

# PHC 管桩在老黏土地区应用的试验研究

郭 杨，崔 伟

(安徽省建筑科学研究院, 安徽 合肥 230001)

**摘要:** 针对 PHC 管桩在老黏土地区应用, 开展了 PHC 管桩的承载特性与受力机理分析、挤土效应的数值计算与实践验证、PHC 管桩填芯混凝土及焊缝连接的试验与有限元分析等研究, 得出老黏土地区 PHC 管桩承载及变形等技术参数, 为 PHC 管桩在老黏土地区的正确应用提供较为科学的试验与理论依据。

**关键词:** PHC 管桩; 老黏土; 承载特性; 挤土效应; 管桩连接

**中图分类号:** TU473.1      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2011)S2-0108-08

**作者简介:** 郭 杨(1970-), 男, 安徽合肥人, 教授级高级工程师, 主要从事地基基础方面的研究与实践工作。E-mail: AHJKDJ@126.com.

## Experimental study on application of PHC piles in paleo-clay area

GUO Yang, CUI Wei

(Anhui Institute of Building Research & Design, Hefei 230001, China)

**Abstract:** With regard to the application of PHC piles in paleo-clay area, the bearing behavior and mechanism, numerical calculation and practical proof of squeezing effect, experiment and finite element analysis of core concrete and connection of welding seam of PHC pile are carried out. Satisfactory technical parameters are obtained for the PHC piles in paleo-clay area. It provides more scientific and theoretical basis for the tests on the application of PHC pile in paleo-clay area.

**Key words:** PHC pile; paleo-clay; bearing behavior; squeezing effect; connection of PHC piles

## 0 前言

预应力高强度混凝土管桩(以下简称 PHC 桩), 是指采用先张法预应力技术和混凝土离心法成型工艺制成的一种细长空心体混凝土预制构件。该类桩具有工业规模化生产、质量易于保障、单桩承载力高、对工程地址条件适应性强、施工速度快、现场无污染等优点, 因此, 工程中的应用越来越广泛。目前预应力混凝土管桩在我国广东、上海等软土地区应用与发展较为成熟<sup>[1-4]</sup>, 但在我国中部与西南地区广泛分布的第四纪晚更新世及其以前沉积的黏性土(后称老黏土)地区, 越来越多的建筑也采用管桩基础。由于地质条件的差异以及预应力高强混凝土管桩施工的特点, 管桩在老黏土地区应用的理论研究远远落后于工程实践<sup>[5]</sup>, 主要体现在老黏土地区预应力混凝土管桩基础的应用。目前主要参考广东和上海等地区的经验, 而在实践中发现, 管桩在较硬的老黏土地区与软土地区的应用有着较大区别。为此, 笔者开展了 PHC 管桩在老黏土地区应用的一系列试验研究, 以期得出 PHC 管桩在本地区应用的更加合理的技术参数。

## 1 老黏土地区 PHC 管桩的承载特性与受力机理

本文结合安徽省合肥市滨湖新区某 PHC 管桩工程静载试验的结果<sup>[6]</sup>, 进行 PHC 管桩承载特性的数值分析。

### 1.1 桩土有限元计算模型

对单桩与土相互作用的力学分析, 桩体可采用线弹性材料, 土体采用的 Mohr-Coulomb 屈服准则, 桩土接触面采用 Coulomb 摩擦模型, 接触面的算法采用自动选取罚刚度的方法。

### 1.2 工程实例分析

#### (1) 工程概况

本工程为 33 层住宅, 采用 PHC 管桩基础, 管桩穿越地层的物理力学性质见表 1, 管桩持力层为⑤层黏土层, 管桩型号为 PHC-AB600-130, 原设计桩长 30 m, 实际施工桩长 20 m。

#### (2) 桩土体系的单元划分

在数值分析中, 按照层厚将各层物理力学性质取

加权平均值, 将土层简化为 3 层。土体深度设为 1.5 倍桩长, 宽度为 50 倍桩的直径, 为了减少计算时间, 建模中利用对称性原理, 桩土体均取 1/4 模型进行计算, 在对称面上设立正对称的边界条件, 桩土计算模型单元划分如图 1 所示, 其中桩体共划分为 280 个单元, 土体划分 3936 个单元。通过选择合理的参数采用弹塑性本构模型、考虑桩土接触面、初始地应力场、大变形理论计算, 最终实现桩顶平面分级加载时的桩土模型应力与应变场的计算<sup>[7-11]</sup>。

表 1 各土层物理力学性质指标

Table 1 Physical and mechanical properties of soil

土层名称	层厚/m	重度 ( $\text{kN m}^{-3}$ )	黏聚力 /kPa	内摩擦角/(°)
耕填土	0.30~3.90	—	—	—
粉质黏土	0.50~3.90	19.9	69.1	16.7
粉质黏土	0.30~6.00	20.1	52.3	18.2
粉质黏土 夹粉土	2.10~14.00	20.4	45.7	18.7
黏土	0.80~7.20	20.3	72.1	15.4
黏土	17.00~35.90	20.3	76.7	17.1

