

排桩冻结法深基坑围护结构内力与变形动态分析

冯建伟 袁宝远 朱旭芬

(河海大学土木工程学院 江苏 南京 210098)

摘要 在分析冻胀力产生机理的基础上,对传统的弹性地基梁法进行改进,提出了排桩冻结法深基坑围护结构内力与变形动态分析的弹性地基梁有限元计算方法.结合润扬长江公路大桥南汉南锚碇基础工程实例,分析了基坑开挖过程中围护结构体系的内力及变形变化过程.计算结果与实测值基本吻合,精度较高,表明这种方法可行.

关键词 排桩冻结法 深基坑 围护结构 水平冻胀力 基床系数

中图分类号 :TU47 **文献标识码** :A **文章编号** :1006-7647(2004)07-0039-03

基坑工程是基础和地下工程中一个传统的课题,同时又是一个综合的岩土工程难题,具有工程量大、技术难度高、不可预见的因素等特点,其安全可靠不仅影响工程本身,而且往往会影响到周边环境.传统的基坑支护计算方法主要有等值梁法、太沙基法、山肩邦法、弹性梁法、弹塑性法等.随着计算机技术的发展,有限元法被引入支护计算中,其中弹性地基梁法被广泛地应用着.弹性地基梁法建立在土的线弹性本构关系之上,计算时可以有效地计入开挖过程中的各种因素,如开挖两侧水土压力的变化、支撑随开挖的架设、支撑架设前挡土结构的位移以及架设后的支撑轴力也会随后续开挖过程而逐渐得到调整.考虑的荷载为主动侧的土、水压力和冻结过程产生的冻胀力.本文结合润扬大桥南锚碇基础工程,在传统的弹性地基梁法基础上进行改进,对压顶梁和支护围檩进行处理,提出冻结围护排桩内力和变形的动态计算方法.

1 围护结构动态计算方法

1.1 基本假设

围护结构计算简图如图 1 取单位宽度进行计算.

1.2 作用于围护排桩上的土压力

1.2.1 冻胀力

通常,水相变成冰体积膨胀约 9%.当土层中含水量小于起始冻胀含水量时,水相变成冰的体积膨胀主要用于填充土孔隙,尚不能使土体体积增大,也即在宏观上不表现为冻胀.但当土层中含水量大于起始冻胀含水量,尤其是有外界水源补给时,原驻水

及迁移水结冰,其结果必然引起土体膨胀^[1,2].

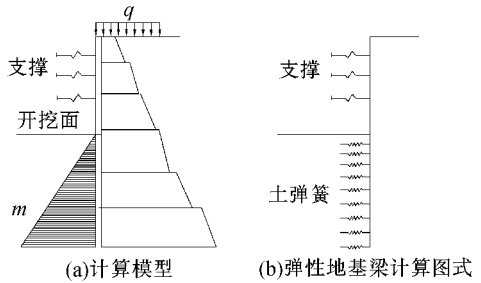


图 1 围护结构计算简图

如果土体冻结膨胀受到结构物的约束,被约束土体就要对结构物产生力的作用,这称之为冻胀力.通常将沿桩周表面上作用的冻胀力称为切向冻胀力,而将作用于桩周且垂直于表面的冻胀力称为水平冻胀力.冻胀力的大小除与土体的冻胀性有关外,还与结构物对冻胀的约束程度有关.由此可见,冻胀和约束是产生冻胀力的两个必要条件.

关于天然冻土地区水平冻胀力问题,国内外学者都进行了大量的研究.文献 3 在内蒙古河套灌区的永济冻土试验场进行了大量的现场实测工作,得到水平冻胀力(F)与冻胀量(h)的回归关系式如下:

$$F = 0.6706h^{0.0546} \tag{1}$$

文献 4 指出,黏性土的平均冻胀力(F)与深度(H)的关系式为

$$F = 1.74(1 - e^{-0.02H}) \tag{2}$$

在有冻胀力实测资料时,也可采用冻结后基坑开挖前期的冻胀力实测值的回归曲线来进行后期的排桩内力与变形分析.

作者简介 冯建伟(1979—),男,江苏江阴人,硕士研究生,从事岩土工程和结构工程监测研究工作.

