

文章编号: 1000-7598 (2013) 07-2119-08

新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩 抗压性状数值模拟研究

杨 淼¹, 张忠苗¹, 刘念武¹, 施茂飞¹, 张日红²

(1. 浙江大学 岩土工程研究所, 杭州 310058; 2. 浙东建材集团, 浙江 宁波 315101)

摘 要: 新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩是一种新的组合桩型, 具有承载力高、技术含量高和安全性能好等特点。为了更好地了解新型组合桩的抗压承载机制, 应用 ABAQUS 软件进行抗压数值模拟。通过将模拟结果与现场试验结果对比, 验证了数值模型的可靠性。分析模拟结果, 发现桩身竹节处存在 2~3 倍桩径的应力影响范围, 并且存在 1.6~1.8 倍桩径的空壳区, 竹节极限承载力从上到下排列线性增长 (除第 1 节和最后一节)。结果还表明, 竹节间距、水泥土厚度、桩侧土弹性模量以及桩端土弹性模量都对组合桩极限承载力有影响, 而水泥土弹性模量的影响则可忽略。以往相似工法的极限承载力公式都不能很好地诠释本桩型的受力特性, 因此, 结合理论分析与抗压受力机制, 提出考虑侧阻竹节影响系数的单桩极限承载力公式, 与现场试验结果对比, 较为接近。

关 键 词: 新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩; ABAQUS 模拟; 简化模型; 极限承载力; 竹节影响系数; 竹节间距
中图分类号: TU 473 **文献标识码:** A

Numerical simulation of compressive mechanical characters of new bored grouting PHC nodular pile

YANG Miao¹, ZHANG Zhong-miao¹, LIU Nian-wu¹, SHI Mao-fei¹, ZHANG Ri-hong²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. ZDOON Group, Ningbo, Zhejiang 315101, China)

Abstract: New bored grouting PHC nodular pile is a new kind of composite pile. And it has a lot of advantages, such as higher bearing capacity, more technologies, and higher security. For the sake of getting to know the compressive mechanical characters of new bored grouting PHC nodular pile, ABAQUS is used to simulate the vertical compressive load test. Comparing the simulated result with the field test result, the reliability of ABAQUS numerical model is acceptable. And it is found that: the radius of nodular stress influence is 2-3 times pile diameter; there is no friction at about 1.6-1.8 times pile diameter distance around of the nodule; ultimate bearing capacity of the nodules increases linearly from top to bottom except the first and the last ones. It is also shown that nodular space, sickness of soil-cement and the elastic moduli of soils of pile side and pile tip influence ultimate bearing capacity of the composite pile; and the elastic modulus of soil-cement can be ignored. Existing formulas of ultimate bearing capacity can't work for mechanical characters of the new composite pile well. So, by combining theoretical analysis and compressive mechanism, a new formula of ultimate bearing capacity considering nodular influence coefficient is proposed; and its validity is verified by field tests.

Key words: new bored grouting PHC nodular pile; ABAQUS simulation; simplified model; ultimate bearing capacity; nodular influence coefficient; nodular space

1 引 言

新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩是一种新型组合桩型, 采用特殊的单轴螺旋钻机, 按照设定深度进行钻孔, 桩端部按照设定的尺寸 (直径与高度) 进行扩孔, 扩孔完成后, 注入桩端水泥浆和桩周水

泥浆, 边注浆、边提钻, 钻孔完成后依靠桩的自重将桩植入设计底标高, 通过桩端及桩周水泥浆液硬化, 使高强管桩与桩端和桩周土体形成一体。此工法施工流程共分为 4 步: 钻孔、扩底、喷浆、植桩, 如图 1 所示。

打入或压入预应力管桩存在挤土效应导致桩

收稿日期: 2012-07-13

第一作者简介: 杨淼, 女, 1986 年生, 硕士研究生, 主要从事基础工程、桩基础及其检测方面的研究。E-mail: shengren1986000@sina.com

上浮、偏位等缺陷；普通钻孔桩存在桩侧土松弛与泥皮效应及沉渣效应^[1]。而新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩能够避免以上缺点，并且具有环保节能、施工速度快、承载力高、桩身质量有保证、技术含量高、安全性能好等特点。但该桩型的应用处于起步阶段，对该类桩的受力性状研究较少。董平等^[2]通过静载试验以及有限元分析提出混凝土芯水泥土搅拌桩的荷载传递特性以及承载力公式。盛桂林等^[3-4]通过有限元分析和收集大量试验数据讨论了影响劲性搅拌桩承载力的主要因素。任连伟等^[5-6]通过模型槽试验以及数值模拟总结了高喷插芯组合桩荷载传递机制和承载力计算公式。与以上研究不同的是，该桩型中预应力竹节管桩不仅受到水泥土的摩阻力，在竹节凸出部分还受到向上的支持力。因此，研究新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩承载受力特性对促进该桩型的推广应用有着重要意义。

