

# 基于波速孔压静力触探试验计算软土中静压桩的单桩极限承载力

曹 权<sup>1, 2, 3</sup>, 施建勇<sup>1, 2</sup>, 雷国辉<sup>1, 2</sup>, 艾英钵<sup>1, 2</sup>

(1. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098; 2. 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098;  
3. 深圳市市政设计研究院有限公司, 广东 深圳 518029)

**摘 要:** 根据静力触探探头和静压桩贯入软土时的特点, 采用柱孔扩张理论来模拟圆锥锥身和桩身贯入过程中应力场的变化, 采用球孔扩张理论分析锥尖和桩端的挤土受力情况, 推导出该条件下柱孔扩张和球孔扩张的极限扩孔压力理论解, 在此基础上, 对静力触探探头和静压桩进行受力对比分析, 推导出利用波速孔压静力触探试验成果估算静压桩极限承载力的理论表达式。理论计算值与现场试验桩的静载荷试验结果较为吻合, 说明该理论解具有一定的实用价值。  
**关键词:** 波速孔压静力触探试验; 静压桩; 饱和软黏土; 小孔扩张理论; 单桩极限承载力

**中图分类号:** TU470 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2012)01-0051-07

**作者简介:** 曹 权(1970 - ), 男, 安徽安庆人, 博士, 高级工程师, 主要从事土的原位测试研究。E-mail: caoquanrang@126.com。

## Calculation of ultimate bearing capacity of jacked-in piles in soft soil based on seismic piezocone penetration tests

CAO Quan<sup>1, 2, 3</sup>, SHI Jian-yong<sup>1, 2</sup>, LEI Guo-hui<sup>1, 2</sup>, AI Ying-bo<sup>1, 2</sup>

(1. Geotechnical Engineering Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. Shenzhen Municipal Design and Research Institute Co., Ltd., Shenzhen 518029, China)

**Abstract:** According to the characteristics of installation of seismic piezocone penetration test (SCPTu) penetrometers and jacked-in piles, the penetration process is simulated by means of the cavity expansion theory. Based on this evaluation, the analytical solutions of the limit pressure of spherical and cylindrical cavities are presented. According to the analytical solutions and comparison of forces between SCPTu penetrometers and the piles, an analytical relationship between the data measured from SCPTu and the ultimate bearing capacity of a single pile is established. Compared with the axial load tests on a single pile in the field, the value of the new analytical solution which is used to predict the ultimate bearing capacity of jacked-in piles by utilizing the SCPTu data is verified.

**Key words:** seismic piezocone penetration test; jacked-in pile; saturated soft clay; cavity expansion theory; ultimate bearing capacity of a single pile

## 0 引 言

由于静力触探法确定桩的承载力具有快捷、高效的优点, 且静力触探(CPT)和静压桩在几何形状和贯入方式上具有相似性, 因此使利用静力触探试验成果预测土中单桩的极限承载力成为可能, 为此, 各国学者提出了许多经验公式。由于研究的出发点不同, 对于静力触探测试数据与桩的承载力之间的关系, 学者们的解释差异较大: Bustamante 等<sup>[1]</sup>通过同一场地大量足尺桩载荷试验和静力触探试验的对比, 分析了

利用 CPT 法确定桩的承载力的可靠性; Cudmani 等<sup>[2]</sup>采用小孔扩张理论, 并引入形状因子来分析圆锥侧壁摩阻力和小孔极限扩张压力之间的相关性; White<sup>[3]</sup>在其有关桩的承载力的研究报告中指出, 砂土中静力触探试验的锥尖阻力和桩的端阻力相等, 不受几何尺寸的影响; Gui 等<sup>[4]</sup>把静力触探探头看成是一个微型

基金项目: 国家自然科学基金项目(50878075)

收稿日期: 2010-12-08

桩,认为长桩的端阻可用静力触探试验测得的锥尖阻力代替,短桩则要对其进行修正;Roy 等<sup>[5]</sup>对比孔压静力触探试验和装有测量元件的钢管桩的压桩试验,得出贯入速率大小对同一位置的孔压影响不大,静力触探试验测得的锥壁摩阻力、锥尖阻力和测得的桩身摩阻力、桩端阻力比较一致,受尺寸效应影响很小;叶观宝等<sup>[6]</sup>也提出了类似的观点。随着孔压静力触探试验(CPTu)在工程应用上的开展,一些学者在 20 世纪 90 年代陆续推出了一些基于 CPTu 预测桩的承载力的经验方法,如 Eslami 等<sup>[7]</sup>和 Takesue 等<sup>[8]</sup>。

目前采用半经验方法多是基于静力触探试验成果和桩的载荷试验成果相关分析基础上的经验公式,主要考虑沉桩方式、桩端阻力的影响范围、桩侧摩阻力的统计方式、桩型、加载方向以及桩周土层等对桩的承载力的影响,不同的经验公式只考虑了上述影响因素中的一种或几种,考虑的重点和适用的对象也不一样,造成了一根桩的极限承载力按不同的经验公式计算的桩的值却不完全相同,甚至相差很大。此外,公式中的经验系数大多无明确的物理含义,不容易确定,这也影响了该方法的应用范围和估算值的可靠性。为了使这种方法在工程中得到更广泛的应用,开展静力触探试验和桩的承载力相关性的理论研究、建立两者之间的理论关系就显得非常重要。

