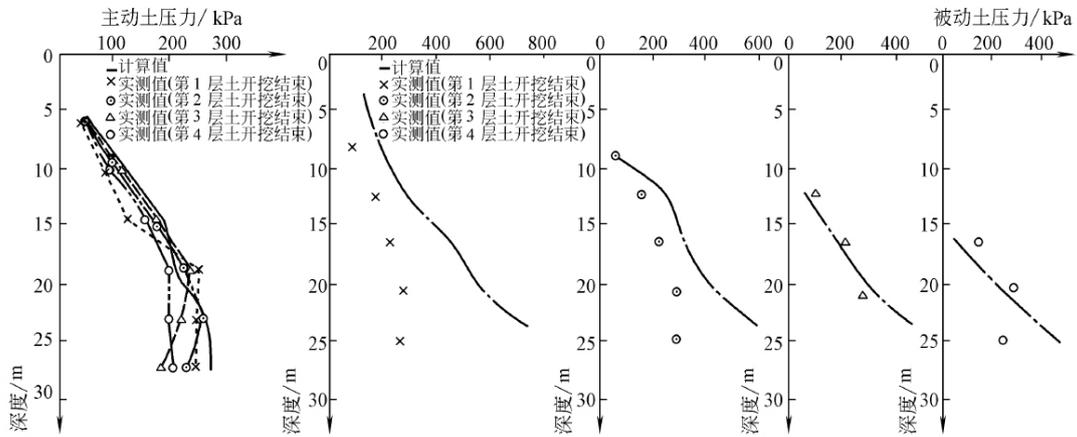


图 4-21 上海某工程土压力实测值

(3) 上海地铁隧道试验段及新客站车站布置了若干量测段，量测侧向土压力等，测试结果分别见图 4-22 和图 4-23。通过量测发现，随着开挖过程的进行，主动侧向土压力略有减小，但因围护结构采用了地下连续墙，且在多道支撑支承作用下系统刚度较大、围护体系变形较小，因此墙背侧即主动侧土压力减小不多。被动侧土压力与计算值相差较大，但实测在基坑开挖以下某一深度处其原来的静止土压力基本不变，即被动土压力系数逐渐增大，被动抗力较大。

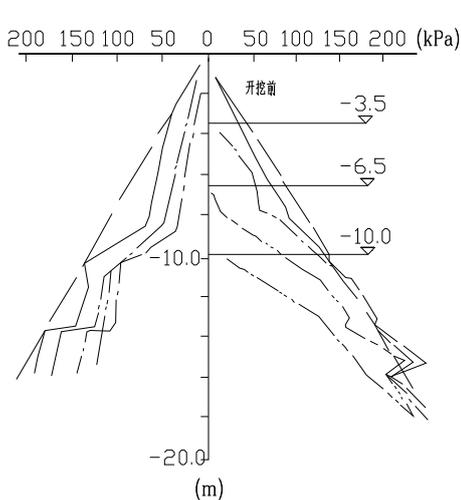


图 4-22 上海地铁区间隧道试验段土压力

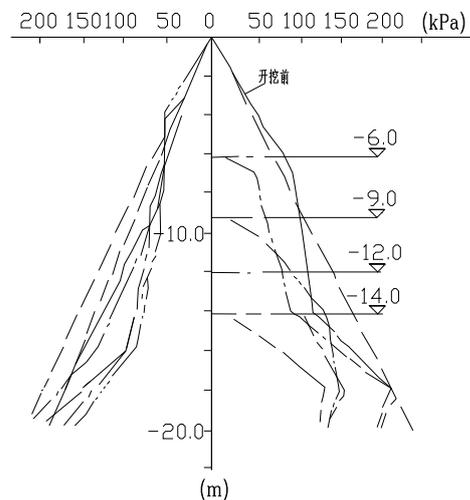


图 4-23 上海地铁新客站基坑的实测土压力

(4) 广州华侨大厦基坑。开挖深度 11.5m，支护结构由地下连续墙和两道锚杆构成。实测墙体的水平位移和主动土压力分布见图 4-24。在基坑开挖面以下，实测的主动土压力随开挖深度的增加有减小趋势，并接近矩形分布。