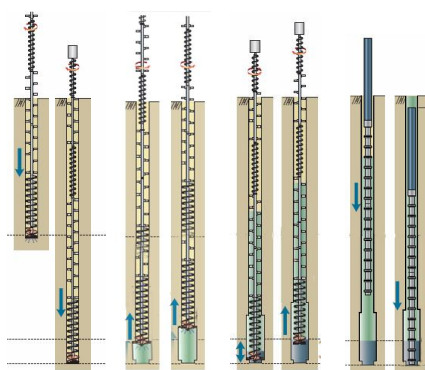


图1 新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩施工流程

Fig.1 Installation sequence of new bored grouting PHC nodular pile

2 承载力理论分析

新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩各部分受力如图2所示，水泥土对桩产生向上的摩阻力（ f_s ），对土产生向下的摩阻力（ f'_s ），将桩身应力传递给周围土体。如果将桩和水泥土之间的摩阻力作为二者间的内力消去，或者将水泥土和土之间的摩阻力作为二者间的内力消去，可以得到两种不同的简化模型，如图3所示。图2、3中 P_z 表示竹节处支持力； P_i 表示桩身单元轴力（水平力忽略不计）。

2.1 桩-水泥土组合模型（P-C）

桩和水泥土合为一体，桩顶荷载由水泥土-桩侧土阻力和旋喷组合桩端阻力共同承担，旋喷水泥浆增加了整个组合桩体的侧面积和桩端面积，并且有效地提升了桩与桩侧土间的摩阻力，从而提高了组合桩体极限承载力。由于水泥土与桩之间的黏结

强度远大于水泥土与土之间的黏结强度，该种简化模型广泛应用于相似桩型的承载力计算上。

任连伟等^[6]提出高喷插芯组合桩极限承载力公式

$$Q_u = u^x \eta_c \sum_{i=1}^N q_{si}^c l_i^c + q_p A_p^c \quad (1)$$

式中： u^x 为高压旋喷桩周长； q_{si}^c 为第 i 芯桩段极限侧摩阻力，混凝土预制桩极限侧阻力； l_i^c 为第 i 段芯桩段长度； q_p 为极限桩端阻力； A_p^c 为芯桩桩端截面面积； N 为桩身范围内有 N 段土层； η_c 为侧摩阻力扩大系数，一般范围1.0~1.3。

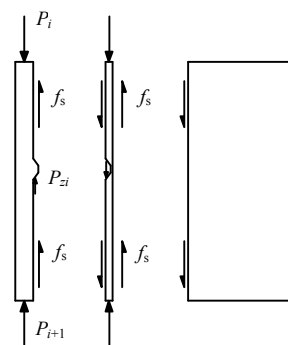


图2 单体受力图

Fig.2 Unit force analysis

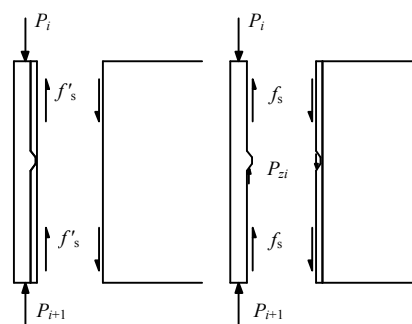


图3 两种简化模型图

Fig.3 Two kinds of simplified models

地基技术规范中劲性搅拌桩竖向承载力估算公式^[7]：

$$R_a = \eta_s u_p \sum_{i=1}^j q_{sia} l_i + \eta_p q_{pa} A_p \quad (2)$$

式中： R_a 为单桩竖向承载力特征值； q_{sia} 为混凝土预制桩周围第 i 层土的侧阻力特征值； q_{pa} 为桩端处地基土未经修正的承载力特征值； u_p 为劲性搅拌桩周长； j 为桩长范围内计算侧阻力的土层数； A_p 为劲性搅拌桩截面面积； η_s 为桩侧阻力调整系数，不小于1.2； η_p 为桩端天然地基承载力折减系数，当

无可靠经验时取 0.4~0.6。

日本学者 Madan B K 等^[8]提出:

$$R_n = \frac{\pi D^2 q_n}{4} + \pi D_b \sum (\tau_{sn} L_s + \tau_{cn} L_c + \tau_{hn} L_h) \quad (3)$$

式中: R_n 为名义承载力; D 为预制竹节桩竹节处桩径 (假设竹节作为桩端承载面); q_n 为名义桩端阻力; D_b 为旋喷水泥土直径; τ_{sn} 、 τ_{cn} 、 τ_{hn} 分别为砂土、黏土、腐殖土的名义侧阻力; L_s 、 L_c 、 L_h 分别为砂土、黏土、腐殖土相应厚度。

2.2 水泥土-土组合模型(C-S)

水泥土和周围土体合为一体, 桩顶荷载由竹节桩-水泥土阻力和竹节桩桩端阻力共同承担。虽然一般认为水泥土与土的黏结强度小于桩与水泥土的强度, 但桩与水泥土的界面剪切强度较高, 同时竹节产生的空壳区也不利于桩与水泥土的剪切。在实际工程中, 注浆时水泥浆会渗透到周围土体中, 水泥

土与土没有明确的界线, 存在一定范围过渡区。所以这种简化模型也是较合理的。

2.3 根植竹节桩的承载力计算公式

对本桩型而言, P-C 模型 3 个公式均不能反映竹节对桩体极限承载力的影响, 而 C-S 模型对水泥土与土之间关系假设过于理想化, 二者都不能很好地反映桩的实际受力状态, 因此, 在以上两种模型基础上, 结合数值模拟研究成果, 提出了考虑竹节影响系数的新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩单桩极限承载力计算公式为

$$Q_u = \eta_z \eta_s u^x \sum_{i=1}^N q_{sik} l_i + q_b A_b \quad (4)$$

式中: q_{sik} 为桩侧第 i 层土极限侧阻力; q_b 为地基土的极限承压强度; N 为桩侧土层数; l_i 为第 i 层土厚度; A_b 为旋喷组合桩端面积; η_z 为侧阻竹节影响系数, 计算公式见式 (6)。

