

# 基坑支护设计若干问题的研究与探讨

林伊方 徐志恒 沈汉桦

吴心忠

(浙江泛华工程监理有限公司)

(杭州市第二建筑工程公司)

**【摘要】** 本文对基坑支护设计中被动土压力的计算和取值、等值梁法内力计算、H·Blum法计算悬臂式板桩墙的内力和位移、加固被动区土体、土钉墙 m 法的手算方法等问题进行了评价,并对基坑支护设计电算失误问题进行了探讨。

90年代以来,随着我国高层建筑的兴建和地下空间的开发利用,基坑支护设计成为热门话题。随着建筑工程对基坑支护技术提出更高的要求,弹性地基梁基床系数法逐渐被应用到基坑支护中来。基坑支护设计是一门综合性很强的岩土工程课题,它涉及土力学中强度和稳定问题,还涉及到变形和土体与支护结构共同工作问题,其中侧向土压力的计算是一个十分复杂的问题,它不仅与土层的抗剪强度和土的其它性质有关,而且还与支护体的水平位移有关,不同刚度的支护结构和不同施工方法对侧向土压力的影响也截然不同。所有这些因素不可能也无法在计算中全部予以考虑。实践表明,一个合理可行的、既安全又经济的设计方案,应该因地制宜,熟悉和运用成功的经验,这些经验往往比理论计算方法和计算手段更为重要。本文对基坑支护设计中的几个问题进行探讨,以期对这个领域有所裨益。

## 1 支护结构侧向土压力的计算

支护结构的计算,首先是土压力的取值问题。土压力的分布和计算,目前国内普遍采用古典的朗肯土压力理论,并且假定支护结构是竖直的,土压力的作用方向水平,墙背光滑,不计土体对支护体的摩阻力。根据国内、外现场实测的挡土墙前、后土压力分布结果,朗肯土压力理论比其他古典的几种方法更接近实际,特别是主动土压力与实测值是很接近的,其准确度从工程实用意义上讲,已经足够了,而且其计算方法简捷、直观,易于为工程界所采用。

朗肯土压力理论用到支护结构计算上时。由于该理论的主动土压力和被动力土压力是建立在极限平衡状态概念的基础上,其中被动土压力是支护结构在外力作用下,发生向土体方向的位移达到被动极限状态时的土压力。据现有的研究表明,达

到被动土压力的位移一般为达到主动土压力位移的10~50倍。在实际工程中,由于支护结构常常不允许产生达到被动极限平衡状态时所需要的位移,实际的被动土压力一般均低于被动极限值。因此,在进行支护结构计算时,用朗肯土压力理论计算所得到的被动土压力是偏大的,使用时需要折减。折减系数的取值与被动区土体的土质和支护结构的型式密切相关,应根据被动区土体的土质和支护结构型式,以及对支护结构位移限制的程度,采用不同的折减系数。譬如对水泥土重力式挡墙,当被动区的土层为淤泥质粘土时,折减系数宜取0.5~0.6;当被动区土层为砂性土或被动区土体已经过水泥搅拌桩改良时,折减系数可取0.75~0.85。

对于被动土压力的计算,如考虑土体的弹性抗力作用,会更接近于实际。由于土的弹塑性性质,其抗力问题比较复杂,目前仍普遍按弹性地基的假定进行计算,通常采用文克勒假定的弹性地基上竖直梁的计算方法。根据文克勒假定,地基水平反力与支护墙水平位移成正比,即

$$P = K_x \cdot X$$

式中  $P$  ——计算点的被动土压力强度( $kPa$ );

$K_x$  ——计算点处土的侧向基床系数( $kN/m^3$ );

$X$  ——计算点处支护墙向土体方向的水平位移( $m$ )。

土的侧向基床系数  $K_x$  的分布和大小将直接影响内力和变位值,按各种计算理论所假定的  $K_x$  分布图式不同,其计算方法可分为“常数法”、“K”法、“C”法、“m”法,其中“常数法”获得地基反力最大,“K”法为最小,“m”法和“C”法适中,能适应较多的土质条件而获得与实测值较为接近的结果,故国

内主要采用的是假定土体为弹性变形介质,地基反力系数沿深度按线性增大的“m”法:

$$P = M \cdot Z \cdot X$$

式中  $P$ ——计算点被动土压力强度(kPa);