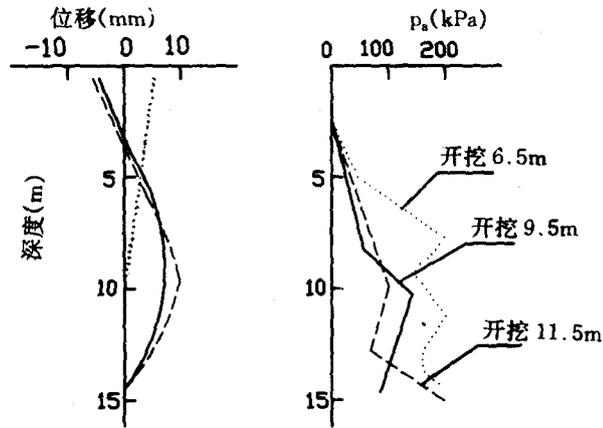


图 4-24 广州华侨大厦土压力实测分布

(5) 天津无缝钢管总厂 PU2 铁皮坑基坑。采用地下连续墙，墙厚 1.2m，墙总高 19.2m，开挖深度 9.2m，设置两道支撑。实测墙体变形很小，仅 3.34mm。实测的主动土压力和被动土压力见图 4-25。

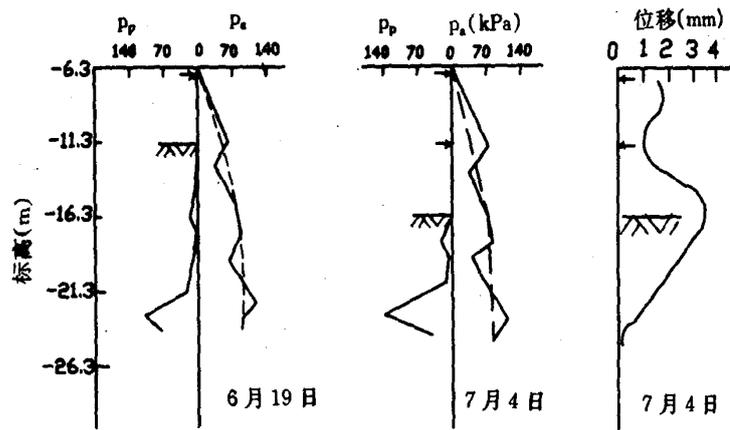


图 4-25 天津无缝钢管总厂 PU2 铁皮坑土压力实测值

(6) 陈塘庄码头基坑。单层锚杆板桩墙，墙体的主动土压力和被动土压力的实测值与计算值见图 4-26。实测的主动土压力呈 R 形分布，实测被动土压力未达被动极限状态，低于计算的被动土压力，这与侧向的水平位移较小（约 3 cm，即开挖深度的 0.4%）有关。

