

目 次

序..... 龚晓南 (3)

前言..... (4)

静钻根植桩技术简介..... 张日红 (5)

软土地区静钻根植桩竖向承载性能试验研究.....龚晓南, 周佳锦, 王奎华, 严天龙 (15)

静钻根植桩扩底部承载力性能试验研究..... 张日红, 朱瑶宏, 叶俊能, 吴磊磊 (30)

静钻根植桩荷载传递特性试验研究.....吴磊磊, 陈洪雨, 严天龙, 邢军 (37)

静钻根植桩工程应用介绍.....陈洪雨, 吴磊磊, 张日红 (47)

竹节桩复合地基在软土地区中的应用探讨.....严天龙, 陈洪雨, 张日红 (57)

桩周水泥土对静钻根植桩低应变检测影响研究.....吴磊磊, 王奎华, 陈洪雨, 李伟 (67)

用于围护结构的复合配筋桩桩身性能试验研究.....许远荣, 王树峰, 严天龙, 王孟波 (76)

序

桩基础是土木工程建设中应用最多的基础型式。改革开放以来,随着土木工程建设的发展,我国桩基工程发展很快,在新桩型引进和研发、桩基工程理论研究、桩基工程设计计算水平、桩基施工机械和施工工艺、桩基工程监测技术、以及桩基工程施工管理等各个方面都有了长足的发展。

静钻根植桩是近年来出现的一种新型桩基,它是先在地基中钻孔注水泥浆,然后将预制桩植入到钻孔内形成的一种组合桩基。

静钻根植桩采用植入法置桩,而不是采用静压或者锤击等传统预制桩施工工法,可避免置桩过程中产生的挤土效应;静钻根植桩施工过程中钻孔注水泥浆与钻孔灌注桩需要采用泥浆护壁技术不同,可避免施工过程中因钻孔引起地基土体中应力改变,从而对周边已有建筑物和构筑物产生的不良影响。

静钻根植桩采用高强预应力管桩,与钻孔灌注桩相比,节省混凝土和钢材用量,特别是不需要采用泥浆护壁技术,不需排放泥浆,只排放少量水泥土,排放的水泥土还可再次利用。静钻根植桩是一种经济、节能、环境友好的桩型。

在钻孔注浆孔中植桩形成的静钻根植桩通过桩周水泥土扩大了桩身直径,由高强预应力管桩与桩周水泥土形成的静钻根植桩相比于传统预制管桩,有利于桩身强度的发挥,具有较高的桩基承载力。静钻根植桩还可在桩底端部设置水泥土扩大头,改善桩端承载性能,提高桩基承载力。

静钻根植桩中预制管桩还可采用竹节桩以改善性能,沿桩长可采用上大下小变截面设计以降低成本,提高经济性。

植桩法是桩基施工的新工法,静钻根植桩是一种经济、环保的新型组合桩基,是否可以说是静钻根植桩是桩基发展过程中一次革命性进展?!静钻根植桩已在宁波、温州、上海等地多项工程中得到应用,取得了很好的经济和社会效益。静钻根植桩有着广阔的发展空间,具有显著的推广应用价值。

龚晓南

中国工程院院士

浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心教授

2015年6月22日

前言

近年来,由于城市化的快速进展,桩基础得到了广泛的应用。其中工厂预制的预应力混凝土 PHC 桩、现场浇筑的钢筋混凝土桩是房屋建设、桥梁基础、港口工程及路基处理等桩基础的主要桩型。但是预应力预制桩一般采用打入及静压施工方法存在的挤土效应及振动对周围设施(地下构造物、管线)有影响,且在穿透各种夹层时有难度。常用的钻孔灌注桩属于非挤土桩,但施工过程中存在质量控制比预制桩难,排出泥浆对环境影响大等问题。

针对以上所述现有 PHC 桩产品及施工方法存在的问题点,近年来中淳高科桩业股份有限公司通过分析钻孔灌注桩的优缺点,并对日本等国外的一些预制桩产品及施工方法进行研究,结合我国国情,开发了桩身抗拉、抗弯性能高及可增加桩与土体侧摩阻力的新型预制桩产品:复合配筋预应力高强混凝土桩及高强预应力混凝土竹节桩,同时开发了预制桩的非挤土沉桩静钻根植施工技术。为了拓宽广大读者的视野,使得各位读者能够更好地了解静钻根植桩产品及施工技术,特组织了本专刊。

到专刊截稿日期为止,中淳高科桩业股份有限公司技术团队共计提供论文 10 篇,通过审核后,向编委会提交 8 篇,并最终决定在本专刊发表。8 篇论文均参考审稿意见,经过作者的认真修改,得以在本专刊发表奉献给各位读者。这 8 篇论文包括了静钻根植桩设计、承载力机理分析、工程试验、工程应用、检测验收及桩材性能等方面的内容,希望读者通过本专刊能从中了解到一些静钻根植桩基础方面的技术。

论文“静钻根植桩技术简介”综合介绍了静钻根植桩基础的开发背景、桩材料组成、设计及施工应用情况。

论文“软土地区静钻根植桩竖向承载性能试验研究”及“静钻根植桩扩底部承载力性能试验研究”主要通过理论分析并结合静载试验结果,对静钻根植桩竖向承载性能及扩底部分的承载力发挥特点进行了研究。论文“静钻根植桩荷载传递特性试验研究”主要是通过工程试验验证静钻根植桩在抗压及抗拔荷载作用下的桩身荷载传递特性。

论文“静钻根植桩工程应用介绍”主要介绍了该技术在有旧桩基础存在工程及复杂地质状况工程中的应用情况。

论文“竹节桩复合地基在软土地区中的应用探讨”主要介绍了静钻根植桩产品之一的竹节桩通过桩侧填充碎石等方法作为软土地区复合地基的试验结果及其特点。

论文“桩周水泥土对静钻根植桩低应变检测影响研究”主要介绍了针对静钻根植桩基础在采用低应变方法检测桩身完整性时桩身周围水泥土对试验曲线所产生的影响而进行的初步研究结果。

论文“用于围护结构的复合配筋桩桩身性能试验研究”主要介绍了静钻根植桩产品复合配筋桩桩身材料性能特点及作为围护结构工程应用的优势。

在此,感谢各位作者为本期专刊提供他们的研究及应用成果。

静钻根植桩技术简介

张日红^{1,2}

(1. 中淳高科桩业股份有限公司, 2. 建材行业混凝土预制桩工程技术中心 浙江 宁波 315000)

摘要: 静钻根植桩技术是在分析我国沿海地区广泛使用的高强混凝土预制桩和钻孔灌注桩的优缺点基础上开发的非挤土预应力高强混凝土预制桩基础技术。本文对静钻根植桩技术的开发背景、国外相关技术发展状况、静钻根植桩基础用复合配筋预应力高强混凝土管桩和预应力混凝土竹节桩产品性能、静钻根植施工工艺进行了介绍。静钻根植桩承载力性能试验及工程应用结果表明, 该技术具有承载力高、质量稳定可靠、省材料和无泥浆污染等优点。

关键词: 静钻根植桩; PRHC 桩; PHDC 桩; 扩底; 承载力

1 前言

离心成型的先张法高强预应力混凝土管桩等产品(以下简称: PHC 预制桩)自上世纪 80 年代中期开始在广东, 上海, 浙江等地开始推广。由于该产品施工方便, 工期短, 工效高, 工程质量可靠, 桩身耐打性好, 承载力单位造价较钻孔灌注桩等其他常用桩型低等优点, 比较适合沿海地区的地质条件, 目前已成为我国桩基工程中最广泛使用的桩型。根据我国预应力管桩的生产量来估算, 我国的管桩使用长度已经超过 20 亿米。该产品在我国的高速经济发展中发挥了重要的支撑作用。

但在近年来, 由于城市化的快速进展, 现有 PHC 桩产品及其施工方法存在的一些问题使得预制桩的应用受到了一定的限制。PHC 桩产品主要的问题有以下几个方面:

(1) 在软土地基中作为摩擦桩使用时, 由于 PHC 桩与土体的侧摩阻力较低, 加上桩端阻力也不够高, 竖向抗压荷载下桩身的高强混凝土强度特性得不到充分利用;

(2) 软土地基中因打入及静压施工方法的挤土效应引起超静孔隙水压力的变化, 导致地下室开挖时桩身抗弯性能不高的桩型无法承受土体及施工机械等引起的侧向土压力, 产生桩身倾斜甚至断裂现象;

(3) 现有的打入及静压施工方法存在的挤土效应及振动对周围设施(地下构造物、管线)有影响, 使得都市部 PHC 桩难以得到利用。另外在穿透各种夹层时有难度, 施工不当易对桩身造成宏观或微观的损害, 对桩顶与桩身的一体性也会有不良影响。

另一方面, 目前在工程建设中常用的钻孔灌注桩属于非挤土桩。尽管单位承载力下的施工价格高于 PHC 桩, 施工过程中存在质量控制比预制桩难, 排出泥浆对环境影响大等问题, 但在城市建设中依然得到广泛应用。

针对以上所述现有 PHC 桩产品及施工方法存在的问题点, 近年来中淳高科桩业股份

有限公司通过分析钻孔灌注桩的优缺点，并对日本等国外的一些预制桩产品及施工方法进行研究，结合我国国情，开发了桩身抗拉，抗弯性能高及可增加桩与土体侧摩阻力的新型预制桩产品：复合配筋预应力高强混凝土桩及高强预应力混凝土竹节桩，并通过开发非挤土沉桩的静钻根植施工技术工法，扩大了作为工业化产品的预制桩在工程建设中的应用领域，大幅度降低基础工程建设对环境的影响。

2 国外预制桩施工技术概要

日本在 1968 年、1976 年分别颁布噪音规制法和振动规制法，使得在都市部无法使用锤击沉桩，通过不断开发新桩基工法，植入施工预制桩以及灌注混凝土桩等非挤土桩成为桩基施工的主流，2014 年日本 PHC 桩用量的 99% 采用埋入式工法施工。特别是近年来开发的预钻孔扩底植入法施工 600mm 以上的大直径预制的高承载力工法在高层建筑等得到了广泛应用。