$M$ ——计算点处土的侧向基床比例系数(kN/m<sup>4</sup>);

$X$ ——计算点处支护墙向土体方向的水平位移(m);

$Z$ ——计算点在基坑底面以下的深度(m)。

## 2 关于等值梁法的计算

支护结构的内力分析,目前国内用得最多的是等值梁法。应用该法计算,首先需要知道正负弯矩转折点位置。由于该点与地下土压力强度等于零的位置十分接近,计算时用土压力等于零的位置来代替,并视为等值梁的一个铰支点。此法传力明确,方法简单,但只能计算支护桩的入土深度和内力,不能获得支护结构的变位,而且实践证明,用等值梁法计算所得的最大弯矩比实际的大得多,而支撑力则比实际要小。因此使用时常用一个经验弯矩折减系数来修正所得的  $M_{\max}$ ,这个修正系数一般为 0.6~0.8;对于支撑力则以 1.25~1.35 的经验系数予以修正。

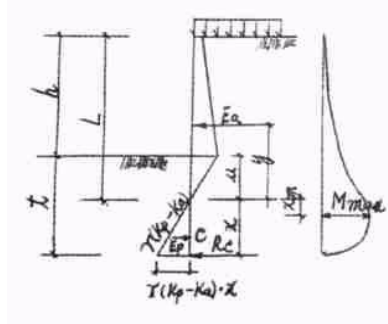
多层支撑板桩墙的等值梁法计算,目前采用的是假定各层支撑的支撑力在以后各阶段挖土时不变的原则进行计算。这个原则不仅使多跨连续梁的超静定结构简化为静定结构,而且也较接近于实际的工作情况。根据有关资料,国内有一些工程,曾用支座不沉陷的多跨连续梁进行计算,但实际测试结果与支座不沉陷的多跨连续梁计算值完全不同。实测数据表明,各点的弯矩在设置支撑前、后并没有明显变化,上层支撑力不因新支撑的设置而减少,不是全部转移到新设置的支撑上去。实际的情况是,多层支撑的支护结构,每一层支撑都是在开挖到一定深度后再设置的,在前一阶段挖土时,支护结构在土压力作用下已发生了变形和位移,特别是嵌入土中假想的支座点,位移更大。连续梁的中间支座发生沉陷时,梁的弯矩和支座反力将会发生变化,要准确地计算中间支座有沉陷的连续梁的弯矩和支座反力,必须将沉陷值计算出来,这对于板桩挡土墙来说,难度很大。实测数据表明,假定各层支撑力在以后各阶段挖土时不变的原则,是合理和较为接近实际的。

由于采用多层支撑,一般情况下,板桩墙不会

发生绕转,因此计算嵌入深度时,仅计取水平力平衡,而不另计对板桩底端的力矩平衡。

## 3 用 H.Blum 理论计算悬臂式板桩墙支护结构

悬臂式板桩墙支护结构的内力计算,目前多用 H.Blum 理论来求解。此理论假定坑底出现的被动土压力近似地发生在弯点下面,并在这部分阻力的中心处(C点)用一个反力  $R_c$  来代替,支护桩插入深度  $t_0$  用  $x$  来表示,它必须满足围绕 C 点使  $\sum H_c = 0$  的条件。由于土的阻力是向板桩方向逐渐增加,使用  $\sum H_c = 0$  的等式时会得到一个较小的插入深度, H.Blum 建议计算所得的  $x$  增加 20%,即插入深度  $t_0 = u + 1.2x$ 。为简化计算, H.Blum 提供了理论计算曲线图,避免了多次方程求解,为计算提供了方便。该法计算插入深度、最大弯矩  $M_{\max}$  和桩顶位移简述于下:



$$m = \frac{6 \cdot E_a}{B \cdot L^2}$$

$$n = \frac{6 \cdot E_a \cdot a}{B \cdot L^3}$$

$$a = h + u - y$$

$$B = r(K_p - K_a)$$

$h$ ——基坑开挖深度;

$u$ ——坑底至土压力为零点的距离;

