

抗拔桩荷载传递特性的积分方程解法及参数分析

梁发云^{1,2}, 宋 著^{1,2}, 陈海兵^{1,2}

(1. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 针对抗拔桩的受力特点,在弹性虚拟桩模型应变协调的基础上,引入桩端受力为零的假定条件,形成第二类Fredholm积分方程组,采用最小二乘法进行求解.通过编制程序求解基本方程,得到桩身轴力、桩侧剪力和桩身位移等分布特性,与相关文献的对比表明了该解法的正确性.重点分析了影响抗拔桩荷载传递特性的主要因素,如桩身刚度、桩长细比和地基土泊松比等参数.计算结果表明,桩身刚度和桩长细比对抗拔桩荷载传递特性具有显著的影响.该解法在理论上较为严密,具有工程应用价值.

关键词: 抗拔单桩; 虚拟桩模型; 积分方程; 最小二乘法; 参数分析

中图分类号: TU 471

文献标志码: A

Analysis for Load Transfer Behaviors of Uplift Single Pile with an Integral Equation Method and Parameter Studies

LIANG Fayun^{1,2}, SONG Zhu^{1,2}, CHEN Haibing^{1,2}

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: According to the working behavior of tension piles, the loads carried by the pile tip are assumed to be zero. A Fredholm integral equation of the second kind for single tensile pile in elastic half space is deduced based on the fictitious pile model. By solving the nonlinear equations with the least square method, the axial forces, shear forces and displacement along the pile shaft are obtained. Compared with the available literatures, the reasonable of the present method is validated. The main factors, such as the pile stiffness, the length-to-diameter ratio and the Poisson's ratio, are investigated to analyze the load transfer behaviors of the tension pile. The results show that the pile stiffness and the length-to-diameter ratio have obvious influence on the load

transfer characters of the uplift pile. Some valuable conclusions can be drawn for the theoretical analysis and engineering practices.

Key words: uplift single pile; fictitious pile model; integral equation method; least square method; parameter analysis

抗拔桩在地下建筑物抗浮^[1]、码头以及承受较大弯矩作用的高耸结构物的建设^[2]中发挥着重要的作用.与传统的抗压桩不同,抗拔桩的桩端荷载较小甚至忽略不计^[3],其荷载传递特性与受压桩有着明显的不同^[4-5].有学者通过室内模型试验^[6-7]或现场荷载试验^[8-9]等手段来研究抗拔桩的承载特性.在理论分析方面主要有荷载传递法和弹性理论法等,Reddy等^[10]和孙晓立等^[11]将受压桩的分析方法应用至抗拔桩中,求解时通常需要假定桩顶的初始位移.Misra等^[12]则采用理想弹塑性模型描述抗拔桩的桩土相互作用,得到了桩身荷载一位移求解方程,在分析中假定桩侧土为离散的弹簧模型,忽略了桩土的空间作用效应.

现场实测和试验研究表明,弹性分析在大多数方面能反映桩基础在工作荷载下的性状^[13],其中最具有代表性的是Poulos提出的弹性理论法^[14].但是Poulos方法没有考虑桩土分离后桩位置留下的孔洞,在理论上不够严密.Muki和Stenberg^[15]基于虚拟桩模型提出了弹性杆件轴向抗拔的积分方程解法(以下简称Muki方法),该方法较Poulos的弹性理论法^[14]更为严密.需要指出的是,Muki方法中基于桩土变形协调条件建立控制方程,桩端允许轴向荷载的存在,这对于桩的抗压承载特性分析是合适的,但不能直接应用于抗拔桩的分析.本文对此进行改进,引入抗拔桩桩端轴力为零的边界条件,结合Muki方法中的桩土变形协调条件,建立抗拔桩求解

收稿日期: 2012-05-25

基金项目: 国家自然科学基金(41172246);中央高校基本科研业务费专项资金

第一作者: 梁发云(1976—),男,教授,博士生导师,工学博士,主要研究方向为桩基础、地基处理、深基坑工程等.

E-mail: fyliang@tongji.edu.cn

的第二类 Fredholm 积分方程组. 由于引入了桩端轴力为零的边界条件, 需要求解的方程数比待求未知数多 1 个, 属于矛盾线性方程组. 对于此类矛盾线性方程组, 文献[16]给出了多种求解方法, 其中比较常用的是最小二乘问题的广义逆法, 刘岸军等^[17]曾利用最小二乘法求解土层锚杆和挡土桩共同作用问题. 本文利用该方法求解此类积分方程组, 可得到抗拔桩的桩身轴力、桩侧剪力和桩身位移等主要特性, 研究抗拔桩在弹性阶段的荷载传递特性.

