

开挖条件下抗拔桩的承载力损失比分析

黄茂松^{1,2}, 邴建俊^{1,2}, 王卫东³, 陈 峰⁴

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 3. 华东建筑设计研究院, 上海 200002; 4. 华东电力设计院, 上海 200063)

摘 要: 基坑开挖不可避免地引起地基应力场变化, 导致桩-土接触面法向应力发生改变, 从而降低抗拔桩承载力, 而由于实际工程情况限制, 开挖后抗拔桩的承载力又无法通过现场试桩获得, 因此采用理论方法分析开挖条件下抗拔桩的承载力就显得尤为重要。基于此, 首先采用极限平衡法, 应用经典 Mindlin 应力解考虑土体开挖卸载在开挖面下引起的附加应力, 推导出开挖条件下抗拔桩承载力的简化计算公式; 其次利用弹塑性有限元法分析了开挖条件下抗拔桩的承载力并和极限平衡法计算结果进行对比, 验证了该方法的合理性及实用性。在此基础上分析了开挖条件下抗拔桩的承载力损失比与开挖半径和桩长的变化规律, 分析表明: 抗拔桩承载力损失比随开挖半径的增大而增大, 随有效桩长增长而减小; 相同开挖条件下, 扩底桩的承载力损失比等截面桩少。

关键词: 抗拔桩; 基坑开挖; Mindlin 应力解; 极限平衡法; 承载力损失比

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2008)09-1291-07

作者简介: 黄茂松(1965-), 男, 浙江玉环人, 教授, 博士生导师, 从事岩土工程的科研与教学工作。E-mail: mshuang@mail.tongji.edu.cn。

Loss ratio of bearing capacity of uplift piles under deep excavation

HUANG Mao-song^{1,2}, LI Jian-jun^{1,2}, WANG Wei-dong³, CHEN Zheng⁴

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Shanghai 200092, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. East China Architectural Design & Research Institute, Shanghai 200002, China; 4. East China Electric Power Design Institute, Shanghai 200063, China)

Abstract: Bearing capacity of uplift piles would inevitably decrease owing to the change of the ground stress field and the normal stress of pile-soil interface under deep excavation. Unfortunately, due to the limitation of field conditions, it was almost impossible to obtain the bearing capacity of uplift piles under deep excavation from field tests, and theoretical study became the only feasible way to solve this problem. By use of the limit equilibrium method and the simplified Mindlin's stress solution, a simple formula for predicting the bearing capacity of uplift piles in soft clay under deep excavation was deduced. The calculated results by the proposed formula were in well accordance with the simulated results of FEM. The influence of radius of excavation and effective length of pile on the loss ratio of bearing capacity was finally discussed, and some useful conclusions for engineering design of uplift piles under deep excavation were drawn.

Key words: uplift pile; deep excavation; Mindlin's stress solution; limit equilibrium method; loss ratio of bearing capacity

0 引 言

随着城市建设的发展, 抗拔桩应用越来越广泛。对于抗拔桩的研究, Stewart(1985)^[1]、Dickin 和 Leung(1990)^[2]、Birch 和 Dickin(1998)^[3]、Ilamparuthi 和 Dickin(2001)^[4]、Sawwaf 和 Nazir(2006)^[5]先后通过室内离心机模型试验来研究砂土中抗拔桩的承载力; Dickin 和 Leung(1990)^[2]、何思明(2001)^[6]分别采用极限平衡法对抗拔桩的破坏模式和承载力进行了研究; 黄绍铭和王卫东等(2004)^[7]、张栋樑等(2006)^[8]则对抗拔桩进行了大量原位试验研究, 在

此基础上对软土地基上抗拔桩承载力的确定进行了相应的理论研究, 并针对扩底桩提出了考虑扩大头影响范围的扩径法, 以此来反映扩大头的作用。

到目前为止, 大部分研究都是基于桩顶部埋置于地表或是地下很浅的位置, 而对于正在建设的亚洲最大的地下变电站工程——上海世博 500 kV 大型地下变电站工程(以下简称世博地下变工程)这样的一类

基金项目: 上海市科委科技攻关重点资助项目(052112010)

收稿日期: 2007-09-06

大型工程而言,面临的是一种全新的抗拔桩课题。该变电站为全地下结构,地下结构直径为 130 m,埋置深度约 34 m,因此该工程的抗拔桩全部是深埋入地下的,在抗拔桩基础上则面临着深基坑开挖,上覆土层的大面积卸载使得抗拔桩的承载力确定变得很复杂。由于原位试桩只能在基坑开挖前进行,即使采用双套管施工的钻孔灌注桩进行试桩,也只是忽略了地面至坑底段桩侧摩阻力,但并没有考虑开挖卸载对桩土接触面法向应力的改变,因此对此类抗拔桩课题很有必要采用理论分析方法进行研究。在理论分析方面,首先就是整体有限元法,这类方法是将桩和桩周土体作为一个整体进行数值分析,但此类方法计算量大,建模复杂,且参数不易确定,很难被工程设计人员掌握和接受。另一类方法就是基于破裂面假设的极限平衡法,先假设好破裂面,建立破裂面的静力平衡方程,求解得到抗拔桩的极限承载力。

