

DOI:10.16030/j.cnki.issn.1000-3665.2019.01.14

竹节桩复合地基沉桩施工超孔隙水压力研究

叶俊能¹, 周 晔², 朱瑶宏², 刘干斌²

(1. 宁波市轨道交通集团有限公司, 浙江 宁波 315012; 2. 宁波大学岩土工程研究所, 浙江 宁波 315211)

摘要: 结合宁波轨道交通4号线东钱湖车辆段竹节桩复合地基处理试验段沉桩施工,开展了土体中超静孔压现场测试,并在考虑竹节桩竹节间空隙对竖向超静孔压分布影响的基础上,推导建立了竹节桩沉桩引起的竖向孔压离散化计算公式。利用建立的离散化计算公式对2 m桩间距试验工况的孔压进行计算,并将计算结果与测试结果进行对比,结果表明:计算结果与实测结果较为吻合,考虑竹节空隙影响的竖向超静孔压计算理论可以较好获得竹节桩沉桩施工引起的超静孔压,可为竹节桩的设计和施工提供依据。

关键词: 竹节桩;沉桩施工;超孔隙水压力

中图分类号: TU413.7

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2019)01-0103-08

A study of the excess pore water pressure during pile-sinking construction of nodular pile composite foundation

YE Junneng¹, ZHOU Ye², ZHU Yaohong², LIU Ganbin²

(1. Ningbo Rail Transit Group Co., Ltd., Ningbo, Zhejiang 315012, China; 2. Institution of Geotechnical Engineering, Ningbo University, Ningbo, Zhejiang 315211, China)

Abstract: In combination with the pile-sinking construction of the experimental section of the nodular pile composite foundation at the Dongqian Lake depot of Line 4 of the Ningbo rail transit line, an excess pore water pressure test was conducted and the influence of nodular inter-joint voids on the vertical pore water pressure was considered. The theory of calculating the discretization of the vertical distribution of excess pore pressure caused by nodular pile sinking was deduced. The established theory was used to calculate the 2 m pile spacing test conditions, and the calculation results were compared with the test results. The calculated results were in good agreement with the measured results. Considering the vertical excess static pore pressure calculation theory influenced by the nodular joints, nodular can be better described. The excess pore water pressure caused by the construction of piles can provide design and construction parameters for the pile foundation.

Keywords: nodular pile; pile-sinking construction; excess pore water pressure

在饱和软黏土地层中进行沉桩时,由于沉入挤压作用可使土的结构性发生破坏,产生很大的初始超静孔隙水压力,会对周围环境产生很大的影响,这已经引起广泛重视^[1]。

理论上,王旭东和王伟等^[2-3]给出了沉桩引起的初始超孔隙水压力沿深度线性增加和沿径向在桩周

弹、塑性区内连续分布的简化计算公式,以 Biot 固结理论为基础,进一步推导并获得了超孔隙水压力消散的三维解析解,分析了桩群不同桩距、不同入桩顺序对超静孔隙水压力的影响。马林等^[4]从空间圆孔扩张理论出发,考虑到沉桩速率,提出了超静孔隙水压力随径向和深度方向变化的分布公式。苗永红等^[5]在现

收稿日期: 2018-06-20; 修订日期: 2018-10-08

基金项目: 国家自然科学基金项目资助(51478228)

第一作者: 叶俊能(1975-),男,博士,教授级高工,从事轨道交通工程、地基处理研究工作。E-mail: yjn75@139.com

有理论解基础上,考虑土体的应变软化和圆孔扩张,结合 Henkel 公式推导了沉桩引起的初始超孔隙水压力理论修正解。陈文等^[6]通过静压桩在不同黏土中贯入的离心模型试验,对桩体贯入饱和黏土时的土体位移和初始超孔压的空间分布情况进行了研究。廖幼孙等^[7]基于室内模型试验,对无孔管桩群桩和 3 种布孔方式的有孔管桩群桩沉桩时引起的超孔隙水压力进行了监测,分析了沉桩顺序、布孔方式等因素对超孔隙水压力时空消散的影响。唐世栋等^[8-9]通过对桩基施工过程中实测资料的分析,探讨了沉桩时单桩、群桩周围土中产生的超孔隙水压力的分布及影响范围,与理论解进行了对比,并对超孔隙水压力的产生、分布和变化趋势进行了探讨。张忠苗等^[10]通过对杭州萧山某工地的沉桩挤土效应进行现场监测,得到超孔隙水压力的动态变化规律。钱峰等^[11]通过饱和黏土中静压沉桩模型试验,模拟了预制混凝土桩的施工过程,重点监测了孔隙水压力、桩侧土压力、地面隆起量随桩的贯入深度和距桩轴不同距离的变化规律。

