

# 抗拔单桩受力性状的解析算法

张乾青<sup>1,2</sup>, 张忠苗<sup>1,2</sup>

(1. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

**摘要:** 在荷载传递法的基础上, 提出了一种抗拔单桩变形的简便解析算法。此法可反映桩侧摩阻力逐渐发挥至极限状态的过程, 且可用于分析抗拔单桩位于成层土中的情况。算法的关键是确定合理的抗拔桩极限侧阻, 进一步明确了抗拔桩极限侧阻计算时各参数的取值, 并指出应将抗压桩极限侧阻计算值的0.7倍作为抗拔桩的极限侧阻计算值。已有现场试验抗拔单桩实测数据和此算例对比分析表明此法是合理可行的且方便快捷。

**关键词:** 荷载传递法; 抗拔桩; 成层土; 极限侧阻

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2011)S2-0308-06

**作者简介:** 张乾青(1983-), 男, 山东济宁人, 博士研究生, 主要从事桩基础与基础工程的研究。E-mail: zjuzqq@163.com。

## Analytical prediction approach for response of single pile under tension

ZHANG Qian-qing<sup>1,2</sup>, ZHANG Zhong-miao<sup>1,2</sup>

(1. MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

**Abstract:** A simple and analytical approach is presented to analyze the load-displacement response of single pile under tension by using the load transfer method. This work can analyze the mobilization of shaft resistance up to the limiting unit skin friction and allow an estimation of the behavior of single uplift pile embedded into multilayered soils. Furthermore, the values of the parameters related to the ultimate unit shaft resistance, a key factor of this approach, are clarified based on some studies reported in literatures. The limiting unit skin friction of the pile under tension is 0.7 times that of the compression pile as suggested by this paper. Comparisons of the load-displacement response for one well-instrumented field test in multilayered soils are given to demonstrate the effectiveness and accuracy of the proposed method. This present work enables a quick estimation of the response of a single uplift pile embedded in layered soils, resulting in time saving.

**Key words:** load transfer approach; uplift pile; multi-layered soil; ultimate shaft resistance

## 0 引言

随着城市建设规模的日益扩大, 土地资源的有限, 地下开挖的深度越来越大, 地下结构往往需要承受很大的浮力。例如, 上海世博变电站工程地下结构需要承受的浮力达4220 MN (标准值), 该工程采用了866根抗拔桩来抵抗如此巨大的浮力<sup>[1]</sup>。为保证承受巨大浮力的地下建(构)筑物的安全, 需要设置一定数量的抗拔桩。目前抗拔桩被广泛的应用在海上采油平台下的桩基础、输电线路基础、地下车库、地下通道和地下变电站等工程中。因此, 有必要对抗拔桩的受力性状进行深入研究。

目前, 对抗拔桩的研究大多集中在抗拔极限承载力<sup>[2-5]</sup>, 而对上拔荷载作用下抗拔桩变形的研究较少。黄锋等<sup>[6]</sup>利用剪切位移原理, 假定桩侧土为弹性体, 推导出了抗拔桩荷载-位移关系的理论解。该方法可

以方便地得到单桩弹性变形, 无法考虑桩侧土摩阻力达到极限的情况。孙晓立等<sup>[7]</sup>根据荷载传递理论, 假定桩底有一微小位移, 根据桩-土界面的 $\tau-z$ 曲线, 通过迭代的方法得到了桩顶单元的荷载和位移。该方法计算结果的精确性在于选择恰当的桩-土界面 $\tau-z$ 曲线的参数。Goel等<sup>[8]</sup>将桩离散成若干个单元, 根据各单元的变形协调, 运用荷载传递法研究了砂土中的单桩的荷载-位移性状。但该文的研究主要是针对砂土中的抗拔桩, 未考虑抗拔桩位于成层土中的情况。

本文在荷载传递法的基础上, 提出了一种抗拔单桩变形的计算方法。本文方法可考虑桩侧摩阻力逐渐发挥至极限状态的过程, 并根据抗拔桩和抗压桩桩侧摩阻力的异同, 提出了抗拔单桩极限侧阻的计算方法。