1 抗拔桩的积分方程解法

1.1 桩土计算模型

建立受轴向拉力 N_0 作用的单桩 3 维空间坐标

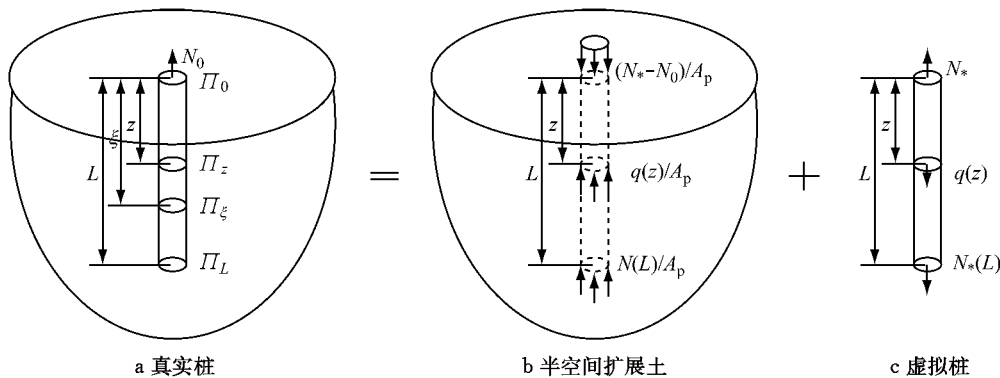


图1 弹性半空间中轴向受荷单桩

Fig.1 Single pile subjected to axial pullout load in elastic half-space

1.1.1 虚拟桩

虚拟桩在桩顶处受到虚拟拉力作用发生变形, 同时假定任一截面应力均匀分布, 即将虚拟桩视为弹性模量为 E_{p*} 的 1 维弹性介质. 根据土力学的习惯, 定义材料受压为正. 桩身的应力—应变关系平衡方程以及应变—位移关系式如下:

$$\epsilon_*(z) = \frac{-N_*(z)}{E_{p*} A_p}, \quad 0 \leq z \leq L \quad (2)$$

$$q(z) = \frac{dN_*(z)}{dz}, \quad 0 < z < L \quad (3)$$

$$\epsilon_*(z) = \frac{dw_*(z)}{dz}, \quad 0 < z < L \quad (4)$$

式中, $\epsilon_*(z)$, $N_*(z)$ 和 $w_*(z)$ 分别为虚拟桩 z 处的轴向应变、轴力和竖向位移.

1.1.2 弹性半空间扩展土

作用在半空间扩展土上的力包括: ①轴向荷载的合力 $N_* - N_0$, 方向向下; ②虚拟桩的桩端反作用力 $N_*(L)$, 方向向上; ③沿桩身单位长度的桩土间相互作用反力 $q(z)$, 在作用截面上均匀分布, 方向向

系, 如图 1a 所示. 桩的长度为 L , 直径为 d , 桩在地面以下深度 $0, z, \xi, L$ 处的截面区域分别用 $\Pi_0, \Pi_z, \Pi_\xi, \Pi_L$ 表示, 截面面积为 A_p , 桩身弹性模量为 E_p . 地基土的弹性模量和泊松比分别为 E_s 和 ν_s . 根据 Muki 方法, 图 1a 的真实桩可分解为图 1b 的半空间扩展土和图 1c 的虚拟桩. 其中, 虚拟桩的弹性模量为

$$E_{p*} = E_p - E_s \quad (1)$$

式中, E_{p*} 为虚拟桩的弹性模量.

假定虚拟桩的桩顶受到 N_* 的轴向拉力, 在扩展土的桩顶截面区域内则受到 $N_* - N_0$ 的轴向压力, 两者合力为轴向拉力 N_0 . 虚拟桩在桩身 z 处受到的桩土相互作用力为 $q(z)$, 桩端处受到 $N_*(L)/A_p$ 的分布力作用, 半空间扩展土在桩的相应位置处受到大小相等、方向相反的平衡力作用.

上, 图 1b 中以均布荷载表示.

半空间扩展土在虚拟桩截面 Π_z 轴线相应位置处的竖向应变 $\epsilon_s(z)$ 表示为

$$\epsilon_s(z) = [N_* - N_0] \hat{\epsilon}_s(z, 0) - N_*(L) \hat{\epsilon}_s(z, L) - \int_0^L q(\xi) \hat{\epsilon}_s(z, \xi) d\xi, \quad 0 \leq z \leq L \quad (5)$$

式中, $\hat{\epsilon}_s(z, \xi)$ 为截面 Π_ξ 上受合力大小为 1 的均布荷载作用下引起半空间扩展土在截面 Π_z 轴线处的竖向应变.