本文基于小孔扩张理论求出软土中小孔扩张的极限扩孔压力理论解,在此基础上对比分析桩和探头的受力,建立桩的极限承载力和波速孔压静力触探测试参数之间理论表达式,并就桩的极限承载力计算值与现场桩的载荷试验实测结果进行对比分析。

## 1 小孔扩张的极限扩孔压力

针对软黏土中静力触探试验和静压桩沉桩的特点,用小孔扩张理论进行模拟分析:假定圆锥探头和桩在软黏土中贯入时发生不排水挤土作用,考虑到邻近锥和桩周土发生了强烈变形,引入软化系数 $\beta$ 、对数应变和 Tresca 屈服准则来描述塑性区内变形。

当土体进入塑性变形阶段,其初始屈服函数为

$$F = \sigma_r - \sigma_\theta - 2c_u = 0, \quad (1)$$

定义应变软化区内后继屈服函数为

$$f = \sigma_r - \sigma_\theta - 2\left(1 - \frac{r_p - r}{r_p - r_i}\beta\right)c_u = 0. \quad (2)$$

式中  $\sigma_r$  为径向应力;  $\sigma_\theta$  为切向应力;  $r_p$  为塑性区半径;  $r_i$  为当前柱孔半径;  $\beta$  为软化系数,  $\beta=0$  表示土体无扰动,  $\beta=1$  时土体柱孔壁处结构完全破坏,  $0 < \beta < 1$  时,不排水抗剪强度  $c_u$  随不同的损伤程度在塑性范围内沿径向变化;  $r=r_p$  点位于塑性区与弹性区

交界处,强度最大,其值为  $c_u$ ,  $r=r_i$  点位于桩壁处,强度最小,其值为  $(1-\beta)c_u$ ,如图 1 所示。

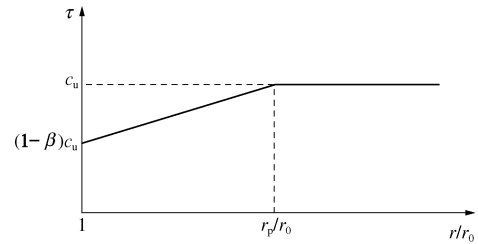


图 1 软黏土应变线性软化简化模型

Fig. 1 Simplified linear strain-softening model for soft clay

根据锥(桩)身和锥(桩)端部不同受力特点,分别用柱孔和球孔扩张理论进行分析,并推导出两种状况下的极限扩孔压力的理论解析式<sup>[9]</sup>。

(1) 饱和软土中不排水柱孔扩张时极限扩孔压力  $\psi_c$ ,

$$\psi_c = \frac{2c_u}{\frac{r_p}{r_i} - 1} \left\{ \left[ (1-\beta) \frac{r_p}{r_i} - 1 \right] \ln \left( \frac{r_p}{r_i} \right) + \beta \left( \frac{r_p}{r_i} - 1 \right) \right\} + c_u + p_0. \quad (3)$$

(2) 饱和软土中球孔不排水扩张过程中极限扩孔压力  $\psi_s$ ,

$$\psi_s = 4c_u(1-\beta) \ln \frac{r_p}{r_i} + \frac{4}{3}c_u(1-\beta) + p_0. \quad (4)$$

由式(3)、(4)可知,影响饱和软土中柱孔和球孔不排水扩张过程中极限压力  $\psi_c$  和  $\psi_s$  的主要因素有刚度指数  $I_r$ 、土的不排水抗剪强度  $c_u$ 、软化系数  $\beta$  以及初始应力  $p_0$ 。

## 2 桩、锥受力分析

### 2.1 基于球孔扩张解的桩端和锥尖阻力受力分析

假定桩端或圆锥探头在无限弹塑性体中的贯入过程等同于球孔从初始零半径扩张至桩或探头的半径, Bishop 等<sup>[10]</sup>认为桩的端阻与相应位置上球孔扩张最大内压力在数量级上相当。如图 2 所示,圆锥在贯入过程中受到均匀分布的正应力  $\sigma_n$  作用,力的方向与锥面垂直,同时贯入过程中产生的剪应力  $\tau$  沿锥面分布, Gibson<sup>[11]</sup>认为单位剪应力为土的不排水抗剪强度  $s_u$ , Ladanyi 等<sup>[12]</sup>假定剪应力值等于临近锥面土的重塑黏聚力,常为不排水强度的一半<sup>[13]</sup>,

$$\tau = (\sigma_n - u_m) M \tan \varphi'. \quad (5)$$

式中  $\varphi'$  为正常固结土的有效内摩擦角;  $M$  为与圆锥面的粗糙程度有关的摩擦参数,根据 Potyondy<sup>[14]</sup>和 Bozozuk 等<sup>[15]</sup>的研究成果,对光滑钢表面  $M$  取 0.5~0.75,对一般粗糙面,  $M$  取 1,  $u_m$  为锥尖处孔隙水压力。