按照日本相关规定，打入法和植入法施工的预制桩的长期容许竖向承载力 R_a 可根据地基的 N 值及土的单轴抗压强度（无侧限抗压强度）由下式来确定。短期容许承载力可取长期容许竖向承载力的两倍。

$$R_a = \frac{1}{3} \left\{ \alpha \bar{N} A_p + (\beta \bar{N}_s L_s + \gamma \bar{q}_u L_c) \psi \right\} \quad (1)$$

式中： α 为端阻力系数， β 为砂土中桩周摩阻力系数， γ 为粘土中桩周侧摩阻力系数， N 为桩端部位地基的平均 N 值， A_p 为桩端有效面积， N_s 为砂土层加权平均 N 值， L_s 为桩周砂土层厚合计， q_u 为粘土层加权平均单轴抗压强度， L_c 为桩周粘土层厚合计， ψ 为桩周长。

表 1 公式 1 中承载力系数取值

施工法	端阻力 $\alpha N / \text{kN/m}^2$	侧摩阻力 / kN/m^2	
		砂土	粘土
打入法	$300N$ ($\alpha=300$)		
	上限 18000		
灌注桩	$150N$ ($\alpha=150$)	$3.3N_s$	$0.5q_u$
	上限 9000	上限 $N_s=30$	上限 $q_u=200$
注浆植入法	$200N$ ($\alpha=200$)		
	上限 12000		

从表 1 可以看出，对灌注混凝土桩，式 (1) 中的 α 取 150，普通注浆植入法施工预制桩 α 取 200，取值均低于打入法施工桩基的 $\alpha=300$ 。另外，桩的侧摩阻力系数 $\beta=3.3$ ， $\gamma=0.5$ 。对预钻孔扩底植入法施工的高承载力工法，其桩的端阻力系数 α 根据扩底倍数、地质条件等在 400-800 之间。同样地质条件，所使用预制桩桩身直径相同时，钻孔扩底

工法施工的桩基承载力可比普通无扩底植入工法高出 50~100%。

α 植入法施工预制桩在韩国及台湾等亦有应用。但主要以普通无扩底埋入法为主。台湾地区将此种施工方法与钻孔灌注桩同样分类为钻掘式基桩，目前在台湾得到了广泛应用。根据台湾地区技术人员发表的相关论文，台湾地区在上世纪 90 年代初引进日本的预钻孔植入桩技术，因该技术具有承载力较高、施工效率高、施工质量易于控制、无二次公害等优点，近年来已经比常用的反循环灌注桩更为台湾工程界接受。

3 静钻根植桩用预制桩产品

针对现有 PHC 桩产品存在的问题，通过试验研究开发了桩身抗拉，抗弯性能高的复合配筋预应力高强混凝土桩及可增加桩与土体侧摩阻力的预应力高强混凝土竹节桩。

3.1 复合配筋预应力高强混凝土桩

复合配筋预应力高强混凝土桩（简称：复合配筋桩，代号：PRHC 桩）在现有有效预压应力 AB 型的 PHC 管桩中沿桩身全长增加配置非预应力热轧带肋钢筋，见图 1，并根据需要在桩端部配置与端板相接，满足一定长度要求的锚固钢筋。按非预应力钢筋最小配筋率，PRHC 桩分为 I 型、II 型、III 型、IV 型，其相应的最小配筋率分别不得低于 0.6%、1.1%、1.6% 和 2.0%。该产品除用于承受竖向抗压荷载的情况，特别适用于承受抗拔荷载、水平荷载的作用。根据日本的使用经验，对于较高地震设防烈度地区考虑地震作用水平承载的桩基础，通过对 PRHC 桩身受弯承载力和受剪承载力进行验算，可以进行选用。

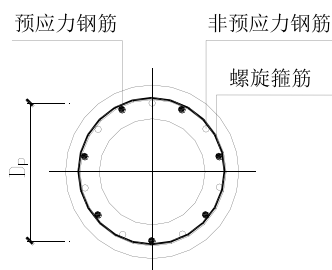


图 1 PRHC 桩结构

PRHC 桩的桩身力学性能可参照混凝土结构设计规范进行计算。开发过程中对计算结果进行了试验验证。图 2 为直径 600mm I 型、II 型、III 型、IV 型 PRHC 桩与 PHC 600AB (110)管桩的桩身受拉承载力设计值的对比。I 型、II 型、III 型、IV 型 PRHC 桩的受拉承载力设计值比同直径 PHC 管桩分别提高 37%、72%、95%、120%。由于 PRHC 桩的桩身抗拉承载力比现有 PHC 桩有了大幅度的提高，能满足抗拔桩的设计要求。该产品作为工程桩进行的竖向抗拔承载力静载试验结果表明，直径 600mm、800mm 的 PRHC 极限抗拔承载力分别超过 2500kN、4000kN，满足了工程设计对抗拔桩的性能要求。

图 3 为 PRHC 桩 II 型与同尺寸 PHC 管桩及直径大 200mm 的钻孔灌注桩（配筋率

1.0%，C35 混凝土）的桩身抗弯承载力设计值的对比。由于该产品的桩身抗弯性能比现有 PHC 桩有了大幅度的提高，可以应用于各种构筑物对抗水平荷载作用有较高要求的桩基础。对地震设防区构筑物桩基础可在上节桩选用合适型号的 PRHC 桩，能够避免地震荷载作用下对桩身产生的损害现象。

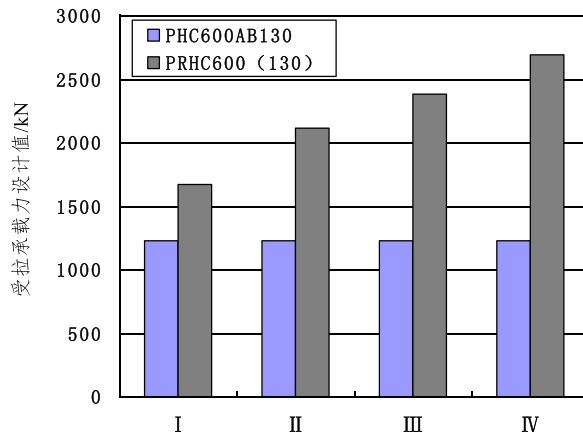


图 2 PRHC 桩与 PHC 管桩的受拉承载力对比

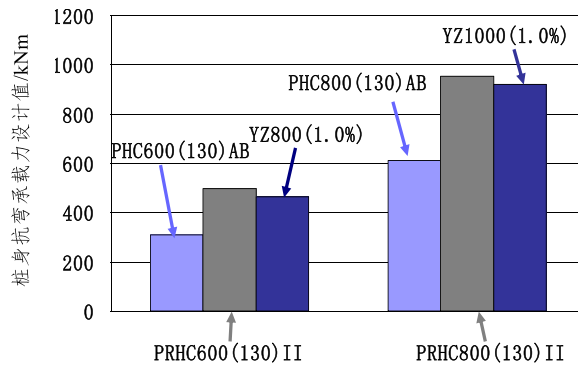


图 3 PRHC 桩与 PHC 管桩及钻孔灌注桩桩身抗弯承载力设计值对比

3.2 预应力高强混凝土竹节桩

应力高强混凝土竹节桩（简称：竹节桩，代号：PHDC 桩）是桩身按等间隔带有竹节状凸起的预制桩产品。为了增加桩与周围土体的摩擦阻力，在满足生产、运输、施工的前提下应尽可能加大节外径与桩身直径之差。目前所开发的 PHDC 桩的节外径比桩身直径大 150-200mm。PHDC 桩的桩身混凝土有效预压应力值与现有预应力管桩相同，分为 A 型、AB 型、B 型和 C 型。桩身力学性能计算方法与现有 PHC 管桩相同。使用该产品可以增加桩身与土体的侧摩阻力，提高桩基的竖向承载能力。

预应力混凝土预制桩放张过程中在对混凝土施加预压应力时，根据桩身混凝土承受的预压应力的大小桩身长度会出现 1.5-4mm 左右的压缩。PHDC 桩生产时为了避免在放张过程中因桩身混凝土的压缩导致桩身与桩身凸起结合部分产生裂缝，需要所使用的钢

模在桩身与桩身凸起结合部分能够追随混凝土的变形。

通常 PHDC 桩可使用在桩基的下节与中节，上节可以使用桩身直径相同的 PHC 管桩或 PRHC 桩，也可以根据设计要求，通过在 PHDC 桩的上端直径的变换，在上节使用比 PHDC 桩直径大 100mm 或 200mm 的 PHC 管桩或 PRHC 桩来满足上节桩桩身承受的竖向抗压，抗拔荷载。另外，使用更大直径的 PHC 管桩或 PRHC 桩也增加了桩基抗水平荷载的性能。

4 静钻根植桩施工技术

4.1 静钻根植施工工法

钻根植施工工法结合了钻孔灌注桩、深层搅拌桩、扩底桩、预制桩等技术的优点，是新型预制桩植入式沉桩施工技术。图 4 为该工法的主要施工流程。① 钻机定位，钻头钻进；② 钻头钻进，对孔体进行修整及护壁；③、④ 钻孔至持力层后，打开扩大翼进行扩孔；⑤ 注入桩端水泥浆并进行搅拌；⑥ 收拢扩大翼提升钻杆，同时注入桩身水泥浆搅拌；⑦、⑧ 利用自重将桩植入钻孔内、将桩植入桩端扩底部。