同时, 本文方法可考虑抗拔单桩位于成层土的情况且本文算法方便快捷。已有现场试验成层土中抗拔单桩实测数据和本文算例对比分析表明本文方法是合理可行的且方便快捷。

## 1 抗拔桩受力性状的分析

### 1.1 全桩长侧阻未达极限状态的抗拔桩受力性状分析

为简化计算, 本文抗拔桩受力性状分析时不考虑桩身自重的影响。某深度 $z$ 处的桩身位移 $S(z)$ 和桩身轴力 $P(z)$ 之间的关系可表示为

$$\frac{dS(z)}{dz} = -\frac{P(z)}{E_p A_p}, \quad (1)$$

式中,  $E_p$ 和 $A_p$ 分别代表桩身弹性模量和桩身横截面积。

根据桩体上任一单元体的静力平衡条件, 深度 $z$ 处的桩侧摩阻力 $\tau_0(z)$ 可表示为

$$\tau_0(z) = -\frac{1}{\pi d} \frac{dP(z)}{dz}. \quad (2)$$

结合式(1)、(2)就可以得到式(3)中某深度 $z$ 处的桩侧摩阻力 $\tau_0(z)$ 和相应位置处的桩身位移 $S(z)$ 之间关系的荷载传递微分方程。

$$\frac{d^2 S(z)}{dz^2} - \frac{\pi d \tau_0(z)}{E_p A_p} = 0, \quad (3)$$

式中,  $d$ 为桩直径。

对于荷载传递微分方程中的 $S(z)$ , 目前的文献理解主要有3种: ①认为 $S(z)$ 代表桩身压缩量; ②认为 $S(z)$ 应为桩-土界面的相对位移; ③认为 $S(z)$ 代表某深度 $z$ 处的桩位移。在运用荷载传递法时应首先明确 $S(z)$ 的具体含义, 以免造成应用上的混乱。

1957年Seed等<sup>[9]</sup>中对桩的荷载传递机理进行了较为深入的研究, 最早提出了荷载传递法, 也成为研究桩土相互作用的经典之作。查阅文献[9]可以知道, 该文中用Pile Movement(桩位移)来描述 $S(z)$ (原文中用 $\varphi(z)$ ), 因此, 荷载传递微分方程中的 $S(z)$ 应为深度 $z$ 处的桩位移。实际上, 荷载传递法中假定桩侧摩阻力不影响桩周土的位移, 即某深度 $z$ 处的桩位移也就是桩土界面的桩-土相对位移值。这也是各种 $\tau-s$ 曲线(桩侧阻力-桩土相对位移或桩位移曲线)可以直接用于荷载传递微分方程(3)的原因。

黄锋等<sup>[6]</sup>的研究表明, 式(3)同样适用于抗拔桩。式(3)中的 $S(z)$ 应为上拔荷载作用下某深度 $z$ 处的桩身上拔位移 $S(z)$ 。根据黄锋等<sup>[6]</sup>的研究可知, 考虑桩伸长变形时某深度 $z$ 处的桩身位移 $S(z)$ 可表示为

$$S(z) = \frac{\tau_0(z) r_0}{G_s} \ln(r_m/r_0), \quad (4)$$

式中,  $G_s$ 为桩侧土的剪切模量,  $r_0$ 为桩身半径,  $r_m$ 为

桩的影响半径,  $r_m = 2.5 \rho (1 - \nu_s) L$ ,  $L$ 为桩长,  $\nu_s$ 为桩侧

土的泊松比,  $\rho$ 为桩周土的不均匀系数,  $\rho = \frac{\sum_{k=1}^m G_{sk} L_k}{G_{sm} L}$ ,

$L_k$ 为位于 $k$ 层土中的桩长,  $G_{sk}$ 为 $k$ 层土中的剪切模量, 对于均质土,  $\rho = 1$ 。

将式(4)代入式(3)可得

$$\frac{d^2 S(z)}{dz^2} - \frac{2G_0}{E_p r_0^2 \ln(r_m/r_0)} S(z) = 0, \quad (5)$$