表 1 某厂区土工参数简表
Table 1 Geotechnical parameters of soils

层号	土层名称	厚度 /m	天然含水率 /%	重度 /(kN/m ³)	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	黏聚力 c /kPa	内摩擦角 φ /(°)	压缩模量 E_s /MPa	管桩		标贯 击数
										桩侧阻力 q_{sa} /kPa	桩端阻力 q_{pa} /kPa	
③1	淤泥质黏土	16.3	44.5	17.5	18.5	1.24	12.0	10.2	2.36	11		1
③2	粉砂	2.7								18		9
④	淤泥质黏土	24.0	42.9	17.9	17.1	1.27	15.4	11.6	3.17	12		8
⑤1	粉质黏土	3.0	24.6	19.9	12.9	0.45	44.6	17.1	6.97	35		10
⑥	粉质黏土	8.7	33.6	18.9	14.6	0.97	20.1	13.3	3.88	25		16
⑦2	粉砂	4.2								42		55
⑦3	粉质黏土	1.1	25.8	20.1	10.5	0.77	26.7	17.1	5.87	25		60
⑧	粉砂	5.7								42	2 300	60

3 现场试验与数值模拟结果对比

3.1 试桩概况

试桩位于宁波某水泥制品有限公司厂区内。预制竹节桩的桩长为 64 m, 桩身采用 C80 混凝土, 持力层为第 8 层粉砂层, 入持力层深度为 2 m, 表 1 为场地土工参数表。桩型规格为: 上部为 PHC600(130)AB-12、12、10 m, 3 节合计 34 m; 下部为 PHDC 650-500 (100) A-600/500-15、15 m, 2 节合计 30 m, 总桩长为 64 m; 竹节间距为 1.5 m。螺旋钻孔直径 D_a 为 700 mm, 桩侧水泥参入量为 12%, 桩端水泥参入量为 58%。

加载方法采用千斤顶反力加载, 试验采用慢速维持荷载法。

3.2 ABAQUS 模拟

为了更好地研究在竖向压力作用下新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩受力性状, 本文应用 ABAQUS

软件建立简单的模型^[9-14], 并将模拟结果与现场试验结果对比, 为进一步研究奠定基础。

3.2.1 模型建立

在竖向力作用下, 桩体受力为轴对称问题, 所以选择二维轴对称模型, 只需建立一半模型。由于预制桩、水泥土和土弹性模量相差悬殊, 所以预制桩体采用线弹性模型, 水泥土和土均采用 Mohr-Coulomb 模型。定义 3 个接触面, 分别为桩-水泥土、水泥土-土和桩-土, 3 个接触界面定义相同, 法向均为硬接触, 切向为 Coulomb 剪切模型, 定义接触摩擦系数, 从而可以更准确地分析桩的荷载传递机制。将模型底边界 X 、 Y 方向的位移均赋值为 0, 桩轴线及土体模型左右边界 X 方向赋值为 0。加载方案为控制力增量法, 桩顶布置压强为 28.3 MPa, 换算成力为 8 000 kN, 分 10 个分析步进行加载, 即每次加载 800 kN。为模拟在重力状态下桩受力性状, 要进行初始地应力设置及地应力平衡

设置。网格选择四节点轴对称单元 CAX4。

3.2.2 模型参数

桩模型按照实际施工尺寸设置,土水平方向为 60 m, 竖直方向为 124 m (64 m+60 m)。各土层厚度按实际深度整数取值, 厚度较小夹层忽略不计。竹节管桩弹性模量和泊松比均按规范取值, 水泥土由于没有试验作为参考, 采用前人试验研究成果^[15], 具体见表 2。而桩端土和桩侧土参数按表 1 取值。

表 2 桩、水泥土参数表

Table 2 Geotechnical parameters of pile and soil-cement

名称	弹性模量 E/MPa	泊松比 ν	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	黏聚力 c/kPa	本构模型
桩	38	0.15			线弹性
水泥土	1.5	0.30	30	200	Mohr-Coulomb

3.3 试验与模拟结果对比

图 4 为现场试验和 ABAQUS 模拟的荷载-位移 $Q-s$ 曲线对比图。从现场试验 $Q-s$ 曲线可以看出桩的极限承载力为 7 200 kN, 承载力发挥较快, 属于摩擦型桩, 最终发生桩端刺入破坏。而模拟 $Q-s$ 曲线虽然与现场试验结果有一定的差距, 但两曲线整体变化趋势一致, 模型最后也是发生桩端刺入破坏。对比结果表明本文建立的 ABAQUS 模型是可靠的, 可以用来模拟新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩的承载力特性。