由于锥尖处测得的孔隙水压力  $u_m$  和锥肩处测得

的  $u$  值有一定差别, 两者有如下关系:

$$u_m = \xi u, \quad (6)$$

$\xi$  为大于 1 的数, 根据 Roy 等<sup>[16]</sup>的试验研究, 在软黏土中,  $\xi = 1 \sim 1.1$ 。

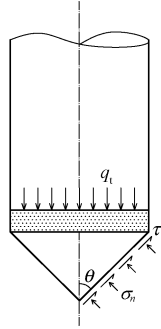


图 2 圆锥受力分析图

Fig. 2 Proposed stress field acting on cone

根据破坏时圆锥上力的平衡分析, 圆锥角为  $2\theta$  的圆锥力的平衡方程为

$$\sigma_n + \tau c \tan \theta = q_t, \quad (7)$$

式中,  $q_t$  是经过孔隙水压力校正过的锥尖阻力, 其与  $q_c$  的关系为

$$q_t = q_c + (1 - \eta)u, \quad (8)$$

其中,  $\eta$  为 CPTu 的不等端面积修正系数, 一般由探头制造商提供, 本次试验采用的探头  $\eta = 0.8$ 。

将式 (5)、(6)、(8) 代入式 (7) 中得

$$\sigma_n = \frac{q_c + \xi u M \tan \phi' c \tan \theta + (1 - \eta)u}{1 + M \tan \phi' c \tan \theta}, \quad (9)$$

$\sigma_n$  可假定为与球孔从初始零半径扩张至锥径  $r_i$  所需最大内压力  $\psi_s$ , 如图 3 所示, 即

$$\psi_s = \sigma_n = \frac{q_t + \xi u M \tan \phi' c \tan \theta}{1 + M \tan \phi' c \tan \theta}, \quad (10)$$

由式 (4) 球孔扩张极限扩孔压力解析解得

$$\psi_s = 4c_u (1 - \beta) \ln \frac{r_p}{r_i} + \frac{4}{3} c_u (1 - \beta) + p_0, \quad (11)$$

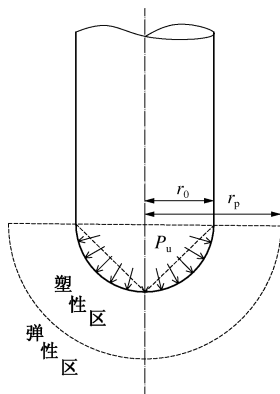


图 3 用球孔扩张模拟锥尖贯入示意图

Fig. 3 Simulated cone penetration with expansion of spherical cavity

式中,

$$\frac{r_p}{r_i} = \left( \frac{E}{2(1 + \nu)c_u} \right)^{\frac{1}{3}}. \quad (12)$$

假定模拟圆锥探头的球孔扩张产生的极限扩孔压力为  $\psi_{s1}$ , 模拟桩端贯入的球孔扩张产生的极限扩孔压力为  $\psi_{s2}$ , 圆锥探头的半径为  $a$ , 桩的半径为  $b$ , 锥、土界面产生的摩擦参数为  $M_1$ , 桩、土界面产生的摩擦参数为  $M_2$ , 并定义  $r_{ps1}$  为圆锥探头贯入时产生的塑性区半径,  $r_{ps2}$  为桩端贯入时产生的塑性区半径, 根据式 (11) 分别对桩、锥进行分析后得

$$\psi_{s1} = \psi_{s2}. \quad (13)$$

May<sup>[17]</sup>采用两种不同尺寸的探头在同一场地进行贯入试验, 结果表明探头的锥尖阻力与探头的横截面积大小无关, 即无尺寸效应, 这与式 (13) 的结论一致。

结合式 (10)、(13) 得

$$q_t = (1 + M_1 \tan \phi' c \tan \theta_1) \psi_{s1} - \xi M_1 \tan \phi' c \tan \theta_1 u, \quad (14)$$

同理可推导出桩的单位端阻为

$$q_b = (1 + M_2 \tan \phi' c \tan \theta_2) \psi_{s2} - \xi M_2 \tan \phi' c \tan \theta_2 u. \quad (15)$$

由式 (13) ~ (15) 得

$$q_b = \frac{(1 + M_2 \tan \phi' c \tan \theta_2)}{1 + M_1 \tan \phi' c \tan \theta_1} (q_t + \xi M_1 \tan \phi' c \tan \theta_1 u) - \xi M_2 \tan \phi' c \tan \theta_2 u. \quad (16)$$

由桩端承载力的定义  $Q_b = \pi b^2 q_b$  得

$$Q_b = \pi b^2 \frac{(1 + M_2 \tan \phi' c \tan \theta_2)}{1 + M_1 \tan \phi' c \tan \theta_1} (q_t + \xi M_1 \tan \phi' c \tan \theta_1 u) - \pi b^2 \xi M_2 \tan \phi' c \tan \theta_2 u. \quad (17)$$

式 (17) 即为静压桩极限桩端承载力表达式, 它既与波速孔压静力触探试验测得的锥尖阻力  $q_t$  和孔压  $u$  有关, 还与锥、土和桩、土界面产生的摩擦参数  $M_1$ ,  $M_2$  以及锥尖和桩端形状有关, 此外桩端土的有效内摩擦角  $\phi'$  也影响承载力的大小。