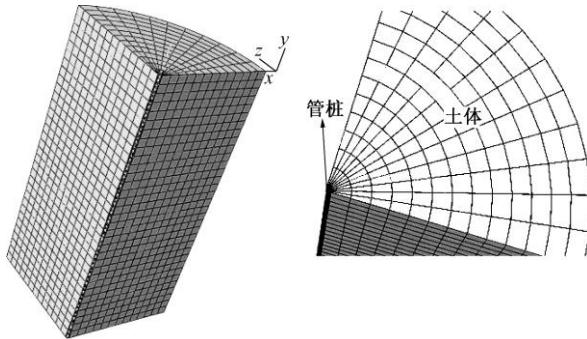


图 1 单元划分示意图

Fig. 1 Schematic diagram of divided elements

### (3) 计算结果及分析

静荷载试验的荷载 - 沉降曲线的线型是桩身材料或桩周土破坏机理和破坏模式的宏观反映。本文采用以上计算方法, 桩顶荷载采用与静载试验分级相同的加载方式, 计算出的荷载 - 沉降曲线与两根桩的实测曲线如图 2 所示。从图中可以看出, 计算曲线与实测曲线吻合较好, 2 根管桩的实测曲线与数值计算曲线均为缓变型, 当加载至 5400 kN 时, 没有出现明显的向下转折段, 也没有出现第二拐点, 桩端土体未达到极限状态。通过计算这 2 根实测管桩的弹性压缩变形量基本上与实测桩顶沉降量一致。

当桩顶受压桩身首先产生轴向弹性压缩变形, 由于此时桩身表面与其周边土体紧密接触, 当桩受力产

生相对于土的向下位移, 这时就会产生土对桩向上的桩侧摩阻力, 竖向荷载沿桩身向下传递的过程中, 必须不断克服这种摩阻力, 因此, 桩身轴力曲线一般随着深度递减。通过数值分析得出的各级荷载下桩身竖向正应力可计算出桩身轴力沿埋深的变化曲线, 计算结果如图 3 所示。从图 3 可以看出, 桩身 0~11 m 范围内的轴力传递速度较慢, 轴力图中的斜率较小; 桩身 11~18 m 范围内的轴力传递速度较快, 轴力图中的斜率较大。这主要由于下层土体为粉质黏土夹粉土, 其强度与侧摩阻力均比上层土体高, 因此荷载在该土层摩阻力发挥较大, 轴力递减速度较快。从图中还可以看出, 第一级荷载 1080 kN 时, 桩端 20 m 处的轴力为 297.39 kN, 并非为零, 这主要由于 PHC 管桩桩身采用预应力高强混凝土, 其弹性模量比普通混凝土灌注桩要大, 在桩顶竖向受压时, 其桩身弹性压缩量较小, 容易产生整桩向下的刚体位移, 从而在第一级荷载作用时, 桩端就已产生竖向位移, 从而产生端阻力。

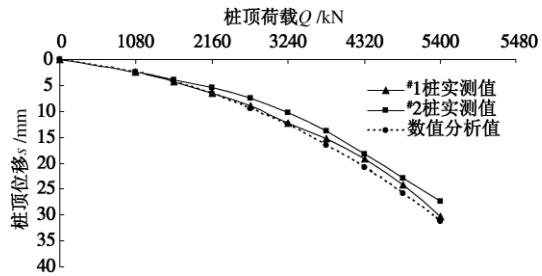


图 2 荷载 - 沉降曲线

Fig. 2 Load-settlement curve

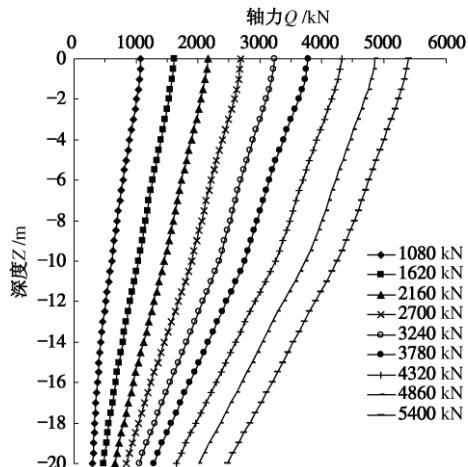


图 3 桩身轴力分布图

Fig. 3 Distribution of shaft force of pile

桩身各段侧摩阻力平均值可根据此段上下截面轴力差除以侧面积得到, 如图 4 所示。桩侧摩阻力的大小与桩土之间的相对位移、刚度比、作用在桩侧表面的水平应力以及土的特性有关。由于 PHC 管桩采用打

入或压入成桩工艺,能对桩周土体造成挤压,因此桩侧摩阻力一般比灌注桩大。从图4可以看出,在桩顶荷载较小时,桩身上部土层的摩阻力发挥较大,下部土层摩阻力发挥较小,随着桩顶荷载的增加,桩身上部的桩侧摩阻力增至某一极值发生屈服甚至破坏,桩身下部的桩侧摩阻力开始逐渐发挥,因此桩侧摩阻力是一个异步发挥的过程。从图4还可以看出,桩侧摩阻力随深度变化近似呈“三峰态”曲线,存在3个摩阻力极大值,第一个峰值位于-2.5 m处,在桩顶加载前5级荷载时,随着桩顶荷载的增大,其摩阻力随之增大,当桩顶荷载加至第6级时,出现极值67.0 kPa,其后随着桩顶荷载的增加,摩阻力反而降低,说明此时桩土界面的摩擦已经发生屈服。第二个峰值位于-11.0 m处,在桩顶加载前7级荷载时,随着桩顶荷载的增大,其摩阻力随之增大,当桩顶荷载加至第8级时,出现极值100.1 kPa,其后当加载第9级荷载时,摩阻力反而降低,说明此时桩土界面的摩擦也已发生屈服。第三个峰值位于-19.0 m处,并且随着桩顶荷载的增加而增加,未发生屈服,桩顶荷载加载至最后一级时,其摩阻力达到最大为98.3 kPa。桩土相对位移较小时,各土层中的桩侧摩阻力与桩对相对位移呈线性关系,之后随着桩土相对位移的增大,桩侧摩阻力与桩土相对位移呈非线性关系。