$y$ ——主动土压力合力至土压力为零点的距离。

依据  $m$ 、 $n$ ,由 H.Blum 的理论计算曲线查得系数  $\xi$ :

$$x = \xi(h + u)$$

$$t = u + 1.2x$$

最大弯矩在剪力为零处:

$$X_m = \sqrt{\frac{p \cdot E_a}{B}}$$

$$M_{\max} = E_a(y + X_m) - \frac{B \cdot X_m^3}{6}$$

支护桩顶的变位计算,可按最大弯矩处视作嵌固端的悬臂梁计算。为简化起见,该段范围的土压力视作集中力  $E_a - E_p$ :

$$E_a = - E_p$$

$$a_a = Y + X_m$$

$$a_p = 1/3 X_m$$

$$L' = h + u + x_m$$

支护桩桩顶位移：

$$f = \frac{1}{EJ} \left| \frac{E_a}{6} \cdot a_a^2 \cdot (3 \cdot L' - a_a) - \frac{E_p}{6} \cdot a_p (3 \cdot L' (3 \cdot L' - a_p)) \right|$$

#### 4 关于 m 法的手算

随着建筑工程对支护结构设计提出更高的要求,近年来,弹性地基梁基床系数法逐渐应用到支护结构的内力分析中来。用该法计算时,作用于支护结构上的荷载,对于基坑面以上仍用朗肯理论的主动土压力分析;基坑面以下的被动土压力则以侧向弹性地基反力代替。由于考虑了土的弹性抗力作用,其结果比等值梁法更接近于实际,而且能获得支护结构的变位,这对周边环境复杂的基坑开挖工程来说,尤为重要。

用弹性地基梁基床系数法进行支护结构计算,目前国内普遍倾向于采用 m 法。该法手算国内尚不多见,《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 在考虑土的弹性抗力作用,并假定土体为弹性变形介质,其水平抗力系数随深度线性增加的前提下,给出了单位力作用于桩身在该处产生的变位的计算公式,以及确定对应系数的表格,为 m 法用手算提供了条件。

为给应用 m 法进行手算的同行提供方便,本文将内支撑结构的手算步骤简述于下：

##### (1) 参数的选取

$$\alpha = \sqrt{\frac{mb_0}{EJ}}$$

$\alpha$ ——桩的变形系数；

$m$ ——土的侧向基床比例系数( $\text{kN/m}^4$ ),当无单桩水平荷载试验资料时,可按《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 表 5.4.5 取值；

$b_0$ ——桩身的计算宽度(m)。

圆形桩 当直径  $\leq 1\text{m}$  时,  $b_0 = 0.9(1.5d + 0.5)$ ,  
当直径  $> 1\text{m}$  时,  $b_0 = 0.9(d + 0.5)$ ；

方形桩 当边长  $b \leq 1\text{m}$  时,  $b_0 = 1.5d + 0.5$ ,  
当边长  $b > 1\text{m}$  时,  $b_0 = d + 1$ 。

##### (2) 计算坑底处桩

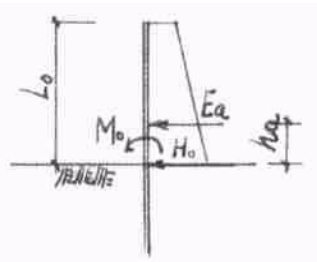
身的内力  $H_0$ 、 $M_0$

$$H_0 = E_a$$

$$M_0 = E_a \cdot h_a$$

##### (3) 计算单位力作

用于坑底处,桩身在该处的变位：

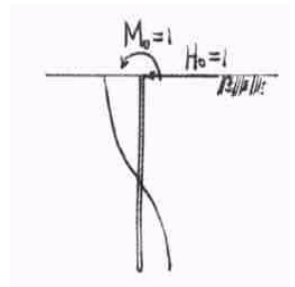


$$\delta_{HH} = \frac{A_f}{\alpha^3 EJ}$$

$$\delta_{MH} = \frac{B_f}{\alpha^2 EJ}$$

$$\delta_{HM} = \delta_{MH}$$

$$\delta_{MM} = \frac{C_f}{\alpha EJ}$$



$\delta_{HH}$ 、 $\delta_{MH}$ ——分别为单位水平力、单位弯矩作用于坑底处桩身在该处的变位；

$\delta_{HM}$ 、 $\delta_{MM}$ ——分别为单位水平力、单位弯矩作用于坑底处桩身在该处的转角；

$A_f$ 、 $B_f$ 、 $C_f$ ——无钢量系数,依据  $h = ay$  查《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 表 B-6( $a$  为变形系数,  $y$  为桩身计算截面深度)。