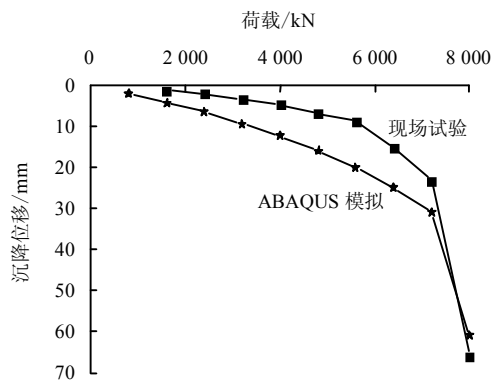


图 4 现场与模拟 $Q-s$ 曲线对比

Fig.4 Load-settlement behaviors of field test and simulation

4 基于数值模拟的受力分析

4.1 模型建立

针对 30 m 竹节桩段重新建模。桩侧土和桩端土均假设为均质, 桩侧土宽为 25 m, 桩端土厚为 25 m, 其他土体参数设置见表 3。加载方案为控制

位移增量法, 在桩顶加载位移为 50 mm, 分 10 级加载, 即每次加载 5 mm。其余参数设置均同 3.2 节。

表 3 土体参数表

Table 3 Geotechnical parameters of soils

名称	弹性模量 E/MPa	泊松比 ν	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	黏聚力 c/kPa	本构模型
桩侧土	10	0.40	20	30	Mohr-Coulomb
桩端土	50	0.38	25	35	Mohr-Coulomb

4.2 模拟内容及其分析

4.2.1 竹节影响分析

图 5 为几种埋入预制管桩的荷载-位移曲线对比图, G 表示与竹节管桩桩径相同的普通管桩, Z 代表预制竹节桩, 后面相应的数字表示竹节间距(净间距为相应数字减去 0.3), 单位为 m。从图 5 可以归纳出 3 点: ①Z1 桩极限承载力小于 Z1.5 以上竹节桩极限承载力; ②Z1.5、Z2、Z3、Z4 的 $Q-s$ 曲线几乎完全重合; ③预埋管桩极限承载力小于预埋竹节桩(除 Z1)极限承载力。

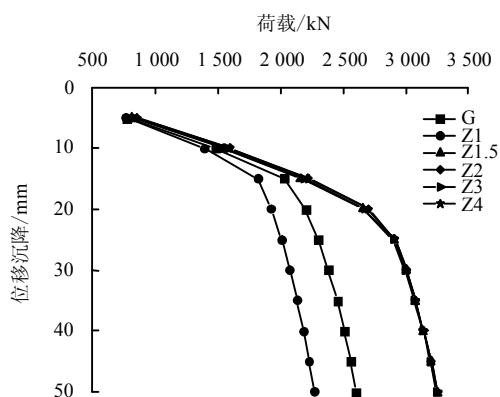


图 5 几种预埋桩的 $Q-s$ 曲线对比

Fig.5 Load-settlement behaviors of different piles

第 1 点说明了并不是竹节越密桩的极限承载力越大。在竖向力作用下, 普通桩桩身应力随深度均匀减少, 而竹节桩竹节处突变的截面积与水泥土对其的支持力, 使得桩身应力在竹节附近一定范围内波动变化, 本文将该范围定义为竹节应力影响范围。当竹节间距过小时, 竹节应力影响范围叠加, 不能充分发挥竹节作用。而竹节处桩与水泥土挤压产生的空壳区又减少了桩侧摩阻力, 使得组合桩的承载力降低。随加载级数增加, 桩上部竹节的影响范围有变大的趋势, 下部有变小的趋势, 但差值不大, 故取其平均值。图 6 纵坐标为竹节应力影响范围与桩径 D 比值, 横坐标竹节号表示竹节从桩顶到桩端的排列号。从图中可以很清楚地看出比值范围全部

处于 2~3 之间, 且随着节数有线性下降的趋势。为了使竹节应力影响范围不叠加, 竹节间距至少大于 3 倍桩径。

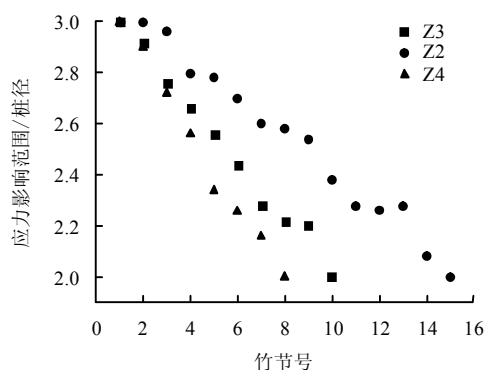


图6 Z2、Z3、Z4 桩型竹节应力影响范围
Fig.6 Radius of nodular stress influence of piles Z2, Z3 and Z4

第 2 点, Z1.5、Z2、Z3、Z4 桩的极限承载力相同。如前面竹节桩受力图 2, 竹节桩受到水泥土向上的摩阻力, 在竹节处还受到水泥土向上的支持力 (忽略水平方向分量)。由于作用力产生的微变形, 竹节桩与水泥土之间在竹节处会有空壳区 (未接触), 不存在摩阻力。即竹节的存在减小了桩与水泥土的接触面积, 减小了水泥土对其向上的摩阻力。而竹节处水泥土对桩的向上支持力弥补了该缺点, 在未超过水泥土强度前提下提供了较大的支持力。

将水泥土对桩的摩阻力和支持力之和定义为桩侧合力, 图 7 为 4 种桩桩侧合力随加载级数变化图, 桩侧合力等于桩顶荷载减去桩端荷载。从图中可以看出, 桩侧合力随加载逐渐发挥, 第 5 级加载以后, 合力值趋于平稳。曲线符合 Coulomb 剪切模型。