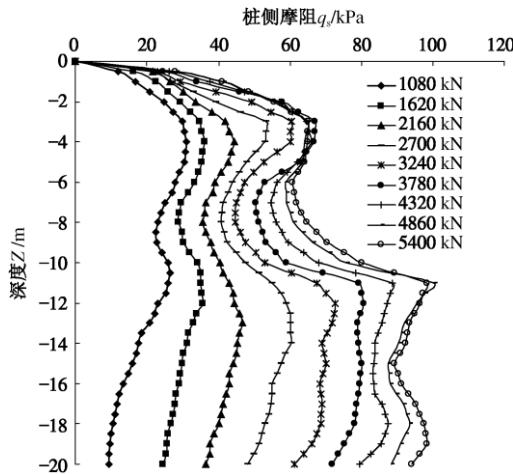


图4 桩侧摩阻力分布曲线

Fig. 4 Distribution of side friction of pile

### 1.3 老黏土地区PHC管桩桩侧阻力与桩端阻力的特性分析

根据有限元计算结果,将计算所得各土层摩阻力的极大值作为对应土层摩阻力的极限值,并与规范推荐值及勘察报告推荐值对比如表2所示。

从表2可以看出,本文采用数值分析方法计算得出的各层土体中桩的极限侧阻力均大于勘察报告推荐

值,除了①粉质黏土中的计算值在国家标准与广东省地方标准规定的范围之内,其他两个土层的计算值均大于两本规范的经验取值范围。

表2 各层土体中桩的极限侧阻力对比表

Table 2 Comparison table of pile shaft skin ultimate friction of different layers of soil

土层名称	勘察报告	JGJ94—2008规范	广东DBJT15—22—2008	kPa 本文计算值
①粉质黏土	54	55~70	54~70	67.0
②粉质黏土 夹粉土	80	70~86	70~86	100.1
③黏土	90	86~98	86~98	>98.3

本文的计算模型管桩采用封口型桩尖,不考虑土塞效应。管桩持力层为③黏土层,其桩端阻力与桩端沉降关系曲线见图5,端阻比随着桩顶荷载的增加的变化规律如图6所示。

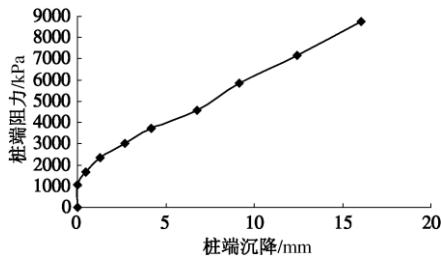


图5 ③黏土层桩端阻力与桩端沉降关系曲线

Fig. 5 Curve of tip resistance and pile tip settlement of clay ③

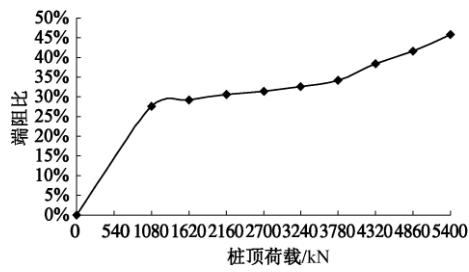


图6 端阻比变化曲线

Fig. 6 Curve of tip resistance ratio

从图5可以看出,桩端阻力与桩端沉降均随桩顶荷载的增加而增加,桩端阻力随着桩端沉降的增加而增大,同侧摩阻力一样,桩端阻力的发挥也需要一定的位移量。从图5中可以看出本次计算模型中,由于桩端土体在沉桩过程中,已经受到挤压而紧密,因此在桩端沉降量很小时,桩端阻力就已发挥;当桩端沉降达到16.03 mm时,管桩桩端阻力为8759.28 kPa,并且从曲线来看,此端阻力还未达到极限值,此端阻力值比建筑桩基技术规程(JGJ94—2008)中的推荐取值5500~6000 kPa高46.0%~59.3%,比勘察报告

推荐值 5000 kPa 高 75.2%。从图 6 可以看出, 端阻比随着桩顶荷载的增加而增加, 由于 PHC 管桩桩身强度高, 桩身压缩变形小, 易产生整体向下的刚体位移从而易使桩顶位移传到桩端, 进而产生桩端阻力, 因此在第一级荷载时, 桩端阻力就已经分担了桩顶荷载的 27.5%, 此比例随着桩顶荷载的增加而增加, 在前 6 级荷载时增长速度相对较小, 后 3 级荷载增长速度较快, 至最后一级荷载时, 桩端阻力可分担桩顶荷载的 45.8%, 相应地桩侧阻力可分担桩顶荷载的 54.2%。