本文首先采用极限平衡法,应用经典 Mindlin 应力解计算开挖卸载在开挖面下引起的附加应力,推导出开挖条件下抗拔桩极限承载力的简化公式;然后利用弹塑性有限元法分析了基坑开挖对于世博地下变工程深埋抗拔桩承载力的影响,并与极限平衡法计算结果进行对比分析。考虑到工程界最关心的是基坑开挖后抗拔桩承载力的损失比,本文将进一步利用该简化方法分析损失比与开挖半径和桩长的变化规律。

1 开挖条件下抗拔桩承载力的静力平衡简化计算方法

1.1 计算模型的建立

黄绍铭和王卫东等(2004)^[7]在原位试桩的基础上对扩底桩的破坏模式进行了数值模拟分析,研究表明,软土地基中扩底桩上拔破坏是一种扩大头局部剪切滑移破坏,扩大头附近土体塑性区就象多折线或是椭圆面的外弧线,见图 1。

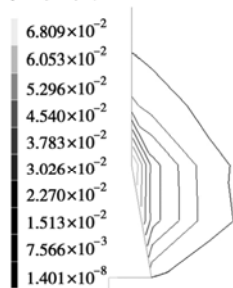


图 1 极限状态下扩大头的塑性区等势线图

Fig. 1 Plastic zone of enlarged base under ultimate conditions

基于此,本文采用长轴方向沿扩大头表面,短轴沿扩大头表面法向的椭圆面外弧线来描述扩大头局部滑移面,而等截面段则是沿着桩土面发生滑移;基于极限平衡法,应用经典 Mindlin 应力解考虑基坑开挖对桩土接触面法向应力的影响,从而推导出软土地基

中基坑开挖条件下抗拔桩极限承载力的简化公式,采用数值积分求解。而等截面桩实际上就是一种没有扩大头的扩底桩,上拔过程就是逐步从桩顶到桩端沿着桩土接触面发生滑移。

下面以扩底抗拔桩为例建立简要计算模型说明,见图 2,其中 d_1 为等截面段直径, d 为扩大头直径, H 为扩大头高度, L 为桩长, H_0 为扩大头实际影响高度, H_1 为开挖深度, D_1 为开挖半径,其他的参数公式推导过程中会有进一步说明。

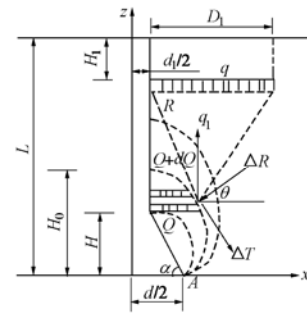


图 2 计算模型简图(轴对称)

Fig. 2 Schema of analytic model (axisymmetric)

1.2 公式推导

首先假设破裂面为如下椭圆方程:

$$\frac{[(z-n)\sin\alpha - (x-m)\cos\alpha]^2}{a^2} + \frac{[(z-n)\cos\alpha + (x-m)\sin\alpha]^2}{b^2} = 1, \quad (1)$$

其中, (m, n) 为椭圆中心点, 根据假设有如下关系式:

$$\left. \begin{aligned} m &= \left[\frac{d_1}{2} + \frac{d}{2} \frac{4H^2}{(d-d_1)^2} - \frac{2HH_0}{d-d_1} \right] / \left[1 + \frac{4H^2}{(d-d_1)^2} \right], \\ n &= -\tan\alpha(m-d/2); \tan\alpha = 2H/(d-d_1), \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

由边界条件: $x=d/2, z=0$, $x=d_1/2, z=H_0$, 可得

$$a = \frac{n}{\sin\alpha} = -\frac{(m-d/2)}{\cos\alpha}, \quad b = \sqrt{\frac{I}{1-G/a^2}}. \quad (3)$$

其中 $I = [(H_0-n)\cos\alpha + (d/2-m)\sin\alpha]^2$, $G = [(H_0-n)\sin\alpha - (d/2-m)\cos\alpha]^2$, 所以

$$x = \frac{\sqrt{a^2b^2[b^2\cos^2\alpha + a^2\sin^2\alpha - (z-n)^2]}}{b^2\cos^2\alpha + a^2\sin^2\alpha} + \frac{(b^2-a^2)\sin\alpha\cos\alpha(z-n)}{b^2\cos^2\alpha + a^2\sin^2\alpha} + m, \quad (4)$$

$$\cot\theta = \frac{dx}{dz} = \frac{(b^2-a^2)\sin\alpha\cos\alpha}{b^2\cos^2\alpha + a^2\sin^2\alpha} - \frac{a^2b^2(z-n)}{(b^2\cos^2\alpha + a^2\sin^2\alpha)\sqrt{a^2b^2[b^2\cos^2\alpha + a^2\sin^2\alpha - (z-n)^2]}}. \quad (5)$$