## 2.2 基于柱孔扩张解的桩和探头侧壁阻力受力分析

图 4 为探头贯入和桩体贯入对比示意图。

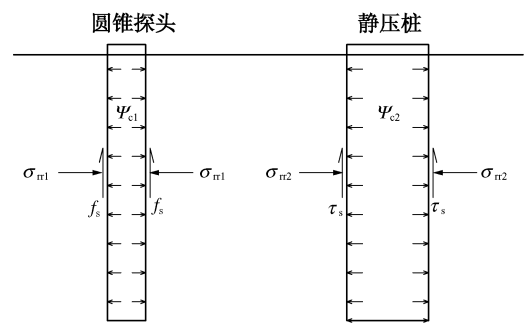


图 4 圆锥锥侧和桩身对比示意图

Fig. 4 Comparison of forces upon shaft between a penetrometer and a pile

由式 (3) 柱孔极限扩孔压力解析解可推导出圆锥探头和桩的极限扩孔压力分别为

$$\psi_{c1} = \frac{2c_u}{\frac{r_{pc1}}{a} - 1} \left[ \left( 1 - \beta \right) \frac{r_{pc1}}{a} - 1 \right] \ln \left( \frac{r_{pc1}}{a} \right) + \frac{2c_u}{\frac{r_{pc1}}{a} - 1} \beta \left( \frac{r_{pc1}}{a} - 1 \right) + c_u + p_0 \quad ; \quad (18)$$

$$\psi_{c2} = \frac{2c_u}{\frac{r_{pc2}}{b} - 1} \left[ \left( 1 - \beta \right) \frac{r_{pc2}}{b} - 1 \right] \ln \left( \frac{r_{pc2}}{b} \right) + \frac{2c_u}{\frac{r_{pc2}}{b} - 1} \beta \left( \frac{r_{pc2}}{b} - 1 \right) + c_u + p_0 \quad 。 \quad (19)$$

式中  $r_{pc1}$  为圆锥探头贯入时锥周土中形成的塑性区半径;  $r_{pc2}$  为桩端贯入时桩周土中形成的塑性区半径。  
令

$$k_2 = \frac{\psi_{c2}}{\psi_{c1}} \quad , \quad (20)$$

则由式 (18) ~ (20) 得

$$k_2 = \frac{\frac{2c_u}{\frac{r_{pc2}}{b} - 1} \left\{ \left[ \left( 1 - \beta \right) \frac{r_{pc2}}{b} - 1 \right] \ln \left( \frac{r_{pc2}}{b} \right) + \beta \left( \frac{r_{pc2}}{b} - 1 \right) \right\} + A}{\frac{2c_u}{\frac{r_{pc1}}{a} - 1} \left\{ \left[ \left( 1 - \beta \right) \frac{r_{pc1}}{a} - 1 \right] \ln \left( \frac{r_{pc1}}{a} \right) + \beta \left( \frac{r_{pc1}}{a} - 1 \right) \right\} + A} \quad , \quad (21)$$

式中,  $A = c_u + p_0$ 。

Randolph<sup>[18]</sup>认为处于破坏状态下桩身极限摩阻力  $\tau_s = \sigma'_{rt} \tan \delta$ , 式中,  $\sigma'_{rt}$  为破坏状态下局部径向有效应力,  $\delta$  为桩、土界面摩擦角。据此, 圆锥探头或桩的侧摩阻力为

$$\tau_s = \sigma'_{rr} \tan \delta \quad , \quad (22)$$

对于圆锥探头的侧摩阻力  $f_s$

$$f_s = \sigma'_{rr1} \tan \delta_1 = \psi_{c1} \tan \delta_1 \quad , \quad (23)$$

式中,  $\delta_1$  为锥身与土界面上的残余摩擦角, 整理上式得

$$\psi_{c1} = \frac{f_s}{\tan \delta_1} \quad , \quad (24)$$

对于桩

$$\tau_s = \sigma'_{rr2} \tan \delta_2 = \psi_{c2} \tan \delta_2 \quad , \quad (25)$$

式中,  $\delta_2$  为桩、土界面上的残余摩擦角。

由式 (20) 得  $\psi_{c2} = k_2 \psi_{c1}$ , 代入式 (25) 得

$$\tau_s = k_2 \psi_{c1} \tan \delta_2 \quad , \quad (26)$$

将式 (21)、(24) 代入式 (26) 得桩身单位侧摩阻力为

$$\tau_s = \frac{\frac{2c_u}{\frac{r_{pc2}}{b} - 1} \left\{ \left[ \left( 1 - \beta \right) \frac{r_{pc2}}{b} - 1 \right] \ln \left( \frac{r_{pc2}}{b} \right) + \beta \left( \frac{r_{pc2}}{b} - 1 \right) \right\} + A}{\frac{2c_u}{\frac{r_{pc1}}{a} - 1} \left\{ \left[ \left( 1 - \beta \right) \frac{r_{pc1}}{a} - 1 \right] \ln \left( \frac{r_{pc1}}{a} \right) + \beta \left( \frac{r_{pc1}}{a} - 1 \right) \right\} + A} \cdot \frac{\tan \delta_2}{\tan \delta_1} f_s \quad 。 \quad (27)$$