近年来有大量异型预制桩应用于实际工程中,例如竹节型预应力管桩。在沉桩过程中,由于竹节间的空隙无法被周边的土体填满,从而形成多节空腔,阻碍了竹节上下两个空腔内水体的流动,对竖向超静孔隙水压力的消散产生一定的影响,现有计算理论无法考虑这一影响,竹节型预应力管桩沉桩施工超孔隙水压力变化规律有待研究。为此,本文结合宁波轨道交通 4 号线东钱湖车辆段竹节桩复合地基沉桩施工,开展超孔隙水压力现场测试,并在王伟等^[3]的研究基础上,考虑竹节桩竹节间空隙对竖向超静孔压分布影响,建立竹节型预应力管桩超孔隙水压力计算公式,为竹节型预应力管桩技术的推广和应用提供参考。

1 现场测试方案

1.1 工程概况

宁波轨道交通 4 号线东钱湖车辆段地貌类型属于滨海淤积和冲湖积平原,场地地层分布情况及各土层物理力学参数见表 1。

表 1 土层分布及力学参数表

Table 1 Soil distribution and mechanical parameters

层号	岩性名称	天然含水量 $w/\%$	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	孔隙比 e_0	压缩系数 $a_{0.1\sim 0.2}/\text{MPa}^{-1}$	压缩模量 $E_{s0.1\sim 0.2}/\text{MPa}$	渗透系数 $k_v/(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	直剪固快	
								内摩擦角 $\varphi_c/(\circ)$	黏聚力 C_c/kPa
① _{1d}	浜泥	76.4	16.5	2.134	1.80	1.73		7.9	12.3
① ₂	黏土	36.9	18.4	1.043	0.61	3.57	2.4×10^{-7}	13.8	31.9
① _{3b}	淤泥质黏土	53.5	17.0	1.480	1.26	2.06	3.2×10^{-7}	8.7	13.2
② ₁	黏土	43.8	17.8	1.230	0.84	2.72	2.4×10^{-7}	11.2	19.3
② _{2a}	淤泥	59.1	16.5	1.649	1.59	1.70	2.8×10^{-7}	8.7	13.1
② _{2c}	淤泥质粉质黏土	45.1	17.3	1.293	1.04	2.25	3.5×10^{-7}	9.6	15.2
③ ₂	粉质黏土	35.3	18.3	0.998	0.66	3.13	5.0×10^{-7}	10.0	15.3
④ _{1a}	淤泥质粉质黏土	38.6	17.9	1.095	0.75	2.86	3.3×10^{-7}	10.6	16.5
④ _{2a}	黏土	41.8	17.5	1.227	0.78	2.96	2.8×10^{-7}	12.0	21.8
④ _{2T}	黏质粉土	30.8	18.8	0.888	0.34	6.18	2.83×10^{-7}		
⑥ _{3a}	粉质黏土	26.4	18.9	0.821	0.32	6.12	4.5×10^{-7}	13.9	30.1

1.2 试验方案设计

本次竹节桩复合地基试验共设置 3 个工况,每个工况含竹节桩 16 枚,正方形布置(4×4),桩间距分别为 1.8、2.0、2.2 m,桩长分别为 20、22、24 m。各工况竹节桩混凝土强度等级、桩长、桩间距如表 2 所示。

表 2 各工况竹节桩试验参数表

Table 2 Test results of nodular piles under various conditions

工况	间距/m	竹节桩规格	混凝土强度等级	桩长/m
一	1.8	PHDC 400-350(80) A	C60	20
二	2.0		C60	22
三	2.2		C60	24

在 3 个工况中分别选择 2 桩之间、4 桩中心均布

设 3 个孔隙水压力传感器测点,以测试打桩前后孔隙水压力的变化规律。工况一测孔编号为 1、4、7,工况二测孔编号为 2、5、8,工况三测孔编号为 3、6、9(图 1)。各测点从 2 m 以下开始按 3~7 m 间距布设,布设深度及间隔如图 2 所示。

打桩前,钻孔布设完成后采集各点孔压初值;打桩过程及打桩后持续采集孔压值,直至试验结束。孔隙水压力传感器 3 需测试 4 桩复合地基静载荷试验全过程的孔压变化数据。