式(5)的通解为

$$S(z) = C_1 e^{\lambda z} + C_2 e^{-\lambda z}, \quad (6)$$

式中,  $\lambda = \frac{1}{r_0} \sqrt{\frac{2G_s}{E_p \ln(r_m/r_0)}}$ ,  $C_1$ 和 $C_2$ 为待求系数。

由式(1)和边界条件 $P(z)|_{z=0} = P_t$  ( $P_t$ 为桩顶荷载)及 $P(z)|_{z=L} = 0$ , 可求得

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{P_t e^{-\lambda L}}{2\lambda E_p A_p \text{sh}(\lambda L)}, \\ C_2 &= \frac{P_t e^{\lambda L}}{2\lambda E_p A_p \text{sh}(\lambda L)}. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

抗拔桩某一深度 $z$  ( $0 \leq z \leq L$ ) 处的桩身位移为

$$S(z) = \frac{P_t \text{ch}[\lambda(L-z)]}{\lambda E_p A_p \text{sh}(\lambda L)}. \quad (8)$$

由式(1)可知, 抗拔桩深度 $z$  ( $0 \leq z \leq L$ ) 处的桩身轴力 $P(z)$ 为

$$P(z) = -E_p A_p \frac{dS(z)}{dz} = \frac{P_t \text{sh}[\lambda(L-z)]}{\text{sh}(\lambda L)}. \quad (9)$$

由式(2)、(9)可得到深度 $z$ 处的桩侧摩阻力:

$$\tau_0(z) = \frac{P_t \lambda \text{ch}[\lambda(L-z)]}{\pi d \text{sh}(\lambda L)}, \quad (10)$$

当 $z=0$ 时, 可知抗拔桩桩顶上拔量为

$$S_t = \frac{P_t \text{cth}(\lambda L)}{\lambda E_p A_p}. \quad (11)$$

### 1.2 部分桩长侧阻达极限状态的抗拔桩受力性状分析

众所周知, 抗拔桩的桩侧摩阻力是从桩顶至桩端逐渐发挥的。当竖向抗拔力较大时, 桩身上部的侧阻先达到极限状态(假设桩侧阻达到极限状态的桩段长度为 $L_1$ ), 此后随着桩顶上拔荷载的增加, 假定该段内的桩侧阻力不变而维持在该极限状态下(本文不考虑桩侧阻力的软化效应)。此时式(3)变为

$$\frac{d^2 S(z)}{dz^2} - \frac{\pi d \tau_u}{E_p A_p} = 0, \quad (12)$$

此时, 式(12)的通解为

$$S(z) = \frac{\pi r_0 \tau_u}{E_p A_p} z^2 + C_3 z + C_4. \quad (13)$$

桩侧阻力达到极限状态的桩段 $L_1$ 某深度 $z$  ( $0 \leq z \leq L_1$ ) 处的桩身轴力为

$$P(z) = -\pi d \tau_u z - C_3 E_p A_p, \quad (14)$$

式中,  $C_3$ 和 $C_4$ 为待求系数。

由边界条件 $S(z) \mid_{z=L_1}=S_{L_1}$ 和 $P(z) \mid_{z=L_1}=P_t - \pi d L_1 \tau_u$ 可求得 $C_3$ 和 $C_4$ 的值。其中 $S_{L_1}$ 为桩段 $L_1$ 处对应的桩身位移, 可通过式(8)求得

$$S_{L_1} = \frac{P_t \text{ch}[\lambda(L-L_1)]}{\lambda E_p A_p \text{sh}(\lambda L)}, \quad (15)$$

$$\left. \begin{aligned} C_3 &= -\frac{P_t}{E_p A_p}, \\ C_4 &= S_{L_1} + \frac{P_t L_1}{E_p A_p} - \frac{\pi r_0 \tau_u L_1^2}{E_p A_p} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

桩侧阻力达到极限状态的桩段 $L_1$ 内深度 $z$  ( $0 \leq z \leq L_1$ ) 处的桩身位移 $S(z)$ 可表示为

$$S(z) = S_{L_1} + \frac{P_t(L_1 - z)}{E_p A_p} - \frac{\pi r_0 \tau_u (L_1^2 - z^2)}{E_p A_p}. \quad (17)$$