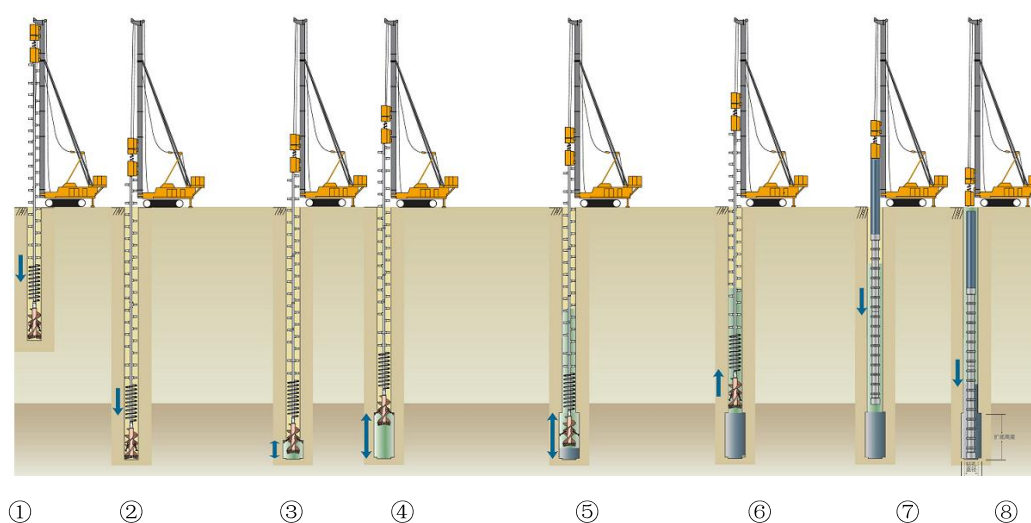


图 4 静钻根植工法主要施工流程

采用静钻根植工法施工的桩基扩底部性能是发挥承载力的重要因素。在施工过程中如何实现并确认设计所要求的扩大尺寸是确保承载力的关键。静钻根植工法在施工过程中使用液压扩大系统，在钻杆中埋入液压回路进行扩底作业。这样可以通过地上操作打开扩大机构，确认扩大部位的直径。进行扩底作业时，根据所在土层的强度分数次逐步加大扩底直径至设计要求尺寸。图 5 所示为 KON 等通过将扩底固化端部从地下挖出确认得到的扩底固化部形成状况。

静钻根植工法的钻孔直径大于使用预制桩桩身直径 100mm，扩底直径最大为钻孔直

径的 1.6 倍, 扩底高度不小于钻孔直径 3 倍。为确保桩的端阻力能够充分得到发挥, 需根据持力层土体的特性选择注入水灰比为 0.6-0.9 的水泥浆, 注入量是整个扩底部分体积, 在桩端扩底部形成具有一定强度的固化体构造。如采用水灰比为 0.6 的水泥浆按扩底部分体积注入时, 桩端单位体积注入水泥量为 1090 kg/m^3 。根据桩端土层的材料特性, 所形成的扩底部固化体的单轴抗压强度在 7-30 MPa 之间。为使桩身与扩底固化部成为一体共同承受由上部传递的荷载, 根据有限元分析、模型试验及现场静载试验, 下节预制桩使用竹节桩, 通过其凸起部分的承压效果来增强桩身与桩端水泥土的粘结强度, 可保证桩与桩端水泥土共同工作。



图 5 扩底固化部形成状况确认 (KON、OGURA 等)

为确保侧阻力的发挥, 在钻孔内需注入桩周水泥浆, 保证预制桩桩身与桩周水泥土之间以及桩周水泥土体内部的抗剪强度要大于土体的抗剪强度。根据国内外相关研究及规范^[5]水泥土的抗剪强度为抗压强度 (无侧限) 的 1/3 左右, 据此可以设定的桩周水泥土强度。通常按钻孔内土体有效体积 30% 注入水灰比为 1.0-1.5 的桩周水泥浆, 形成的桩周水泥土可满足工程需要。

4.2 静钻根植桩承载力性能

静钻根植桩的竖向抗压承载力按土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩竖向抗压极限承载力标准值时, 可采用下式计算:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = \sum u_i q_{sik} l_i + q_{pk} A_p \quad (2)$$

式中 Q_{uk} 为单桩竖向抗压极限承载力标准值; Q_{sk} 、 Q_{pk} 为单桩总极限侧阻力、总极限端阻力标准值; q_{sik} 为桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值, 可按预制桩极限侧阻力标准值取值; q_{pk} 为极限端阻力标准值, 可按照预制桩极限端阻力标准值的二分之一取值; u_i 为周长 (竹节桩按节外径取值, 其他类型桩按桩身外径取值); l_i 为第 i 层桩身长度; A_p 为桩端扩底部投影面积。

根据大量试验资料,采用 PHC 管桩或 PRHC 桩时,侧阻力破坏可能会发生在桩身与水泥土之间,而 PHDC 桩的侧阻力破坏发生在竹节外侧的水泥土或水泥土和钻孔孔壁土之间,因此在上述承载力计算公式中,PHDC 桩身周长取值桩按节外径计算,其他类型桩按桩身外径计算。

根据对桩端部的分析和试验研究,在下节桩使用竹节桩的条件下,计算桩端端阻力可按扩底部投影面积考虑。式(1)给出的注浆植入法的容许端部应力值取值为锤击工法的三分之二(见表1),但综合考虑地质条件及施工管理的影响,式(2)中极限端阻力标准值按照预制桩极限端阻力标准值的二分之一取值。从静钻根植桩的静载试验结果来看,以砂层或砾(卵)石层作为持力层时,极限端阻力标准值按预制桩极限端阻力标准值的二分之一取值过于保守。

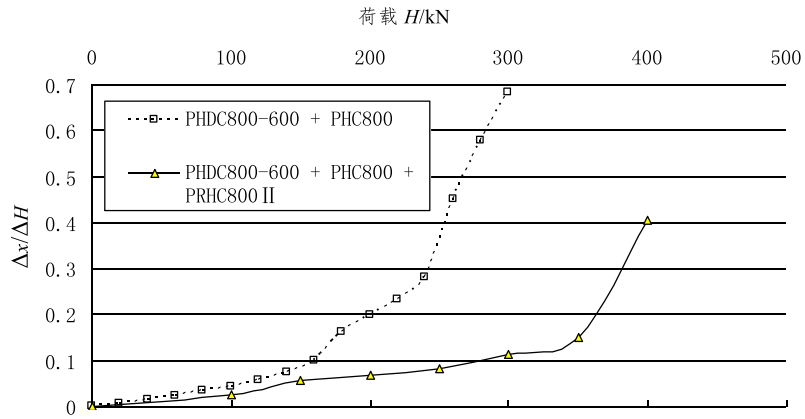
从目前所进行的静载试验结果来看,浙江沿海软土地区使用静载根植工法施工的直径 600mm(t110)、800mm(t130)桩的承载力极限值分别达到 9500kN、16400kN,据此结果推算按桩身混凝土材料强度确定承载力时的沉桩工作条件系数均大于 1.0。由于静钻根植工法施工对预制桩桩身无任何损伤,桩身的完整性良好,加上沉桩过程依靠自重,桩身垂直度可靠,在按桩身混凝土强度计算桩的承载力时,工作条件系数最大可按 1.0 考虑。

由于静载根植工法在软土地区也能使得桩身材料强度得到充分利用,为满足静载根植工法对桩身性能的要求,需要进一步提高桩身混凝土强度,目前已经开发了桩身混凝土强度等级为 C100 的 PHDC 桩和 PRHC 桩。

采用静钻根植工法施工桩基扩底及桩身内外周水泥土能够有效地提高桩土间的抗拔能力,施工方法对桩身无损伤能够确保预制桩桩身材料的抗拉能力得到充分发挥。静钻根植桩的竖向抗拔承载力静载试验结果,采用静钻根植工法施工的 PHC600AB(130)管桩及 PHC800AB(110)管桩的桩基竖向抗拔承载力分别可以达到 1900kN、2400kN,均超过按桩身配置的预应力钢筋抗拉强度标准值来决定的抗拉能力。在某轨道交通工程试验项目中采用 PRHC800III型(130)桩的的竖向抗拔极限承载力大于 4000kN,超过桩身材料的抗拉承载力。

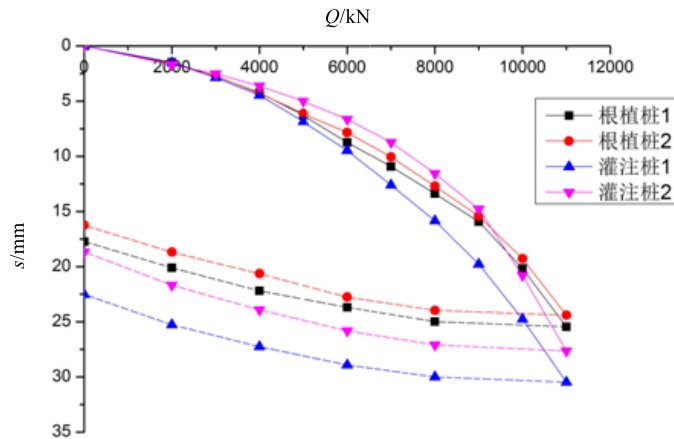
图6为宁波某项目静钻根植桩水平承载力试验的 $\Delta x/\Delta H$ 曲线。上部使用桩型分别是 PHC800AB(110)管桩、PRHC800(110)II型桩。由于 PRHC 桩的桩身抗弯性能比 PHC 管桩有大幅度提高,其临界荷载与极限荷载比同直径 PHC 管桩分别提高了 94%、39%。

静钻根植工法形成的桩周水泥土有助于提高桩基的抗水平承载力。加上该工法为非挤土工法,施工过程不会引起土体孔隙水压的变化,桩侧被动土压力能够得到充分发挥。软土地区采用静钻根植桩技术项目没有发生一起桩身移位、倾伏、破坏等现象。

图6 静钻根植桩水平承载力试验 $H-\Delta x/\Delta H$ 曲线

5 工程应用

某工业改造项目位于温州瓯江口附近，设计桩长为 61m，桩型组合由由上而下为 PRHC800 (110) II 型 31m，PHC800 (110) AB15m，PHDC800-600 (110) AB 15m，钻孔直径为 900mm，扩底直径为 1350mm，扩底高度为 3000mm。作为对比试验，在同场地相邻位置施工钻孔灌注桩，桩径为 1000mm，桩长同样为 61m。二种桩型进入持力层深度均为 1.3m。对静钻根植桩与钻孔灌注桩各 2 根进行了竖向抗压静载试验， $Q-s$ 曲线如图 7 所示。由图可知，二种桩型的 $Q-s$ 曲线均为缓变型，试验加载最大荷载为 11500kN，未至极限状态，静钻根植桩的竖向位移略小于灌注桩，该地质条件下，二种桩型的的竖向抗压承载力相近。