2 理论计算模型

由于沉桩速度较快,竹节间的空隙无法被周边的

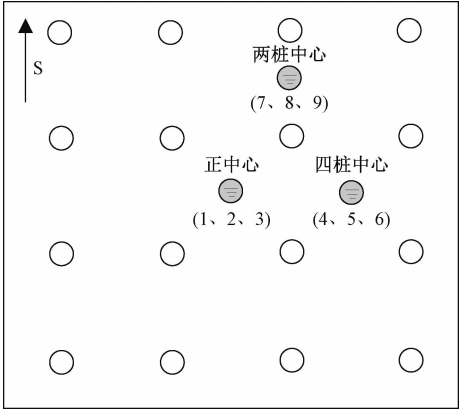


图 1 孔隙水压力测试平面布置示意图

Fig. 1 Plane layout of the pore water pressure test

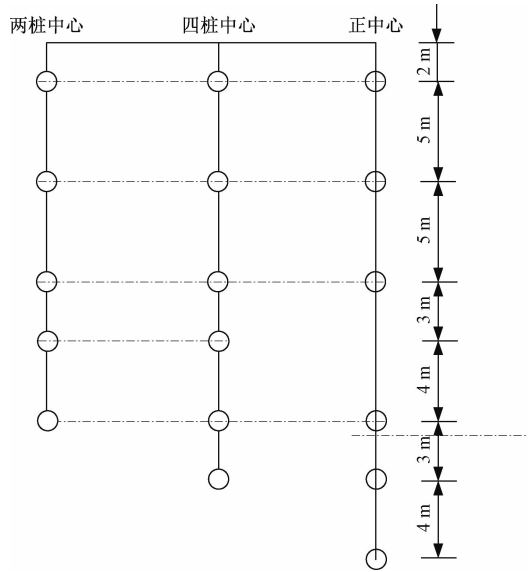


图 2 竖向孔压水压力测点布置图

Fig. 2 Location of the measurement points for vertical hole pressure water pressure

土体填满,从而形成许多空腔(图 3),这些空腔内积满了大量的因桩周土体固结而排出的孔隙水。假设第 n 个空腔中的最大超静孔压可取土体出现劈裂的极限压力 P_n ,为超静孔压 P_{cn} 与静水压力 P_{jn} 之和。

桩体竹节可阻碍上下两个空腔内水体的流动,这种阻力受制于桩周土体与桩体表面的摩擦及桩体下沉期间对桩周土体的扰动,假设:

- (1) 当竹节上下两个空腔的孔压差值小于竹节阻力时,两个空腔内的水体不通过竹节面发生渗透。
- (2) 当两个空腔内的孔压差值大于竹节阻力时,两个空腔内的水体通过竹节面发生渗透,直至两个空腔内的孔压差值等于竹节阻力。
- (3) 竹节阻力随深度的增加而呈线性增加,即:

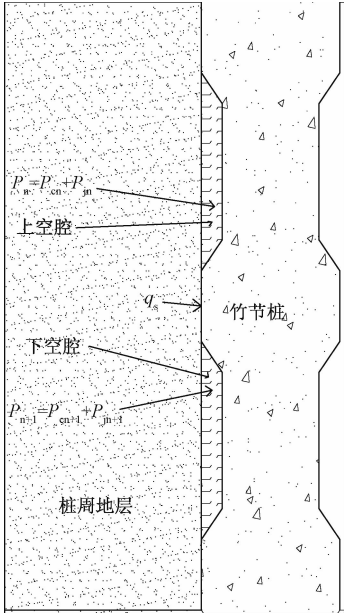


图 3 竹节桩成桩后空腔分布示意图

Fig. 3 Schematic diagram of cavity distribution after nodular piles are piled

$$q_s = q_0 + kz \tag{1}$$

式中: q_s ——竹节阻力;

q_0 ——竹节固有阻力;

k ——与深度有关的竹节阻力线性增加系数;

z ——深度。

(4) 沉桩刚完成时,桩体桩底以下土体不发生挤土,即无超静孔压发生。但桩底上部的最大超静孔压 P_{cm} 会突破竹节阻力进行渗透,进而使桩底部位也具有较大的超静孔压 P_b ,其分布规律如图 4 所示。

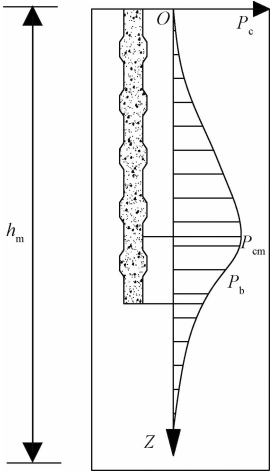


图 4 竹节桩沉桩后超静孔压竖向分布曲线

Fig. 4 Vertical distribution of the excess static pore pressure

2.1 径向孔压分布

根据唐世栋等^[7]的研究结果可以得到单桩沉桩引起的超静孔压径向分布,在桩身表面有:

$$\frac{\Delta u_{\max}}{C_u} = \ln \left[\frac{E}{2(1+\mu)C_u} \right] + 1.73A - 0.58 \quad (2)$$

塑性区半径为:

$$\frac{R_p}{r_0} = \sqrt{\frac{E}{2(1+\mu)C_u}} \quad (3)$$

式中: E ——土的弹性模量;

μ ——土的泊松比;

r_0 ——桩半径。

Henkel 孔隙水压力参数 α 与 Skempton 孔隙水压力参数 A 之间有如下关系 $\alpha = 0.707(3A - 1)$ 。抗剪强度计算公式为 $C_u = c + rz \tan \varphi$, 其中 c 为黏聚力, γ 为土体重度, z 为深度, φ 为内摩擦角。