根据虚拟桩与扩展土的作用力与反作用力大小相等、方向相反的关系, 将 $q(z) = -\frac{dN_*(z)}{dz}$ 代入式 (5), 可得

$$\epsilon_s(z) = [N_* - N_0] \hat{\epsilon}_s(z, 0) - N_*(L) \hat{\epsilon}_s(z, L) + \int_0^L \frac{\partial N_*(\xi)}{\partial \xi} \hat{\epsilon}_s(z, \xi) d\xi, \quad 0 \leq z \leq L \quad (6)$$

考虑 $\hat{\epsilon}_s(z, \xi)$ 在 $\xi = z$ 处有间断性, 对式 (6) 中的 $\int_0^L \frac{\partial N_*(\xi)}{\partial \xi} \hat{\epsilon}_s(z, \xi) d\xi$ 项进行分部积分后得

$$\epsilon_s(z) = -N_0 \hat{\epsilon}_s(z, 0) - \int_0^L \frac{\partial \hat{\epsilon}_s(z, \xi)}{\partial \xi} N_*(\xi) d\xi + [\hat{\epsilon}_s(z, z^-) - \hat{\epsilon}_s(z, z^+)] N_*(z) \quad (7)$$

式中, $\hat{\epsilon}_s(z, z^-)$ 和 $\hat{\epsilon}_s(z, z^+)$ 分别为单位荷载作用面从上侧和下侧趋近平面 Π_z 所引起圆心竖向应变。

半空间扩展土在虚拟桩截面 Π_z 处的轴力 $N_s(z)$, 根据定义可表示为

$$N_s(z) = [N_* - N_0] \hat{f}(z, 0) - N_*(L) \hat{f}(z, L) - \int_0^L q(\xi) \hat{f}(z, \xi) d\xi \quad (8)$$

式中, $\hat{f}(z, \xi)$ 为截面 Π_z 上受合力大小为单位的均布荷载作用下引起弹性半空间扩展土在 Π_z 截面轴线处的竖向应力合力。

考虑到 $\hat{f}(z, \xi)$ 在 $\xi=z$ 处的间断性, 采用分部积分将式(8)的 $\int_0^L q(\xi) \hat{f}(z, \xi) d\xi$ 项化简为

$$N_s(z) = -N_0 \hat{f}(z, 0) - \int_0^L N_*(\xi) \frac{\partial \hat{f}(z, \xi)}{\partial \xi} d\xi - N_*(z) [\hat{f}(z, z^+) - \hat{f}(z, z^-)] \quad (9)$$

式中, $\hat{f}(z, z^-)$ 和 $\hat{f}(z, z^+)$ 分别为单位荷载作用面从上侧和下侧趋近平面 Π_z 所引起竖向应力合力。

真实桩轴力 $N(z)$ 为 Π_z 截面处虚拟桩轴力 $N_*(z)$ 与扩展土轴力 $N_s(z)$ 两者之和, 并注意到两者正方向定义不同, 保持应变以受压为正的一致性, 则可得

$$N(z) = N_s(z) - N_*(z) \quad (10)$$

将式(9)代入式(10), 可得

$$N(z) = -N_0 \hat{f}(z, 0) - \int_0^L N_*(\xi) \frac{\partial \hat{f}(z, \xi)}{\partial \xi} d\xi \quad (11)$$

1.2 控制方程

按 Muki 理论, 首先桩身各点与扩展土相应各点在受力前后保持竖向应变协调关系。同时, 考虑到抗拔桩的实际受力特性^[3, 18-19], 再假定桩端处真实桩的合力为零。

桩土应变协调的假定可表达为

$$\epsilon_s(z) = \epsilon_{p*}(z), \quad 0 \leq z < L \quad (12)$$

将式(2)和式(7)代入式(12)后整理, 并注意应统一调整符号满足以压为正的要求, 可得

$$N_0 \hat{\epsilon}_s(z, 0) = \frac{N_*(z)}{E_{*p} A_p} - \int_0^L \frac{\partial \hat{\epsilon}_s(z, \xi)}{\partial \xi} N_*(\xi) d\xi + [\hat{\epsilon}_s(z, z^-) - \hat{\epsilon}_s(z, z^+)] N_*(z) \quad (13)$$

式(13)为具有弱奇异性的第二类 Fredholm 积分方程, 待求未知数是虚拟桩轴力 $N_*(z)$ 。

为满足抗拔桩的桩端受力为零的边界条件, 在

求解虚拟桩轴力 $N_*(z)$ 的过程中引入 $N(L)=0$ 这一桩端边界受力假定, 由式(11)可得

$$-N_0 \hat{f}(L, 0) = \int_0^L N_*(\xi) \frac{\partial \hat{f}(L, \xi)}{\partial \xi} d\xi \quad (14)$$