根据桩侧极限承载力公式  $Q_s = \sum_{i=1}^n 2\pi b l_i \tau_{si}$  有

$$Q_s = \sum_{i=1}^n \frac{\frac{2c_{ui}}{\frac{r_{pc2i}}{b} - 1} \left\{ \left[ \left( 1 - \beta \right) \frac{r_{pc2i}}{b} - 1 \right] \ln \left( \frac{r_{pc2i}}{b} \right) + \beta \left( \frac{r_{pc2i}}{b} - 1 \right) \right\} + c_{ui} + p_{0i}}{\frac{2c_{ui}}{\frac{r_{pc1i}}{a} - 1} \left\{ \left[ \left( 1 - \beta \right) \frac{r_{pc1i}}{a} - 1 \right] \ln \left( \frac{r_{pc1i}}{a} \right) + \beta \left( \frac{r_{pc1i}}{a} - 1 \right) \right\} + c_{ui} + p_{0i}} \cdot \frac{\tan \delta_{2i}}{\tan \delta_{1i}} 2\pi b l_i f_{si} \quad , \quad (28)$$

式中,  $l_i$  为桩侧第  $i$  层土厚度,  $f_{si}$  为桩侧第  $i$  层土圆锥侧摩阻力,  $c_{ui}$  为桩侧第  $i$  层土不排水抗剪强度,  $p_{0i}$  为桩侧第  $i$  层土初始应力,  $r_{pc1i}$ ,  $r_{pc2i}$  分别为桩侧第  $i$  层土中圆锥探头和桩贯入引起的塑性区半径,  $\delta_{1i}$ ,  $\delta_{2i}$  分别为桩侧第  $i$  层土与圆锥探头壁和桩身接触面的摩擦参数。  $r_{pc1}$ ,  $r_{pc2}$  分别为

$$\frac{r_{pc1}}{a} = \frac{2I_r}{\sqrt{4I_r - 1}} \quad , \quad (29)$$

$$\frac{r_{pc2}}{b} = \frac{2I_r}{\sqrt{4I_r - 1}} \quad 。 \quad (30)$$

由式 (28) ~ (30) 即可确定桩的侧摩阻力极限值。由此可见, 桩侧极限承载力不仅与波速孔压静力触探试验测得的锥侧摩阻力、剪切波速 (包含在土的刚度指数里) 有关, 还与桩侧各土层的刚度指数、软化系数、初始应力等有关, 此外桩、锥尺寸大小及与土层接触面摩擦参数亦对承载力产生影响。

单桩极限承载力等于桩端极限承载力和桩侧极限承载力之和, 即  $Q_{ult} = Q_b + Q_s$ , 将式 (17)、(28) 代入, 即可求得静压桩单桩极限承载力为

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_b + Q_s \\ &= \pi b^2 \left[ \frac{(1 + M_2 \tan \phi'_c \tan \theta_2)}{1 + M_1 \tan \phi'_c \tan \theta_1} (q_t + \xi M_1 \tan \phi'_c \tan \theta_1 u) - \right. \\ &\quad \left. \xi M_2 \tan \phi'_c \tan \theta_2 u \right] + \\ &\quad \sum_{i=1}^n \frac{\frac{2c_{ui}}{\frac{r_{pc2i}}{b} - 1} \left\{ \left[ \left( 1 - \beta \right) \frac{r_{pc2i}}{b} - 1 \right] \ln \left( \frac{r_{pc2i}}{b} \right) + \beta \left( \frac{r_{pc2i}}{b} - 1 \right) \right\} + c_{ui} + p_{0i}}{\frac{2c_{ui}}{\frac{r_{pc1i}}{a} - 1} \left\{ \left[ \left( 1 - \beta \right) \frac{r_{pc1i}}{a} - 1 \right] \ln \left( \frac{r_{pc1i}}{a} \right) + \beta \left( \frac{r_{pc1i}}{a} - 1 \right) \right\} + c_{ui} + p_{0i}} \end{aligned}$$

$$\frac{\tan \delta_{2i}}{\tan \delta_{1i}} 2\pi b l_i f_{si} \quad (31)$$

2.3 与桩基规范经验公式比较分析

《建筑桩基技术规范》<sup>[19]</sup>5.3.4 条规定: 当根据双桥探头静力触探资料确定混凝土预制桩单桩竖向极限承载力标准值时, 对于黏性土、粉土和砂土, 如无当地经验时可按下式计算:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum l_i \cdot \beta_i \cdot f_{si} + \alpha \cdot q_c \cdot A_p \quad (32)$$

式中  $f_{si}$  为第  $i$  层土的探头平均侧阻力 (kPa);  $q_c$  为一桩端平面上、下探头阻力, 取桩端平面以上  $4d$  ( $d$  为桩的直径或边长) 范围内按土层厚度的探头阻力加权平均值 (kPa), 然后再和桩端平面以下  $1d$  范围内的探头阻力进行平均;  $\alpha$  为桩端阻力修正系数, 对于黏性土、粉土取  $2/3$ , 饱和砂土取  $1/2$ ;  $\beta_i$  为第  $i$  层土桩侧阻力综合修正系数, 黏性土粉土  $\beta_i = 10.04(f_{si})^{-0.55}$ , 砂土  $\beta_i = 5.05(f_{si})^{-0.45}$ 。

另外双桥探头的圆锥底面积为  $15\text{ cm}^2$ , 锥角  $60^\circ$ , 摩擦套筒高  $21.85\text{ cm}$ , 侧面积  $300\text{ cm}^2$ 。