2.2 竖向孔压分布

当地层中的土体因超静孔压受到挤压时,所能承受的最大超静孔压可考虑出现劈裂的极限压力确定^[12]:

$$P_n = rz \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right] + 2c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4)$$

式中: P_n ——劈裂的极限压力。

在竹节桩沉桩期间 P_n 主要是超静孔压与静水压力之和,即 $P_n = P_{cm} + P_{jn}$, 由此可得出最大超静孔压的计算公式为:

$$P_{cm} = rz \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right] + 2c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - P_j \quad (5)$$

式中: P_{jn} ——静水压力;

P_{cm} ——最大超静孔压;

γ ——上覆土体重度;

z ——计算深度;

φ ——土的内摩擦角;

c ——土的黏聚力。

当沉桩产生的超静孔压 $\Delta u_{\max} > P_{cm}$ 时,土体将在超静孔压的作用下发生劈裂,超静孔压随即减小,直至 $\Delta u_{\max} \leq P_{cm}$ 为止,因此由式(2)和(5)可以设定最大超静孔压深度 h_m 满足如下关系:

$$rh_m \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right] + 2c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - P_j = (c + rh_m \tan \varphi) \left\{ \ln \left[\frac{E}{2(1+\mu)(c + rh_m \tan \varphi)} \right] + 1.73A - 0.58 \right\} \quad (6)$$

式(6)为超越方程,无法得到解析解,但可以通过

数学软件计算得到数值解。为此,对竹节桩沉桩期间的超静孔压竖向分布应做离散化计算。

(1) 当 P_n 大于极限超静孔压时, P_n 在劈裂作用的影响下,其表达式为极限超静孔压的计算公式,即 $P_n > P_{cm}$ 时,有:

$$P_n = rz \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right] + 2c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - P_j \quad (7)$$

(2) 当 P_n 小于或等于于极限超静孔压,且计算深度小于或等于最大超静孔压深度时,即 $P_n \leq P_{cm}$ 、 $z \leq h_m$, 考虑竹节阻力的影响。

当 $P_n + P_{jn} > P_{n-1} + P_{jn-1} + q_{sn}$ 时,

$$P_n = P_{n-1} + P_{jn-1} - P_{jn} + q_{sn} \quad (8)$$

当 $P_n + P_{jn} < P_{n-1} + P_{jn-1} + q_{sn}$ 时,

$$P_n = C_u \left\{ \ln \left[\frac{E}{2(1+\mu)C_u} \right] + 1.73A - 0.58 \right\} \quad (9)$$

(3) 当 $P_n \leq P_{cm}$ 且 $z > h_m$ 时,设 $P_m = P_{cm}$, m 为最大超静孔压所在的桩节数。

$$P_n = P_m + P_{jm} - P_{jn} - \sum_{k=m+1}^n q_{sk} \quad (10)$$

2.3 孔压时程分布

王伟等^[3]从水力连续条件出发,通过对 Biot 方程进行近似求解,得出任意时刻的超静孔隙水压力表达式:

$$U(t) = \frac{2}{a^2} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{bsj_0 \left(\lambda_i \frac{\rho}{a} \right)}{bsj_1^2(\lambda_i)} \left[\int_0^a \Delta u_0 \rho bsj_0 \left(\lambda_i \frac{\rho}{a} \right) d\rho \right] \cdot \exp \left[- \frac{3(1-\mu)}{1+\mu} \left(\frac{\lambda_i}{a} \right)^2 \frac{c_v t}{r_0^2} \right] \quad (11)$$

式中: $U(t)$ —— t 时刻超静孔隙水压力数值;

Δu_0 ——超静孔隙水压力的初始分布,即初始超静孔隙水压力;

a ——影响半径与桩径的比值,即 $a = R/r_0$ (R 为影响半径, r_0 为桩半径);

ρ ——计算点到桩中心的距离与桩半径的比值,即 $\rho = r/r_0$;

c_v ——土的固结系数;

bsj_1 ——一阶贝塞尔函数;

bsj_0 ——零阶贝塞尔函数;

λ_i ——零阶贝塞尔函数的第 i 个零解。

将 Δu_0 从上述式(11)中提出,化简如下:

$$U(t) = T \Delta u_0 \quad (12)$$

$$T = \frac{2}{a^2} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{bsj_0 \left(\lambda_i \frac{\rho}{a} \right)}{bsj_1^2(\lambda_i)} \left[\int_0^a \rho bsj_0 \left(\lambda_i \frac{\rho}{a} \right) d\rho \right] \cdot$$

$$\exp\left[-\frac{3(1-\mu)}{1+\mu}\left(\frac{\lambda_i}{a}\right)^2\frac{c_v t}{r_0^2}\right]$$