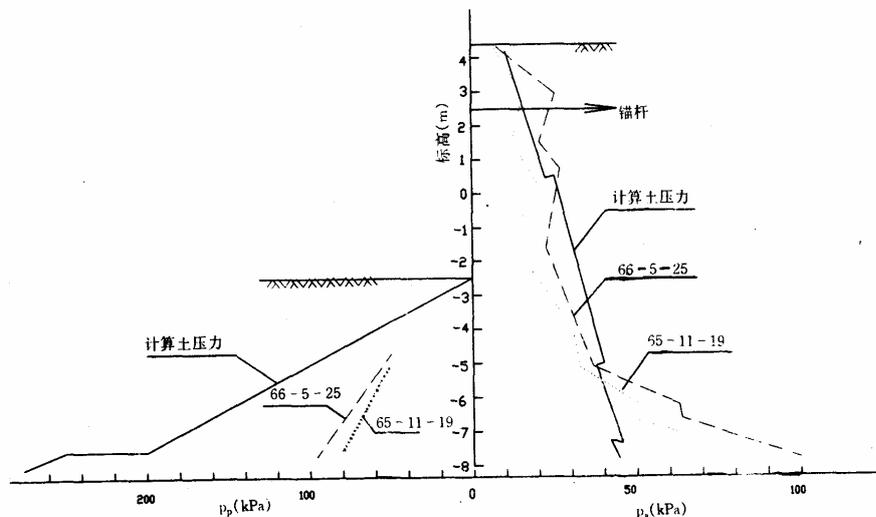
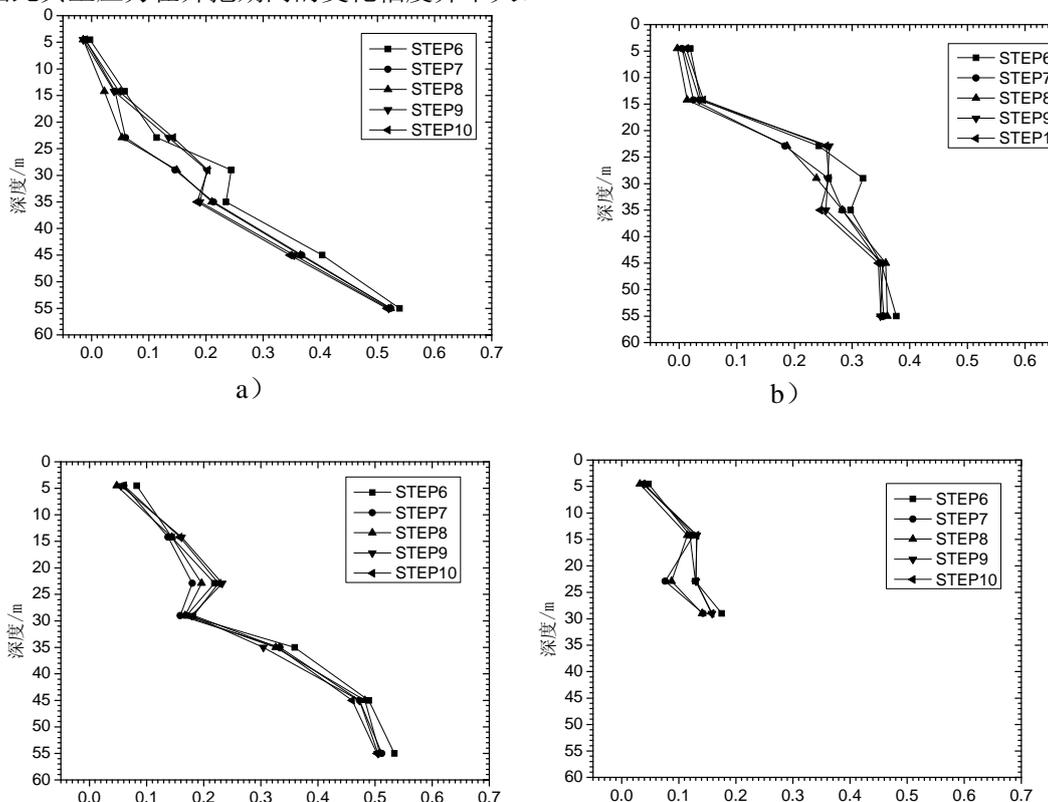


图 4-26 陈塘庄码头土压力分布

(7) 上海世博 500kV 地下变电站工程为圆形基坑，直径为 130m，开挖深度为 34m，采用“地下连续墙两墙合一加结构梁板替代水平支撑+临时环形支撑”的“逆作法”方案。

图 4-27 为各个工况下地下连续墙外侧水土压力合力的变化情况。从图中可以看出，各个测点的水土压力随着深度的增大而增大，总体上呈现出线性分布的特征。随着开挖深度的增大，各测点的水土压力有一定程度的减小，但减小的幅度很小，这可能与连续墙的变形很小，墙后土体远未达到主动状态，因此其土压力在开挖期间的变化幅度并不大。



c)

d)