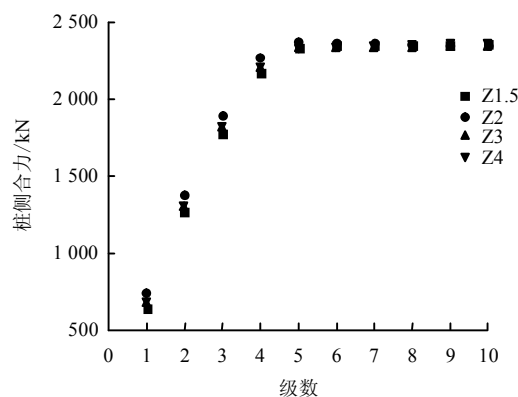
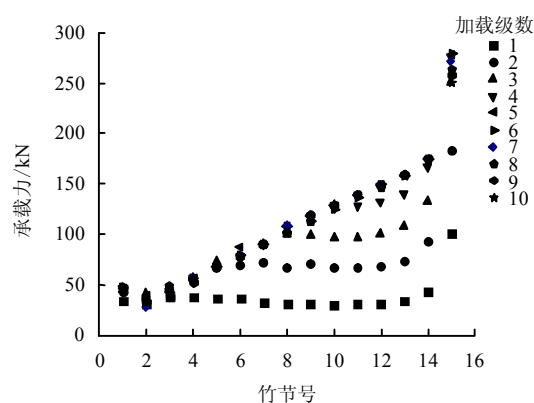


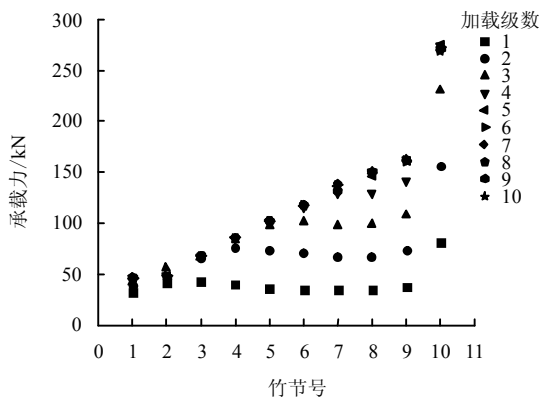
图7 几种预埋竹节桩的侧面合力
Fig.7 Side forces of different PHC nodular piles

根据计算的结果以及对应的 ABAQUS 图像, 确定竹节空壳区大致为 0.8~0.9 m, 即 1.6~1.8 倍桩径。

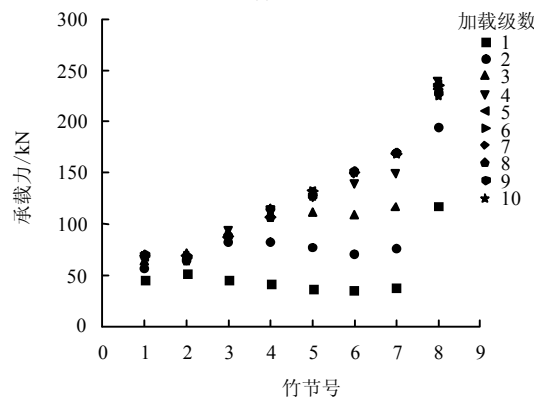
图 8 为 Z2、Z3、Z4 桩型的竹节承载力变化图。可以看出, 随着加载级数的增加, 上部竹节先达到极限, 下部后发挥, 并且下面的极限承载力比上面的大。在第 5 级加载以后, 每节承载力几乎不再变化, 除去第 1 节和最后一节, 其余各节承载力几乎呈线性分布。据此规律, 定义竹节承载力发挥系数 ψ_i , 表示在达到桩极限承载力后, 第 i 节竹节承载力与最后一节承载力的比值。最后一节的承载力发挥系数定为 1, i 从 2 开始取值。由于第 1 节数值规律性不是很强, 且数值相对较小, 对全局影响不大, 所以取与第 2 节相同系数。



(a) Z2



(a) Z3



(a) Z4

图8 各桩竹节承载力
Fig.8 Bearing capacity of different nodular piles

考虑到桩端对最后竹节的影响,将各桩末节承载力统一为 3 m 竹节桩(未影响)末节极限承载力为 270 kN。按照上述定义,分别计算得到 3 种竹节桩的竹节承载力发挥系数分布,如图 9 所示,横坐标为竹节号 i 与最大号 n 比值。拟合方程为

$$y = 0.064\ 94 + 0.618\ 2x, R = 0.994\ 16 \quad (5)$$

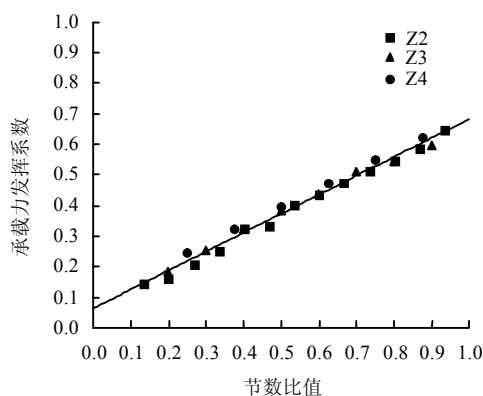


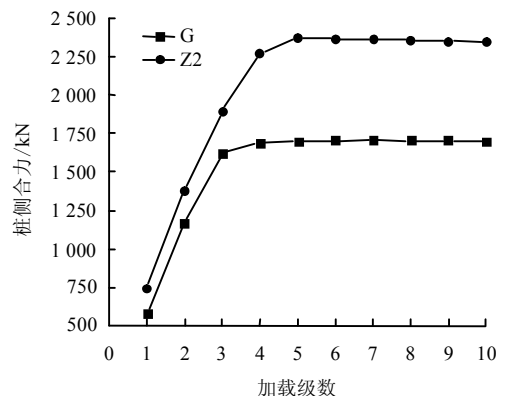
图 9 承载力发挥系数
Fig.9 Coefficients of bearing capacity