(13)

当 $t=0$ 时,即初始时刻, T 的表达式退化为:

$$T=\frac{2}{a^2}\sum_{i=1}^{\infty}\frac{bsj_0\left(\lambda_i\frac{\rho}{a}\right)}{bsj_1^2\left(\lambda_i\right)}\left[\int_0^a\rho bsj_0\left(\lambda_i\frac{\rho}{a}\right)d\rho\right]$$

(14)

式中贝塞尔函数取前 10 项即可满足工程计算需要,即 i 值取 1~10。经计算,式中的 $T\approx 1$ 。由此可见, T 为超静孔压随时间消散的因子项。

3 试验与计算结果分析

3.1 测试结果

(1) 沉桩后超静孔压最大值

各测孔超静孔压最大值测试结果如表 3 所示,因沉桩期间重型施工机械碾压了部分传感器线缆,且传感器又位于桩基下部,无法实施补救,故而造成部分测点损坏,整体测点存活率为 92%,该存活率不影响试验数据分析。

表 3 竹节桩超静孔压最大值统计表

Table 3 Maximum static pore pressure of nodular piles						
桩间距/m	1#测孔		4#测孔		7#测孔	
	测试深度/m	最大超静孔压/kPa	测试深度/m	最大超静孔压/kPa	测试深度/m	最大超静孔压/kPa
1.8	2	损坏	2	31.6	2	11.4
	7	损坏	7	68.0	7	61.7
	12	125.9	12	45.6	12	120.4
	19	124.4	16	127.8	16	272.3
	22	97.4	19	350.0	19	378.7
	26	68.3	22	127.6		
2.0	2#测孔		5#测孔		8#测孔	
	测试深度/m	最大超静孔压/kPa	测试深度/m	最大超静孔压/kPa	测试深度/m	最大超静孔压/kPa
	2	24.8	2	损坏	2	17.2
	7	42.8	7	32.7	7	55.8
	12	损坏	12	103.7	12	135.6
	19	154.3	16	202.8	16	203.6
2.2	22	155.6	19	247.9	19	208.5
	26	106.7	22	288.0		
2.2	3#测孔		6#测孔		9#测孔	
	测试深度/m	最大超静孔压/kPa	测试深度/m	最大超静孔压/kPa	测试深度/m	最大超静孔压/kPa
	2	29.2	2	25.3	2	35.6
	7	57.2	7	67.2	7	103.1
	12	136.1	12	114.2	12	112.1
	19	195.7	16	196.2	16	93.8
2.2	22	194.5	19	249.3	19	263.1
	26	199.9	22	352.1		

从表 3 中可以看出,1.8 m 桩间距产生的最大超

静孔压为 378.7 kPa,2.0 m 桩间距产生的最大超静孔压为 288 kPa,2.2 m 桩间距产生的最大超静孔压为 352.1 kPa,由于这些最大超静孔压是因群桩效应叠加而成,3 个桩基施工区域相互间距离仅 2 m 左右,所以这种叠加既有区域内也有区域间的叠加。