##### (4) 计算坑底处支护桩的变位

$$X_0 = H_0 \cdot \delta_{HH} + M_0 \cdot \delta_{MH}$$

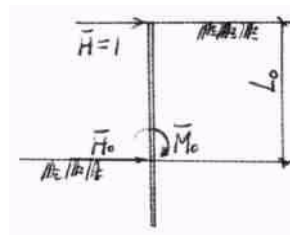
$$\Phi_0 = - (H_0 \cdot \delta_{HM} + M_0 \cdot \delta_{MM})$$

##### (5) 计算支护桩桩顶位移

$$\Delta = X_0 - \Phi_0 \cdot L_0 + \Delta_0$$

$\Delta_0$ ——坑底以上支护桩在坑底以上主动土压力作用下桩顶处位移,可近似按三角形荷载计算：

##### (6) 计算桩顶处作用单位水平力 $\bar{H}=1$ 时桩顶水平位移



##### ①坑底面处桩身变位

$$\bar{X}_0 = \bar{H}_0 \cdot \bar{\delta}_{HH} + \bar{M}_0 \cdot \bar{\delta}_{MH}$$

$$\bar{\Phi}_0 = - ( \bar{H}_0 \cdot \bar{\delta}_{HM} + \bar{M}_0 \cdot \bar{\delta}_{MM} )$$

其中  $\bar{H}_0 = \bar{H}$   $\bar{M}_0 = \bar{H} \cdot L_0$

##### ②桩顶水平位移

$$\bar{\Delta} = - ( \bar{X}_0 - \bar{\Phi}_0 \cdot L_0 + \bar{\Delta}_0 )$$

其中  $\bar{\Delta}_0 = \frac{L_0^3}{3 EJ}$

##### (7) 计算水平支撑力 $E_1$

设桩顶水平位移为零,则  $E_1 \cdot \bar{\Delta} + \Delta = 0$

$$\text{支撑力 } E_1 = - \frac{\Delta}{\bar{\Delta}}$$

##### (8) 计算支护桩最大弯矩 $M_{\max}$

按剪力为零条件进行计算:设定剪力为零点的位置为未知数,建立二元一次方程,求解该方程,可

得最大弯矩的位置,进而求得最大弯矩。

用上述计算结果与等值梁法计算结果进行比较,最大弯矩  $M_{\max}$  约为等值梁法计算所得的 80% 左右,这与实测资料是很接近的,说明考虑了土的弹性抗力作用后与实际是接近了。但此法计算时,桩长是事先假定的,其假定值需要设计人员根据实践经验予以判断,随意性很大。为克服这个不足之处,笔者建议先以等值梁法确定桩的入土深度,以此作为桩长,可使 m 法手算更趋于完善。其次是 m 值的取值问题,由于各种原因,尚难在现场通过水平静荷载试验取得,《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 表 5.4.5 给出的 m 值,因其统计方法采用数理统计中的数字特征法,各类土的 m 值的置信区间其可靠度按大于 95% 确定,从工程实用上而言已经足够。

## 5 关于加固被动区土体

不管支护结构为何种形式,为了保证其稳定性,减少支护结构的位移,除了设置稳固可靠的支撑体系外,坑底的稳定性是一个重要因素,也就是说需要有足够的被动土压力。对于软弱土层,加固被动区土体是改善支护结构受力状态,提高坑底土体稳定性的重要措施之一,它不仅能减少桩身内力,减少水平位移和地面沉降,而且能防止被动区土体的破坏,防止坑底隆起和管涌。工程实践表明,为达到上述众多目标,加固被动区土体常常比采取其它措施更为经济和有效。譬如水泥土重力式挡墙,当被动区土体土质较差时,为了获得足够大的被动土压力,水泥土挡墙插入坑底的深度往往较大,这时如对被动土体进行加固,可以减少插入坑底的深度,提高了防止坑底隆起和管涌的安全度,从而获得显著的经济效益。对于内支撑和悬臂式板桩墙的支护结构亦是如此。