对上述方程在积分区间 $(0 \leq z \leq L)$ 内分段离散为 n 段进行求解, 共有 $n+1$ 个节点虚拟轴力待求解。根据应变协调积分方程可列出 $n+1$ 个方程, 即 $i=1, \dots, n+1$

$$N_0 \hat{\epsilon}_s(z_i, 0) = \frac{N_*(z_i)}{E_{*p} A_p} - \int_0^L \frac{\partial \hat{\epsilon}_s(z_i, \xi)}{\partial \xi} N_*(\xi) d\xi + [\hat{\epsilon}_s(z_i, z_i^-) - \hat{\epsilon}_s(z_i, z_i^+)] N_*(z_i) \quad (15)$$

以及由桩端受力为零决定的边界条件

$$-N_0 \hat{f}(z_{n+1}, 0) = \int_0^L N_*(\xi) \frac{\partial \hat{f}(z_{n+1}, \xi)}{\partial \xi} d\xi \quad (16)$$

1.3 桩身轴力、桩侧剪力和位移的解答

由于引入了端部受力为零的边界条件, 由式(15)和(16)组成的方程组

$$\mathbf{A}\mathbf{X} = \mathbf{B} \quad (17)$$

式中: \mathbf{X} 为 $n+1$ 个节点处的虚拟桩轴力未知数 $(N_*(z_i), i=1, \dots, n+1)$; \mathbf{A} 为 $(n+2) \times (n+1)$ 阶矩阵, 为虚拟桩轴力未知数 $N_*(z_i)$ 前的系数; \mathbf{B} 为式(15)和(16)等式左边的数值, 即

$$\mathbf{B} = [N_0 \hat{\epsilon}_s(z_1, 0), N_0 \hat{\epsilon}_s(z_2, 0), \dots, N_0 \hat{\epsilon}_s(z_{n+1}, 0), -N_0 \hat{f}(z_{n+1}, 0)]^T$$

利用奇异值分解, 矩阵 \mathbf{A} 存在一个 $(n+2) \times (n+2)$ 阶的列正交矩阵 \mathbf{U} 和 $(n+1) \times (n+1)$ 阶的列正交矩阵 \mathbf{V} , 使

$$\mathbf{A} = \mathbf{U} \begin{bmatrix} \mathbf{\Sigma} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \mathbf{V}^T \quad (18)$$

成立。 $\mathbf{\Sigma} = \text{diag}(k_1, k_2, \dots, k_r)$ ($r \leq n+1$) 且 $k_1 \geq k_2 \geq \dots \geq k_r > 0, k_i (i=1, 2, \dots, r)$ 为 \mathbf{A} 的奇异值。

设 \mathbf{U}_1 为 \mathbf{U} 中前 r 列列正交向量组成的 $(n+2) \times r$ 阶矩阵, \mathbf{V}_1 为 \mathbf{V} 中前 r 列列正交向量组成的 $(n+1) \times r$ 阶矩阵。而 \mathbf{A} 的广义逆 \mathbf{A}^+ 为

$$\mathbf{A}^+ = \mathbf{V}_1 \mathbf{\Sigma}^{-1} \mathbf{U}_1^T \quad (19)$$

则方程组的最小二乘解为

$$\mathbf{X} = \mathbf{A}^+ \mathbf{B} = \mathbf{V}_1 \mathbf{\Sigma}^{-1} \mathbf{U}_1^T \mathbf{B} \quad (20)$$

通过上述步骤就得出虚拟桩轴力 $N_*(z_i) (i=1, \dots, n+1)$ 。再将 $N_*(z)$ 代入式(11) 即求出真实桩的轴力, 而剪力则可由式(3)直接得到。

桩顶处竖向位移为

$$w_s(0) = -N_0 \hat{w}_s(0, 0) - \int_0^L N_*(\xi) \frac{\partial \hat{w}_s(0, \xi)}{\partial \xi} d\xi \quad (21)$$

式中, $\hat{w}_s(z, \xi)$ 为截面 Π_ξ 上受合力大小为单位力的均布荷载作用下引起弹性半空间扩展土在 Π_z 截面轴线处的竖向位移。

将式(21)代入式(4)的积分形式即可求出桩身各点位移。至此, 便可得到抗拔桩的桩身轴力、桩侧剪力和桩身位移等特性。

2 算例验证

2.1 算例 1

Han 等^[20]通过现场试验得到了微型桩在受压和抗拔的条件下桩顶的荷载—位移特性。抗拔桩的编号为 MP2。文献[20]中给出了桩土材料和尺寸的相关参数: 桩长 $L=8$ m, 桩径 $d=0.15$ m, 桩体弹性模量 $E_p=3.14 \times 10^5$ MPa, 土体弹性模量 $E_s=13.3$ MPa, 泊松比 $\nu_s=0.3$ 。采用本文方法, 得到弹性条件下桩顶的荷载—位移曲线如图 2。