第 3 点,相同工法、相同直径管桩比竹节桩极限承载力小。如果按照 P-C 模型计算,那么预埋管桩与预埋竹节桩极限承载力应该相同,这与上述模拟结果不符。C-S 模型中增加的竹节处支持力,使得竹节桩极限承载力增大,解释了模拟结果中管桩比竹节桩极限承载力小。图 10(a)为管桩与 2 m 竹节桩的桩侧合力图,图 10(b)为两桩第 5 级加载下轴力分布图。从图 10(a)看出,两桩桩侧合力增长趋势相似,管桩先达到极限值。开始时两者相差不多,但随着加载位移增大,差距越来越大。从图 10(b)看出,桩端承载力相同,桩顶荷载相差很大。两者轴力分布的区别在于,竹节桩轴力在竹节位置存在突变,尽管摩阻力长度变短,但突变改变了分布曲线的走向,从而使得两者最终的承载力值相差较大。

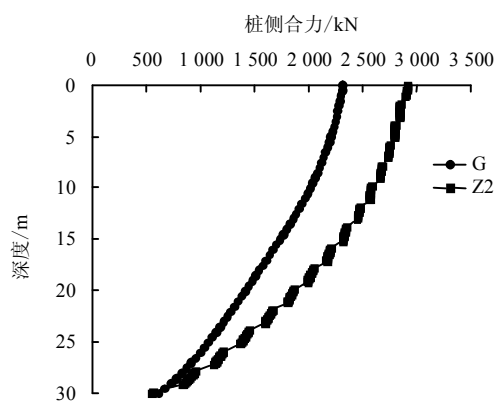
综上分析讨论,定义侧阻竹节影响系数,即竹节桩侧合力与管桩桩侧阻力比值,表达式为

$$\eta_z = \frac{u_c(l-nh)q_{su} + A_n p_u \sum_{i=1}^n \psi_i}{u_c l q_{su}} \quad (6)$$

式中: l 为总桩长; n 为竹节数; h 为竹节处空壳范围; u_c 为桩(D)周长; q_{su} 为预制桩-水泥土极限摩阻力; p_u 为水泥土极限抗压强度; A_n 竹节环竖向面积; ψ_i 为第 i 节竹节承载力发挥系数(具体计算参照式(5))。



(a) 桩侧合力对比图



(b) 轴力分布对比图

图 10 管桩与竹节桩对比图
Fig.10 PHC vs. PHC nodular pile

4.2.2 承载力影响因素

影响新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩的承载力因素除了上面讨论的竹节间距,还可能有水泥土弹性模量、水泥土厚度、桩侧土弹性模量以及桩端土弹性模量。模拟中桩长为 30 m,竹节间距为 2 m,竹节具体布置同上,通过改变其他参数来讨论各个影响因素。

图 11 为水泥土弹性模量对 $Q-s$ 曲线的影响图,可以看出水泥土弹性模量对桩的承载力的影响不大。原因可能是即使水泥土弹性模量取最小值 100 MPa,比起桩侧土弹性模量也是很大的值,只要能与芯桩紧密黏结和提供足够的竹节端支持力,基本不会产生多大影响。任连伟等^[6]提出,水泥土弹性模量至少要大于 100 MPa 才能确保水泥土有足够的强度以保证水泥土与芯桩变形协调和共同受力。

图 12 为水泥土厚度对 $Q-s$ 曲线的影响图。随着水泥土厚度的增大,桩的极限承载力也在增大。水泥土厚度增大,使得桩与水泥土组合体与桩侧土和桩端土的接触面积增大(桩侧接触面积增加值大),从而增加了组合桩的极限承载力。但不是水泥土的厚度越厚越好,一是从经济上考虑,水泥土加厚会

使得桩基成本增加;二是水泥土与预制管桩的黏结强度有限,水泥土过厚可能导致竹节桩因受力较大而与水泥土脱离,发生芯桩刺入破坏。所以为了竹节桩与水泥土之间有足够的黏结强度保持桩与水泥土协调变形,建议新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩的旋喷直径 D_a 设置为 $100 \text{ mm} \leq D_a \leq D/2$, 其中 D 为桩径,单位为 mm。