图 4-27 上海世博地下变电站地下连续墙外侧土压力实测结果

a) 08#水土压力; b) 18#水土压力; c) 38#水土压力; d) 68#水土压力

(8) 上海铁道大学土木系采用离心模型试验, 对三种类型围护结构的土压力分布作了分析研究。

a. 混凝土围护结构(厚 5.2m) 离心模型试验, 结果表明, 主动土压力在整个墙高范围内呈三角形分布, 并随开挖深度的加深趋于减小, 见图 4-28。

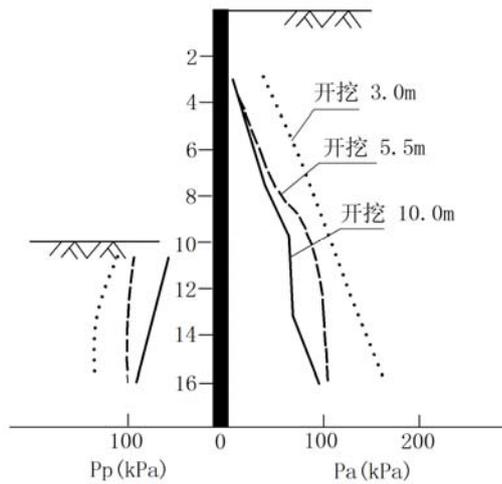


图 4-28 混凝土围护结构离心模型试验不同开挖深度土压力分布

b. 人民广场地下停车场基坑离心模型试验, 结果表明, 主动土压力在开挖面以上呈三角形分布, 在开挖面以下呈倒三角形分布, 见图 4-29。

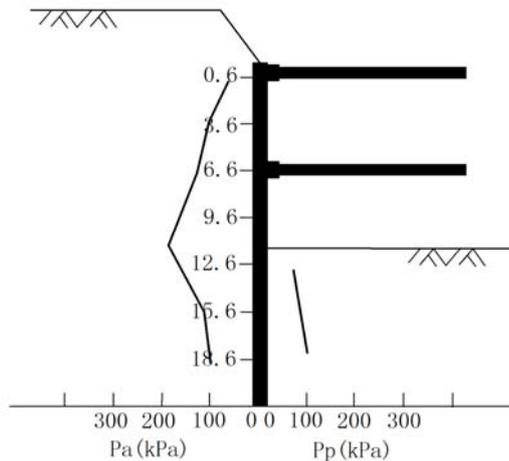


图 4-29 人民广场地下停车场离心模型试验土压力分布

c. 有多道支撑的钢管桩围护结构离心模型试验, 结果表明, 主动土压力呈 R 形分布, 在基坑开挖面以下随深度的变化不明显, 见图 4-30。

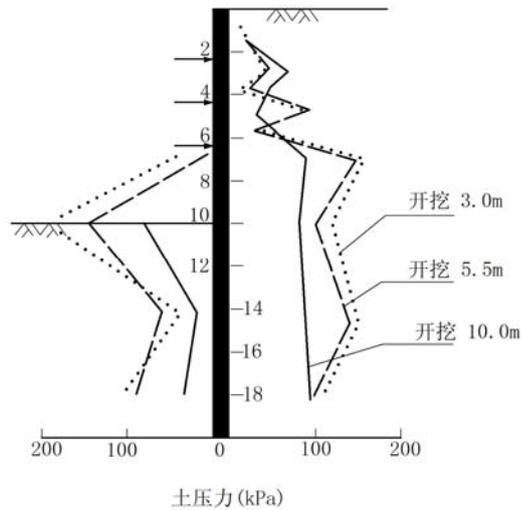


图 4-30 有多道支撑的钢管桩支护结构离心模型试验土压力分布

(9) Terzaghi 和 Peck (1967)、Tschebtarioff (1973)、Armento 和日本土木学会等通过分析支撑力和土压力的大量工程实测数据, 对有多道支撑的围护墙上的主动土压力分布提出了建议图式, 分别见图 4-31~图 4-34。需要注意的是这些土压力的分布图式并非表示某一工况的土压力分布, 而是实测资料中最大土压力的包络线图。这些分布图可用于围护结构体系的内力计算, 但不能用于围护结构体系的稳定性验算, 也不能分析计算围护结构的变形。