因为 $\Delta R = K_0\Delta Q\sin\theta - \Delta Q\cos\theta$, $\Delta Q = \gamma(L-z-\Delta z/2) - q_1$, 其中, q_1 为开挖卸载的土体在静力平衡点

引起的竖向附加应力, 所以

$$\Delta R = [\gamma(L - z - \Delta z/2) - q_1](K_0 \sin \theta - \cos \theta), \quad (6)$$

式中, K_0 为土体侧压力系数, $K_0 = 0.95 - \sin \varphi$ (黏土), $K_0 = 1 - \sin \varphi$ (砂土)。

由莫尔-库仑强度准则, 得

$$\Delta T = c + [\gamma(L - z - \Delta z/2) - q_1](K_0 \sin \theta - \cos \theta) \tan \varphi. \quad (7)$$

分三段分别建立竖向平衡方程:

(1) 等截面段

由于这一段完全沿着桩土接触面破坏, 所以只有桩-土侧摩阻力。

$$\frac{dP_1}{dz} = \pi d_1 K_0 [\bar{\gamma}(L - z) - q_1] \tan \delta, \quad (8)$$

式中 $\bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma_{i-1} h_{i-1} + (L - z - \sum h_{i-1}) \gamma_i}{L - z}$; δ 为桩-土摩

擦角, 根据桩基和土层特性的不同, $\delta = (0.6 \sim 0.9)\varphi$ [9-10]; 本文中算例为上海软土地区工程实例, 取 $\delta = 0.6\varphi$, 等截面桩侧壁注浆后近似取 $\delta = 0.8\varphi$ 考虑。

q_1 采用经典 Mindlin 应力解 [11] 求解:

$$\sigma'_z = \frac{q}{8\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{(1-2\mu)(L-z-H_1)}{R_1^3} - \frac{(1-2\mu)(L-z-H_1)}{R_2^3} \theta + \frac{3(3-4\mu)(L-z)(L-z+H_1) - 3H_1(L-z+H_1)[5(L-z)-H_1]}{R_2^5} + \frac{3(L-z-H_1)^3}{R_1^5} + \frac{30H_1(L-z)(L-z+H_1)^3}{R_2^7} \right\}, \quad (9)$$

其中

$$R_1 = \sqrt{(L-z-H_1)^2 + r_1^2}, \quad R_2 = \sqrt{(L-z+H_1)^2 + r_1^2},$$

$$q = \bar{\gamma}' H_1, \quad \bar{\gamma}' \text{ 为开挖面以上土层平均重度。}$$

$$q_1 = \int_0^{D_1} \sigma'_z dr_1$$

$$= \frac{q}{4\pi(1-\mu)} \left\{ \left[\tan^{-1} \frac{D_1}{L-z+H_1} + \tan^{-1} \frac{D_1}{L-z-H_1} \right] + \frac{D_1(L-z-H_1)}{[D_1^2 + (L-z-H_1)^2]} + \frac{D_1[H_1 + (3-4\mu)(L-z)]}{[D_1^2 + (L-z+H_1)^2]} + \frac{4D_1H_1(L-z)(L-z+H_1)}{[D_1^2 + (L-z+H_1)^2]^2} \right\}. \quad (10)$$

考虑土体为分层地基, 则 $P_1 = \sum_{i=1}^{m_1} \int_{i-1}^i \frac{\partial P_1}{\partial z} dz$ (m_1 为此段土体分层数), 采用数值积分计算。

(2) 等截面受扩大头影响范围段

$$\frac{dP_2}{dz} = 2[\bar{\gamma}(L-z) - q_1] \pi x \frac{dx}{dz} + 2\pi x \{ [\bar{\gamma}(L-z) - q_1] \cdot (K \sin \theta - \cos \theta)(\tan \varphi - \cot \theta) + c \}. \quad (11)$$

在这段中以计算点为分界点将开挖面分成两段, 宽度分别为 $x - \frac{d_1}{2}$ 和 $D_1 + \frac{d_1}{2} - x$, 在计算点引起的应力变化分别为 q'_1 和 q''_1 。

$$q'_1 = \int_0^{x-\frac{d_1}{2}} \sigma'_z dr_1$$

$$= \frac{q}{4\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{4(x-\frac{d_1}{2})H_1(L-z)(L-z+H_1)}{[(x-\frac{d_1}{2})^2 + (L-z+H_1)^2]^2} + \tan^{-1} \frac{x-\frac{d_1}{2}}{L-z+H_1} + \frac{(x-\frac{d_1}{2})(L-z-H_1)}{[(x-\frac{d_1}{2})^2 + (L-z-H_1)^2]} + \tan^{-1} \frac{x-\frac{d_1}{2}}{L-z-H_1} + \frac{(x-\frac{d_1}{2})[H_1 + (3-4\mu)(L-z)]}{[(x-\frac{d_1}{2})^2 + (L-z+H_1)^2]} \right\}; \quad (12)$$