(2) 沉桩后超静孔压时程变化

以 2.0 m 间距工况为例,各测孔超静孔压时程曲线如图 5 所示。

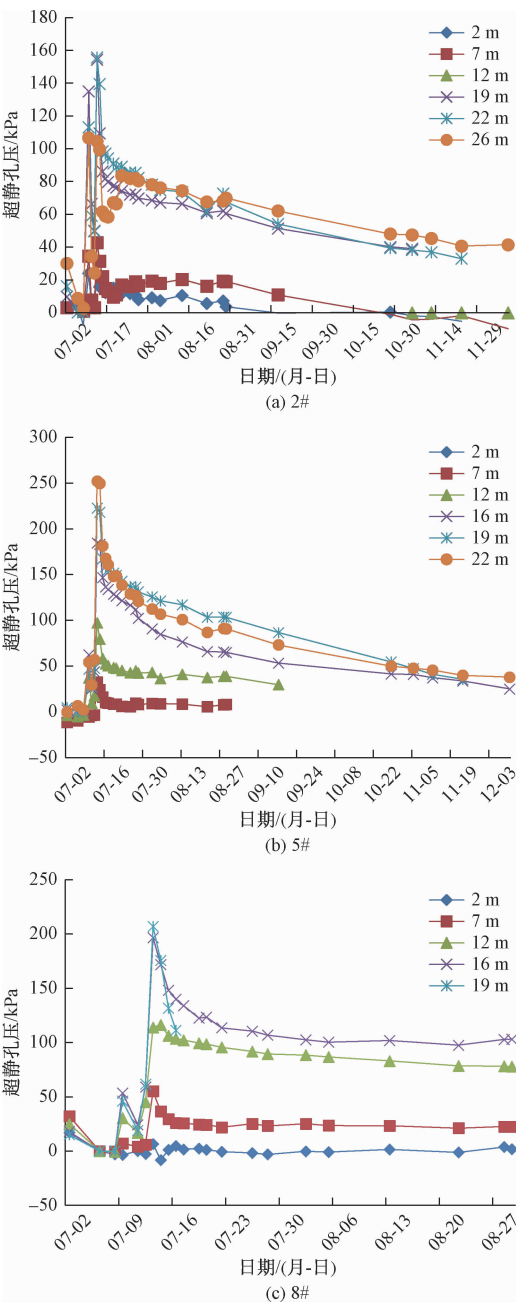


图 5 桩间距为 2.0 m 工况时各测孔超静孔压时程曲线
Fig. 5 Changes in pore pressure of the monitoring hole when the distance of the piles is 2 m

由图 5 可得出:超静孔压随着竹节桩下沉而增大,沉桩完成后孔压随时间缓缓消散,需要引起重视的是沉桩当日孔压变化非常大。根据现场实测,发现最大超静孔压一般出现在沉桩完成后 15 ~ 30 min 内。

(3) 沉桩后超静孔压分布

以 2.0 m 间距工况为例,超静孔压沿径向分布如图 6 所示,可以看出,在不同深度,超静孔压沿径向呈指数形式衰减,在 8 m 左右超静孔压趋于零。在距桩中心不同距离,超静孔压沿深度方向分布如图 7 所示,可以看出,沉桩后超静孔压竖向随着深度的增加而逐

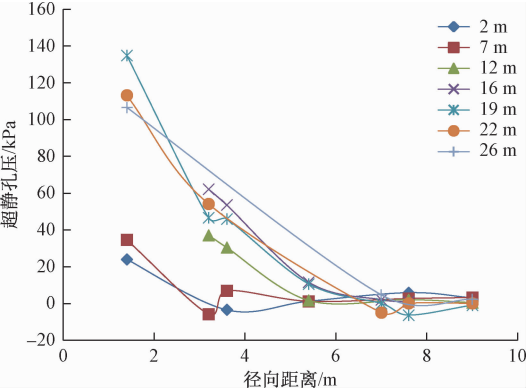


图 6 超静孔压径向分布

Fig. 6 Radial distribution of the excess pore pressure

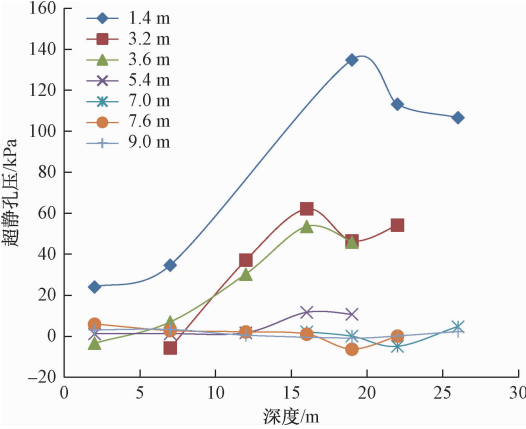


图 7 超静孔压竖向分布

Fig. 7 Vertical distribution of the excess pore pressure

渐增加;最大超静孔压的出现点位于桩底以上的位置,大约在 20 m 深度处,20 m 深度以下开始逐渐减小;地表区域的超静孔压随深度变化较小,桩底区域的超静孔压随深度变化较大。

3.2 试验与理论计算对比

利用工况二超静孔压测试数据与理论计算(按单桩考虑,沉桩完成后 1 d 开始计算,参数见表 4)结果进行对比。

表 4 超静孔压数据对比分析参数表

Table 4 Contrastive analysis of parameters of the excess static pressure data

土体重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	桩底土 弹性模量 E/kPa	竖向加权 平均弹性 模量 E/kPa	泊松比 μ	影响半径 R/m	固结系数 $C_{v}/(\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1})$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	每个竹节 固有阻力 q_0/kPa	竹节阻力线性 增加系数 $k/(\text{kPa}\cdot\text{m}^{-1})$	孔隙水压力 参数 A
20	35 000	10 000	0.35	3.5	0.025	15	10	5	1	0.85

为避免浅部地层孔压受地面施工及其它地表水体的影响,选取 2#测点,对其超静孔压竖向分布及 19 m 深径向分布进行分析,同时为了避免群桩效应叠加,仅分析第一根桩(①号桩,图 1)施工引起的超静孔压变化。

(1) 超静孔压径向分布对比

在工况二区域,第一根竹节桩沉桩时桩周 19 m 深处超静孔压分布规律如图 8 所示,其中理论值由式(2)计算得到,可以看出,理论计算结果与实测结果较为吻合,式(2)可以较好地描述宁波软土地区竹节桩下沉产生的超静孔压的径向分布。