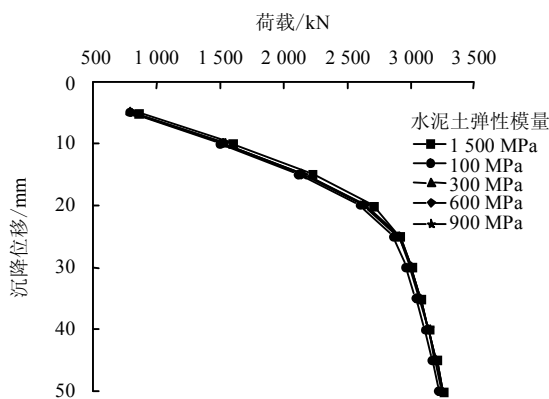


图 11 水泥土弹性模量对 $Q-s$ 曲线的影响

Fig.11 Load-settlement behaviors of different elastic moduli of soil-cement

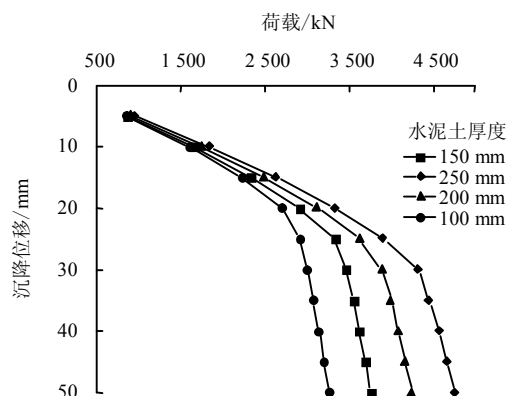


图 12 水泥土厚度对 $Q-s$ 曲线的影响

Fig.12 Load-settlement behaviors of different thicknesses of soil-cement

图 13 为桩侧土弹性模量对 $Q-s$ 曲线影响对比图,可以看出在加载初期 4 种模型土的曲线差距较大,当位移加载到第 5 级后,10 MPa 以上 3 条的曲线几乎重合,极限值相同。原因可能是,在加载初期,土弹性模量越大,变形越小,加载位移相同条件下桩-土相对位移较大,侧阻发挥越大,承载力越大;而在后期,桩侧土先达到极限摩阻力,随后水泥土对竹节的支持力达到极值。

图 14 为桩端土弹性模量对 $Q-s$ 曲线影响对比图,桩端弹性模量越大,桩极限承载力越大。但增加值并不是很大。因为组合桩是摩擦桩,桩端提供的承载力比较小,因此,影响也相对较小。

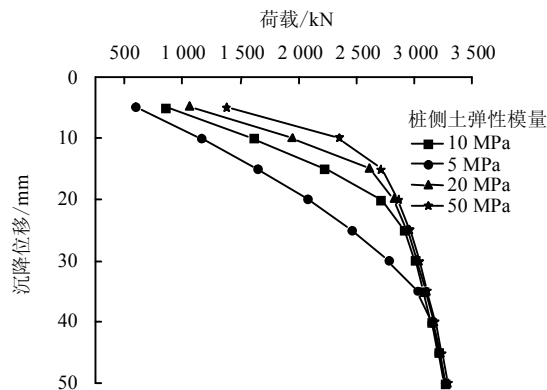


图 13 桩侧土弹性模量对 $Q-s$ 曲线的影响

Fig.13 Load-settlement behaviors of different elastic moduli of pile side soils

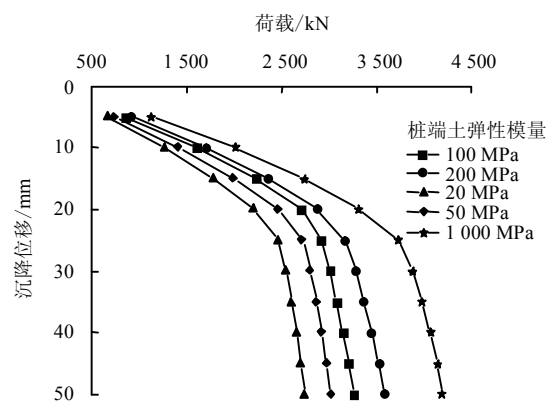


图 14 桩端土弹性模量对 $Q-s$ 曲线的影响

Fig.14 Load-settlement behaviors of different elastic moduli of pile tip soils

4.3 承载力计算公式

竹节间距、水泥土厚度、桩端土弹性模量和桩侧土弹性模量对组合桩体的极限承载力都有一定程度的影响。两种简化模型都不能单独较好地反映竹节桩在竖向荷载作用下的受力状态,所以结合两种模型以及模拟得到的荷载传递特性,提出考虑竹节影响系数的极限承载力计算公式(4)。

4.4 承载力计算公式验证

将 3.1 节中各参数代入承载力计算公式(4)。

水泥土无侧限抗压强度可以按 $E=1000p_u$ 经验公式^[7]取值,并考虑水泥土厚度等条件, $p_u =$

$$2 \text{ MPa}, q_{su} = 2 \left(\sum_{i=1}^n q_{sik} l_i \right) / l = 40 \text{ kPa},$$

$$A_n = (0.65^2 - 0.5^2) \pi / 4 = 0.1725 \text{ m}^2,$$

$$\sum_{i=1}^n \psi_i = \sum_{i=2}^{18} (0.06494 + 0.6182i/18) + 1 + \psi_2 = 7.765,$$

$$\eta_z = 1 - \frac{19 \times 0.9}{30} + \frac{0.1725 \times 2000 \times 7.765}{0.5 \times \pi \times 30 \times 40} = 1.54,$$

η_s 取 1.2, 考虑施工中下部一定范围扩孔,取扩孔后均匀扩孔直径为 0.85 m,

$$Q_u = 0.85 \times \pi \times (420 + 790.4 \times 1.54) \times 1.2 + 0.85^2 \times \pi \times 2 \times 300 = 6\,551.5 \text{ kN}$$

与现场试验得到的极限承载力 7 200 kN 相比,按本文公式计算得到的极限承载力 6 551.5 kN 比较接近。说明本文提出的极限承载力计算公式具有一定的实际意义。