## 2 老黏土地区 PHC 管桩挤土效应的数值计算与实践验证

### 2.1 老黏土地区 PHC 管桩挤土效应研究

基于理想弹塑性假定的 Vesic 扩孔理论是目前常用于分析沉桩挤土效应的方法, 很多文献对此进行了应用研究<sup>[12-14]</sup>。设管桩的内半径和外半径分别为  $R_0$  和  $R_u$ , 也即相当于圆柱孔的初始半径和扩张后的终孔半径, 塑性区最大半径为  $R_p$ , 相应的内压力最终值为  $p_u$ 。在半径  $R_p$  以外的土体仍然保持着弹性平衡状态。土体计算单元如图 7 所示。

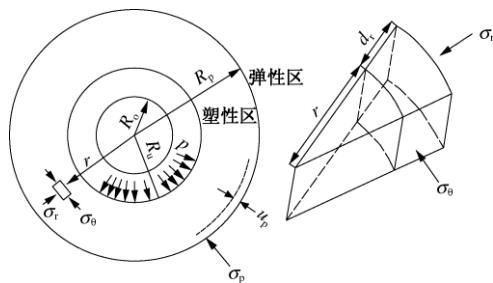


图 7 土单元计算模型

Fig. 7 Calculation model of soil element

首先, 由平衡微分方程, 有

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (1)$$

式中  $\sigma_r$  为径向应力;  $\sigma_\theta$  为法向应力;  $r$  为半径。由几何方程

$$\varepsilon_r = \frac{du_r}{dr}, \varepsilon_\theta = \frac{u_r}{r} \quad (2)$$

式中  $\varepsilon_r$  为径向应变;  $\varepsilon_\theta$  为法向应变;  $u_r$  为径向位移。在弹性区土材料符合广义虎克定律:

$$\varepsilon_r = \frac{1-\mu^2}{E} (\sigma_r - \frac{1-\mu}{\mu} \sigma_\theta), \quad \varepsilon_\theta = \frac{1-\mu^2}{E} (\sigma_\theta - \frac{1-\mu}{\mu} \sigma_r), \quad (3)$$

由弹性理论, 得弹性阶段应力和位移解:

$$\sigma_r = \frac{R_0^2 p}{r^2}, \quad \sigma_\theta = -\frac{R_0^2 p}{r^2} = -\sigma_r \quad (4)$$

式中  $p$  为圆柱内产生的内压力;  $R_0$  为圆柱初始孔半

径。

平面轴对称条件下径向位移表达式为

$$u_r = \frac{(1+\mu)}{E} r \sigma_r \quad (5)$$

在塑性区, 土材料满足莫尔-库仑屈服条件:

$$\sigma_\theta = \sigma_r \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} - 2c \frac{\cos\varphi}{1+\sin\varphi} \quad (6)$$

将式(6)代入平衡微分方程(1), 有

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{2\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \frac{\sigma_r}{r} + \frac{2c\cos\varphi}{1+\sin\varphi} \frac{1}{r} \quad (7)$$

推导得到在半径  $r$  处的径向应力:

$$\sigma_r = \left\{ c \cot\varphi (1+\sin\varphi) \cdot \left[ \frac{G \left( 1 + \Delta - \left( \frac{R_0}{R_u} \right)^2 \right)^{\frac{\sin\varphi}{1+\sin\varphi}}}{c \cos\varphi + G\Delta} \right] + c \cos\varphi \left( \frac{R_u}{r} \right)^{\frac{2\sin\varphi}{1+\sin\varphi}} - c \cot\varphi \right\} \quad (8)$$

弹性区半径为  $r$  处的位移表达式:

$$u_r = \frac{1+\mu}{E} r \cdot \left\{ \left[ C \cot\varphi (1+\sin\varphi) \cdot \left( \frac{G \left( 1 + \Delta - \left( \frac{R_0}{R_u} \right)^2 \right)^{\frac{\sin\varphi}{1+\sin\varphi}}}{C \cos\varphi + G\Delta} \right) + c \cos\varphi \left( \frac{R_u}{r} \right)^{\frac{2\sin\varphi}{1+\sin\varphi}} - c \cot\varphi \right] \right\} \quad (9)$$

式中, 体积应变  $\Delta$  一般取为 0.015, 各土层  $\mu$  的取值可参考《工程地质手册》。由此便可预测预应力混凝土管桩在老黏土中挤土效应的塑性区边界及弹性区内任一点的土体位移值, 进而指导工程实践。

### 2.2 桩侧土位移

在老黏土地区对管桩进行压桩时<sup>[15]</sup>, 体积应变  $\Delta$  一般取经验值 0.015, 由式(9)结合老黏土地区具体工程塑性区内缘土体位移及塑性区半径计算结果如表 3 所示。

由表 3 可知, 老黏土地区管桩压入土体产生的塑性区半径一般取为 4~7 倍的管桩外径, 塑性区内缘土体位移在 16.55~38.77 mm 之间, 计算数据和现场监控结果基本一致。说明了合肥地区主要以沉积形成的老黏土, 较上海、广东等冲积形成的软土强度高, 并且在管桩压入过程中引起的土体扰动较小。但从另一方面也说明, 老黏土的压密程度高, 挤土应力会远远大于软土地区, 产生浮桩和斜桩的问题不容忽视。