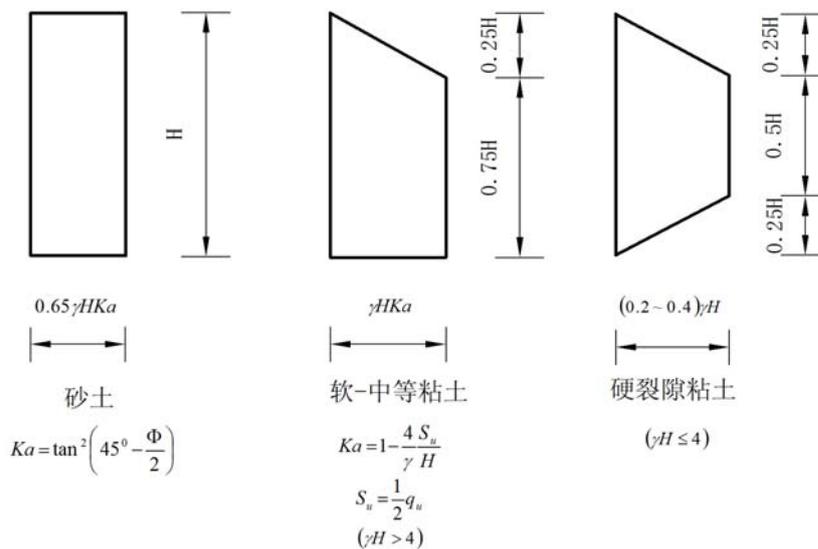


图 4-31 Terzaghi 和 Peak (1967) 建议的土压力分布图式

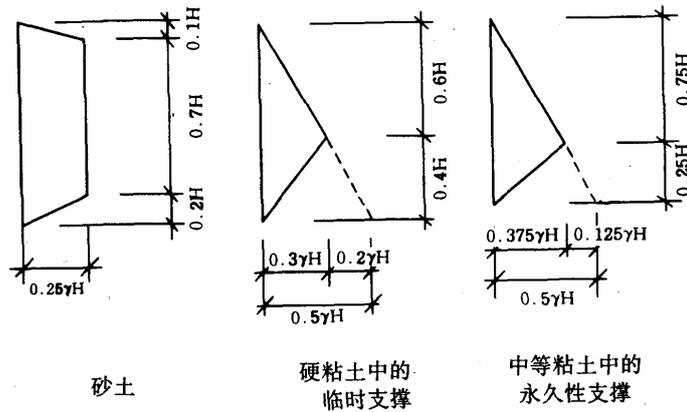


图 4-32 Tschebtarioff (1973) 建议的土压力分布图式 (开挖深度>16m 较合适)