$$q''_1 = \int_0^{D_1+\frac{d_1}{2}-x} \sigma'_z dr_1$$

$$= \frac{q}{4\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{4(D_1+\frac{d_1}{2}-x)H_1(L-z)(L-z+H_1)}{[(D_1+\frac{d_1}{2}-x)^2 + (L-z+H_1)^2]^2} + \tan^{-1} \frac{D_1+\frac{d_1}{2}-x}{L-z+H_1} + \frac{(D_1+\frac{d_1}{2}-x)(L-z-H_1)}{[(D_1+\frac{d_1}{2}-x)^2 + (L-z-H_1)^2]} + \tan^{-1} \frac{D_1+\frac{d_1}{2}-x}{L-z-H_1} + \frac{(D_1+\frac{d_1}{2}-x)[H_1 + (3-4\mu)(L-z)]}{[(D_1+\frac{d_1}{2}-x)^2 + (L-z+H_1)^2]} \right\}, \quad (13)$$

$$q_1 = q'_1 + q''_1, \quad (14)$$

$P_2 = \sum_{i=1}^{m_2} \int_{i-1}^i \frac{\partial P_2}{\partial z} dz$ (m_2 为此段土体分层数), 采用数值积分计算。

(3) 扩大头段

$$\frac{dP_3}{dz} = 2\pi[\bar{\gamma}(L-z) - q_1] \left[x \frac{dx}{dz} + \frac{d-d_1}{2H} \left(\frac{d}{2} - \frac{d-d_1}{2H} z \right) \right] + 2\pi x \{ [\bar{\gamma}(L-z) - q_1] (K \sin \theta - \cos \theta)(\tan \varphi - \cot \theta) + c \}. \quad (15)$$

其中 q_1 的计算和式 (12) ~ (14) 相同, 考虑到扩大头一般不会很长, 基本在某一持力层土层中, 则

$$P_3 = \int_0^H \frac{\partial P_3}{\partial z} dz, \text{ 采用数值积分求解。}$$

最终开挖后深埋扩底抗拔桩极限承载力为

$$P_u = \sum_{i=1}^{m_1} \int_{i-1}^i \frac{\partial P_1}{\partial z} dz + \sum_{i=1}^{m_2} \int_{i-1}^i \frac{\partial P_2}{\partial z} dz + \int_0^H \frac{\partial P_3}{\partial z} dz + W_c, \quad (16)$$

其中 W_c 为桩的有效自重, 利用数值积分求解。本文中根据未开挖状态下的原位试桩结果和文献 [7] 中介绍的经验取值, 最终取扩大头影响高度 $H_0 = 3d_1$, 得出了实际的滑动面, 最终确定极限承载力 P_u 。

等截面桩由于没有扩大头, 也就没有扩大头影响

表 1 材料物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil and piles								
层号	土层	层厚/m	重度 /(kN·m ⁻³)	内摩擦 角/(°)	黏聚力 /kPa	原状土弹性模量 /MPa	注浆后弹性模量 /MPa	泊松比
①	杂填土	1.3	18.0	22.0	0.0	2.530	10.12	0.33
②	粉质黏土	2.0	18.1	12.4	18.2	4.058	16.23	0.33
③	淤泥质粉质黏土	7.2	16.8	15.2	3.6	2.110	8.44	0.35
④	淤泥质黏土	6.1	16.2	14.1	5.6	2.133	8.53	0.35
⑤ ₁	黏土	4.9	18.2	11.1	9.4	2.903	11.61	0.33
⑤ ₂	粉质黏土	4.3	18.5	11.2	18.9	3.658	14.63	0.33
⑥	粉质黏土	4.8	19.6	9.7	29.9	7.440	29.76	0.32
⑦ ₁	砂质黏土	8.2	19.1	20.0	14.4	16.625	66.50	0.30
⑦ ₂	粉砂	6.2	19.3	22.3	10.9	20.760	83.04	0.30
⑧ ₁	粉质黏土	14.9	18.4	16.6	14.9	9.028	36.11	0.33
⑧ ₂	粉质黏土与粉砂互层	13.0	18.5	17.4	11.8	13.155	52.62	0.30
⑧ ₃	粉质黏土与粉砂互层	5.0	19.4	14.5	15.6	22.303	89.21	0.30
⑨ ₁	中砂	8.7	20.1	22.0	9.8	50.713	202.85	0.20
⑨ ₂	粗砂	23.8	20.3	33.0	5.3	66.568	266.27	0.20
	桩	82.0	25.0			35000		0.1666

高度这一参数了，等截面桩极限承载力的计算参照扩底桩等截面段的公式即可。

2 实例分析与验证

为了验证上节所介绍极限平衡法的合理性，本文应用弹塑性有限元法对世博地下变工程基坑开挖条件下抗拔桩承载力的特性进行分析，并与极限平衡法的计算结果进行比较。

2.1 世博地下变工程的原位试桩^[12]