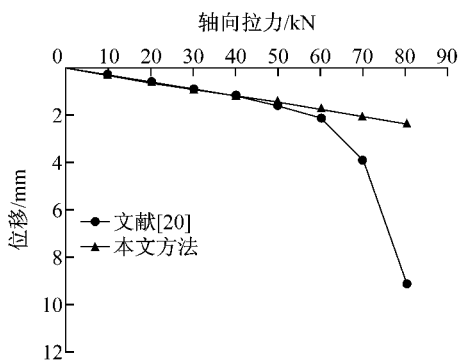


图 2 算例 1 的荷载—位移关系曲线对比
Fig.2 Comparison of the load-deformation curves of Case 1

从图 2 可以看到, 本文解答结果与试验初期处于弹性阶段的位移曲线较为吻合; 桩顶位移与受力呈线弹性关系, 说明该方法在抗拔桩工作性状下能够和实测数据较好地吻合。

2.2 最小二乘法计算误差分析

对于最小二乘法计算线性方程组

$$\sum_{j=1}^n a_{kj} x_j = b_k, \quad 1 \leq k \leq m \quad (22)$$

式中: a_{kj} 为线性方程组系数; b_k 为方程组常数项; x_j 为待求未知数。式(22)所得结果通常还应计算其方程两边之差的平方, 以此来评价结果的合理性, 即

$$\Delta(k) = \left(\sum_{j=1}^n a_{kj} x_j - b_k \right)^2, \quad 1 \leq k \leq m \quad (23)$$

在本文中, x_j 为 $n+1$ 个 $N_*(z_i)$, 沿桩身的相对误差计算结果如图 3 所示, 其中作用力为单位力, $L/$

$d=25$ 。 K_p 为桩土刚度比, $K_p=1\ 000$; ν 为土体泊松比, $\nu=0.01$ 。可以看出沿桩身虚拟桩轴力计算误差均保持在较低的水平, 反映出最小二乘法在解决类似的线性方程组时能够满足精度要求。

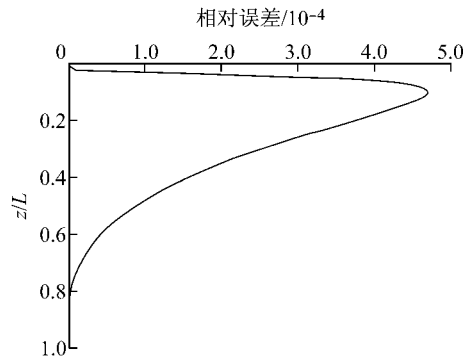


图 3 桩身虚拟轴力计算相对误差分布
Fig.3 Relative error of fiction-pile axial forces along pile shaft

3 参数分析

为了考察抗拔桩的荷载传递特性, 分别研究不同桩身刚度、地基土泊松比以及桩的长细比的桩身应力、桩身位移和桩顶位移分布特性。

3.1 桩土刚度比和泊松比的影响分析

3.1.1 桩身轴力和桩侧剪力分布

图 4 给出了不同桩土刚度比下的抗拔桩的桩身轴力和桩侧剪力分布曲线。定义桩土刚度比 $K_p = E_p/E_s$, 并分别采用无量纲参数 $N(z)/N_0$ 和 $\tau(z)\pi dL/N_0$ 表示桩身轴力和桩侧剪力。其中 $L/d=25$, 土体模量取为 5 MPa, 土体泊松比分别取 0.01 和 0.45, 桩体直径为 1 m。从图 4 中可以看出:

(1) 桩土刚度比对桩身应力变化和分布具有显著影响。当桩土刚度比较小 ($K_p=50$) 时, 桩身轴力在桩体上半段迅速减小, 轴力在 $z=0.3L$ 处已衰减至初始轴力的 30%。相应地, 在桩身轴力变化较快的位置, 桩身剪力也较大。桩身剪力在桩顶附近迅速增加至最大, 浅层摩阻力得到较为充分的发挥。

(2) 当桩土刚度比较大 ($K_p=1\ 000$) 时, 桩身轴力以较为恒定的速率减小, 桩身剪力分布较为均匀。 K_p 超过一定数值后 (在本算例中为 1 000), 桩土刚度比的提高所引起的桩身受力变化较小。

(3) 泊松比对桩身应力分布的影响较小。

3.1.2 桩身位移分布

图 5 给出了不同桩土刚度比下的沿桩身位移分布曲线, 图中桩身位移以桩身位移系数 $I(z)$ 表示,

$I(z) = E_s w_s(z) d / N_0$. 从图5中可看出:

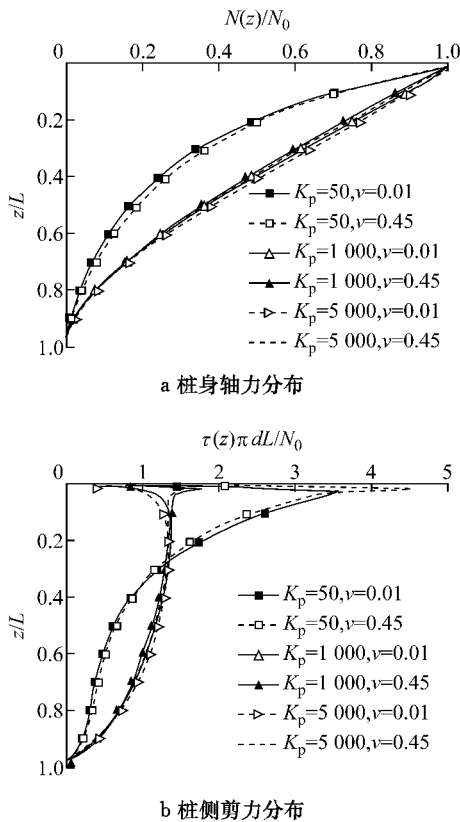


图4 不同桩身刚度、泊松比下桩身轴力和桩侧剪力分布
Fig.4 Axial forces and shear forces along pile shaft with different values of K_p and μ

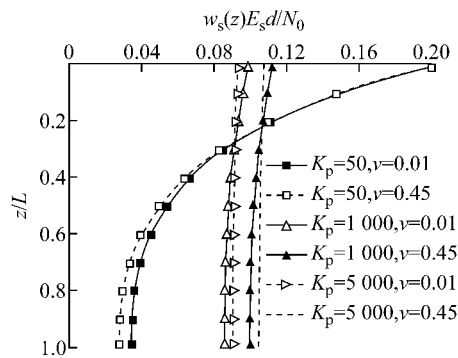


图5 不同桩身刚度、泊松比下桩身位移分布
Fig.5 Axial displacements along pile shaft with different values of K_p and μ

(1) 桩身刚度在桩身竖向位移分布中是主要的影响因素,桩身刚度较大($K_p = 5000$)时,沿桩身的位移变化不大,整体呈现了一定的刚体平动。

(2) 桩身刚度较小($K_p = 50$)时,桩顶位移较大,桩身位移沿深度逐渐减小,桩体呈现较大的拉伸特性,底部位移较小,表现出一定的“锚固”特点。

(3) 泊松比对桩身位移分布影响较小,但对于桩身刚度较大的桩体而言,桩身位移随着泊松比的

增大而有所增加。

3.2 长径比的影响分析

3.2.1 桩身轴力和桩侧摩阻力分布

图6给出了不同长径比下沿桩身轴力和单位长度桩侧摩阻力分布情况。其中土体弹性模量为5 MPa,泊松比为0.25,桩土刚度比1000,桩体直径为1 m,桩顶作用力同为 N_0 。定义 $\tau_{nor} = \tau(z)\pi d/N_0$ 为单位长度桩侧摩阻力。从图6可看出:

(1) 当长径比较大时,如 $L/d = 50$,桩体上段承受较大的轴力,与短桩($L/d = 5$)相比,其增量不明显。

(2) 不同长径比下单位长度桩侧摩阻力分布差异较大。具体而言,短桩($L/d = 5$)上部承受较大桩侧摩阻力,并在 $z = 0.2L$ 处达到桩侧摩阻力的极大值,并沿桩体迅速减小。而桩体长径比较大时, τ_{nor} 极大值位于桩顶附近,并沿桩身较为平缓地减小。

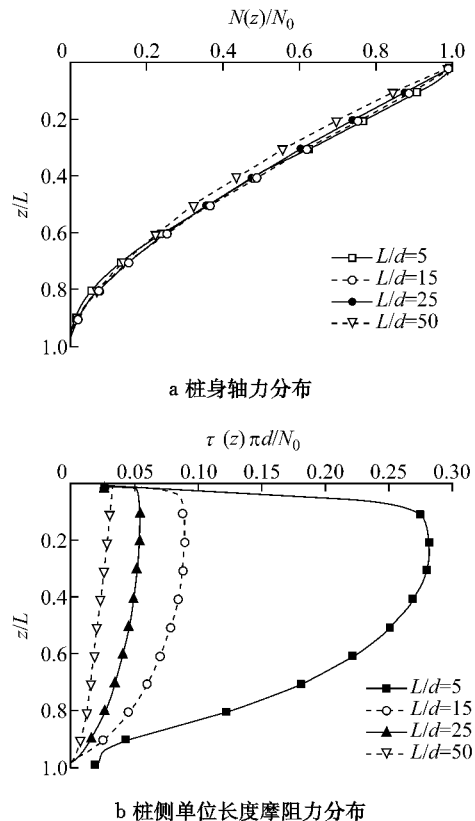


图6 不同长径比下桩身轴力和桩侧单位长度摩阻力分布
Fig.6 Axial forces and shear forces along pile shaft with different values of L/d

3.2.2 桩身位移

图7给出了不同长径比下沿桩身位移分布特性,定义沿桩身位移系数 $I_w(z) = E_s w_s(z) d / N_0$ 。

从图中可以看出,短桩位移呈现刚体上移特性,而长径比较大($L/d = 50$)时,桩顶位移明显大于桩端

位移. 同时, 长径比的增加也能减小桩体顶部位移.