由式(8)可知, 抗拔桩桩侧阻力未达到极限状态桩段某一深度 $z$  ( $0 < z \leq L-L_1$ )处的沉降为

$$S(z) = \frac{(P_t - \pi d \tau_u L_1) \text{ch}[\lambda(L-L_1-z)]}{\lambda E_p A_p \text{sh}[\lambda(L-L_1)]}. \quad (18)$$

抗拔桩桩侧阻力未达到极限状态桩段某一深度 $z$  ( $0 < z \leq L-L_1$ )处的轴力可表示为

$$P(z) = \frac{(P_t - \pi d \tau_u L_1) \text{sh}[\lambda(L-L_1-z)]}{\text{sh}[\lambda(L-L_1)]}. \quad (19)$$

由式(15)、(18)可知,  $L_1$ 长度的桩段达到桩侧阻力极限状态的抗拔桩桩顶沉降为

$$S_t = \frac{P_t \text{ch}[\lambda(L-L_1)]}{\lambda E_p A_p \text{sh}(\lambda L)} + \frac{P_t L_1}{E_p A_p} - \frac{\pi r_0 \tau_u L_1^2}{E_p A_p} + \frac{(P_t - \pi d \tau_u L_1) \text{cth}[\lambda(L-L_1)]}{\lambda E_p A_p}. \quad (20)$$

需要说明的是, 对于抗拔桩位于成层土中的情况, 利用上述公式计算时, 要考虑桩段 $L_1$ 内不同土层中具有不同的 $\tau_u$ 值。

抗拔桩桩侧阻力达到极限状态桩段长度 $L_1$ 的确定方法为根据桩侧摩阻力发挥的特点可知, 桩侧摩阻力是从桩顶至桩端逐渐发挥的过程。因此确定 $L_1$ 长度时应先按照式(10)计算某一深度 $z$ 处的桩侧阻力 $\tau_0(z)$ , 若计算得到的 $\tau_0(z)$ 值达到该处土层侧阻的极限值 $\tau_u$ , 则认为此处土层桩侧摩阻力已经完全发挥, 则该深度处对应的桩长即是 $L_1$ 的长度。需要说明的是, 本文假定桩侧摩阻力完全发挥后会维持该极限状态, 桩侧土不存在侧阻软化或硬化现象。

### 1.3 全桩长侧阻已达极限状态的抗拔桩受力性状分析

如果按照式(10)计算得到的桩端处的 $\tau_0(L)$ 值达到该处极限侧阻 $\tau_u$ , 则说明全桩长范围内桩侧摩阻力已经达到极限状态, 即此时 $L_1=L$ 。当 $z=0$ 时, 由式(20)可知, 全桩长范围内桩侧摩阻力已经达到极限状态的桩顶沉降可表示为

$$S_t = \frac{P_t}{\lambda E_p A_p \text{sh}(\lambda L)} + \frac{P_t L}{E_p A_p} - \frac{\pi r_0 \tau_u L^2}{E_p A_p} + \frac{(P_t - \pi d \tau_u L)}{\lambda E_p A_p \text{sh}(0)}. \quad (21)$$

由式(21)可知, 该式最后一项分母中的 $\text{sh}(0) \rightarrow 0$ , 说明当抗拔桩全桩长范围内的桩侧摩阻完全发挥时(本文未考虑抗拔桩桩身自重对上拔荷载的影响), 桩顶沉降 $\rightarrow \infty$ , 即在桩侧摩阻力完全发挥后, 抗拔桩将会被拔出, 继而造成桩顶沉趋于无限大。

## 2 抗拔桩极限侧阻 $\tau_u$ 的确定

从前面的分析中可以看出, 抗拔桩桩侧极限侧阻 $\tau_u$ 对抗拔桩上拔变形具有重要的影响。因此, 如何获得 $\tau_u$ 的合理值是本文抗拔桩变形解析算法的关键。