世博地下变工程前期做了 6 根深埋抗拔桩原位单桩竖向抗拔静荷载试验，其中扩底抗拔桩 3 根，桩号分别为 T1，T2，T3；桩侧注浆等截面抗拔桩 3 根，桩号分别为 T4，T5，T6。考虑到实际使用时工程桩的顶标高为-33.5 m，为模拟工程桩实际情况，较为准确地确定实际工程桩单桩承载力，试验的 6 根钻孔灌注桩均采用双套管法施工（钻孔灌注桩地面至-33.5 m 部分桩身与土体分离）。外套管内径 1080 mm，壁厚 12 mm，顶标高 0.3 m，底标高-33.9 m；内套管内径 860 mm，壁厚 12 mm，顶标高 0.3 m，底标高-34.9 m。试桩地点的桩土材料物理力学参数见表 1。

6 根试桩的上拔 $Q-s$ 曲线参见图 3。试桩的桩身参数为套管段桩长 $H=33.5$ m，实际有效桩长 $L=48.5$ m；等截面桩直径 $d_1=800$ mm，扩底桩等截面段直径 $d_1=800$ mm，扩底直径 $d=1500$ mm，扩底锥形长度 $h=2$ m，6 根抗拔桩最大加载量均为 8000 kN。在最大试验荷载 8000 kN 作用下，T3 试桩桩顶最大上拔量 52.36 mm；T5 试桩桩顶最大上拔量 43.5 mm，桩端最大上拔量 7.19 mm；但从两根桩的 $Q-s$ 曲线来看，均未出现明显的转折点。通过试桩的 $Q-s$ 曲线对比，明显可以看到由于桩侧注浆，3 根等截面桩的刚度比三根扩底桩的大，表明桩侧注浆后等截面桩抗拔承载力得

到了显著提高。

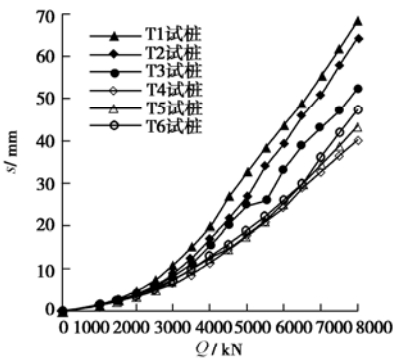


图 3 试桩 $Q-s$ 曲线图

Fig. 3 $Q-s$ curves of test piles

2.2 弹塑性有限元分析

采用轴对称模型来模拟世博地下变工程中的圆形深基坑开挖，这样可以保证开挖前后的分析采用相同的有限元网格，桩-土之间采用基于直接约束接触算法的库仑摩擦模型^[13]；模型中桩、土均采用四节点等参单元；其中桩体假设为弹性，土体采用便于数值计算的莫尔-库仑内切圆准则弹塑性本构模型^[14]，网格划分情况如图 4 所示，土体模型在 x （竖向）， y （水平向）两个方向的尺寸分别为 160 m，120 m，共 7812 个单元，8084 个节点。底面边界条件除两端外设置支座固定竖向和水平向位移，两个侧面采用水平连杆支座固定侧向位移，顶面为自由面。

分析过程如下：首先与现场原位试桩结果进行对比，验证有限元计算模型的合理性，并得到数值模拟的相关计算参数；然后利用验证过的模型和参数模拟分析开挖条件下抗拔桩承载力的变化特性。具体的计算步骤如下：首先计算桩-土体系在重力场后，将重力场计算结果作为初始条件导入模型，同时扣除初始位移场，进行开挖计算，由于本文数值模拟分析的目

的并不是为了模拟基坑开挖真实施工的整个步骤, 而是为了验证简化计算方法的合理性, 因此这里假设开挖一步完成; 最后将一步开挖计算结果重新作为初始条件导入模型, 采用位移控制, 分级施加上拔位移, 进行上拔计算。

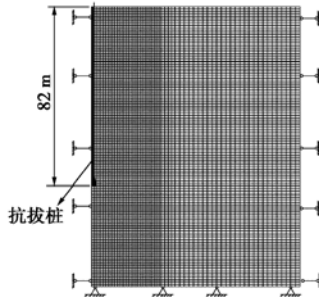


图4 抗拔桩有限元模型

Fig. 4 FEM model of uplift piles

利用弹塑性有限元法对世博地下变工程原位试桩的上拔 $Q-s$ 曲线进行数值模拟, 桩顶上拔量为 240 mm, 分 200 步完成。对于等截面桩桩侧注浆, 考虑采用经验公式^[7]对土体弹性模量进行修正, 同时增大桩土摩擦系数来近似模拟, 未注浆扩底桩取摩擦系数 $\mu = 0.1$, 注浆等截面桩取 $\mu = 0.125$, 其他参数见表 1。将模拟结果和试桩结果进行对比分析, 参见图 5。

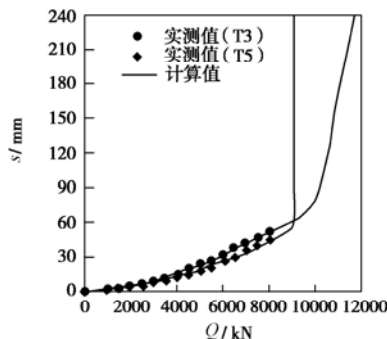


图5 试桩结果和有限元模拟结果对比

Fig. 5 Comparison between test data and FEM simulation

从图中可以看到在试桩最大加载 8000 kN 以内时注浆等截面桩和未注浆扩底桩数值模拟结果与实测数据完全吻合; 当荷载超过 8000 kN 时, 注浆等截面桩荷载随上拔量增长仍然有所增加, 直至 $s = 48$ mm 时, 曲线出现转折点, 此时承载力为 9013 kN 时; 未注浆扩底桩的荷载则随上拔量一直不断的增加, 当上拔量 $s = 60$ mm 时, 曲线出现明显的转折点, 此时荷载为 9528 kN。