图7 某工业改造项目静钻根植桩与钻孔灌注桩 $Q-s$ 曲线对比

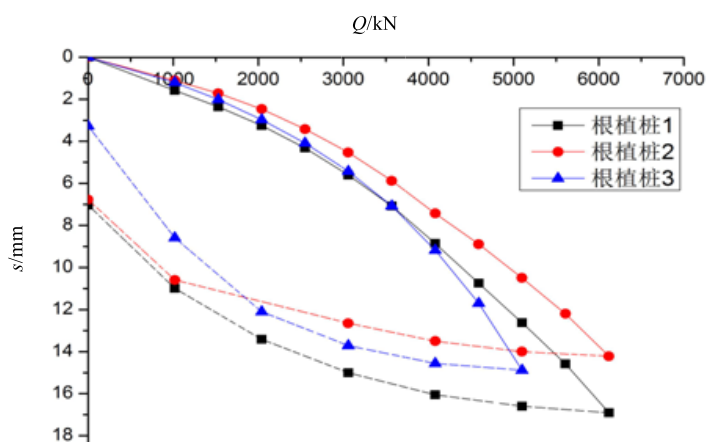
该项目分别按照钻孔灌注桩及静钻根植桩进行了桩基础的设计。表 2 为二种桩基施工材料用量等的对比。从静钻根植桩的施工结果来看，由于静钻根植桩采用 C80 高强混

凝土预制桩，相比钻孔灌注桩能够大幅度减少资源消耗。该技术消除了钻孔灌注桩的泥浆排放对周边环境的影响，具有较好的社会效益。根据业主单位测算，该项目静钻根植桩桩基工程造价低于钻孔灌注桩方案。目前该工程已施工完毕，根据观测结果，采用静钻根植桩的本期构筑物的累计沉降和差异沉降量小于采用钻孔灌注桩的同结构前期项目。

表2 某工业项目桩基材料用量等对比

项目	钻孔灌注桩	静钻根植桩	对比
工程量/m	104309	104309	100%
混凝土材料/m ³	62030	18851	30.4%
施工用水/m ³	266490	72090	27.1%
泥浆排放/m ³	189688	67694 排土	35.7%

某城市综合体项目位于浙江省象山，设计桩长为 33m，桩型组合由由上而下为 PHC600 (110) AB18m，PHDC650-500 (100) 15m，桩端持力层为含粘性土砾砂。施工钻孔直径为 750mm，扩底直径为 1125mm，扩底高度为 2400mm。根据土体参数计算得到的静钻根植桩的单桩竖向承载力特征值为 1939kN。对该场地的 3 根试桩进行了单桩竖向抗压静载试验， $Q-s$ 曲线如图 8 所示。

图8 某城市综合体项目静钻根植桩 $Q-s$ 曲线

由图可知，静钻根植桩基础的竖向变形特征为缓变型，分别加载至 6120kN、6120kN、5100kN 时，竖向位移为 16.91mm、14.22mm、14.88mm，未继续加载。3 根试验桩的单桩竖向承载力特征值可分别取为 3060kN、3060kN、2550kN，均远远大于计算所得结果。说明在该地质条件下，桩端水泥浆与持力层土体固化效果好，形成的桩扩底固化体具有较高强度。

静钻根植桩自 2011 年底开始浙江省内进行试验应用，目前已经在数十个项目中得到应用，积累了较好的工程应用经验。与锤击或静压桩相比，该桩型的桩顶标高可控，

桩身完整性良好, 桩身高强混凝土的材料性能能够得到充分发挥。与钻孔灌注桩相比, 工程整体造价不高于钻孔灌注桩, 采用工业化生产的预制产品能够有效保障桩身质量。同样作为非挤土桩, 该技术消除了钻孔灌注桩施工泥浆排放对环境的影响。

静钻根植桩目前已经编制了相关的产品标准, 地方图集及技术规程, 为该技术的产品生产、工程设计、施工及验收提供了依据。

6 结语

(1) 复合配筋桩可以大幅度提高 PHC 桩桩身抗弯、抗拉性能得到。采用竹节桩可以确保桩身与桩端扩底部共同承受竖向荷载作用。

(2) 所建议的竖向抗压承载力计算公式能够适用于静钻根植桩的承载力估算。静载根植工法施工对预制桩桩身无损伤, 桩身的完整性良好, 桩身材料强度可得到充分利用, 按桩身混凝土强度计算桩的承载力时, 工作条件系数最大可取 1.0。

(3) 静钻根植桩扩底就桩身内外周水泥土能够确保预制桩的抗拔承载能力得到充分发挥。而 PRHC 桩能够进一步增加桩基的竖向抗拔承载能力。静钻根植桩桩身内外水泥土增加了桩体刚度, PRHC 桩抗水平临界荷载可比同直径 PHC 管桩高出近 100%。

(4) 同样作为非挤土桩, 与钻孔灌注桩相比, 静钻根植桩无泥浆排放, 桩身材料用量大幅度减少, 具有较好的社会效益。

参考文献:

- [1] KUWABARA. F, Development of high bearing capacity pile and its properties[J]. 基础工, 2008 (日文).
- [2] 苏百家, 陈哲人, 庄家宏等. 植入桩施工法之比较[J]. 隧道建设, 2010. 30 (Sup.1): 341-345.
- [3] 张忠苗, 刘俊伟, 谢志专, 张日红. 新型混凝土管桩抗弯抗剪性能试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(ZK2): 271-277.
- [4] 王树峰, 张日红. 复合配筋预应力混凝土桩桩身性能的研究[J]. 混凝土与水泥制品, 2013, 308: 35-40.
- [5] OGURA. H, Enlarged boring diameter and vertical bearing capacity by root enlarged and solidified per bored piling method of precast pile[J]. GBRC 2007,1 (in Japanese).
- [6] 日本建筑中心, 建筑物的地基改良设计与质量管理指针[M]. 2002(日文).
- [7] KON. H. Confirmation of quality by excavation investigation of root solidify bored precast piles[J], [第 45 回地盤工学研究発表会], 2010, (In Japanese).
- [8] 周佳锦, 王奎华, 龚晓南等. 静钻根植竹节桩承载力及荷载传递机制研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(5):1367-1376.
- [9] 张日红, 吴磊磊, 孔清华. 静钻根植桩基础研究与实践[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(zk2):1200-1203.

软土地区静钻根植桩竖向承载性能 试验研究

龚晓南¹, 周佳锦¹, 王奎华¹, 严天龙²

(1. 浙江大学 滨海和城市岩土工程研究中心 杭州 310058;
2. 中淳高科桩业股份有限公司, 浙江 宁波 315000)

摘要: 为了研究静钻根植桩在软土地区中的抗压、抗拔承载性能, 进行了一系列静钻根植桩的抗压、抗拔静载试验, 并进行了钻孔灌注桩的抗压静载试验。通过一组静钻根植桩与钻孔灌注桩的抗压静载试验对静钻根植桩的抗压承载性能进行了研究, 并将静钻根植桩与钻孔灌注桩的抗压承载特性进行比较分析; 通过一组桩身埋有应变片的静钻根植桩静载试验对其在抗压情况下的荷载传递机理进行了详细的分析与研究; 通过一组静钻根植桩的抗拔静载试验对其抗拔承载性能进行了分析, 并分别用幂函数、双曲线和指数函数对试桩抗拔荷载位移曲线进行拟合; 通过一组桩身埋有钢筋应力计的静钻根植抗拔桩的静载试验对其抗拔承载性能进行了详细的分析。试验结果表明, 静钻根植桩在软土地区中的抗压承载性能要优于钻孔灌注桩, 且静钻根植桩桩侧摩阻力是钻孔灌注桩的 1.05-1.10 倍; 采用指数函数对静钻根植桩抗拔荷载位移曲线进行拟合的效果较好, 且静钻根植桩抗拔荷载位移曲线较为平缓; 静钻根植抗拔桩的桩侧摩阻力是抗拔钻孔灌注桩侧摩阻力 1.47-2.11 倍。

关键词: 静钻根植工法; 竹节桩; 水泥石; 抗压承载性能; 抗拔承载性能; 荷载传递机理

1 前言

随着我国基础建设的高速发展, 桩基础已经成为工程建设中一种很重要的基础形式; 我国东南沿海地区地质条件较差, 有深厚的软粘土层, 桩基础成为高层建筑、高速铁路、高速公路、桥梁、港口码头以及大型构筑物等工程中最主要的基础形式。目前实际工程中使用的桩基础主要为预制管桩和钻孔灌注桩; 预制管桩由于其工厂化生产, 打桩速度快, 成本相对较低等优点被广泛应用于工程当中, 而钻孔灌注桩具有承载力高、施工深度容易控制以及噪音小等优点, 近年来已成为应用最广泛的一种桩型。国内外许多学者都对上述两种桩型进行了系统而又深入的研究^[1-12], 并提出了一些基于不同土体性质的桩基础设计计算方法。然而, 预制管桩和钻孔灌注桩在实际应用工程过程中都表现出一定的局限性: 在使用锤击法或静压法进行预制桩施工时会产生严重的挤土效应, 对周边已有建筑物及构筑物产生不利影响; 钻孔灌注桩施工过程中采用的泥浆护壁工艺会产生桩侧泥皮及桩端沉渣, 不利于桩基承载力的发挥, 同时施工过程会产生大量泥浆, 而泥浆污染已经成为一个较为严重的社会问题。

收稿日期: 2015年5月

随着桩基工程的发展,出现了一些新型桩基,董平^[13]对一种混凝土芯水泥土搅拌桩进行了详细的研究,并提出了砼芯水泥土搅拌桩单桩极限承载力公式和混凝土芯水泥土搅拌桩荷载传递的双层模式,刘汉龙^[14]、任连伟^[15]等提出了一种高喷插芯组合桩,通过大模型尺寸试验和数值模拟对其承载力及荷载传递机制进行了研究,并指出高喷插芯组合桩与同桩长、同桩径灌注桩相比承载力能提高30%以上;上述桩型在模型试验及数值模拟中都体现了良好的承载性能,然而鲜有在实际工程中的承载性能研究。

静钻根植桩也是一种新型组合桩基,其运用静钻根植工法在预定桩位处用特定螺旋钻喷浆搅拌形成水泥土,待水泥土搅拌均匀、螺旋钻移出钻孔后放入预制竹节桩(管桩)形成组合桩基。这种组合桩基可以避免预制桩施工过程中产生的挤土效应,同时能够大量减少泥浆排放;其成型后的桩基型式与混凝土芯水泥土搅拌桩和高喷插芯组合桩类似:由预制桩保证桩身强度,桩周水泥土层改善桩侧摩擦性能。竹节桩起源于日本,一些日本学者对这种桩型的承载性能以及荷载传递机理进行过研究^[16-19],静钻根植桩在我国东南沿海地区也有了一些应用,笔者课题组通过对静钻根植桩现场静载试验数据分析以及有限元模拟对其承载性能以及荷载传递机理进行了一些研究^[20-21],并结合日本相关资料^[22],提出了静钻根植桩的经验计算公式。