表 3  $u_u$  及  $R_p$  计算表Table 3 Calculation table of  $u_u$  and  $R_p$ 

工程名称	桩号	桩径 - 壁厚 /mm	E /MPa	v	c /kPa	$\varphi$ /( $^{\circ}$ )	$\Delta$	$u_u$ /mm	$R_p$ /m	$\frac{R_p}{D}$
元一 名城	#54 桩	500-100	8.0	0.5	35	16	0.015	25.95	2.44	4.88
合肥东海星城	#27 桩	500-125	14.5	0.5	40	19	0.015	20.47	2.89	5.78
中达电子	#55 桩	400-95	6.0	0.5	30	20	0.015	24.90	2.02	5.05
华润置地 澜溪镇	S1	500-100	14.0	0.5	42	16	0.015	19.79	2.63	5.26
铜陵市景湖湾	#88 桩	400-70	10.3	0.5	40	15	0.015	18.26	1.9	4.75
青阳大华福源居	#83 桩	500-100	5.5	0.5	28	17	0.015	29.29	2.35	4.7
铜陵江南文化园	#106	400-70	7.5	0.5	39	17	0.015	23.09	1.78	4.45
博澳 丽苑	#65 桩	600-130	11	0.5	43	15	0.015	28.75	3.08	5.13
熔盛重工基地	#S1 桩	600-110	9.0	0.5	38	14	0.015	28.96	2.85	4.75
宝兰格制冷公司	J15B	400-95	3.5	0.5	30	32	0.015	38.77	1.79	4.48
中铁国际城	#27 桩	600-130	8.5	0.5	12	25	0.015	16.55	3.64	6.07
肥西张郢安置点	#Z1 桩	400-90	5.5	0.5	41	17	0.015	31.56	1.78	4.46

### 3 老黏土地区 PHC 管桩连接的试验与有限元分析

#### 3.1 填芯混凝土抗拔试验

试验采用 PHC-AB500 (125) 管桩，填芯混凝土采用 C30 混凝土，并掺 6% 膨胀剂和 1% 早强剂。填芯混凝土内插入的钢筋笼采用 6#18 钢筋作为主筋，焊接在底部圆形托板上，采用  $\phi 8@200$  螺旋箍筋。试验桩的填芯深度分别取  $2.0D$ 、 $2.5D$ 、 $3.0D$  和  $3.5D$ ，其中  $D$  为管桩外径，即填芯深度分别为 1000, 1250, 1500, 1750 mm 四种情况，同时主筋外露钢筋均为 1000 mm，每种填芯深度做 2 根桩试验柱，各根试验桩的设计施工参数见表 4 所示。

表 4 试验桩设计施工参数

Table 4 Parameters of design and construction of test piles

试验 桩号	桩身直径 - 壁厚/mm	填芯长 度/mm	填芯混凝土 强度等级	填芯混凝 土龄期/d
2.0D-1	500~125	1000	C30	33
2.0D-2	500~125	1000	C30	33
2.5D-1	500~125	1250	C30	33
2.5D-2	500~125	1250	C30	33
3.0D-1	500~125	1500	C30	33
3.0D-2	500~125	1500	C30	33
3.5D-1	500~125	1750	C30	33
3.5D-2	500~125	1750	C30	33

填芯混凝土抗拔试验装置见图 8。

图 9 为桩壁 - 填芯混凝土之间平均摩阻力与相对位移关系曲线，可以看出当桩壁 - 填芯混凝土之间相对位移在 0.05 mm 左右时，桩壁 - 填芯混凝土之间平均摩阻力受填芯深度影响较小，当相对位移大于 0.05 mm 时，填芯深度为  $2D$  的桩壁 - 填芯混凝土之间平均摩阻力增长速率较小，而填芯深度为  $2.5D$ 、 $3D$ 、 $3.5D$  的桩壁 - 填芯混凝土之间平均摩阻力增长速率较大，