由式 (32) 可知, 《建筑桩基技术规范》给出的原位试验法确定单桩极限承载力的方法含有两个经验参数, 这些参数的确定带有很大的经验性, 而式 (31) 是基于小孔扩张理论和锥、桩受力分析基础上的解析解。尽管式 (32) 和式 (31) 在形式上非常相似, 但前者仅考虑了锥尖阻力  $q_c$  和侧壁摩阻力  $f_s$  与单桩极限承载力之间的经验关系, 而后者不仅考虑了锥尖阻

力  $q_c$ 、侧壁摩阻力  $f_s$ 、孔隙水压力  $u$  以及剪切模量  $G$  等 SCPTu 测试参数的影响, 还考虑了桩和锥材质 ( $M_1$ ,  $M_2$ )、尺寸大小 ( $a$ ,  $b$ ) 以及穿越不同土层时土的有效摩擦角  $\varphi'$ 、不排水抗剪强度  $c_u$  和应变软化系数  $\beta$  的影响, 因此, 由式 (31) 确定单桩极限承载力的方法无论在原理上, 还是在考虑影响因素上都比《建筑桩基技术规范》给出的原位试验法更全面、更合理。

3 实例验证

3.1 试验场地工程地质概况

本次试验场地位于昆山市花桥镇, 地形比较平坦, 属于长江三角洲冲击平原。勘探揭示深度内 ( $40.00\text{ m}$ ) 分布了 7 层土, 由上至下依次为耕土层、粉质黏土层、淤泥质粉质黏土层、淤泥质粉质黏土夹粉土层、淤泥质粉质黏土层、粉质黏土夹粉土层以及淤泥质粉质黏土层, 均为第四纪全新世至晚更新世河湖相、滨海、浅海相的黏性土、粉土、粉砂层, 除局部夹砂土层外, 黏性土层含水率高, 孔隙比大, 土质软弱, 极弱透水性, 为典型软土。根据室内土工试验成果和部分现场原位试验成果, 各土层主要物理力学指标的平均值参见表 1。

3.2 单桩极限承载力理论值与现场试验值对比分析

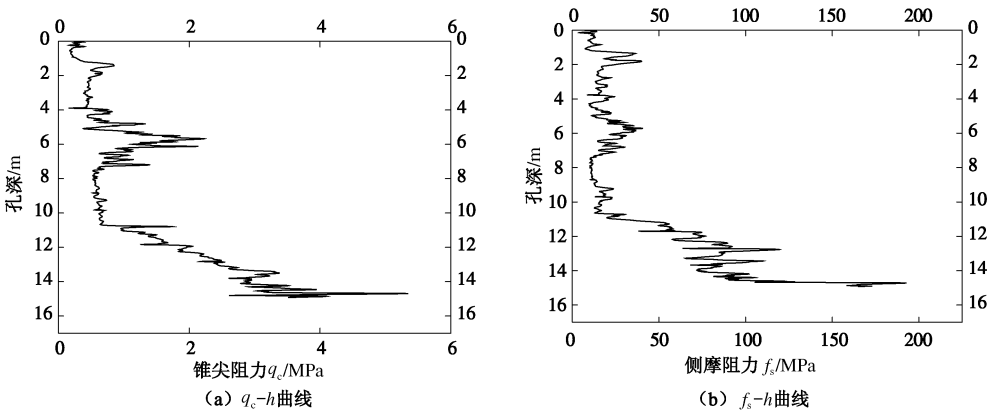
为了证明本文推导的单桩极限承载力解析解的合理性和可靠性, 将现场 hq-1 号波速孔压静力触探试验

表 1 试验场地土层物理力学性质指标

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

层序	土层分类	层厚 /m	重度 $\gamma$ /(kN·m <sup>-3</sup> )	塑限 $I_p$ /%	三轴(UU)三轴 (CD)		固结快剪		压缩模量 $E_{s1-2}$ /MPa	剪切波速 $v_s$ /(m·s <sup>-1</sup> )
					凝聚力 $c_u$ /kPa	摩擦角 $\varphi'$ (°)	凝聚力 $c$ /kPa	摩擦角 $\varphi$ /(°)		
①	耕植土	0.5	17.8							
②	粉质黏土	0.9	18.5	15.2	19.0	13.2	21	11.0	4.69	115.0
③	淤泥质粉质黏土	3.0	18.0	14.9	16.4	10.1	13	8.6	3.63	103.4
④	淤泥质粉质黏土夹粉土	3.8	18.4	14.4	22.6	15.4	14	9.9	3.78	137.8
⑤	淤泥质粉质黏土	3.1	17.8	15.0	8.9	12.4	9	9.3	2.73	143.3
⑥	粉质黏土夹粉土	12.3	18.0	14.1	15.2	19.5	23	10.5	5.11	145.8
⑦	淤泥质粉质黏土	6.0	18.1	14.1	13.0	12.6	22	9.7	3.56	145.0