被动区土体加固目前主要采用深层水泥搅拌法和压力注浆二种方法。由于深层水泥搅拌法的工艺成熟,适应性强,水泥土质量易于保证,从众多的工程实践效果来看,用深层水泥搅拌法更为有效和稳妥。此外,井点降水也不失为加固坑底土的一种有效措施。在井点降水有效范围内,土体得到固结,  $\phi$ 、 $c$  值均有明显增大和提高。

被动区土体加固后,被动土压力的计算通常采用两种方法,一种是加固后的被动区土体按复合地基土考虑,用复合后坑底土的  $\phi$ 、 $c$  值来计算被动土压力;另一种方法是被动区土体弹性抗力其地基反力系数沿深度按线性增大的 m 法。被动区土体的加

固范围从理论上讲应该为破裂面范围内的土体。实践经验表明,加固深度一般可取开挖深度的 0.5~0.6 倍,加固宽度宜取开挖深度的 0.6~0.7 倍。

## 6 关于土钉墙

土钉墙是近年来发展起来的用于基坑开挖和边坡稳定的一种新型挡土结构,它是以短而密的锚钉安设或打入基坑边壁土体内,将土体加固成能自稳的重力式的挡土结构,由被加固的土体、设置于土体中金属杆件和附着于坡面的混凝土面板组成。由于这种挡土结构适应性强、稳定性好、位移变形小、造价低廉、施工方便、施工工期短,当与井点降水相结合时,效果更好。近年来,在杭州地区的基坑开挖中得到迅速的发展,不仅在砂性土的基坑开挖中广泛应用,而且在填土和软弱土层中也成功应用。

土钉墙与喷锚网支护法在某些施工工艺上有相同之处,但是这两种方法无论在作用机理,还是设计方法与使用条件上均不相同。从工作原理看,锚杆以平衡不稳定体压力为主,而设置土钉旨在造就出一个新的稳定土体;从构造上讲,锚杆通常较长,其锚杆一般分为内锚固段,外锚固段,自由段即张拉段,土钉则不分;锚杆一般较长其锚固段一般位于滑移线以外的稳定土体内,土钉较短,一般为 3~10m,土钉的内端大都置于滑裂线以内或附近;锚杆设置间距相对较大,土钉则要密的多。

土钉墙的计算分内部稳定和外部稳定两部分。内部稳定计算中土钉受到的主动土压力,主要参照加筋土挡墙的设计原理,应用英国阿斯曼于 1977 年提出的计算加筋带拉力的能量公式:

$$T_i = \left[ \frac{6 K_a^{2.5} (H - h_i)}{L} \right]^{0.5} \cdot r \cdot h_i \cdot S_x \cdot S_y$$

$r$  ——土的重度,取各土层厚度的加权平均值;

$L_{\pm}$  ——土钉长度;

$K_a$  ——主动土压力系数;

$H$  ——边坡高度;

$h_i$  ——计算点与地面的距离;

$S_x$ 、 $S_y$  ——分别为土钉的水平 and 垂直间距;

$L$  ——重力式挡墙宽度,取  $L = 11/12 L_{\pm}$ 。

土钉抗拔力取值,近年来,杭州地区根据现场坑拔试验和工程实践,已积累了成熟的经验数据,当土钉直径为 10mm 时,砂性土的抗拔力一般取 15kN/m,填土的抗拔力一般取 10kN/m,外部稳定计算中,土钉加固后的稳定土体的宽度宜取土钉长度加权平均值的 2/3。

在填土和软弱土层中,或在土质较好,但由于周边环境约束,土钉的设计长度受到限制时,为增大土钉的抗拔力,除了调整土钉的水平和垂直距离外,还可考虑采用以下几方面措施:

(1)加大土钉的直径。适当加大土钉的直径是提高土钉抗拔力的一个途径,根据工程实践,当土钉直径加大至120mm时,在砂性土中抗拔力可提高至16kN/m,在填土中可提高至13kN/m。

(2)提高注浆压力。提高注浆压力可以增大锚固的体积,从而提高锚固体与洞周壁的粘接力 and 两者之间的摩阻力。杭州地区目前采用的注浆压力一般不小于0.4MPa,但当注浆压力提高至不小于0.8MPa后,土钉的抗拔力有明显的提高。