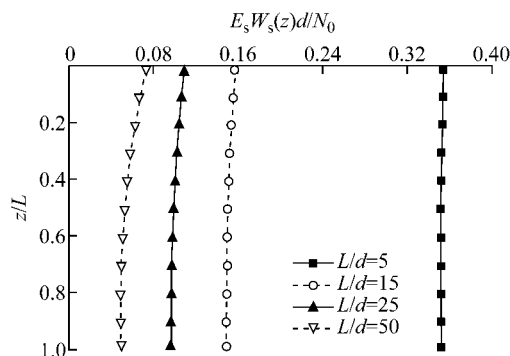


图 7 不同长径比下桩身位移分布

Fig.7 Axial displacements along pile shaft with different values of L/d

3.3 桩顶位移分布特性

图 8 给出了不同桩长细比下的桩顶位移分布特性, 图中桩顶位移以桩顶位移系数 I_w 表示, $I_w = E_s w_s(0)d/N_0$. 从图 8 中可以看出:

(1) 桩身刚度和长细比对桩顶上移量具有显著的影响. 不同桩身刚度条件下, 桩顶上移量随着长细比的增加而减小, 并表现出收敛性.

(2) 桩顶上移量随长细比的收敛值与桩身刚度密切相关. 对于桩身刚度较小的抗拔桩 (如 $K_p = 50$), 当长细比超过 10 之后的变化就很小了, 接近于收敛. 而对于桩身刚度较大的抗拔桩 (如 $K_p = 5\,000$), 其长细比的收敛值要明显大于前者. 桩身刚度较小的桩, 其在临界桩长 (长细比收敛值) 时的桩顶上移量要明显大于桩身刚度较大者. 但桩身刚度增加到一定量后, 如 $K_p = 1\,000$ 至 $K_p = 5\,000$, 由其增加量引起临界桩长和相应桩顶上移量的改变并不明显.

(3) 泊松比对桩顶上移量变化的影响不明显.

4 结论

本文基于 Muki 方法, 引入桩端轴力为零的边界条件, 建立了抗拔桩变形性状的积分方程求解方法, 对于该矛盾线性方程组采用最小二乘法求解, 计算结果满足精度要求, 与现有文献的对比分析表明了本文方法的正确性. 通过本文的算例验证和参数分析, 可以得到以下结论:

(1) 与现场试验数据对比表明, 本文结果在弹性阶段与实测数据可以较好地吻合, 本文方法是基于 Mindlin 弹性基本解, 可以考虑桩土相互作用的空间效应, 计算结果较为合理.

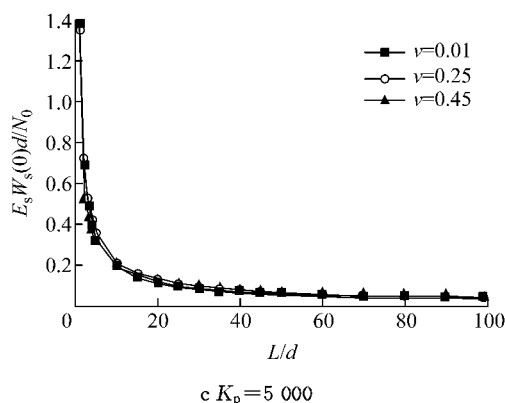
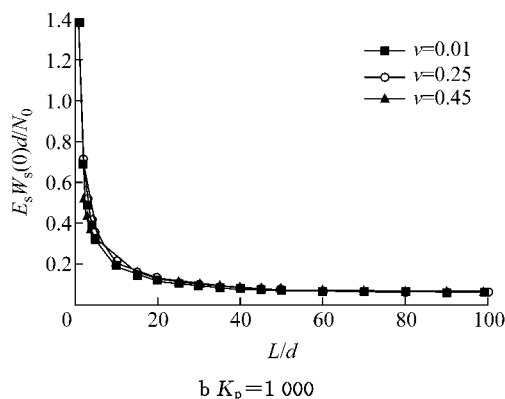
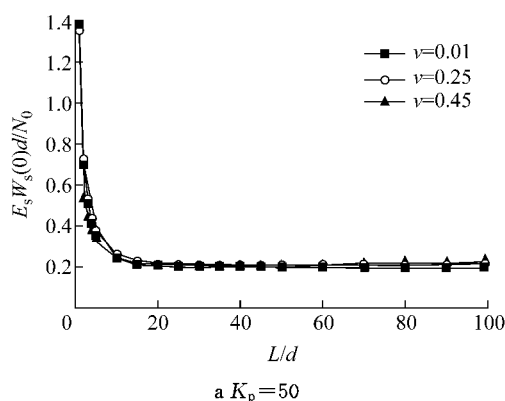


图 8 桩顶位移影响系数随长径比的变化

Fig.8 Influence coefficient I_w variation with slenderness ratio

(2) 参数分析表明, 地基土泊松比对桩身轴力分布、桩周剪力和沉降特性的影响均不明显, 而桩身刚度和桩的长细比等参数对抗拔桩的受力和变形特性有着较为显著的影响, 在实际工程设计时应予以充分重视.