并且当相对位移大小相同时，填芯深度越大，其平均摩阻力值越大。

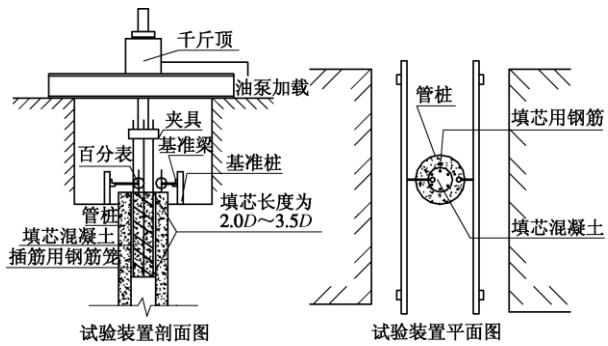


图 8 填芯混凝土抗拔试验装置示意图

Fig. 8 Schematic diagram of anti-filled concrete uplift test

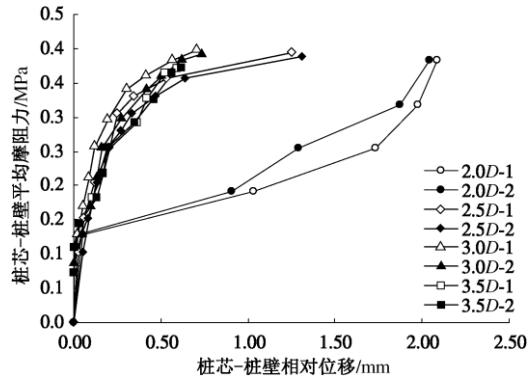
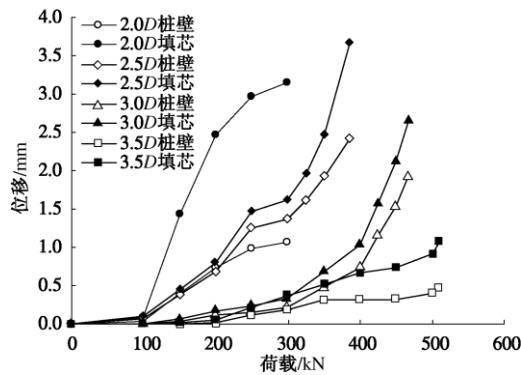


图 9 桩壁 - 填芯平均摩阻力与相对位移关系曲线

Fig. 9 Curves of pile wall-filling in core relative to average friction and displacement

图 10 为管桩桩壁及桩内填芯混凝土的荷载 - 位移曲线，从图中可以得出，在荷载为 100 kN 时，各填芯混凝土与桩壁的向上位移相差不大，但当荷载继续增大时，填芯深度为  $2.0D$  的桩壁与填芯混凝土位移均增速最大，填芯深度为  $2.5D$  的桩壁与填芯混凝土位移均增速次之，而填芯深度为  $3.0D$  与  $3.5D$  的桩壁与填芯混凝土位移均增速较小，且两者较为接近。填芯深度越大的管桩，其荷载 - 位移曲线越平缓。

图 10 桩芯与桩壁的  $U - \delta$  曲线Fig. 10  $U - \delta$  curves of pile core and pile wall

填芯混凝土与管桩内壁的黏结强度值如表 5 所示, 可见在填芯深度为  $2.0D$  时, 管桩内壁与填芯混凝土之间的黏结强度约为  $0.382 \text{ MPa}$ ,  $2.5D$  时达到  $0.389 \text{ MPa}$ ,  $3.0D$  时达到  $0.392 \text{ MPa}$ , 而  $3.5D$  时填芯混凝土与管桩内壁尚未破坏, 而受拉钢筋已达屈服, 因此在钢筋抗拉强度不变的情况下, 填芯深度采用  $3.5D$ , 已造成材料浪费。

表 5 管桩桩头填芯混凝土抗拔试验结果表

Table 5 Results of core concrete filled pipe head uplift test

桩号	填芯 长度 /mm	最大 试验 荷载 /kN	填芯混 凝土位 移/mm	桩壁 位移 /mm	填芯混凝 土与管桩 土与管桩 内壁的黏 结强度 /(N/mm <sup>2</sup> )	备注
2.0D-#1	1000	300	3.15	1.06	0.382	破坏
2.0D-#2	1000	300	2.96	0.92	0.382	破坏
2.5D-#1	1250	386	3.66	2.41	0.393	破坏
2.5D-#2	1250	382	3.32	2.01	0.389	破坏
3.0D-#1	1500	468	2.65	1.94	0.397	破坏
3.0D-#2	1500	462	2.58	1.84	0.392	破坏
3.5D-#1	1750	510	1.07	0.47	>0.371	未坏
3.5D-#2	1750	510	1.12	0.50	>0.371	未坏

综合分析上述试验结果可知: 填芯混凝土深度不小于  $3.0D$  时的桩壁与填芯混凝土之间相对位移较小, 两者协同工作性能较好, 综合考虑安全性与经济性, 最优的填芯混凝土深度可取  $3.0$  倍管桩外径。通过本试验, 提出管桩的填芯混凝土与管桩内壁的黏结强度不小于  $0.382 \text{ N/mm}^2$ 。考虑安全性与经济性, 填芯混凝土深度为  $3.0$  倍管桩外径时为最优的填芯深度。

### 3.2 PHC 管桩焊缝连接的有限元分析

选取  $500 \sim 100 \text{ mm}$  的 2 根管桩, 采用焊接法连接, 两根管桩各取  $1.5 \text{ m}$  长, 其对应尺寸和参数按照管桩实际参数选取, 焊接处外表及其有限元网格划分如图 11 所示。

采用的边界条件为下部分桩截面所有节点全部位移约束, 上部桩右半平面承受均布压力, 依此进行加载计算, 在均布压力为  $2 \text{ kPa}$  和  $30 \text{ kPa}$  时, 其计算结