图 6, 7 分别为注浆等截面桩和未注浆扩底桩上拔过程中桩侧摩阻力和桩身轴力的变化以及数值模拟结果和实测结果的对比。从图中可以看到注浆等截面桩当上拔量分别为 3.6, 12, 25.2 和 43.2 mm 时, 而未

注浆扩底桩当上拔量分别为 4.8, 16.8, 33.6 和 51.6 mm 时的有限元模拟结果与实测结果基本吻合; 当注浆等截面抗拔桩上拔量为 48 mm, 未注浆扩底桩上拔量为 60 mm 时, 两类抗拔桩的等截面段侧摩阻力不再增长, 此时才是事实上的极限状态, 这点和 $Q-s$ 曲线得出的结论是一致的。

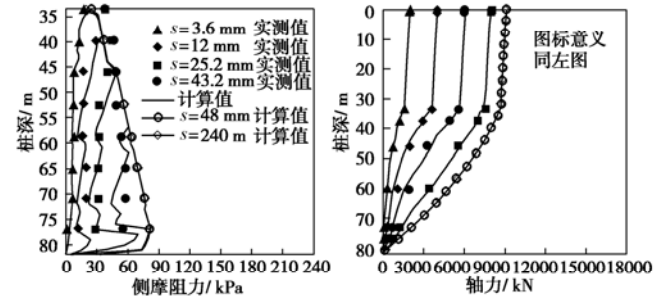


图6 注浆等截面桩侧摩阻力和桩身轴力图

Fig. 6 Distribution of friction resistance and axial force along piles during uplift of piles with uniform cross-section

通过以上有限元模拟的 $Q-s$ 曲线、桩侧摩阻力和桩身轴力与实测数据的对比分析, 表明所采用的有限元法和计算参数可以合理的模拟抗拔桩的上拔过程。

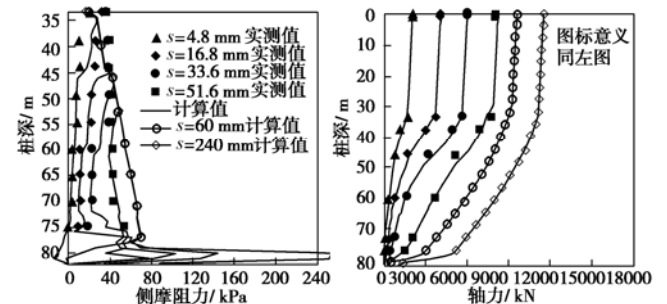


图7 未注浆扩底桩侧摩阻力和桩身轴力图

Fig. 7 Distribution of frictional resistance and axial force along depth of piles during uplift of enlarged-base piles

2.3 弹塑性有限元法与极限平衡法的对比分析

下面利用上述有限元法研究深基坑开挖对抗拔桩承载力的影响, 并将有限元模拟结果和极限平衡法计算结果进行对比分析。表 2 为不同桩长与不同开挖半径下两类抗拔桩极限承载力的极限平衡法计算结果与有限元模拟结果的对比, 从表中可以看出极限平衡法计算结果和有限元模拟结果非常相近, 数值上稍稍有一些偏差, 但误差均在 10% 以内。

图 8 和图 9 分别是两类抗拔桩在不同开挖半径以及不同桩长时极限平衡法计算的侧摩阻力和有限元模拟结果的对比图, 从图上可以看出极限平衡法计算的侧摩阻力沿桩身的分布规律和有限元模拟结果基本一致, 随着开挖半径增大侧摩阻力和承载力逐步减小, 随着桩长变长侧摩阻力和承载力逐步增大。当然两种

方法的计算结果在数值上还是有一些偏差的,这主要是由于有限元法是一种整体分析方法,而极限平衡法则采用了一系列假设简化了计算模型,所以两种方法的计算结果必然存在一些差异。

表 2 开挖条件下抗拔桩承载力的极限平衡法计算结果和有限元模拟结果对比

桩型		极限平衡法			有限元法		
		$R=0$	$R=65$ m	$R \rightarrow \infty$	$R=0$	$R=65$ m	$R \rightarrow \infty$
注浆	24.5	3749	2547	975	3742	2456	1080
等截面桩	36.5	6152	4427	2161	6198	4565	2288
面桩	48.5	9099	6880	3880	9013	7000	3750
未注浆	24.5	4669	3344	1568	4450	3268	1511
浆扩底桩	36.5	6914	5175	2856	6838	5091	2750
底桩	48.5	9580	7482	4590	9528	7490	4634