5 结 论

(1) 现场荷载试验 $Q-s$ 曲线表明,新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩为摩擦型桩,桩侧阻力发挥较快,最终发生桩端刺入破坏。

(2) 模拟结果表明,竹节的影响范围大致为 3 倍桩径,而且从上向下有线性递减的趋势。竹节间距过小,竹节间的影响范围叠加在一起,没有充分发挥竹节的优势,反而承载力降低。所以建议预制竹节桩竹节间距要不小于 3 倍桩径。

(3) 竹节处产生的空壳区范围大致为 1.6~1.8 倍桩径。竹节处水泥土对桩的承载力随着加载的进行逐渐发挥,上部竹节先达到极限值,达到极限承载力后,竹节承载力随竹节排列数线性分布(除第 1 节和最后一节)。由此得到竹节承载力发挥数拟合直线公式。

(4) 水泥土厚度、桩侧土和桩端土弹性模量对桩的极限承载力有一定影响。为保证桩与水泥土有足够的黏结强度保持协调变形,建议水泥土弹性模量取值大于 100 MPa、旋喷直径为 $100 \text{ mm} \leq D_a \leq D/2$ 。

(5) 根据试验和数值模拟研究提出了新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩考虑竹节影响系数的单桩抗压承载力计算公式。通过与现场试验结果比较,验证了公式的合理性。

参 考 文 献

- [1] 张忠苗. 桩基工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [2] 董平, 秦然, 陈征宙. 混凝土芯水泥土搅拌桩的有限元研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(3): 344—348.
DONG Ping, QIN Ran, CHEN Zheng-zhou. FEM study of concrete-cored DCM pile[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(3): 344—348.
- [3] 盛桂琳, 鲍鹏, 孔德志. 劲性搅拌桩复合地基非线性有限元分析[J]. 结构工程师, 2005, 21(3): 56—59.
SHENG Gui-lin, BAO Peng, KONG De-zhi. Finite element analysis for composite foundation of reinforced mixing pile[J]. **Structural Engineers**, 2005, 21(3): 56—59.
- [4] 盛桂琳, 鲁书甜, 鲍鹏, 等. 劲性搅拌桩承载力的主要影响因素分析和计算公式探讨[J]. 河南大学学报(自然科学版), 2008, 38(1): 96—100.
SHENG Gui-lin, LU Shu-tian, BAO Peng, et al. The effect factors on the bearing capacity and calculation formula of reinforced mixing pile[J]. **Journal of Henan University (Natural Science)**, 2008, 38(1): 96—100.
- [5] 刘汉龙, 任连伟, 郑浩, 等. 高喷插芯组合桩荷载传递机制足尺模型试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(5): 1395—1401.
LIU Han-long, REN Lian-wei, ZHENG Hao, et al. Full-scale model test on load transfer mechanism for jet grouting soil-cement-pile strengthened pile[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(5): 1395—1401.
- [6] 任连伟, 刘汉龙, 张华东, 等. 高喷插芯组合桩承载力计算及影响因素分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(7): 2219—2225.
REN Lian-wei, LIU Han-long, ZHANG Hua-dong, et al. Bearing capacity calculation and influence factors analysis of jet grouting soil-cement-pile strengthened pile[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(7): 2219—2225.
- [7] 中国建筑科学研究院. JGJ 79—2002 建筑地基处理技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [8] MADAN B K, SHIGEO K, TAKASHI H. Quality assurance in bored PHC nodular piles through control of design capacity based on loading test data[C]//Proc. 7th Int. Conf. & Exhib. Piling & Deep Foundations. Vienna, Austria: [s. n.], 1998.
- [9] 费康, 张建伟. ABAQUS 在岩土工程中的应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2010.
- [10] 王金昌, 陈页开. ABAQUS 在土木工程中的应用[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 2006.
- [11] 朱向荣, 王金昌. ABAQUS 软件中部分土模型简介及其工程应用[J]. 岩土力学, 2004, 25(增刊 2): 144—148.
ZHU Xiang-rong, WANG Jin-chang. Introduction to partly soil models in ABAQUS software and their application to the geotechnical engineering[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(Supp.2): 144—148.
- [12] 陈晶, 高峰, 沈晓明. 基于 ABAQUS 的桩侧摩阻力仿真分析[J]. 长春工业大学学报(自然科学版), 2006, 27(1): 27—29.
CHEN Jing, GAO Feng, SHEN Xiao-ming. Simulation for pile friction based on ABAQUS[J]. **Journal of Changchun University of Technology (Natural Science Edition)**, 2006, 27(1): 27—29.
- [13] 乔燕燕. 新型带肋预应力管桩沉降影响的数值分析[D]. 太原: 太原理工大学, 2010.
- [14] 徐宏发, 王斌, 戴小平, 等. 桩土接触面力学参数取值研究[J]. 河海大学学报, 2001, 29(增刊): 54—56.
XU Hong-fa, WANG Bin, DAI Xiao-ping, et al. Determination of mechanical parameters on pile-soil interface[J]. **Journal of Hohai University**, 2001, 29(Supp.): 54—56.
- [15] 黄鹤, 张俐, 杨晓强, 等. 水泥土材料力学性能的试验研究[J]. 太原理工大学学报, 2000, 31(6): 705—709.
HUANG He, ZHANG Li, YANG Xiao-qiang, et al. Experimental study of mechanical properties of cemented-soil[J]. **Journal of Taiyuan University of Technology**, 2000, 31(6): 705—709.