为了对静钻根植桩在软土地基中的抗压、抗拔承载性能进行更加深入的研究,本文通过一系列静钻根植桩及钻孔灌注桩的现场抗压、抗拔静载试验分别对两种桩型的抗压、抗拔承载性能进行比较分析,并通过桩身埋有钢筋应力计的静钻根植桩抗压、抗拔静载试验对其荷载传递机理进行详细的研究。

2 静钻根植桩抗压承载性能研究

2.1 静钻根植桩与钻孔灌注桩抗压静载试验

(1) 试验概况

该静载试验基于温州某大型电厂基础工程,前期勘察资料显示厂区地质条件较差,软土层厚度达16-20 m,主厂房及附属构建筑物必须采用桩基础。桩基础初步设计过程中拟选择钻孔灌注桩与静钻根植桩中的一种,为了将钻孔灌注桩与静钻根植桩的抗压承载性能进行比较,在试验场地内设置了6根试桩,其中4根静钻根植桩,2根钻孔灌注桩。4根静钻根植桩中2根试桩钻孔直径为850 mm,内部预制桩为800 mm管桩和800(600) mm竹节桩(850 mm静钻根植桩);另外2根试桩钻孔直径为700 mm,内部预制桩为600 mm管桩和650(500) mm竹节桩(700 mm静钻根植桩)。800(600) mm竹节桩和650(500) mm竹节桩如图1所示。

2根钻孔灌注桩直径都为1 000 mm,且6根试桩桩长都为61 m,其中钻孔直径为700 mm的静钻根植桩上部600 mm管桩长度为46 m,下部650(500) mm竹节桩长度为15 m;钻孔直径为850 mm的静钻根植桩上部800 mm管桩长度也为46 m,下部为15 m长的800(600) mm竹节桩。试验场地工程地质条件如表1所示,试桩持力层均为(7)

层砾(卵)石层,进入持力层1 m。700 mm静钻根植桩设计极限承载力为7 500 kN,850 mm静钻根植桩和1 000 mm钻孔灌注桩设计极限承载力均为10 000 kN。

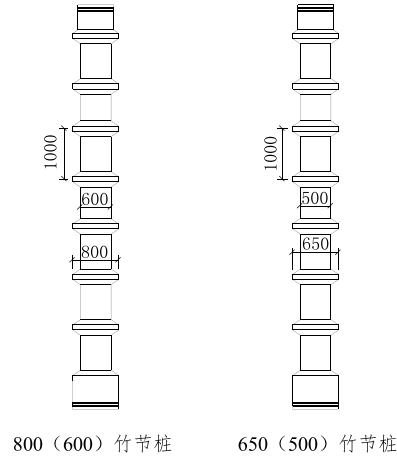


图1 竹节桩示意图(单位:mm)

(2) 单桩静载试验

单桩竖向抗压静载试验执行标准为中华人民共和国行业标准建筑基桩检测技术规范(JGJ106-2003)^[23],工程试桩均采用锚桩横梁反力装置,采用千斤顶反力加载和百分表测读桩顶沉降的试验方法,采用慢速荷载维持法进行分级加载。根据静载试验所测得荷载、沉降数据经整理后所得各试桩荷载位移曲线如图2所示。图中试桩S1-1和S1-2为700 mm静钻根植桩,试桩S2-1和S2-2为850 mm静钻根植桩,S3-1和S3-2为1 000 mm钻孔灌注桩。

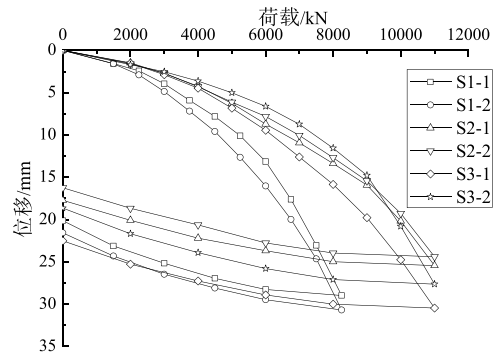


图2 试桩荷载位移曲线

从图2中可以看出,各试桩荷载位移曲线走向相似,各级沉降稳定、连续、无突变,均为缓变形曲线。其中S1-1和S1-2试桩在加载到8 250 kN时桩顶位移分别为28.97 mm和30.69 mm,均未超过40 mm,即700 mm静钻根植桩极限承载力为8 250 kN,满足设计要求;S2-1和S2-2试桩在桩顶荷载为11 000 kN时,桩顶位移分别为25.44 mm和24.4

mm, 即 850 mm 静钻根植桩极限承载力为 11 000 kN, 也满足设计要求; S3-1 和 S3-2 试桩在加载到 11 000 kN 时桩顶位移分别为 30.47 mm 和 27.65 mm, 1 000 mm 钻孔灌注桩也满足设计要求。对比 850 mm 静钻根植桩和 1 000 mm 钻孔灌注桩试桩荷载位移曲线可以发现, 两种类型试桩极限承载力相同, 都为 1 1000 kN, 而当桩顶荷载为 11 000 kN 时, 850 mm 静钻根植桩桩顶位移要小于 1 000 mm 钻孔灌注桩桩顶位移, 而 850 mm 静钻根植桩桩身直径要小于 1 000 mm 钻孔灌注桩, 这可能是因为静钻根植桩桩侧摩阻力由水泥土—土体界面提供, 其摩擦性质优于钻孔灌注桩桩土界面摩擦性质, 并且静钻根植桩中桩端水泥土扩大头也能够改善桩端承载性能。从上述分析中可以得出静钻根植桩在软土地区中的抗压承载性能很可能优于钻孔灌注桩。

表 1 试验场地土体性质

土层	土名	土层厚度 H/m	管桩		钻孔灌注桩		承载力特征值
			q_{sa}/kPa	q_{pa}/kPa	q_{sa}/kPa	q_{pa}/kPa	
1	黏土	0.50~3.00	25		22		90
2-1	淤泥	0.30~15.90	14		12		50
2-2	淤泥	6.50~16.90	18		16		
3-1	淤泥质粉质粘土	1.00~16.25	22		20		
3-2	粉细砂	0.70~5.90	40		35		
3-3	粉质粘土	0.80~11.90	30		25		
4-1	粉土	0.65~13.70	40	2500	35		
4-2	粉质粘土	0.91~5.00	40		35	550	
4-3	粉土	0.50~6.10	40		35		
5-1	砾(卵)石	0.05~17.25	200	11500	150	2200	
6-1	粉质粘土	0.80~7.20	50		45		
6-2	粉质粘土	4.00~8.00	60	3000	55	750	
6-3	粉土	0.30~11.50	40		35		
7	砾(卵)石	2.10~14.10	200	11500	150	2200	
8	粉质粘土	1.00~22.10	60	3000	55	750	
9	碎石	2.50~3.00	200	11500	150	2200	350

注: 表中 q_{sa} 为桩侧阻力特征值; q_{pa} 为桩端阻力特征值。

2.2 静钻根植桩抗压静载试验

(1) 试验概况

为了更加详细的研究静钻根植桩的荷载传递机制, 对一根桩身埋有应力计的 72 m 静钻根植桩进行了抗压静载试验。试桩上部为管桩, 下部为竹节桩, 其中上部管桩直径为 800 mm, 共 3 段, 分别长 15、15、12 m, 总长为 42 m; 下部竹节桩竹节处直径为 800 mm, 桩身直径为 600 mm (800 (600) mm 型), 每段长度为 15 m, 2 段共 30 m, 即试桩总长

72 m, 钻孔直径为 850 mm。根据试验场地土层分布情况在试桩 8 个截面上埋设应力计, 每个截面上对称贴 2 个应力计, 共计 16 个。试验场地土体物理力学指标如表 2 所示, 其中 q_c 和 f_s 分别为静力触探试验中探头所测得的土体的端阻力和侧阻力。试验加载采用堆载法, 加载系统由 5 个 3 200 kN 级油压千斤顶, 70 MPa 超高压油路和油泵组成, 加、卸载时荷载由 0.4 级精密油压表和 RS-JYC 的压力传感器双重控制。加卸载方法按建筑桩基检测技术规范 (JGJ106-2003)^[23] 中的慢速维持法执行, 试验荷载总加载量为 12 000 kN。

表 2 试验场地土体性质

土层	土层名称	土层厚度/m	重度/kN/m ³	孔隙比/e	固快指标		压缩模量 E_s /MPa	静力触探		桩侧土的摩阻力标准值 q_{ik} /kPa
					c/kPa	$\phi/^\circ$		q_c /MPa	f_s /kPa	
1	粘土	5.0	18.4	1.042	27.1	12.9	4.70	0.46	12.99	25
2	淤泥质粘土	7.6	17.0	1.463	12.1	8.2	2.57	0.45	8.00	13
3	粉质粘土	8.4	18.4	0.997	12.9	11.4	4.23	0.79	12.66	20
4	粉质粘土	7.3	19.0	0.899	34.7	17.8	6.70	1.73	47.70	46
5	粘质粉土	4.6	19.0	0.856	12.4	30.2	9.84	6.17	100.29	52
6	粘质粉土	24.1	19.0	0.870	12.7	29.5	10.64	4.52	121.60	50
7	粉质粘土+圆砾	7.4	19.6	0.749	42.8	20.6	9.02			60
8	粉质粘土+中砂	3.2	19.7	0.745	38.1	20.5	9.51			44
9	中砂	20.9	20.1	0.607	9.9	34.0	12.18			78
10	粉砂	26.6	19.3	0.755	9.8	32.3	10.12			75

(2) 试验结果分析

a) 桩顶荷载位移曲线

根据试验所测得的桩顶荷载, 沉降等原始数据, 经整理后所绘制的试桩桩顶荷载位移曲线如图 3 所示。从试桩荷载位移曲线中可以看出, 当桩顶荷载较小时, 桩顶位移随着荷载的增加而逐渐增大, 且增加量较为稳定; 当桩顶荷载增加至 12 000 kN 时, 桩顶沉降突然增大, 而且由于桩头被压坏, 试验无法继续进行, 因此将前一级荷载作为其极限荷载, 该试桩竖向极限承载力取为 10 800 kN。