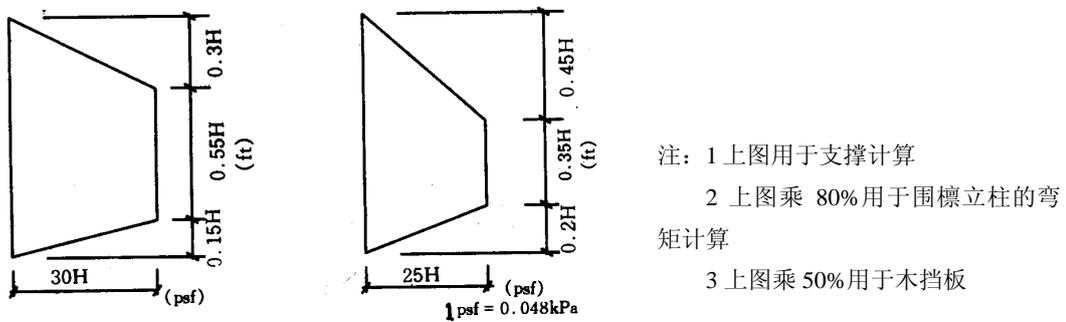


图 4-33 Armento 建议的土压力分布图式

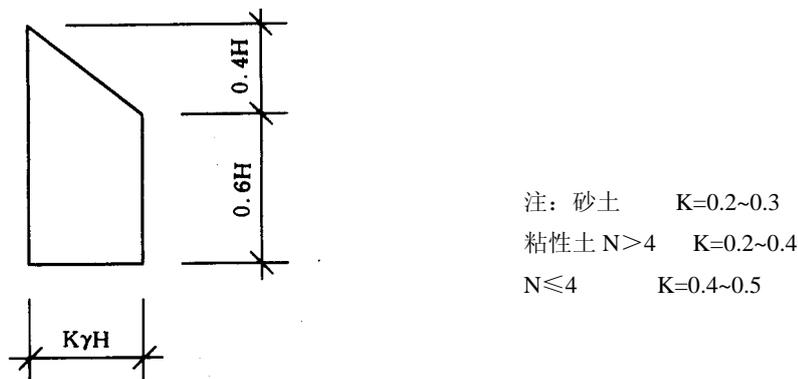


图 4-34 日本土木学会的土压力分布图式

2. 土压力分布模式

通过实测 (现场与室内) 的土压力变化, 可以归纳出以下几种适用于不同类型支护结构设计和计算的土压力分布图式, 如图 4-35 所示。

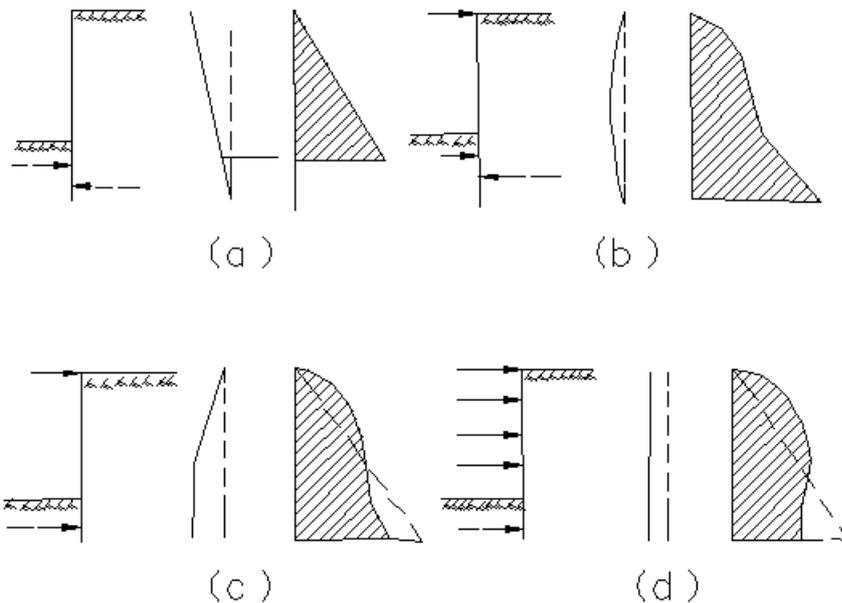


图 4-35 四种类型围护结构土压力示意图

(a)无支撑围护(下端固定); (a)单道顶撑围护(下端固定); (a)单道顶撑围护; (a)多支撑围护

(1) 三角形分布模式。如图 4-35(a)所示, 这种围护结构的土压力分布与围护体位移相一致并接近于主动土压力状态, 主动土压力随深度成线性正比增大。这种模式适用于混凝土支护结构或悬臂板式支护结构。墙体的变位为绕墙底端或绕墙底端以下某一点转动, 即墙顶端位移大, 墙底端位移小。图 4-35(b)所示围护体在顶端弹性有支承并埋置较深, 相当于下端固定的情况。因其上、下两点基本不发生水平位移, 因此其变形与简支梁相近。此时若其预计位移满足要求, 则土压力基本处于主动状态, 仍可近似按三角形分布模式计算。

(2) 三角形加矩形组合分布模式。如图 4-35(c)所示, 围护体虽在顶端有弹性支承但因其埋深较浅, 下端水平位移较大, 因此其应力重分布范围大。图 4-35(d) 中多支撑或多锚围护体接近于平行移动, 因此若采用预压力则土压力就背离了三角形分布而接近于矩形分布。这二种情况下的土压力分布可以简化为主动土压力在基坑开挖面以上随深度的增加成线性增大分布, 在开挖面以下为常量分布的三角形加矩形组合分布模式。

这种土压力分布模式及其大小还决定于一些因素的相互作用, 如预加应力的采用及位置、约束程度、系统刚度及施工工序。调节支撑布置及预加荷载大小可调节土压力分布。

一些研究人员提出预计的围护体位移不足以使土压力进入主动状态, 则侧向土压力应同时考虑主动土压力和静止土压力的作用, 以下式计算:

$$K_{ch} = (1-k)K_a + kK_0 \quad (4-38)$$

其中 $0 \leq k \leq 1$;