竖向受压桩极限侧阻为<sup>[10]</sup>

$$\tau_u = K_u \sigma_v \tan \delta, \quad (22)$$

式中,  $K_u$ 为水平土压力系数,  $\sigma_v'$ 为土的竖向有效应力,  $\delta$ 为桩土界面的摩擦角。

由于桩土界面的摩擦角 $\delta$ 和水平土压力系数 $K_u$ 不易确定, 因此有必要对式(22)进行变换为

$$\tau_u = K_0 \left( \frac{K_u}{K_0} \right) \tan \left[ \varphi' \left( \frac{\delta}{\varphi'} \right) \right] \sigma_v', \quad (23)$$

式中,  $\varphi'$ 为桩周土的内摩擦角,  $K_0$ 为静止土压力系数,  $K_u/K_0$ ,  $K_0$ ,  $\delta$ 的取值参见表1。

从式(23)可知, 某层土的极限侧阻 $\tau_u$ 是随深度增加的, 实际选取时可取某层土极限侧阻计算值的平均值作为该层土的极限侧阻。需要注意的是, 式(23)得到的极限侧阻 $\tau_u$ 是针对竖向受压桩的。已有研究表明, 同一场地中抗拔桩的极限侧阻小于抗压桩的极限侧阻值<sup>[10-12]</sup>。Poulos等的研究表明<sup>[10]</sup>, 黏性土中的竖向抗拔桩的极限侧阻约为竖向抗压桩极限侧阻值的2/3; ZHANG等<sup>[12]</sup>通过竖向抗压和抗拔现场试验研究了同一场地中不同土层中的竖向抗拔桩和抗压桩的极限侧阻值。现场试验结果表明, 不同土层中竖向抗拔桩的极限侧阻约为竖向抗压桩极限侧阻的0.7倍。因此, 确定抗拔桩极限侧阻时应将式(26)计算出来的抗压桩情况中的极限侧阻乘以0.7。

## 3 算例验证

### 3.1 算例1

Sowa<sup>[18]</sup>通过现场足尺试验研究了抗拔混凝土预制圆桩的受力性状。本试验中混凝土预制圆桩的直径

表 1  $K_u$  和  $\delta$  的取值

$K_u$ 和 $\delta$ 的取值	桩的类型	参考文献
$K_u/K_0=0.7\sim1.2$ , 其中 $K_0=1-\sin\varphi'$	竖向位移较小的桩	Kulhawy <sup>[13]</sup>
$K_u/K_0=1.0\sim2.0$ , 其中 $K_0=1-\sin\varphi'$	竖向位移较大的桩	Kulhawy <sup>[13]</sup>
$K_u=0.5$	打入式钢管桩	American Petroleum Institute <sup>[14]</sup>
$K_u=0.8$ (竖向位移较小)	打入式钢管桩	American Petroleum Institute <sup>[15]</sup>
$\delta=0.75\varphi'$	现场钻孔灌注桩, 预制混凝土管桩	Potyondy <sup>[16]</sup> , GEO <sup>[17]</sup>
$\delta=(0.5\sim0.7)\varphi'$	表面粗糙的钢管桩或 H 钢桩	Kulhawy <sup>[13]</sup>
$\delta=(0.8\sim1.0)\varphi'$	表面粗糙的混凝土管桩	Kulhawy <sup>[13]</sup>

为0.53 m, 桩长为12.0 m, 桩身弹性模量为30 GPa。该场地主要土层为细砂, 该土层的内摩擦角为30.0°, 剪切模量为2.0 MPa。细砂上覆有少量的黏质粉土和粉质黏土。地下水位于地表下1.2 m。地下水位以上土的天然重度为18.4 kN/m<sup>3</sup>, 地下水位以下土的有效重度近似取8.4 kN/m<sup>3</sup>, 近似取全桩长范围内的泊松比为0.5。本算例中 $K_u/K_0$ 取2.0,  $\delta=0.75\varphi'$ , 并最终将式(23)计算出来的数值乘以0.7作为抗拔桩桩侧阻力的极限值, 并取计算土极限侧阻计算值的平均值作为该层土的极限侧阻。土层极限侧阻值的确定方法见图1。