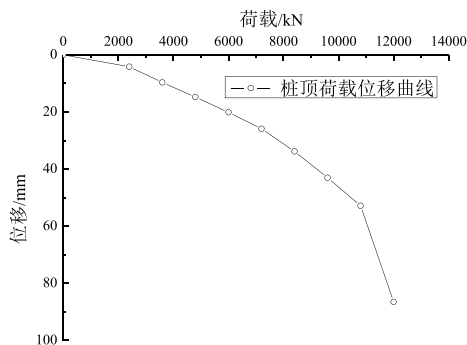


图 3 试桩荷载位移曲线

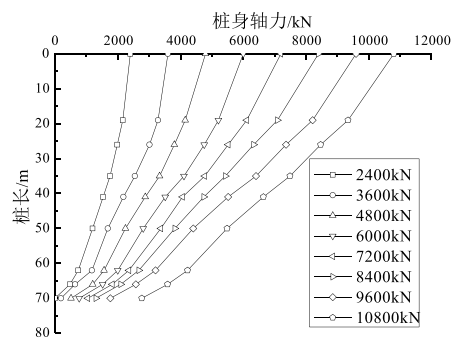


图 4 各级荷载下静钻根植桩桩身轴力图

b) 桩身轴力分析

试桩在各级荷载作用下的桩身轴力可由埋设在桩身 8 个断面处的应力计所测得。各级荷载作用下试桩桩身轴力如图 4 所示。从图 4 中可以看出,当荷载水平较小时,桩身下部轴力为零,随着桩顶荷载的增加,使得桩侧摩阻力得到进一步的发挥,与此同时,桩身轴力也随之增加,桩端阻力也开始发挥,且端阻所占比例也逐渐增大。当桩顶荷载加载到 10 800 kN 时,试桩桩端阻力为 2 566 kN,占桩顶所受荷载的 23.76%。从图 4 中还可以看出,每一级荷载作用下试桩桩身轴力曲线在两土层交界面处的斜率会发生改变,说明土体性质不同其所提供的侧摩阻力也不相同。

c) 桩侧摩阻力分析

静钻根植桩作为一种复合桩基,在荷载传递过程中将预制桩与水泥土看作一个整体,组合桩侧摩阻力由水泥土—桩周土界面提供,各土层桩侧摩阻力平均值可用下式进行计算:

$$f_{si} = \frac{P_i - P_{i+1}}{A_i} \quad (1)$$

式中, P_i , P_{i+1} 分别为第 i 和 $i+1$ 截面处桩身轴力, A_i 为第 i 段桩身周围水泥土的侧面积。试桩在不同荷载作用下桩侧摩阻力沿桩身分布曲线如图 5 所示。

从图 5 中可以看出,桩侧摩阻力的发挥和桩顶荷载水平有关,当桩顶荷载较小时,桩侧摩阻力随荷载的增加而增大;当桩顶荷载达到某一值后,桩侧摩阻力达到极限值,随后荷载的增加会使桩侧摩阻力值有所减小,并逐渐趋于稳定,即出现侧阻软化现象。

从图 5 中还可以看出,试桩桩身上部土层的摩阻力先于下部土层发挥。当荷载水平较小时,上部土层摩阻力未充分发挥,而下部土层摩阻力为零;随着荷载水平的增大,桩身上部土层的桩侧摩阻力达到极限值,下部土层侧摩阻力才开始逐渐发挥。

由于预制桩与桩周水泥土在荷载传递过程中是一个整体,因此在计算桩土相对位移时只需考虑水泥土与桩周土之间的相对位移。第 i 段桩土相对位移量可由下式进行计算:

$$\delta_i = S - \sum_{j=1}^i \frac{L_j}{2} (\varepsilon_j + \varepsilon_{j+1}) \quad (2)$$

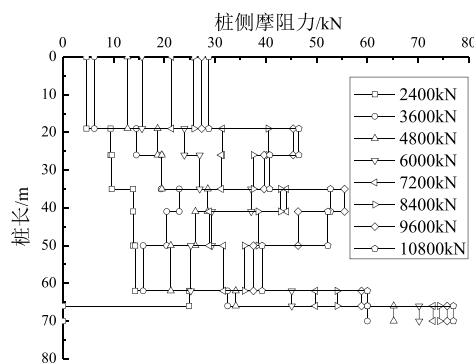


图 5 试桩桩侧摩阻力图

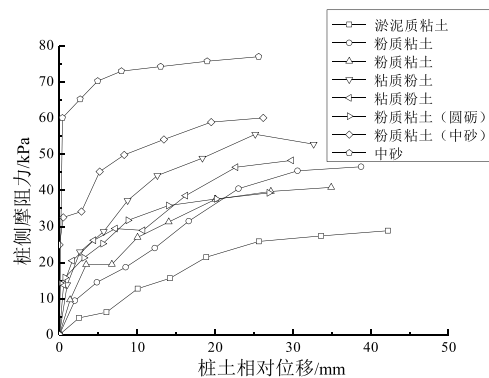


图 6 桩侧摩阻力—桩土相对位移曲线

式中, L_j 为第 j 段桩长度, S 为桩顶沉降, ε_j 、 ε_{j+1} 为第 j 和 $j+1$ 截面处钢筋应力计应变。桩侧摩阻力与桩土相对位移曲线如图 6 所示。

从图 6 中可以看出, 随着桩土相对位移的增加, 各个土层所提供的侧摩阻力也逐渐增大, 当桩土相对位移达到某一值后, 桩侧摩阻力达到极限值, 随后随着桩土相对位移的增加桩侧摩阻力会有所减小, 并逐渐趋于稳定。对比图 6 和表 2 还可以发现, 静钻根植桩中各个土层所提供的侧摩阻力相比于表 2 中给出的桩侧摩阻力标准值有所提高, 而表 2 中给出的桩侧摩阻力是基于钻孔灌注桩的桩侧摩阻力标准值。因此, 从本次试桩结果中可以发现, 静钻根植桩中各土层所能提供的侧摩阻力是钻孔灌注桩的 1.05~1.10 倍。

3 静钻根植桩抗拔承载性能研究

近年来我国沿海软土地区超高层建筑高度不断增加, 基础埋设深度也随之增加, 与此同时地下空间的开发和利用成为发展趋势; 由于沿海软土地区地下水位较高, 大规模地下建筑的抗浮问题已成为岩土工程界的一个热点问题。国外学者在上世纪 80 年代就开始对抗拔桩进行研究^[24-25], 随着工程经验的积累及理论研究的深入, 出现了扩底抗拔桩以及桩侧后注浆抗拔桩等新型抗拔桩基^[26-28], 其抗拔承载性能与等截面抗拔桩相比都有所提高。静钻根植桩施工过程中钻孔注浆形成桩周水泥土, 且桩端处钻孔直径增加形成水泥土扩大头^[20], 可以认为其结合了扩底抗拔桩和桩侧注浆抗拔桩的优点。为了对静钻根植桩的抗拔承载特性进行研究与分析, 进行了现场抗拔静载试验。

3.1 静钻根植桩抗拔静载试验

该工程为宁波城东开发区某大型商城, 设计拟采用静钻根植桩为其基础形式, 选用 800 (600) mm 竹节桩和 800 mm 管桩为内部预制桩, 钻孔直径为 900 mm, 即为 900 mm 静钻根植桩。为了检验静钻根植桩单桩抗拔承载力能否满足设计要求, 对该项目的 3 根试桩进行抗拔静载试验, 试桩桩长为 62 m。试验场地土层分布情况及土体参数如表 3 所示。

(1) 抗拔静载试验

试桩抗拔静载试验按照建筑基桩检测技术规范 (JGJ106-2003)^[23]进行, 采用慢速维持荷载法。使用千斤顶横梁反力装置, 路基板做支撑, 并分级加载进行试验。根据试验所得桩顶荷载以及桩顶上拔位移经整理后所得试桩抗拔荷载位移曲线如图 7 所示。从图 7 中可以看出, 3 根试桩抗拔荷载位移曲线比较接近, 其中 4 号试桩和 5 号试桩的极限抗拔承载力都为 3 200 kN, 而 6 号试桩极限抗拔承载力为 3 680 kN。结合建筑桩基检测技术规范, 试桩抗拔极限承载力为 3 360 kN。