K_{ch} 为增大的主动土压力系数。

(3) R 形分布模式。对拉锚式板桩墙, 实测的土压力分布呈现两头大中间小的 R 形分布。这估计与板桩墙在底端以上有一转动点有关, 在转动点以下墙背出现被动土压力、在锚着点出现提高的主动土压力。

需要注意的是土压力的分布图式与工程工况有关, 试图用一个对各类支护结构都适用的统一的土

压力分布图式是不现实的，应针对不同刚度和变位条件的支护结构采用相应的土压力分布图式。

4.4 非极限状态下的土压力分析方法简介

计算土压力的经典土压力理论要求土体进入极限平衡状态，此时土体变形达到相应极限状态的临界值条件。然而，在计算基坑开挖中的土压力时，由于基坑开挖工程的特点，当土体进入极限平衡时其相应的位移，尤其是被动极限平衡时相应的位移，往往是基坑中护结构所不容许的。针对基坑开挖中位移的限制，建立考虑位移条件的土压力计算方法非常必要。

另一方面，经典土压力理论是在挡土墙条件下得出来的，挡土墙刚性很大，只允许产生平移或转动二种刚体位移情况，不允许产生结构变形，而现代高层建筑深基坑支护中大量采用各种类型的桩，如钢板桩、钻孔灌注桩等，这类围护结构本身将产生复杂的变形，导致土压力分布与大小发生改变，呈现与经典土压力理论不同的形态。

分析基坑围护结构的应力状态，可以得出非极限状态下的土压力与土体应力的相互关系。在围护墙发生位移时，将带动土体运动而产生位移，造成整个土体在水平方向膨胀伸展或受挤压压缩，使水平方向土的应力松弛或增长。水平方向应力就会产生衰减或增长，直至达到主动或被动状态。由于这种平衡是塑性极限平衡，因此，当土体达到主动或被动状态时，水平向应力不会继续衰减或增加。定义 σ_r 为松弛应力， σ_s 为挤压应力， σ_0 为土体不产生位移即处于静止平衡时的水平方向应力，则土压力公式可描述为：

$$\begin{cases} \sigma_a = \sigma_0 - \sigma_r \\ \sigma_p = \sigma_0 + \sigma_s \end{cases} \quad (4-39)$$

由此可见，土压力与位移的关系取决于松弛应力、挤压应力与位移的关系。

国内外已有许多人对非极限状态下的土压力进行了研究，以下对部分计算理论和方法作一些简介。

(1) 宰金珉等基于现场监测数据的土压力模型

设达到主动土压力时的位移量为 s_a ，而达到被动土压力的位移量为 s_p ，且 s_p 约为 $-15s_a$ (取向着土移动的方向为正)，则土压力为

$$p = \left[\frac{K(\varphi)}{1 + e^{-b(s_a, \varphi)}} - \frac{K(\varphi) - 4}{2} \right] p_0 \quad (4-40)$$

式中： p_0 为静止土压力的一半； $K(\varphi)$ 为内摩擦角的函数； $b(s_a, \varphi)$ 为主动土压力位移量和内摩擦角的函数，有 $b > 0$ 。

对于 K ， b ， p_0 等，可通过原位测试得到 3 个点 (p_1, s_1) ， (p_2, s_2) ， (p_3, s_3) ，从而反算得到。

引入 Rankine 土压力理论：

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

取 $K_0 = 1 - \sin \varphi$

则有
$$K = \frac{4 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)}{1 - \sin \varphi} - 4$$

$$A = \frac{\tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) - \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}{\tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) - 2(1 - \sin \varphi') + \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}$$

$$b = -\frac{\ln A}{s_a}$$

$$p_0 = (1 - \sin \varphi')\gamma h / 2$$

式中： h ——计算点离地面的高度。

这样，考虑变形的 Rankine 土压力模型也可表示为

$$p = \left[\frac{\frac{4 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})}{1 - \sin \varphi'} - 4}{1 + e^{\frac{\ln A}{s_a}}} - \frac{\frac{4 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})}{1 - \sin \varphi'} - 8}{2} \right] \cdot \frac{(1 - \sin \varphi')\gamma h}{2} \quad (4-41)$$