1.2.2 主动土压力

在土与排桩相互作用过程中,主动土压力采用 Rankine 土压力公式计算,公式为

$$p_i = \left(q + \sum \rho_i g h_i \right) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_i}{2} \right) - 2 c_i \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi_i}{2} \right) \quad (3)$$

式中: p_i 为主动土压力; q 为地面超载; ρ_i 为各层土的密度; g 为重力加速度; h_i 为土层深度; φ_i 为各层土的内摩擦角; c_i 为各层土的黏聚力。

1.2.3 土抗力

将土体视为直线变形体,假定深度 z 处的土抗力 p_x 等于该点的水平位移 x 与水平基床系数 k_z 的乘积,即

$$p_x = - k_z x \quad (4)$$

式中: $k_z = mh$; h 为土层深度, m 为地基基床比例系数。对于土体的弹簧刚度,可用下式求得:

$$K_i = \frac{b_0 k_i}{6} h_{i-1} + \frac{b_0 k_i}{3} (h_{i-1} + h_i) + \frac{b_0 k_{i+1}}{6} h_i \quad (5)$$

式中: b_0 为桩的计算宽度。若某一点的土抗力大于土体的被动土压力,可令该处的 $K_i = 0$,用土体的被动土压力来代替。

1.3 围护排桩内力与变形计算原理

1.3.1 弹性地基梁的基本原理

假设开挖面以上部分采用常规梁单元,开挖面以下部分采用 Winkler 弹性地基梁单元,支撑或锚杆为弹性支撑单元。作用于梁单元上的荷载有土水压力和冻胀力等。按弹性地基梁有限元法的计算原理^[5],取常规梁单元刚度为

$$K^e = \frac{EI}{l^3} \begin{vmatrix} 12 & 6l & -12 & 6l \\ 6l & 4l^2 & -6l & 2l^2 \\ -12 & -6l & 12 & -6l \\ 6l & 2l^2 & -6l & 4l^2 \end{vmatrix}$$

式中: E 为梁单元的材料弹性模量; I 为梁截面的惯性矩; l 为梁单元长度。弹性地基梁单元刚度矩阵可取为

$$K^d = \frac{2EI}{l^3} \begin{vmatrix} 1 & & & & & \\ 0 & r_1 & & & & \text{对} \\ 0 & l\beta_1 & l^2\alpha_1 & & & \text{称} \\ 0 & 0 & 0 & l & & \\ 0 & -r_2 & -l\beta_2 & 0 & r_1 & \\ 0 & l\beta_2 & l^2\alpha_2 & 0 & -l\beta_1 & l^2\alpha_1 \end{vmatrix}$$

其中

$$\alpha_1 = \frac{\text{ch}\lambda l \text{sh}\lambda l - \cos\lambda l \sin\lambda l}{\text{sh}^2\lambda l - \sin^2\lambda l} \lambda l$$

$$\alpha_2 = \frac{\text{ch}\lambda l \sin\lambda l - \cos\lambda l \text{sh}\lambda l}{\text{sh}^2\lambda l - \sin^2\lambda l} \lambda l$$

$$\beta_1 = \frac{\text{ch}^2\lambda l - \cos^2\lambda l}{\text{sh}^2\lambda l - \sin^2\lambda l} (\lambda l)^2$$

$$\beta_2 = \frac{2\text{sh}\lambda l \sin\lambda l}{\text{sh}^2\lambda l - \sin^2\lambda l} (\lambda l)$$

$$r_1 = \lambda \alpha_1 \beta_1 - \alpha_2 \beta_2$$

$$r_2 = \lambda \alpha_1 \beta_2 - \alpha_2 \beta_1$$

式中: λ 为梁的弹性特征; $\lambda = \sqrt[4]{\frac{kB}{4EI}}$; B 为梁单元计算宽度; k 为土的水平基床系数。其他符号意义同前。