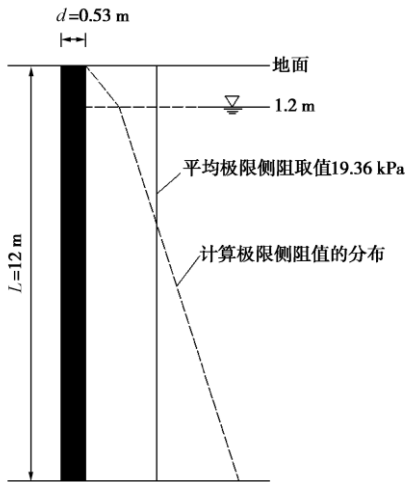


图 1 土层的极限侧阻的计算值

Fig. 1 Calculated values of limiting skin friction of soil strata

按照本文上述方法可得到不同桩顶上拔荷载下抗拔单桩的荷载 - 位移曲线。将本文抗拔单桩荷载 - 位移计算结果与Sowa<sup>[18]</sup>的试验结果及Goel等<sup>[8]</sup>的试验结果进行对比, 见图2。

从图2中可以看出, 桩顶荷载小于300 kN时, 本文方法计算得到的抗拔单桩荷载 - 位移曲线和Sowa<sup>[18]</sup>的实测曲线较为接近。当桩顶荷载大于391 kN时 (已达破坏状态, 抗拔单桩极限承载力计算值可取391 kN), 抗拔单桩桩顶位移计算值无限增大, 表明抗拔单桩全桩长范围内的侧阻已完全发挥, 抗拔单桩被拔出。实测的抗拔单桩的极限荷载约为382 kN, 这与本

文抗拔单桩极限承载力计算值较为接近。

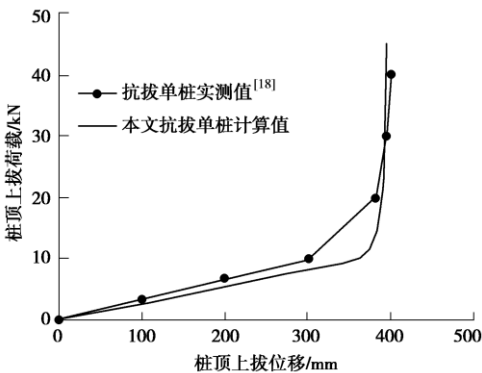


图 2 抗拔单桩实测和计算荷载 - 位移曲线

Fig. 2 Measured and calculated load-displacement curves of single uplift pile

3.2 算例 2

McCabe等<sup>[19]</sup>通过现场试验研究了抗拔混凝土预制方桩的受力性状。本试验中混凝土预制方桩的边宽为250 mm, 桩长为6 m, 桩身弹性模量为50 GPa。根据横截面积相同, 该预制方桩的等效直径为282.2 mm。该场地的土层自上而下分布情况为: 含砂填土, 厚度为1.0 m, 下面为厚度0.7 m的砂质淤泥土, 其下1.7~9.0 m范围内为淤泥质黏土, 该土层为场地内的主要土层, 其内摩擦角为33.5°。地下水位于地表面下1.0~1.5 m (本文计算时取为1.5 m)。McCabe等<sup>[18]</sup>将试验场地土层假定为单一土层, 并通过PIGLET程序反分析得土的剪切模量为3.5 MPa。运用式(23)确定极限侧阻时需要用到该场地各土层的天然重度和有效重度, 泊松比以及内摩擦角。但文献[18]中只给出该试验场地中主要土层1.7~9.0 m的淤泥质黏土的内摩擦角 $\varphi'$ , 其值约为33.5°。故本算例统一取该场地中土层的内摩擦角 $\varphi'$ 为33.5°, 泊松比取为0.5。参照工程经验地下水位以上的含砂填土的天然重度近似取为18.0 kN/m<sup>3</sup>, 地下水位以上的砂质淤泥土的天然重度近似取为17.5 kN/m<sup>3</sup>, 地下水位以下的砂质淤泥土和轻微超固结状质淤泥质黏土的有效重度统一取为7.5

$\text{kN/m}^3$ 。同时根据表1可知,  $K_u/K_0$ 取为1.5,  $\delta=0.75\varphi'$ , 并最终将式(23)计算出来的数值乘以0.7作为抗拔桩桩侧阻力的极限值, 并取某层土极限侧阻计算值的平均值作为该层土的极限侧阻, 其值确定方法见图3。