由此可见，考虑变形的 Rankine 土压力模型的 3 个参数 p_0, K, b 可以用土的重度 γ 、计算点离地面的高度 h 、土的有效摩擦角 φ' 、土的内摩擦角 φ 以及该点达到主动土压力时的位移量 s_a 等进行表达。

(2) 张吾渝、徐日庆似正弦函数模型

$$\sigma_a = \sigma_0 + \sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{\delta}{\delta_{acr}}\right)(\sigma_{acr} - \sigma_0) \quad (4-42)$$

$$\sigma_p = \sigma_0 + \sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{\delta}{\delta_{pcr}}\right)(\sigma_{pcr} - \sigma_0) \quad (4-43)$$

式中 σ_a 、 σ_p 和 σ_0 分别为准主动、准被动土压力和静止土压力， σ_{acr} 和 σ_{pcr} 分别为主动和被动土压力； δ 为土体位移； δ_{acr} 和 δ_{pcr} 分别为主动或被动极限位移。

(3) 陈页开似指数函数模型

$$p_a = p_0 - (p_0 - p_{acr}) \left[\frac{\delta}{\delta_{acr}} \right]^a e^{\left[1 - \frac{\delta}{\delta_{acr}} \right]} \quad (4-44)$$

$$p_p = p_0 + (p_{pcr} - p_0) \left[\frac{\delta}{\delta_{pcr}} \right]^a e^{\left[1 - \frac{\delta}{\delta_{pcr}} \right]} \quad (4-45)$$

式中 p_a 为准主动土压力； p_p 为准被动土压力； p_0 为静止土压力； p_{pcr} 为极限平衡状态下被动土压力； p_{acr} 为极限平衡状态下主动土压力； δ 为墙体位移； δ_{pcr} 为墙挤向土体时极限平衡状态位移； δ_{acr} 为墙离开土体时极限平衡状态位移； a, a' 与土性等因素有关的参数， $0 \leq a \leq 1.0, 0 \leq a' \leq 1.0$ 。

(4) 卢国胜拟合曲线模型

$$p_a = \frac{p_0}{1 + \frac{1}{4.7} \ln \left[\frac{K_p + K_a}{K_a} \right]^3 \sqrt{\frac{S'_a}{S_a}}} - \frac{2c \frac{S'_a}{S_a}}{1 + \left[\frac{K_p - K_a}{K_p + K_0 + K_a} \right] \frac{S'_a}{S_a}} \quad (4-46)$$

$$p_p = p_0 \left[1 + \frac{\sqrt[3]{\frac{S'_p}{S_p}}}{\frac{K_p + 1.16K_a}{0.96K_p^3} + \frac{\frac{K_p + 1.16K_a}{1.79K_p^3} \frac{S'_p}{S_p}}{1 + \frac{8c}{\gamma z}}} \right] \quad (4-47)$$

式中 p_a 为准主动土压力； p_p 为准被动土压力； p_0 为静止土压力； K_0 为静止土压力系数； K_a 为Rankine主动土压力系数； K_p 为Rankine被动土压力系数； S_a 为主动土压力位移量； S_p 为被动土压力位移量； S'_a 为准主动土压力位移量； S'_p 为准被动土压力位移量； c 为土粘聚力； γ 为土重度； z 为土压力计算点的深度。

上述模型在一定程度上能够反映土压力与变形的关系，但对土压力与变形之间的关系均只考虑了部分影响因素，具有一定的局限性。这些模型的适用范围不同，宰金珉模型适用于墙体位移在 $\frac{S}{S_a}$ 在 $[-0.33, 0]$ ， $\frac{S}{S_p}$ 在 $[0, 0.11]$ 的支护结构土压力计算，且对墙后填料有特殊要求(如墙后填料为粗砂)的结构；张吾渝、徐日庆模型适用于 $\frac{S}{S_a}$ 在 $[-1, 0]$ ， $\frac{S}{S_p}$ 在 $[0, 0.86]$ 的支护结构土压力计算；陈页开模型适用于 $\frac{S}{S_a}$ 在 $[-1, 0]$ ， $\frac{S}{S_p}$ 在 $[0, 1]$ 的支护结构土压力计算，且可以考虑粘聚力 c 的影响；卢国胜模型主要适用于主动土压力的计算，而在被动区土压力计算时出现较大的偏差。