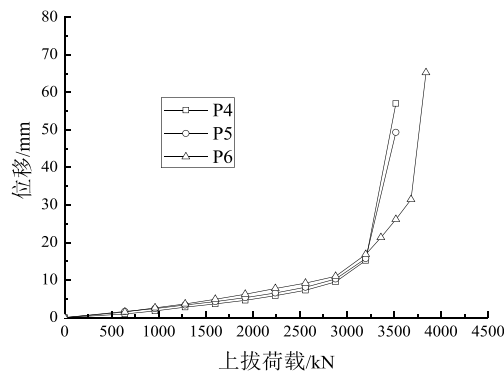


图7 静钻根植桩抗拔荷载位移曲线

表3 试验场地土层分布及土体性质

土层	土层名称	土层厚度 H/m	重度 $\gamma/kN/m^3$	孔隙比 e	塑性 指数 I_p	液性 指数 I_L	固快指标 (峰值强度)		压缩 模量 E_s / MPa	地基土承载力		预制桩	
							粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi'/^\circ$		特征值 / kPa	q_{sa} / kPa	q_{pa} / kPa	
1-1	粘土	0.3~1.9	18.3	1.092	21.2	0.76	29.3	12.5	3.29	75	15		
1-2	粘土	0.8~3.6	17.9	1.109	17.5	0.99	16.9	9.6	2.92	60	12		
2-1	淤泥	5.2~10.0	16.9	1.501	18.5	1.61	12.4	6.7	2.09	45	5		
2-2	淤泥质粉质粘土	0.7~4.6	17.4	1.284	16.7	1.39	13.9	8.2	2.36	50	8		
3-1	含粘性土粉砂	2.7~6.3	19.8	0.708			11.0	28.4	7.62	90	18	800	
3-2	粉质粘土	3.7~10.2	18.4	0.971	12.5	1.15	18.9	11.0	3.80	65	11	280	
3-3	淤泥质粘土	0.6~6.6	17.6	1.240	19.6	1.01	18.3	7.9	2.89	55	10	220	
4-1	黏土	1.7~6.4	19.5	0.808	18.1	0.42	33.7	14.9	6.28	200	28	1100	
4-2	粉质粘土	3.2~12.1	18.9	0.901	14.2	0.81	29.9	15.2	5.70	150	23	650	
4-3	砂质粉土	2.6~8.4	19.0	0.862	7.3	0.76	16.8	28.6	8.12	160	25	1000	
6-1	粉质粘土	1.9~10.2	18.6	0.977	14.5	1.01	26.3	13.6	5.05	100	18	500	
6-2	粘土	1.5~5.2	18.0	1.127	19.7	0.83	26.7	13.0	5.05	110	22	500	
6-3	粉质粘土	7.2~15.0	18.9	0.879	14.0	0.80	28.7	15.8	5.73	140	27	700	
6-3a	粉砂	0.6~4.4	19.7	0.708			15.0	27.9	10.08	180	35	1500	
6-4	粉质粘土	0.8~5.6	18.6	0.976	16.3	0.81	31.4	14.1	4.67	130	26	750	
7	粉砂	1.8~6.0	19.8	0.623			14.5	32.1	11.04	300	42	2600	
8-1	粉质粘土	2.1~8.8	19.7	0.755	15.4	0.36	45.8	19.5	7.83	240	38	1500	
8-1a	砂纸粉土	0.8~3.4	19.5	0.767	10.0	0.69	13.2	29.2	8.63	250	36	1800	
8-2	粉质粘土	10.7	19.5	0.769	16.0	0.35	49.7	20.0	7.68	260	40	1700	
8-2a	粉砂	0.9~4.6	19.6	0.719			14.5	31.0	10.52	280	46	2600	
9	砾砂	0.2~13.1	21.3	0.448			10.5	35.8	8.52	420	70	4600	

(2) 试验结果分析

徐宏发等^[29]提出在实际应用和理论分析中需要对抗拔桩的荷载位移曲线进行数学描述, 并提出双曲线模型和指数模型不能全面反映各种类型的上拔荷载位移曲线, 用幂函数模型描述抗拔桩荷载位移曲线适应性更强, 模拟结果比较合理。考虑到静钻根植桩中桩周水泥土以及桩端水泥土扩大头的存在, 其抗拔承载特性很可能会与传统桩基有所不同, 本文分别采用双曲线模型、指数函数模型和幂函数模型对本次抗拔试验中试桩的荷载位移曲线进行拟合。根据文献[29]中所述, 描述试桩荷载位移曲线的双曲线函数可以表示为:

$$P = \frac{L}{\frac{1}{K} + \frac{L}{P_m}} \quad (3)$$

式中, P 为桩顶上拔荷载; L 为桩顶上拔位移; K 为初始抗拔刚度; P_m 为极限抗拔力。指数函数可以表示为:

$$P = P_m \left[1 - \exp\left(-\frac{K}{P_m} L\right) \right] \quad (4)$$

幂函数可以表示为:

$$P = P_m \left\{ 1 - \left[1 + \frac{(n-1)K}{P_m} L \right]^{\frac{1}{1-n}} \right\} \quad (5)$$

n 为桩身截面系数, 等截面桩 $n=2.122$, 扩底桩 $n=2.902$ 。

试桩初始抗拔刚度 K 可以根据图 7 中实测试桩抗拔荷载位移曲线初始阶段数据计算得到, 考虑到静钻根植桩桩端存在水泥土扩大头, 而水泥土强度要低于扩底桩中混凝土强度, 在用幂函数进行拟合时考虑了等截面桩和扩底桩两种形式, 试桩拟合曲线如图 8 所示。

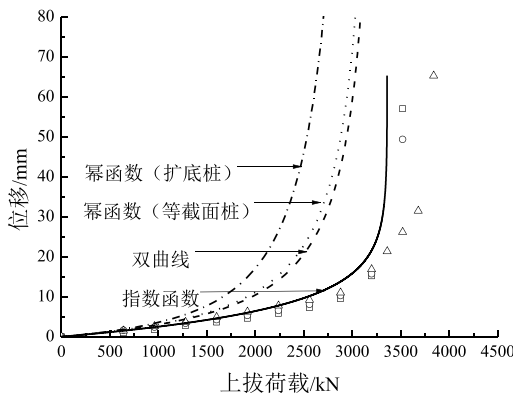


图 8 试桩抗拔荷载位移拟合曲线

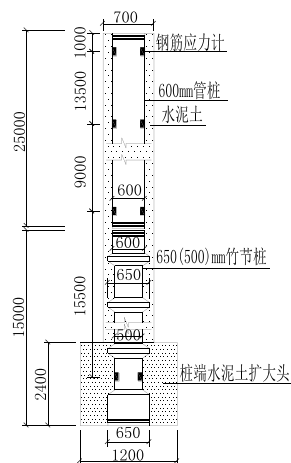


图 9 试桩示意图 (单位: mm)

从图 8 中可以看出, 当桩顶荷载较小时, 三种拟合曲线均能够较好地模拟静钻根植桩的抗拔荷载位移曲线, 随着桩顶荷载的增加, 双曲线与幂函数拟合曲线与实测数据出现了一定的偏差, 只有指数函数能够较好地反应试桩的荷载位移变化规律。从图 8 中还可以发现, 指数函数拟合曲线相比于双曲线和幂函数拟合曲线要显得较为平缓, 说明静钻根植桩中桩周水泥土以及桩端水泥土扩大头的存在使得其抗拔承载性能与传统抗拔桩基有所不同, 其抗拔荷载位移曲线较为平缓。

3.2 静钻根植抗拔桩荷载传递机理研究

(1) 现场静载试验

为了对静钻根植桩的单桩竖向抗拔极限承载力、桩侧摩阻力和桩端阻力进行研究, 对某实际工程中的 2 根静钻根植桩进行了单桩竖向抗拔静载试验, 试桩桩身均埋设了钢筋应力计。

试桩中预制桩为直径为 600 mm 的管桩和 650 (500) mm 型的竹节桩, 钻孔直径为 750 mm, 桩端扩大头直径为 1 200 mm, 高度为 2 400 mm。试桩上部为 2 段管桩, 分别长 10 m 和 15 m, 下部为 1 段长度为 15 m 的 650 (500) mm 型竹节桩, 试桩总长 40 m。试验场地土层分布情况及土体力学指标如表 4 所示, 其中 f_{ak} 为地基土承载力特征值; λ_i 为抗拔系数。

根据场地土层分布情况, 试桩钢筋应力计布置在距离桩顶 1 m、14.5 m、23.5 m 和 39 m 桩身截面处, 每个截面布置两个钢筋应力计, 试桩具体尺寸及应力计位置如图 9 所示。试桩设计承载力特征值为 880 kN, 要求最大试验荷载为 1 760 kN。

表 4 土层分布情况及物理力学指标

土层	土名	土层厚度 m			γ /(kN/m ³)	f_{ak} /kPa	E_s /MPa	管桩		钻孔灌注桩		λ_i
		场地	试桩 1	试桩 2				q_{sa} /kPa	q_{pa} /kPa	q_{sa} /kPa	q_{pa} /kPa	
1-1	杂填土	4.10~0.70	1.1	0.8	17.5							
1-2	粘土	1.70~0.30	0.5	1.2	18.4	80	4.19	16		14		0.60
2	淤泥质粘土	13.30~10.80	12.6	12.3	17.0	60	2.32	9		8		0.55
5-1	粘土	8.50~2.20	2.8	4.1	18.7	150	7.27	28	1200	26	450	0.70
5-2	粉质粘土	8.00~1.90	6.3	5.0	18.5	130	4.70	22	750	20	320	0.70
6-1	粉质粘土	20.00~12.30	14.6	15.1	18.4	110	4.44	20	650	18	280	0.75
6-2	中砂	2.70~0.40	1.5	2.0	19.8	200	25.0	35		33		0.60
6-3	粘土	13.00~5.90	9.2	6	18.1	120	5.38	22	700	20	300	0.75
6-4	粉质粘土	10.30~1.60	4.0	5.1	18.9	140	6.74	29	800	27	350	0.75
6-5	砾砂	5.20~0.60	1.4	2.3	19.6	350	30.0	45	3000	43	1300	0.60

竖向抗拔静载试验采用地基土的反力作为荷载, 用 320 吨千斤顶分级施加至桩顶, 由油压传感器测读桩顶荷载; 上拔量由 4 只对称分布的量程为 50.00 mm 的计电位移表测

读；桩顶荷载及上拔量直接通过静力荷载测试仪自动采样、显示和存储，所用测试设备的精度满足相关规范的要求。加卸载方法按建筑基桩检测技术规范（JGJ106-2003）^[23]中慢速维持法执行。

（2）试验结果

试桩桩顶荷载位移曲线如图 10 所示。从图 10 中可以看出，试桩在加载过程中各级沉降稳定，无突变，属于缓变型曲线；结合建筑基桩检测技术规范，试桩 1 抗拔极限承载力为 1 760 kN，试桩 2 抗拔极限承载力为 1 936 kN，均达到设计要求。

文中 3.1 部分指出指数函数可以较好的表述静钻根植桩抗拔桩的荷载位移曲线，使用指数函数对本次试桩结果进行拟合，如图 11 所示。从图 11 中可以看出，在加载过程中，试桩 1 的拟合曲线的位移比实测值小，当荷载接近极限承载力时拟合曲线与实测曲线的位移差逐渐变小，两条曲线变化趋势也相似；试桩 2 的拟合曲线与实测曲线基本吻合。上述分析验证了指数函数模型模拟静钻根植桩抗拔桩的荷载位移曲线的合理性。