1.3.2 支撑、压顶梁或围檩的处理

基坑内有混凝土支撑,在计算中将其简化为相应位置上的弹簧,其弹性系数为

$$K^{zc} = \frac{EA}{LR}$$

式中: E 为支撑的材料弹性模量; A 为截面面积; L 为支撑计算长度; R 为支撑间距。

在排桩土结构中,为了加强排桩的整体性,通常在桩顶部浇筑压顶梁,在支撑部浇筑围檩,共同抵抗水平土压力。因而在分析计算排桩的内力与变形时,应考虑压顶梁(围檩)的支承效应,这种支承效应也可用弹簧来模拟,其弹性系数为

$$K^{WL} = \frac{24EI}{x^2(L-x)^2}$$

式中: E 和 I 分别为压顶梁(围檩)的弹性模量和截面惯性矩; L 为压顶梁(围檩)长度; x 为压顶梁(围檩)上计算点到端点的距离。

1.3.3 排桩内力与变形计算

根据静力平衡条件,作用在结构结点的外荷载必须与结构内荷载相平衡。如果外荷载给定,则可以求得未知的结构结点位移,用下式表示平衡方程:

$$K\delta = R \quad (6)$$

式中: K 为总刚度矩阵, $K = K^e + K^d$, K^e 和 K^d 分别为相应工况对应的刚度矩阵; δ 为位移矩阵; R 为外荷载的等效结点荷载矩阵。

考虑支撑(压顶梁、围檩)约束时,应对 K 进行修正。在它们作用于梁单元节点相应位置上,加入它们的弹性系数。若支撑(压顶梁、围檩)作用于梁单元的 i 节点上,则叠加的位置为 $(2i-1, 2i-1)$ 。

单元结点力与结点位移之间的关系^[6]为

$$F^e = K^e \delta^e \quad (7)$$

支撑轴力与结点位移之间的关系为

$$F^{zc} = K^{zc} \delta^{zc} \quad (8)$$

事实上,支撑在架设之前,该点处的挡土结构已经发生了很大的变形,而支撑在架设后的变形量是很小的,即挡土结构的位移多在支撑架设之前已经发生并影响挡土结构的内力,所以必须修正公式(6)。

2 工程实例

润扬长江公路大桥南汉南锚碇位于镇江市润州

区蒋桥镇五摆渡村大伍西组南侧,锚碇中心距江边大堤 540m,地处下扬子板块前陆褶皱冲断区宁镇冲断带,锚区地面高程 +3.0m(黄海高程系统,以下同),第四系覆盖层主要以软塑淤泥质亚黏土、亚黏土与粉砂互层为主,底层为 3~5m 的粉细砂,总厚 27.80~29.40m。基岩的岩性为二长风化花岗岩,标高在 -24.80~-26.40m 之间,土体的物理力学参数见表 1。基础平面外包尺寸为 70.5m×52.5m,四周为钻孔灌注桩,嵌入基岩约 6m,共有排桩 140 根,桩径 1.5m,桩长 35m,分布在基坑四周。压顶梁截面尺寸为 1.2m×1.5m,共设有 6 道钢筋混凝土内支撑。

表 1 土体的物理力学参数					
土层编号	土层名称	厚度/ m	容重/ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	内摩擦 角/($^{\circ}$)	黏聚力 c / kPa
1	亚黏土	2.0	18.1	15	15.0
2	淤泥质亚黏土	10.0	18.6	27	16.3
3	亚黏土与粉砂互层	13.5	19.8	13	13.0
4	粉细砂	3.5	20.0	20	21.8
5	二长花岗岩风化岩	6.0	24.0	17	22.3

土体的 m 值取 $2\,000\text{ kN}/\text{m}^4$,混凝土材料采用 C30 地面超载 $q=30\text{ kPa}$ 。根据深基坑开挖前期大量的现场实测资料,对水平冻胀力进行回归,得到水平冻胀力与基坑深度的回归关系见图 2。根据基坑开挖和支护的施工步骤,计算共考虑 7 种工况,开挖至第 1 道支撑底标高为第 1 工况,完成第 1 道支撑后开挖至第 2 道支撑底标高为第 2 工况,完成第 2 道支撑后开挖至第 3 道支撑底标高为第 3 工况,依此类推,完成第 6 道支撑后开挖至基坑底标高为第 7 工况。计算点为基坑西侧中央的排桩。支撑轴力计算结果见表 2,桩身水平位移计算值与实测值对比见图 3。