注: 剪切波速为现场波速孔压静力触探试验值。



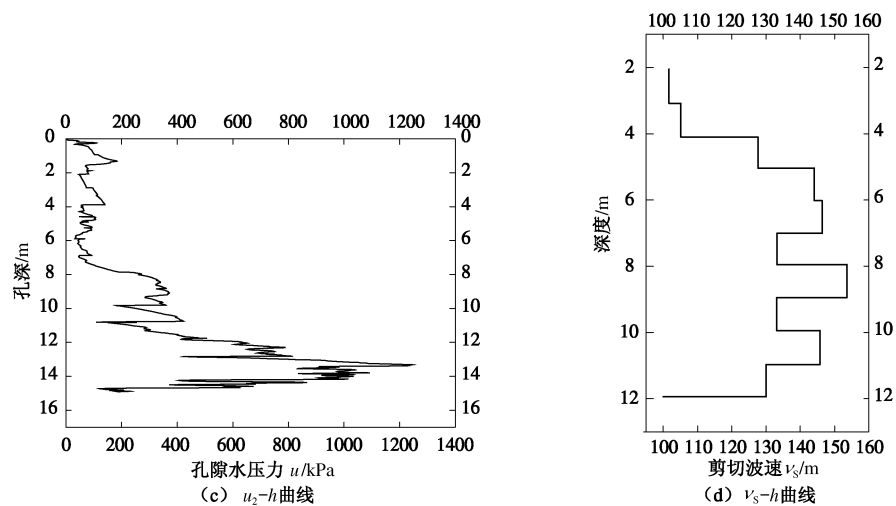


图 5 hq-1 孔 SCPTu 试验曲线  
Fig. 5 Presentation of SCPTu results of hole hq-1  
表 2 静压桩的极限承载力计算值与实测值对比

Table 2 Comparison between theoretical and measured values of ultimate bearing capacity of a single jacked-in pile													
层序	层厚 l/m	侧压力 $p_0$ /kPa	不排水 抗剪强度 $c_u$ /kPa	刚度 指数 $I_r$	有效 内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	锥土 摩擦系数 $\tan\delta_1$	桩土 摩擦系数 $\tan\delta_2$	SCPTu 单位侧 摩阻力 $f_s$ /kPa	桩身极 限承载力 $Q_s$ /kN	SCPTu 单位锥 尖阻力 $q$ /MPa	桩端极 限承载力 $Q_b$ /kN	桩的极 限承载力 计算值 $Q_c$ /kN	桩的极 限承载力 实测值 $Q_m$ /kN
②	0.90	3.5	19.0	82.3	13.2	0.116	0.250	7.59	31			2838	2420
③	2.97	10.0	16.4	73.8	10.1	0.088	0.175	11.72	120				
④	3.75	23.9	22.6	55.8	15.4	0.135	0.276	14.49	174				
⑤	3.12	39.0	8.9	102.2	12.4	0.109	0.220	12.21	120				
⑥	12.3	81.9	15.2	112.1	19.5	0.172	0.359	46.91	1860				
⑦	6.0	131.0	13.0	91.3	12.6	0.110	0.224	18.31	349	0.918	184		

孔测试的结果（见图 5）和表 1 中相关土性参数代入式（31）中，并将计算得到的结果与邻近 hq-1 孔的试验桩 S2 的载荷试验值进行对比分析。试验桩 S2 为摩擦桩，型号为 PC-A-500-100-15，桩身混凝土强度等级 C60，外径  $d=500$  mm，壁厚 100 mm，单节长 15 m，设计桩长  $L=30$  m，分两节(15 m/节)施工，采用静力压桩施工工艺。图 6 为 S2 试验桩静载荷试验的  $Q-s$  曲线。从图中可以发现，当 S2 桩桩顶沉降量为 14.4 mm 时，桩的承载力达到极限值 2420 kPa。

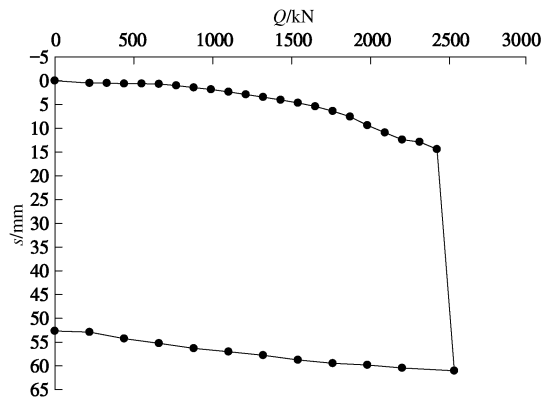


图 6 S2 试验桩静载荷破坏试验的  $Q-s$  曲线  
Fig. 6 Load-displacement curves for test pile S2

采用式（31）计算静压桩单桩极限承载力所需试验参数及主要计算过程参见表 2。

由图 6 可知 S2 桩静载荷试验得到的单桩极限承载力  $Q_m$  为 2420 kN，而由式（31）计算得到的单桩极限承载力  $Q_c$  为 2838 kN，计算值比实测值大 17%，主要原因：①由于式（31）是基于软土中小孔扩张理论的，而现场土层中夹有不少粉土和砂夹层，影响了土的强度指标，导致计算值偏大；②式（31）计算值 2838 kN 是假定桩周土完全固结的极限值，而 2420 kN 是 S2 桩在沉桩结束 146 d 后的静载荷试验值，此时的桩周土可能还未完全固结，桩的承载力时效性还未完成，因此该值还不是承载力的最大值；③式（31）中有些参数目前尚不能用常规的试验来确定，如桩和锥的材质参数  $M_1$ ， $M_2$  等，只能采用一些经验值，这些参数取值时的不确定性也影响最终的单桩极限承载力计算结果。