(2) 超静孔压竖向分布对比

利用式(7)~(10)计算得到距桩心 2#测点超静孔压沿深度分布结果如图 9 所示,将实测结果绘于图 9 以进行对比,可以看出,理论计算结果与实测结果较

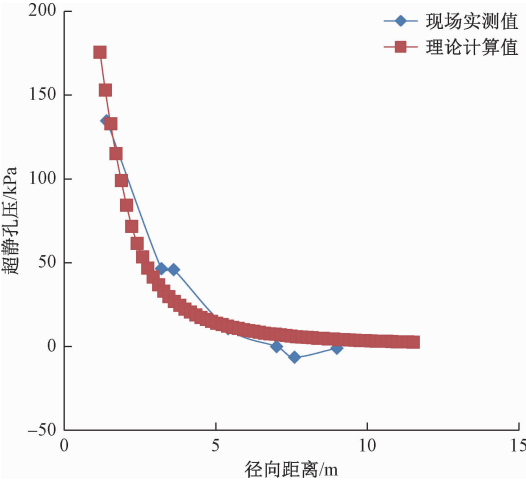


图 8 超静孔压径向分布数据对比图

Fig. 8 Comparison of radial distribution data of the excess static pore pressure

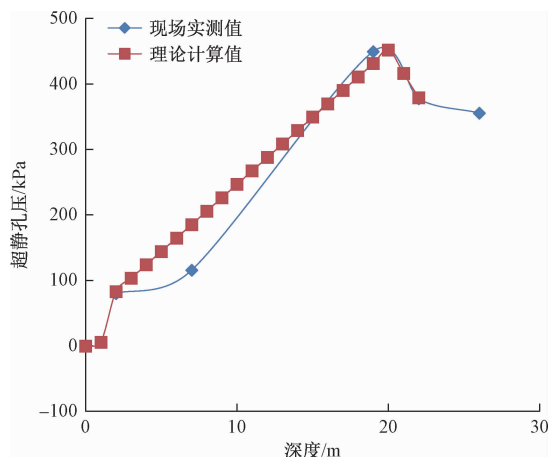


图9 超静孔压竖向分布数据对比

Fig.9 Comparison of vertical distribution data of the excess pore pressure

为吻合,式(7)~(10)可以较好地反映竹节桩沉桩后的超静孔压竖向分布。

4 结论

(1)由于竹节桩间距较小,超静孔隙水压力有叠加效应,1.8 m 桩间距产生的最大超静孔压为 378.7 kPa,2.0 m 桩间距的最大超静孔压为 288 kPa,2.2 m 桩间距的最大超静孔压为 352.1 kPa。

(2)超静孔压随竹节桩下沉而增大,最大超静孔压一般出现在沉桩完成后 15~30 min 内。在不同深度,超静孔压沿径向呈指数形式衰减,在 8 m 左右超静孔压趋于零,最大超静孔压的出现点位于桩底以上约 2 m 位置。

(3)考虑竹节桩竹节间空隙对竖向孔隙水压力的影响建立的孔压计算结果与实测结果较为吻合,可以较好描述竹节桩施工引起的超孔隙水压力分布。

参考文献:

- [1] JUAN M PESTANA, CHRISTOPHER E HUNT, JONATHAN D BRAY. Soil Deformation and excess pore pressure field around a closed-ended pile[J]. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, America Society of Civil Engineering, 2002, 128: 1-11.
- [2] 王旭东, 王伟, 宰金珉. 沉桩引起的超孔隙水压力及其消散的三维解析解[J]. 南京工业大学学报, 2002(4): 16-19. [WANG X D, WANG W, ZAI J M. 3-dimension analytical formula for excess pore water pressure resulted from pile driving[J]. Journal of Nanjing University of Technology, 2002(4): 16-19. (in Chinese)]
- [3] 王伟, 宰金珉, 王旭东. 沉桩引起的三维超静孔隙水压力计算及其应用[J]. 岩土力学, 2004, 25(5): 774-777. [WANG W, ZAI J M, WANG X D. 3D calculation of excess pore water pressure due to driving pile and its application [J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(5): 774-777. (in Chinese)]
- [4] 马林, 鲁子爱, 李家华. 沉桩过程土体超静孔隙水压力变化规律研究[J]. 科学技术与工程, 2014, 14(11): 276-281. [MA L, LU Z A, LI J H. Research on the variation of soil excess pore-water pressure in pile sinking process [J]. Science Technology and Engineering, 2014, 14(11): 276-281. (in Chinese)]
- [5] 苗永红, 陈邦. 沉桩引起的初始超孔隙水压力理论解的修正[J]. 济南大学学报(自然科学版), 2015, 29(3): 185-189. [MIAO Y H, CHEN B. Initial excess pore water pressure caused by pile driving the theoretical solution of correction [J]. Journal of University of Jinan (Science and Technology), 2015, 29(3): 185-189. (in Chinese)]
- [6] 陈文, 施建勇, 龚友平, 等. 饱和黏土中静压桩挤土效应的离心模型试验研究[J]. 河海大学学报(自然科学版), 1999, 27(6): 103-109. [CHEN W, SHI J Y, GONG Y P. Experiment study on compaction effect of static pressure pile in saturated soft clay [J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 1999, 27(6): 103-109. (in Chinese)]
- [7] 廖幼孙, 雷金波, 杨康, 等. 有孔管桩群桩沉桩引起的超孔隙水压力模型试验分析[J]. 公路交通科技, 2017, 34(3): 45-51. [LIAO Y S, LEI J B, YANG K, et al. Model experimental analysis on excess pore water pressure due to sinking of pipe-pile group with holes[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2017, 34(3): 45-51. (in Chinese)]
- [8] 唐世栋, 何连生, 傅纵. 软土地基中单桩施工引起的超孔隙水压力[J]. 岩土力学, 2002, 23(6): 725-729. [TANG S D, HE L S, FU Z. Excess pore water pressure caused by an installing pile in soft foundation [J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(6): 725-729. (in Chinese)]
- [9] 唐世栋, 王永兴, 叶真华. 饱和软土地基中群桩施工引起的超孔隙水压力[J]. 同济大学学报, 2003, 31(11): 1290-1294. [TANG S D, WANG Y X, YE Z H. Excess pore water pressure caused by