参考文献:

- [1] 黄茂松, 任青, 王卫东, 等. 深层开挖条件下抗拔桩极限承载力分析[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(11): 1689.
HUANG Maosong, REN Qing, WANG Weidong, et al. Ultimate uplift capacity of tension piles under deep excavation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29

- (11); 1689.
- [2] Jardine R J, Hight D W, McIntosh W. Hutton tension leg platform foundations: measurement of pile group axial load-displacement relations [J]. *Geotechnique*, 1988, 38(2): 219.
- [3] Alawneh A S, Nusier O K, Sharo A A. Poisson's ratio effect on compressive and tensile shaft capacity of driven piles in sand: Theoretical formulation [J]. *Computers and Geotechnics*, 2007, 34(3): 151.
- [4] Nicola A D, Randolph M F. Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1993, 119(12): 1952.
- [5] 奚笑舟, 陈龙珠. 抗拔桩荷载位移曲线的荷载传递法解析 [J]. *铁道建筑*, 2011(7): 84.
XI Xiaozhou, CHEN Longzhu. A load-transfer analytical method for the load-displacement curves of the tension piles [J]. *Railway Engineering*, 2011(7): 84.
- [6] Levacher D R, Sieffert J G. Tests on model tension piles [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1983, 110(12): 1736.
- [7] Shin E C, Das B M, Puri V K, et al. Ultimate uplift capacity of model rigid metal piles in clay [J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1993, 11(3): 203.
- [8] Sowa V A. Pulling capacity of concrete cast in situ bored piles [J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1970, 7(4): 482.
- [9] Krabbenhoft S, Andersen A, Damkilde L. The tensile capacity of bored piles in frictional soils [J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, 45(12): 1715.
- [10] Reddy E S B, O'Reilly M, Chapman D N. Modified T-Z model—a software for tension pile [J]. *Computers and Structures*, 1998, 68(6): 613.
- [11] 孙晓立, 杨敏. 使用修正变形协调法分析抗拔桩非线性变形 [J]. *岩石力学与工程学报*, 2008, 27(6): 1271.
SUN Xiaoli, YANG Min. Analysis of nonlinear deformation of uplift piles by modified method of deformation compatibility [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2008, 27(6): 1271.
- [12] Misra A, Chen C H. Analytical solution for micropile design under tension and compression [J]. *Geotechnical Geological Engineering*, 2004, 22(2): 199.
- [13] 史佩栋. 桩基工程手册 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2008.
SHI Peidong. *Pile and pile foundation handbook* [M]. Beijing: China Communications Press, 2008.
- [14] Poulos H G, Davis E H. *Pile foundation analysis and design* [M]. New York: John Wiley and Sons, 1980.
- [15] Muki R, Sternberg E. Elastostatic load-transfer to a halfspace from a partially embedded axially loaded rod [J]. *International Journal of Solids and Structures*, 1970, 6(7): 69.
- [16] 徐士良. Fortran 常用算法程序集 [M]. 北京: 清华大学出版社, 1995.
XU Shiliang. *Collections of the common algorithm programs with Fortran Language* [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1995.
- [17] 刘岸军, 钱国桢, 龚晓楠. 土层锚杆和挡土桩共同作用的非线性分析及其优化设计 [J]. *岩土工程学报*, 2006, 28(10): 1288.
LIU Anjun, QIAN Guozhen, GONG Xiaonan. Nonlinear analysis of combined actions of anchor rod and earth-retaining pile wall and its optimum design [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, 28(10): 1288.
- [18] 朱碧堂, 杨敏. 抗拔桩的变形与极限承载力计算 [J]. *建筑结构学报*, 2006, 27(3): 120.
ZHU Bitang, YANG Min. Calculation of displacement and ultimate uplift capacity of tension piles [J]. *Journal of Building Structures*, 2006, 27(3): 120.
- [19] 孙晓立, 唐孟雄, 周治国. 抗拔桩变形的弹塑性解析计算 [J]. *工业建筑*, 2010, 40(3): 82.
SUN Xiaoli, TANG Mengxiong, ZHOU Zhiguo. An elastic-plastic analytical calculation of deformation of the tension piles [J]. *Industrial Construction*, 2010, 40(3): 82.
- [20] Han J, Ye S L. A field study on the behavior of micropiles in clay under compression or tension [J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2006, 43(1): 19.