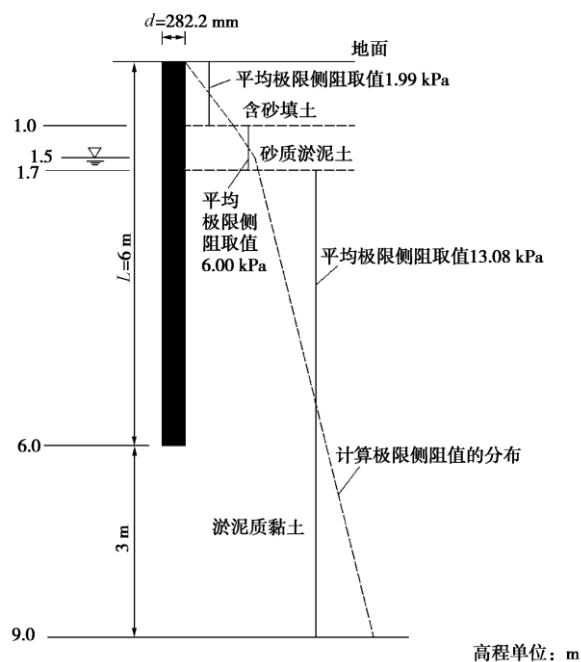


图 3 各土层极限侧阻的计算值

Fig. 3 Calculated values of ultimate skin friction of each soil stratum

按照本文上述方法可得到不同桩顶上拔荷载下抗拔单桩的荷载-位移曲线。将本文抗拔单桩荷载-位移计算结果与McCabe等<sup>[18]</sup>的试验结果进行对比, 见图4。

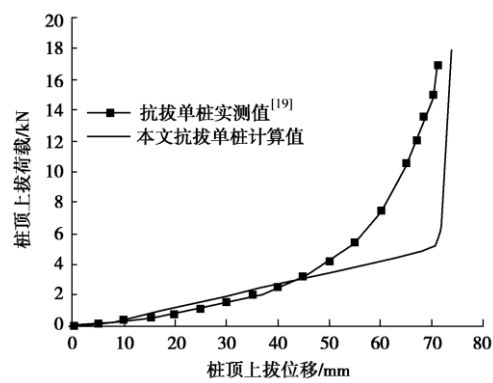


图 4 抗拔单桩实测和计算荷载-位移曲线

Fig. 4 Measured and calculated load-displacement curves of single uplift pile

从图4中可以看出, 桩顶荷载小于50 kN时, 本文方法计算得到的抗拔单桩荷载-位移曲线和McCabe等<sup>[19]</sup>的实测曲线较为接近。当桩顶荷载大于74 kN时(已达破坏状态, 抗拔单桩极限承载力计算值可取74

kN), 抗拔单桩桩顶位移计算值无限增大, 表明抗拔单桩全桩长范围内的侧阻已完全发挥, 抗拔单桩被拔出。而抗拔单桩的实测荷载-位移曲线则是逐渐达到极限状态的过程, 这主要是由于本文计算抗拔单桩受力性状时未考虑桩身自重的影响, 而实际上试验中的抗拔桩的自重对上拔桩的受力性状是有一定的影响的。实测抗拔单桩的极限承载力约为72 kN, 和本文抗拔单桩极限承载力计算值74 kN较为接近。

本文方法可以方便快速地估算抗拔单桩破坏前的受力性状, 且可近似估算抗拔单桩的极限承载力。

4 结 论

本文通过理论推导和查阅文献, 指出抗拔单桩荷载传递微分方程中的 $S(z)$ 应为桩身上拔位移, 消除了荷载传递法应用时由于不同理解可能带来的混乱。本文在上述基础上, 提出了一种抗拔单桩变形的解析算法。本文方法可反映桩侧摩阻力逐渐发挥至极限状态的过程, 且可用于分析抗拔单桩位于成层土中的情况。该算法的关键是确定合理的抗拔桩极限侧阻。同时在参考大量文献的基础上, 本文进一步明确了抗拔桩极限侧阻计算时各参数的取值, 指出桩土界面的摩擦角应取0.75倍的桩周土内摩擦角, 同时应将抗压桩极限侧阻计算值的0.7倍作为抗拔桩的极限侧阻计算值。已有现场试验成层土中抗拔单桩实测数据和本文算例对比分析表明本文方法是合理可行的且方便快捷。本文方法可方便快速地估算抗拔单桩破坏前的受力性状, 且可近似估算抗拔单桩的极限承载力。