- installing pile group in saturated soft [J]. Journal of Tongji University, 2003, 31(11): 1290 - 1294. (in Chinese)]
- [10] 张忠苗, 谢志专, 刘俊伟, 等. 粉土与淤质互层土中管桩压入过程孔隙水压力试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊2): 534 - 536. [ZHANG Z M, XIE Z Z, LIU J W, *et al.* Experimental study on pore pressure during pile driving in silty soil with mucky soil interbed [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(Sup 2): 534 - 536. (in Chinese)]
- [11] 钱峰, 刘干斌, 齐昌广, 等. 饱和黏土中静压沉桩模型试验及数值模拟研究[J]. 水文地质工程地质, 2016, 43(5): 56 - 61. [QIAN F, LIU G B, QI C G, *et al.* Static pressure pile-sinking model tests and numerical simulation on saturated clay [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2016, 43(5): 56 - 61. (in Chinese)]
- [12] 《岩土注浆理论与工程实例》协作组. 岩土注浆理论与工程实例[M]. 北京: 科学出版社, 2001. [Collaboration Group. Rock grouting theory and engineering examples [M]. Beijing: Science Press, 2001. (in Chinese)]

编辑: 张明霞

(上接第 85 页)

- [15] 尹乾, 靖洪文, 苏海健, 等. 单轴压缩下充填正交裂隙花岗岩强度及裂纹扩展演化[J]. 中国矿业大学学报, 2016, 45(2): 225 - 232. [YIN Q, JING H W, SU H J, *et al.* Strength characteristics and crack coalescence evolution of granite specimens containing orthogonal filling fissures under uniaxial compression [J]. Journal of China University of Mining and Technology, 2016 45(2): 225 - 232. (in Chinese)]
- [16] 刘泉声, 雷广峰, 卢超波, 等. 注浆加固对岩体裂隙力学性质影响的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(增刊1): 3140 - 3147. [LIU Q S, LEI G F, LU C B, *et al.* Experimental study of grouting reinforcement influence on mechanical properties of rock fracture [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(Sup 1): 3140 - 3147. (in Chinese)]
- [17] 朱谭谭, 靖洪文, 苏海健, 等. 孔洞 - 裂隙组合型缺陷砂岩力学特性试验研究[J]. 煤炭学报, 2015, 40(7): 1518 - 1525. [ZHU T T, JING H W, SU H J, *et al.* Experimental investigation on mechanical behavior of sandstone with coupling effects under uniaxial compression [J]. Journal of China Coal Society, 2015, 40(7): 1518 - 1525. (in Chinese)]
- [18] Zhang K, Cao P, Ma G W, *et al.* Strength, fragmentation and fractal properties of mixed flaws [J]. Acta Geotechnica, 2016, 11(4): 901 - 912.
- [19] 石书缘, 胡素云, 刘伟, 等. 塔里木盆地西克尔地区奥陶系溶洞系统特征及控制因素[J]. 天然气地球科学, 2014, 25(2): 167 - 177. [SHI S Y, HU S Y, LIU W, *et al.* Ordovician paleokarst cave system and its controlling factor in Xekar, Tarim Basin [J]. Natural Gas Geoscience, 2014, 25(2): 167 - 177. (in Chinese)]
- [20] Brady B, Brown E T. Rock mechanics for underground mining [M]. London: Chapman and Hall, 2003.

编辑: 张明霞