果如图 12 与 13 所示。

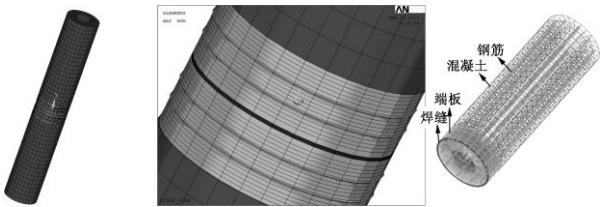


图 11 管桩有限元网格划分示意图

Fig. 11 Finite element mesh of pipe pile

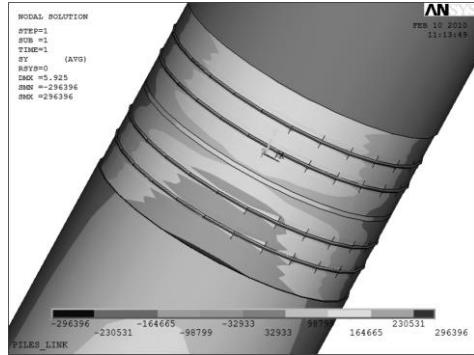
图 12 受拉侧竖向正应力云图 ( $2 \text{ kPa}$ )

Fig. 12 Normal stress cloud of pipe pile at tension side vertical (2 kPa)

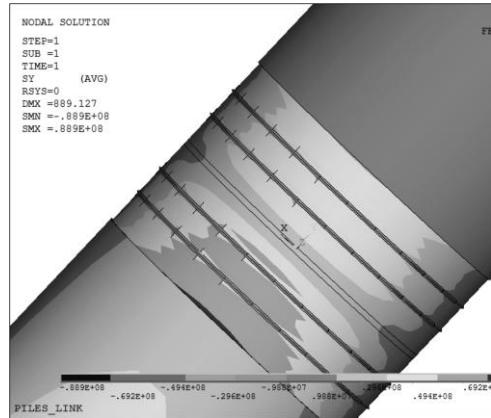
图 13 受压侧竖向正应力云图 ( $30 \text{ kPa}$ )

Fig. 12 Normal stress cloud of pipe pile at pressure side vertical (30 kPa)

由图 12 可见在均布压力为  $2 \text{ kPa}$  时, 管桩焊接接头处的最大拉应力为  $0.29 \text{ MPa}$ , 发生在桩套箍与桩身混凝土交界处, 其次为接头处的桩套箍凸起部分, 拉应力为  $0.23 \text{ MPa}$ 。在均布压力为  $30 \text{ kPa}$  时, 其计算结果如图 13 所示。由图可见在均布压力为  $30 \text{ kPa}$  时, 管桩焊接接头处的最大拉应力为  $6.92 \text{ MPa}$ , 发生在桩套箍与桩身混凝土交界处, 其次为接头处的桩套箍凸起部分, 拉应力为  $4.94 \text{ MPa}$ 。从计算结果可以得出, 管桩在承受水平力作用时, 管桩焊接接头处应力较为集中, 其中以桩套箍与桩身混凝土交界处拉应力最大, 接头处的桩套箍凸起部分应力次之。可见焊缝附近抗

水平承载能力较弱，易产生应力集中。

## 4 结 论

通过对PHC管桩在老黏土地区应用的试验研究，主要得出以下几点结论：

(1) 采用三维有限元数值分析，并与现场静载试验数据进行对比的方法，得出老黏土地区管桩桩侧摩阻力分布呈“三峰态”曲线，上部土层的桩侧摩阻力可达到极限值，下部土层不一定能达到极限值，计算所得出的桩侧摩阻力极限值比勘察报告或规范推荐值要大 25%左右，由于 PHC 管桩桩身强度高，在桩顶受较小竖向荷载时，桩端就已产生沉降，由于桩端土体在沉桩过程中受到挤压而紧密，较小的桩端沉降就可使桩端阻力开始发挥，并且端阻比随着桩顶荷载的增加而增加，对于硬塑的老黏土土层，其极限端阻力值比规范值大 50%左右。

(2) 应用圆柱孔扩张理论，得出老黏土地区管桩压入土体产生的塑性区半径为 4~7 倍管桩外径，塑性区内缘土体位移为 16.55~38.77 mm。

(3) 通过现场原型试验，填芯混凝土深度不小于 3.0D 时的桩壁与填芯混凝土之间相对位移较小，两者协同工作性能较好，综合考虑安全性与经济性，确定最优的填芯混凝土深度为 3.0 倍管桩外径，填芯混凝土与管桩内壁的黏结强度不小于 0.382 N/mm<sup>2</sup>。

(4) 通过对管桩焊接接头处的抗水平力三维有限元数值分析，管桩在承受水平力作用时，管桩焊接接缝处应力较为集中，其中以桩套箍与桩身混凝土交界处拉应力最大，接头处的桩套箍凸起部分应力次之。

自 2006 年至今，合肥老黏土地区已建成高层建筑近 6000 万 m<sup>2</sup>，PHC 管桩用量也达 1000 万米以上，PHC 管桩应用已占到本地区用桩总量 60%左右，安徽省将近 5 a 来的研究成果与实践经验认真总结，于 2010 年编制完成了地方标准《先张法预应力混凝土管桩基础技术规程》<sup>[16]</sup>，规程发布实施后，PHC 管桩的施工质量得到较大幅度的提高，事故率下降明显，PHC 管桩在我国中部老黏土地区的应用技术也日趋成熟。