参考文献:

[1] 孙晓立, 杨 敏, 莫海鸿. 利用等效墩法估算抗拔群桩基础的变形[J]. 岩土力学, 2009, 30(8): 2392 - 2396. (SUN Xiao-li, YANG Min, MO Hai-hong. Evaluation of deformation of tension pile group using equivalent pier method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(8): 2392 - 2396. (in Chinese))

[2] SHANKER K, BASUDHAR P K, PATRA N R. Uplift capacity of single piles: Predictions and performance[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2007, 25(2): 151 - 161.

[3] 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 - 1695. (HUANG Mao-song, REN Qing, WANG Wei-dong, et al. Analysis for ultimate uplift capacity of tension piles under deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(11): 1689 - 1695. (in Chinese))

[4] 张忠苗, 张乾青, 张广兴. 软土地区抗拔桩受力性状的试

- 验研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2009, **43**(11): 2114 - 2119. (ZHANG Zhong-miao, ZHANG Qian-qing, ZHANG Guang-xing. Mechanical properties of uplift pile in soft soils[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2009, **43**(11): 2114 - 2119. (in Chinese))
- [5] KHATRI V N, KUMAR J. Uplift capacity of axially loaded piles in clays[J]. International Journal of Geomechanics, 2010, **11**(1): 23 - 28.
- [6] 黄 锋, 李广信, 吕 禾. 砂土中抗拔桩位移变形的分析[J]. 土木工程学报, 1999, **32**(1): 31 - 36. (HUANG Feng, LI Guang-xin, LV He. Analysis of deformation of tension piles in sandy soil[J]. China Civil Engineering Journal, 1999, **32**(1): 31 - 36. (in Chinese))
- [7] 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): 1270 - 1277. (SUN Xiao-li, YANG Min. Analysis of nonlinear deformation of tension piles by modified method of deformation compatibility[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(6): 1270 - 1277. (in Chinese))
- [8] GOEL S, PATRA N R. Prediction of load displacement response of single piles under uplift load[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2007, **25**(1): 57 - 64.
- [9] SEED H B, REESE L G. The action of soft clay along friction piles [J]. Transaction, ASCE, 1957: 731 - 754.
- [10] POULOS H G, DAVIS E H. Pile Foundation analysis and design[M]. New York: John Wiley and Sons, 1980.
- [11] RAMASAMY G, DAY B, INDRAWAN E. Studies on skin friction on piles under tensile and compressive load[J]. Indian Geotechnical Journal, 2004, **34**(3): 276 - 289.
- [12] ZHANG Z M, ZHANG Q Q, YU F. A destructive field study on the behavior of piles under tension and compression[J]. Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering), 2011, **12**(4): 291 - 300.
- [13] KULHAWY F H. Limiting tip and side resistance: fact or fallacy?[C]// Proceedings of Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations, San Francisco, 1984: 80 - 98.
- [14] AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Recommended practice for planning, designing and construction fixed offshore platforms[S]. APIRP2A, 1977.
- [15] AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Recommended practice for planning, designing and construction fixed offshore platforms [S]. APIRP2A, 1985.
- [16] GEO. Foundation design and construction [S]. 2006.
- [17] POTYONDY J G. Skin friction between various soils and construction materials[J]. Géotechnique, 1961, **11**(4): 339 - 353.
- [18] SOWA V A. Pulling capacity of concrete cast in-situ bored piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1970(7): 482 - 493.
- [19] MCCABE B A, LEHANE B M. Behavior of axially loaded pile groups driven in clayey silt[J]. Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, 2006, **132**(3): 401 - 410.

(本文责编 胡海霞)