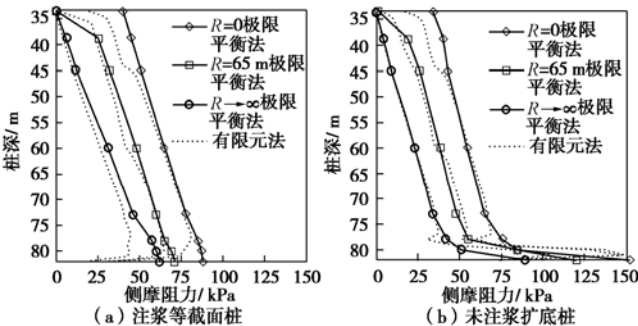


图 8 不同开挖半径下两类抗拔桩侧摩阻力极限平衡法计算结果和有限元模拟结果对比

Fig. 8 Comparison of frictional resistance of two types of piles between ultimate equilibrium method and FEM under different excavation radii

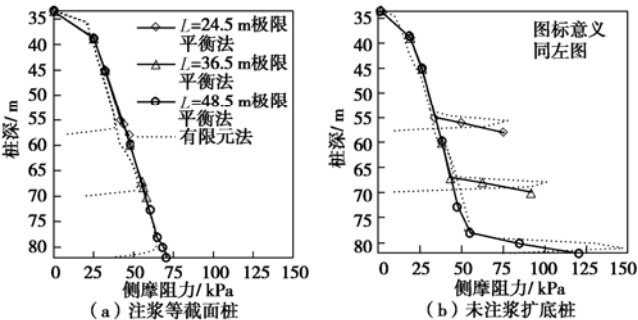


图 9 开挖半径 $R=65$ m 时不同桩长的两类抗拔桩侧摩阻力极限平衡法计算结果和有限元模拟结果对比

Fig. 9 Comparison of friction resistance of two types of piles between ultimate equilibrium method and FEM with different lengths under the excavation radius $R=65$ m

3 开挖后抗拔桩承载力的损失比分析

由上述分析可知,抗拔桩承载力在开挖条件下会有所损失,考虑到工程设计时关心的主要问题是开挖卸载前后群桩布置中不同位置的基桩分担荷载的变化

规律以及不同的桩长承载力损失的差别。本文中采用不同的开挖半径来近似考虑不同位置的基桩承载力损失,这里继续应用上述简化的极限平衡法分析抗拔桩承载力的损失比随开挖半径和桩长变化的规律。

图 10 是两类桩承载力损失比随开挖半径变化的曲线,从图中可以看出随着开挖半径增加两类桩承载力损失比逐步增大,在前期几乎呈线性增大趋势,到了一定的开挖半径(接近于抗拔桩埋置深度)后慢慢趋于稳定,最终完全开挖时($R \rightarrow \infty$)承载力损失比均超过 50%;这说明中心桩承载力损失比最大,受开挖影响也最大,而边角桩相对受开挖影响较小。而注浆等截面桩和未注浆扩底桩相比,相同开挖半径下承载力损失比更大一些,这说明即使桩侧注浆,等截面桩的承载力在开挖条件下的发挥依然不如扩底桩。

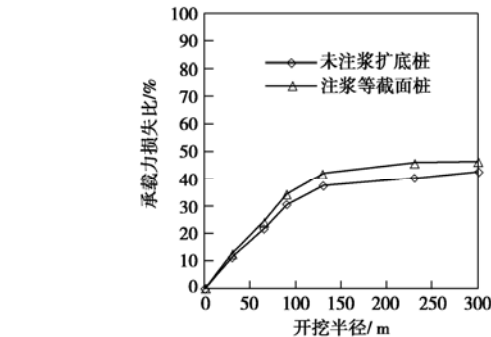


图 10 两类抗拔桩承载力损失比随开挖半径变化曲线

Fig. 10 Variation of loss ratio of bearing capacity of two types of piles with radius of excavation

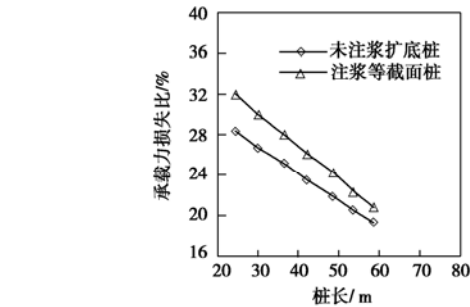


图 11 两类抗拔桩承载力损失比随有效桩长变化曲线

Fig. 11 Variation of loss ratio of bearing capacity of two types of piles with length of pile

图 11 是在开挖半径保持不变的情况下,两类抗拔桩承载力损失比随着有效桩长变化而变化的曲线,从图上可以看出,在开挖深度和半径一定时,随着有效桩长的增加抗拔桩承载力损失比逐步呈线性减小趋势,也就是说适当增加有效桩长可以有效的提高抗拔桩的承载力,并能保证在开挖条件下承载力的发挥也更好。而相同桩长的注浆等截面桩承载力损失比比未注浆扩底桩承载力损失比更大一些,这同样说明即使桩侧注浆,随着桩长变化等截面桩的承载力在开挖条