综上所述，利用式（31）计算得到的单桩极限承载力与现场单桩静载荷试验值非常接近，说明理论关系式可以很好的预测软土中静压桩的单桩极限承载力，具有一定的工程实用价值。

## 4 结 论

(1) 与传统的原位试验法和经验法确定单桩极限承载力相比, 基于波速孔压静力触探试验计算软土中静压桩单桩极限承载力的公式具有严密的理论基础, 不仅考虑了锥尖阻力  $q_c$ 、侧壁摩阻力  $f_s$ 、孔隙水压力  $u$  以及剪切模量  $G$  等 SCPTu 测试参数的影响, 还考虑了桩和锥材质 ( $M_1$ ,  $M_2$ )、尺寸 ( $a$ ,  $b$ ) 以及穿越不同土层时土的有效摩擦角  $\varphi'$ 、不排水抗剪强度  $c_u$  和应变软化系数  $\beta$  的影响, 因此, 基于波速孔压静力触探试验计算软土中静压桩单桩极限承载力的方法无论在原理上, 还是在考虑的影响因素上都比传统的原位试验法和经验法更合理、更全面。

(2) 利用理论公式 (31) 计算得到的单桩极限承载力与现场单桩静载荷试验值非常接近, 说明用这种方法可以很好的预测软土中静压桩的单桩极限承载力, 具有一定的工程实用价值。

## 参考文献:

- [1] BUSTAMANTE M, GIANESELLI L. Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer[C]// Proceedings, European Symposium on Penetration Testing, Vol.2, Amsterdam, The Netherlands, 1982: 493 - 500.
- [2] CUDMANI R, OSINOV V A. The cavity expansion problem for the interpretation of cone penetration and pressuremeter tests[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, **38**(6): 622 - 638.
- [3] WHITE D J. Field measurements of CPT and pile base resistance in sand[R]. Cambridge: University of Cambridge, 2003.
- [4] GUI M W, BOLTON M D. Geometry and scale effects in CPT and pile design[C]// Proc 1st Int Conf Site Characterization, Atlanta, 1998: 1063 - 1068.
- [5] ROY M, TREMBLAY M, TAVENAS F, et al. Development of pore pressures in quasi-static penetration tests in sensitive clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1982, **19**(1): 124 - 138.
- [6] 叶观宝, 汤 竞, 徐 超, 等. 利用孔压静力触探试验估算沉桩过程中产生的超孔隙水压力[J]. 工程力学, 2005, **22**(增刊): 194 - 198. (YE Guan-bao, TANG Jing, XU Chao, et al. Estimation of excess porewater pressure during pile installation by piezocone test[J]. Engineering Mechanics, 2005, **22**(S0): 194 - 198. (in Chinese))
- [7] ESLAMI A, FELLENIUS B H. Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, **34**(6): 886 - 904.
- [8] TAKESUE K, SASAKI H, MATSUMOTO T. Correlation between ultimate pile skin friction and CPT data[C]// Geotechnical Site Characterization proceedings ISC'98, Atlanta, 1998: 1177 - 1182.
- [9] 曹 权. 基于孔压静力触探试验 (SCPTu) 研究软土中静压桩的承载力性状[D]. 南京: 河海大学, 2010. (CAO Quan. Research on characteristics of bearing capacity of jacked-in pile in soft soil based on seismic piezocone penetration tests(SCPTu)[D]. Nanjing: Hohai University, 2010. (in Chinese))
- [10] BISHOP R F, HILL R, MOTT N F. The theory of indentation and hardness tests[C]// Proc Phys Soc, 1945: 147 - 159.
- [11] GIBSON R E. Discussion of G. Wilson, the bearing capacity of screw piles and screwcrete cylinders[J]. Journal of the Institution of Civil Engineers, 1950, **34**: 382.
- [12] LADANYI B, EDEN W J. Use of the deep penetration test in sensitive clays[C]// Proc 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1969: 225 - 230.
- [13] KONRAD J M, LAW K T. Undrained shear strength from piezocone test[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1987, **24**(6): 392 - 405.
- [14] POTYONDY J G. Skin friction between various soils and construction materials[J]. Géotechnique, 1961, **11**(4): 339 - 353.
- [15] BOZOZUK M, KEENAN G H, PHEENEY P E. Analysis of load tests on instrumented steel test piles in compressible silty soil[C]// Behavior of deep foundations, American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication 670, 1979: 153 - 180.
- [16] ROY M, TREMBLAY M, TAVENAS F, et al. Development of pore pressures in quasistatic penetration tests in sensitive clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1982, **19**(3): 124 - 138.
- [17] MAY R E. A study of the piezocone penetrometer in normally consolidated clay[D]. Oxford: Oxford University, 1987.
- [18] RANDOLPH M F. Science and empiricism in pile foundation design[J]. Géotechnique, 2003, **53**(10): 847 - 875.
- [19] JGJ 94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 2008. (JGJ 94—2008 Technical code for building pile foundations[S]. 2008. (in Chinese))