(3)进行二次注浆。如果仅一次注浆,由于注浆洞口上端是开启的,注浆压力不会太高,锚固体与洞壁的土体的粘结力和两者之间的摩阻力均较低。二次注浆可以提高锚固体与土体间的摩阻力,使土体对锚固体的压应力的最大值达到该深处的土自重应力。当一次注入的水泥砂浆即将初凝时,再用水泥浆压力注入,由于第一次水泥砂浆封盖,二次注浆的压力可以控制到较大值,使水泥浆渗入土体中,并使土体对锚固体的压力达到土体在该处的自重值。一次注浆压力应不小于0.4MPa,二次注浆压力可增大至不小于0.8~1.2MPa。

近年来,上海地区在应用土钉墙技术过程中,积累了不少有益的经验,逐步总结出一种经过改良的复合土钉墙技术。这种复合土钉墙在被加固的土体内,除了设置短而密的土钉外,还在基坑的临空面设置有适当宽度并插入坑底一定深度的水泥搅拌桩。由于设置了水泥搅拌桩,防止了坑底的隆起和管涌,并建立了一道止水帷幕,形成封闭的防水系统;其次,形成了自立高度,防止开挖期间坡面发生弯折坍塌。土钉墙的作业是从上往下逐步完成的,因而在基坑边坡开挖阶段的稳定性十分重要,它往往比建成后的土钉墙处于更危险的状态,设置水泥搅拌桩可以大大缓解这种危险状态。水泥搅拌桩的宽度对加固土体稳定性的影响,据有关程序的计算资料表明,搅拌桩的宽度有一个最优值,盲目增加宽度会造成不必要的浪费。

复合土钉墙是基坑支护设计的一种新技术,对于在类似软弱土层中进行支护设计有重要的借鉴作用。

## 7 关于基坑支护设计的电算问题

笔者曾于1999年10月为浙江世界贸易中心

二期工程承担地下室基坑支护方案的设计工作。根据世贸二期工程地下室的开挖深度、场地工程地质条件和周边环境,综合考虑安全、经济和施工方便等因素,笔者采用桁架式角撑和对撑相结合的一道内支撑板桩墙支护结构,在7.85m和9.85m二个开挖深度分别采用700mm和900mm钻孔灌注桩排桩。由于坑底支护结构涉及的土层均为软土,故同时在坑底施打水泥搅拌土加固短桩,对被动区土体进行改良。

为使计算更臻于精确和完善,期间曾委托某高校用SUP超级电脑对笔者的计算书进行电算复核。但电算的结果却大大出人意料之外,开挖深度9.85m支护桩电算的最大弯矩 $M_{max}$ 达1319.8kN·m,如按这个电算弯矩进行配筋计算,900mm钻孔灌注桩需要配置的钢筋数量之大,已达到无法排列的程度。笔者的计算书中用等值梁法手算所得的最大弯矩为562.67kN·m,这个最大弯矩值由于应用等值梁法计算,已是偏大,实际的最大弯矩还要小些。显然,电算的最大弯矩1319.8kN·m是错误的。其次,内支撑轴力分析电算也明显出现失误,不该出现拉力的地方,电算结果却出现拉力值。

电算作为有限元现代分析方法和计算机工具应用的体现,无疑比手算更具有先进性,从理论上讲,可以解决人工计算难以完成的计算工作和计算难题。但是岩土工程是十分复杂的课题,岩土本身又是一种很复杂的材料,边界条件的复杂性,计算参数的不确定性等等,即使用有限元法计算,其计算结果往往也并不理想,而且计算机运算时所使用的程序也有它的局限性,特别是当设计人员电算操作失误时,计算结果与实际更是相差甚远。由于电算是应用设计程序由计算机进行运算完成的,这种与计算理论、计算依据和计算方法完全隔离的状态下的操作性计算,使得在计算结果出现不合理甚至错误时,往往难以作出应有的判断。而手算则不同,它在计算过程中有明确的计算理论、计算依据,以及直观的计算方法和步骤,易于检查,易于发现错误。鉴于岩土工程的复杂性,盲目的过于信赖电算结果,不作任何进一步的分析,恐怕会导致不必要的浪费,甚至出现重大失误,对此应有足够的认识和重视。如何避免电算的失误,以及发生失误时能够作出相应的、正确的判断,是一项不容轻视的课题,这方面的研究工作有待进一步加强。