件下的发挥依然不如扩底桩。

4 结 语

本文采用极限平衡法和弹塑性有限元法探讨了世博地下变工程中基坑开挖对抗拔桩承载力的影响, 并通过对比分析说明了所提出的极限平衡法的合理性。在此基础上分析了抗拔桩承载力损失比随开挖半径和桩长变化的特性, 研究结果表明:

(1) 随着开挖半径的增加, 深埋抗拔桩的承载力损失比逐渐增大, 开始呈线性增加趋势, 在开挖半径接近抗拔桩埋置深度时渐渐趋于稳定, 这说明中心桩承载力损失比最大, 受开挖影响也最大, 而边角桩相对受开挖影响较小。

(2) 本工程 $R = 65 \text{ m}$, $H_1 = 33.5 \text{ m}$ 的设计开挖条件下, 适当增加抗拔桩的有效桩长可以有效的提高抗拔桩的极限承载力并保证在开挖条件下承载力的发挥更好。

(3) 扩底桩即使桩侧不注浆, 开挖条件下的承载力损失也比等截面桩少。

参考文献:

- [1] STEWART W. Uplift capacity of circular plate anchors in layered soil[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1985, 22(4): 589 - 592.
- [2] DICKIN E A, LEUNG C F. Performance of piles with enlarged base subject to uplift forces[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990, 27(5): 546 - 556.
- [3] BIRCH A J, DICKIN E A. The response to uplift loading of pyramid foundations in cohesionless backfill[J]. Computers and Structures, 1998, 68: 261 - 270.
- [4] ILAMPARUTHI K, DICKIN E A. The influence of soil reinforcement on the uplift behaviour of belled piles embedded in sand[J]. Geotextile & Geomembrans, 2001, 19(1): 1 - 22.
- [5] SAWWAF M E, NAZIR A. The effect of soil reinforcement on pullout resistance of an existing vertical anchor plate in sand[J]. Computers and Geotechnics, 2006, 4(1): 1 - 10.
- [6] 何思明. 抗拔桩破坏特性及承载力研究[J]. 岩土力学, 2001, 22(3): 308 - 310. (HE Si-ming. Study on bearing capacity and failure of uplift pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2001, 22(3): 308 - 310. (in Chinese))
- [7] 黄绍铭, 王卫东, 等. 上海软土地区扩底抗拔灌注桩的研究与应用[R]. 上海: 上海软土地基技术学科研究发展中心, 上海现代建筑设计(集团)有限公司, 等, 2004. (HUANG Shao-ming, WANG Wei-dong, et al. Study and application of belled uplift caisson pile in Shanghai soft soil area[R]. Shanghai: Shanghai Study and Development Center of Soft Soil Foundation Technology, Shanghai Xiandai Architectural Design Group, 2004. (in Chinese))
- [8] 张栋樑, 杨龙才, 王炳龙. 扩底抗拔桩试验分析与抗拔承载力计算方法[J]. 地下空间与工程学报, 2006, 2(10): 775 - 780. (ZHANG Dong-liang, YANG Long-cai, WANG Bing-long. Experimental analysis and calculation of the uplift resistance bearing capacity of bored cast-in-place pile with enlarged bottom[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2006, 2(10): 775 - 780. (in Chinese))
- [9] KULHAWY F H, TRAUTMANN C H, BEECH, J F, O'ROURKE T, MCGUIRE W, WOOD W A, CAPANO C. Transmission line structure foundations for uplift compression loading[R]. Report EL-2870, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, 1983: 412 - 425.
- [10] POTYONDY J G. Skin friction between various soils and construction materials[J]. Geotechnique, 1961, 11(4): 339 - 345.
- [11] 王士杰, 张 梅, 张吉占. Mindlin 应力解的应用理论研究[J]. 工程力学, 2001, 18(6): 141 - 148. (WANG Shi-jie, ZHANG Mei, ZHANG Ji-zhan. On Mindlin stress formulas[J]. Engineering Mechanics, 2001, 18(6): 141 - 148. (in Chinese))
- [12] 500 kV 世博输变电工程施工图设计试桩报告[R]. 上海: 中国电力工程顾问集团华东电力设计院, 上海华东电力设计岩土工程有限公司, 2006. (Report on test pile of 500 kV Shanghai Expo Underground Transmission Substation Project shop drawing design[R]. Shanghai: East China Electric Power Design Institute of China Electric Power Engineering Consultant Group, Shanghai East China Electric Power Design Geotechnical Engineering Ltd, 2006. (in Chinese))
- [13] TAYLOR R L, CARPENTER N J, KATONA M G. Lagrange constraints for transient finite element surface contact[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1991, 32(1): 103 - 128.
- [14] 徐干成, 郑颖人. 岩土工程屈服准则应用的研究[J]. 岩土工程学报, 1990, 12(2): 93 - 99. (XU Gan-cheng, ZHENG Ying-ren. Study and application of yield criterion in geotechnical engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 12(2): 93 - 99. (in Chinese))