## 参 考 文 献：

- [1] 阮起楠. 预应力混凝土管桩[M]. 北京：中国建材工业出版社，2000, 17(1): 23 - 28. (RUAN Qi-nan. Prestressed concrete piles[M]. Beijing: Building Materials Industry Press of China, 2000, 17(1): 23 - 28. (in Chinese))
- [2] 崔永高, 阳吉宝, 徐骏白, 等. 上海软土地区静力压桩若干问题的探讨[J]. 工程地质学报, 2006(04): 526 - 530. (CUI Yong-gao, YANG Ji-bao, XU Jun-bai, et al. Three issues in

using statically-jacked piles for foundations in shanghai soft soils[J]. Journal of Engineering Geology, 2006(04): 526 - 530. (in Chinese))

- [3] 赵俭斌, 阮 翔, 等. 辽沈地区静压管桩终压力与单桩极限承载力的关系研究[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2005(04): 302 - 305. (ZHAO Jian-bin, RUAN Xiang, et al. Research on the relationship between the final pressure of static pressure pile in liao-shen area and the ultimate bearing capacity of single pile[J]. Journal of Shenyang Institute of Aeronautical Engineering (Natural Science), 2005(04): 302 - 305. (in Chinese))
- [4] 张忠苗, 辛公锋, 俞洪良, 等. 软土地基管桩挤土浮桩与处理方法研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(4): 549 - 552. (ZHANG Zhong-miao, XIN Gong-feng, YU Hong-liang, et al. Study on floating pipe piles and disposal measures in soft soil foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(4): 549 - 552. (in Chinese))
- [5] 郭 杨. 预应力混凝土管桩在合肥地区应用的几个突出问题[J]. 安徽建筑, 2008(4): 43 - 47. (GUO Yang. Prominent problems in the application of phc pile in Hefei area[J]. Anhui Architecture, 2008(4): 43 - 47. (in Chinese))
- [6] 钱礼平. 滨湖明珠高层住宅桩筏基础设计与研究[J]. 安徽建筑, 2008(6): 16 - 18. (QIAN Li-ping. Design and research of the piled raft foundation for lakeside pearl high-rise residence[J]. Anhui Architecture, 2008(6): 16 - 18. (in Chinese))
- [7] 郭 杨, 崔 伟. 应用圆柱孔扩张理论对 PHC 管桩承载特性的研究[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2010(2): 269 - 274. (GUO Yang, CUI Wei. Study on the bearing behavior of PHC pile using cylindrical cavity expansion theory[J]. Journal of Hefei University of Technology (Natural Science), 2010(2): 269 - 274. (in Chinese))
- [8] 刘俊伟, 张忠苗, 张乾青, 等. 软黏土与粉土互层中开口预应力混凝土管桩性状研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3): 448 - 453. (LIU Jun-wei, ZHANG Zhong-miao, ZHANG Qian-qing, et al. Open-ended prestressed concrete pipe-piles jacked into soft clay interbedded with silt[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(3): 448 - 453. (in Chinese))
- [9] 律文田, 王永和, 冷伍明. PHC 管桩荷载传递的试验研究和数值分析[J]. 岩土力学, 2006(3): 466 - 470. (LÜ Wen-tian, WANG Yong-he, LENG Wu-ming. Testing and numerical analysis of load transfer mechanism of PHC pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006(3): 466 - 470. (in Chinese))

- [10] 施 峰. PHC 管桩荷载传递的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 95 - 99. (SHI Feng. Experimental research on load transfer mechanism of pretensioned high strength spun concrete piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(1): 95 - 99. (in Chinese))
- [11] 陈 谦. 复杂地质条件下静压 PHC 管桩现场试验研究[J]. 中国水运, 2008(10): 34 - 37. (CHEN Qian. Under complicated geological conditions of static field trials of PHC Piles[J]. China Water Transport, 2008(10): 34 - 37. (in Chinese))
- [12] 鹿 群. 成层地基中静压桩挤土效应及防治措施[D]. 杭州: 浙江大学, 2007: 22 - 27. (LU Qun. Study on compacting effects of jacked pile in layered ground and its prediction and prevention[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2007: 22 - 27. (in Chinese))
- [13] 戴洪军, 刘欣良, 郭纪中, 等. 土塞效应对 PHC 桩承载力的影响分析[J]. 工程勘察, 2008(4): 11 - 15. (DAI Hong-jun, LIU Xin-liang, GUO Ji-zhong, et al. Analysis about bearing capacity of phc pile affected by soil plug[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2008(4): 11 - 15. (in Chinese))
- [14] 罗战友, 龚晓南, 王建良, 等. 静压桩挤土效应数值模拟及影响因素分析[J]. 浙江大学学报(工学版), 2009, 39(7): 992 - 996. (LUO Zhan-you, GONG Xiao-nan, WANG Jian-liang, et al. Numerical simulation and factor analysis of jacked pile compacting effects[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2009, 39(7): 992 - 996. (in Chinese))
- [15] 邢皓枫, 赵红威, 叶观宝, 等. PHC 管桩工程特性分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(1): 36 - 39. (XING Hao-feng, ZHAO Hong-wei, YE Guan-bao, et al. Analysis of engineering characteristics of PHC pipe piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(1): 36 - 39. (in Chinese))
- [16] DB34/T1198—2010 先张法预应力混凝土管桩基础技术规程 [S]. (DB34/T1198 — 2010 Technical specification for pretensioned pre-stressed spun concrete pile foundation[S]. (in Chinese))

(本文责编 黄贤沙)