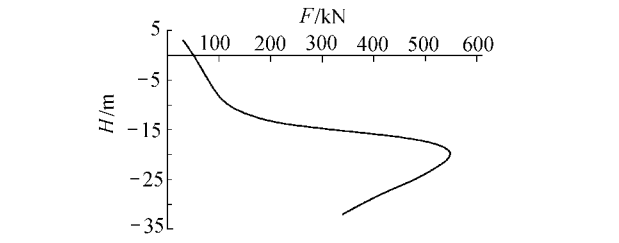


图 2 水平冻胀力随高程变化曲线
表 2 支撑轴力实测值与计算值对比

工况	第 1 道支撑		第 3 道支撑		第 5 道支撑	
	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值
2	2534.18	2217.84				
3	7492.73	7854.32				
4	8456.36	8387.45	2204.33	2121.84		
5	9438.75	9645.37	2297.35	2139.92		
6	8160.59	8537.86	2558.15	2697.23	1124.29	1178.51
7	8265.99	8427.41	2050.55	2152.19	1301.39	1338.95

3 结 论

a. 由表 2 和图 3 可以看出,考虑空间效应及工

况的连续性质计算结果较符合工程实际。

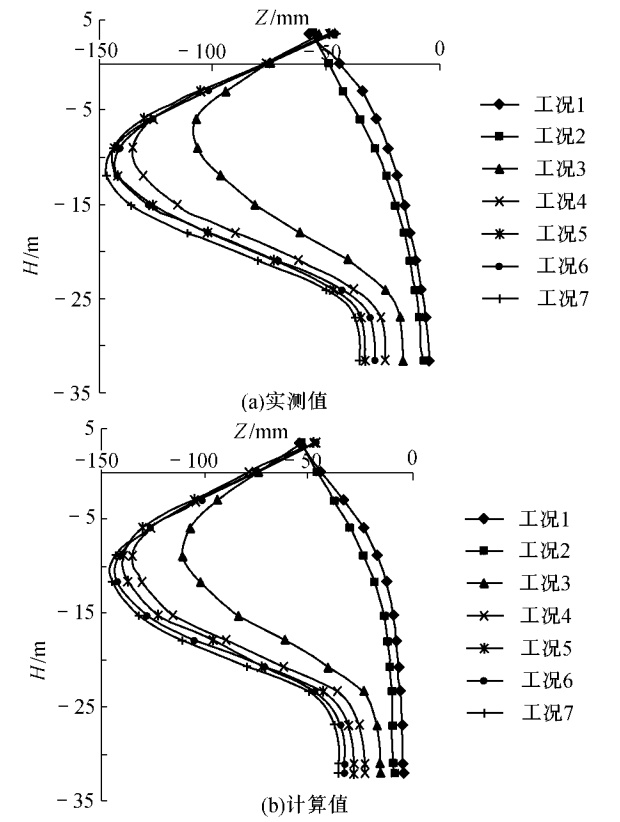


图 3 桩身水平位移实测值与计算值对比

b. 在每道支撑架设前围护结构已发生了变形,不考虑开挖过程的计算就是忽略了这些初始变形(即支撑在一开始就参与了共同工作),这是不符合实际工程情况的。支撑数越多,不考虑开挖过程计算结果的误差就越大。因此,对于支撑开挖的挡土结构,应尽可能采用考虑开挖过程的方法进行计算。

c. 支撑、压顶梁和围檩的弹性系数 K 以及土体的 m 值的合理取值应进一步研究。

参考文献:

[1] 姚直书,程桦.锚碇深基坑排桩冻土墙围护结构的冻胀力研究[J].岩石力学与工程学报,2004,23(9):1521~1524.
[2] 崔托维奇 H A.冻土力学[M].张长庆,朱元林译.北京:科学出版社,1985.108~151.
[3] 周德源.内蒙古河套灌区季节冻土冻胀规律[J].冰川冻土,1993,15(2):266~270.
[4] 龚晓南.深基坑工程设计施工手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1998.
[5] 陈忠汉,黄书秩,程丽萍.深基坑工程[M].北京:机械工业出版社,1999.
[6] 朱伯芳.有限单元法原理与应用[M].北京:中国水利水电出版社,1998.

(收稿日期 2004-07-26 编辑 高建群)