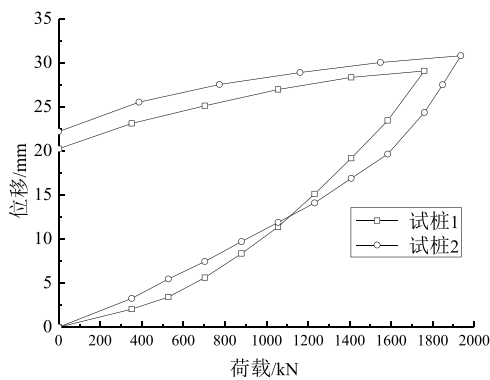


图 10 试桩荷载位移曲线

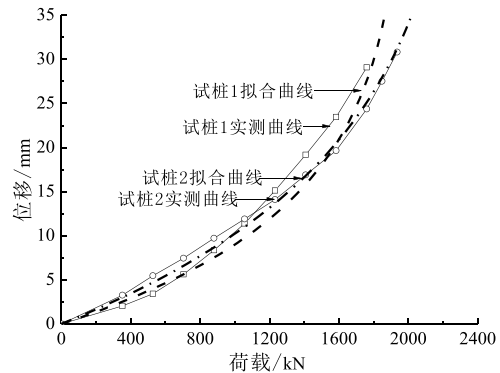


图 11 荷载位移拟合曲线

（3）试桩轴力分析

试桩在各级荷载作用下的桩身轴力可以由该桩身截面处的钢筋应力计测得的频率值进行计算，将现场实测数据进行整理后所得试桩在各级荷载作用下的桩身轴力曲线如图 12 所示。从图 12 中可以看出，在各级荷载作用下，试桩桩身轴力沿着桩身逐渐减小；而且桩侧摩阻力随着桩顶荷载的增加而逐渐增大。从图 12 中还可以看到，在桩身 0~1m 范围内桩身轴力值减小幅度很大，而根据表 2 中土层分布情况可知 0~1 m 范围内土层为杂填土。对于传统桩基，该部分杂填土所能提供的侧摩阻力很小，几乎可以忽略不计；而实测的 2 根静钻根植桩抗拔桩桩侧杂填土提供的侧摩阻力都比较大，这很可能是因为杂填土渗透性较好，在桩基施工过程中大量水泥浆渗透到杂填土中，杂填土中含有大量的碎石，在水泥浆注入后形成了素混凝土，土体性质得到了改良。

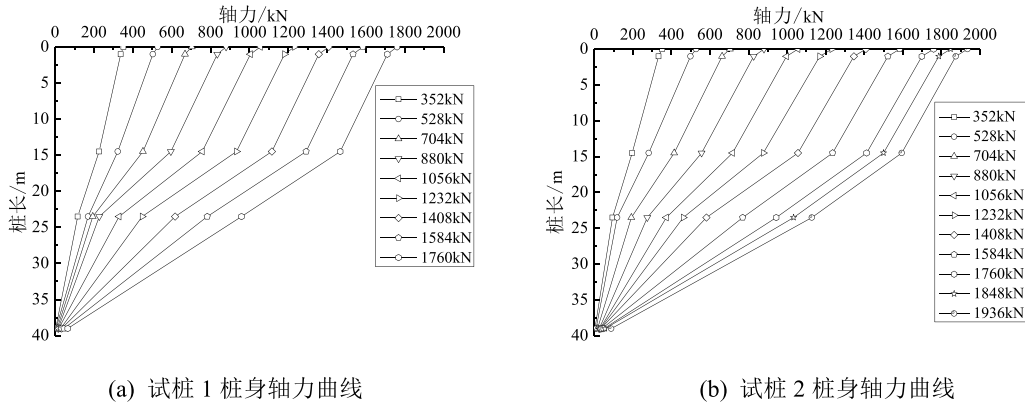


图 12 试桩桩身轴力曲线

距离桩端 1m 处钢筋应力计所测得的桩身轴力值可以近似认为是桩端阻力，从图 12 中可以看出，试桩桩端阻力也随着桩顶荷载的增加而增大，在加载至最大试验荷载时，试桩 1 和试桩 2 桩端阻力分别为 65 kN 和 87.5 kN。由于试桩没有加载到破坏状态，无法测出其极限桩端阻力；然而，从测得桩端阻力值已经可以看出桩端水泥土扩大头的存在可以改善静钻根植桩抗拔桩的桩端承载特性。

(4) 桩侧摩阻力分析

试桩桩侧摩阻力及桩土相对位移可以分别用公式 (1) 和公式 (2) 进行计算，试桩桩侧摩阻力与桩土相对位移曲线如图 13 所示。

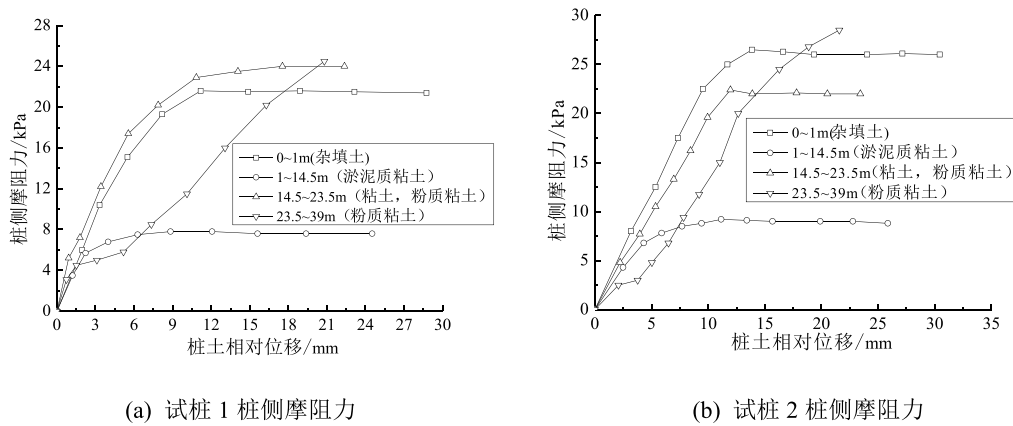


图 13 试桩桩侧摩阻力—桩土相对位移曲线

从图 13 中可以看出，随着桩土相对位移的增加，各个土层所提供的侧摩阻力也逐渐增大；当桩土相对位移达到某一值后，桩侧摩阻力达到极限值，随后随着桩土相对位移的增加桩侧摩阻力会有所减小，并逐渐趋于稳定，即桩侧土体也出现了软化现象。2 根试桩在粉质粘土层中的桩土位移超过 20 mm 时侧摩阻力还随着桩土相对位移的增加而增

大,这很可能与桩端水泥土扩大头的存在有关。

为了研究静钻根植桩抗拔桩的桩侧摩阻力,将试桩实测桩侧摩阻力值与表4中提供的钻孔灌注桩侧摩阻力值进行比较分析。试桩1和试桩2中杂填土所提供侧摩阻力分别达到了21.6 kPa和26.5 kPa,文中3.2.3部分指出素填土在水泥浆注入后土体性质的到了改良,使得其所能提供的桩侧摩阻力值较大。试桩1和试桩2中淤泥质黏土层所提供的极限侧摩阻力分别为7.8 kPa和9.2 kPa,而表1中给出淤泥质黏土层对于灌注桩的极限侧摩阻力为8 kPa,抗拔系数为0.55,即抗拔灌注桩的极限侧摩阻力为4.4 kPa;试桩在淤泥质黏土层的侧摩阻力分别是灌注桩的1.77倍和2.10倍。14.5 m~23.5 m深处的粘土与粉质黏土层,实测的试桩1和试桩2桩侧摩阻力值分别为22.3 kPa和23.4 kPa,根据表1中给出的土层厚度和侧摩阻力值可以计算得到土层对于抗拔灌注桩的极限侧摩阻力分别为15.2 kPa和15.8 kPa,试桩的侧摩阻力是灌注桩的1.47倍和1.48倍。在加载至最大试验荷载时,粉质黏土层所提供的桩侧摩阻力没有达到极限值,在最大试验荷载作用下,实测的试桩1和试桩2桩侧摩阻力值分别为24.5 kPa和28.5 kPa,而表1中给出粉质黏土层对于抗拔灌注桩的极限侧摩阻力为13.5 kPa,试桩侧摩阻力分别为灌注桩的1.81倍和2.11倍,而且试桩侧摩阻力还没有达到极限值。

通过上述分析可知静钻根植桩抗拔桩的侧摩阻力是钻孔灌注桩的1.47~2.11倍,且靠近桩端处土层所提供的侧摩阻力值提高程度更大,这很可能是因为试桩桩端处存在水泥土扩大头,在受荷过程中水泥土扩大头对上部土体产生挤压,使土体性质得到改善,并且提高了桩土界面的摩擦性质。

因此,静钻根植桩抗拔桩在受荷过程中桩侧摩阻力从上到下逐渐发挥,由于桩周水泥土的存在其所受侧摩阻力相比灌注桩有所提高;随着桩土相对位移的增加,桩端水泥土扩大头开始承受上拔荷载,而且水泥土扩大头对上部土体产生挤压作用使得靠近桩端处桩身所受侧摩阻力得到进一步的提高。当静钻根植抗拔桩所受上拔荷载超过其极限承载力时,桩顶位移突然增大,桩基发生破坏。

4 结论

本文通过一系列静钻根植桩的抗压、抗压静载试验对其抗压、抗拔承载性能进行了详细的研究与分析,可以得出以下结论:

(1)在软土地区,静钻根植桩的抗压承载性能很可能优于钻孔灌注桩,且静钻根植桩侧摩阻力是钻孔灌注桩的1.05~1.10倍。

(2)静钻根植桩中桩周水泥土以及桩端水泥土扩大头的存在使其抗拔承载性能与传统桩基有所不同,采用指数函数对其抗拔荷载位移曲线进行拟合的效果较好,且静钻根植桩抗拔荷载位移曲线比较平缓。

(3)静钻根植桩抗拔桩中桩周水泥土的存在改善了桩土界面的摩擦性质,水泥土与桩周土接触面摩擦性质好于灌注桩中桩土接触面摩擦性质;静钻根植抗拔桩的桩侧摩阻

力是抗拔钻孔灌注桩侧摩阻力 1.47~2.11 倍。

(4) 静钻根植桩作为一种新型组合桩基,其在软土地区中的抗压、抗拔承载性能较好,具有广阔的发展前景。本文对静钻根植桩在软土地区中的抗压、抗拔承载性能进行了分析,随着静钻根植桩进一步的推广与应用,可以对其荷载传递机理与承载特性进行进一步的分析与研究。

参考文献:

- [1] Randolph M F, Wroth C P. Analysis of deformation of vertically loaded piles[J]. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 1978, 104(12): 1465-1488.
- [2] Randolph M F, Wroth C P. An analysis of the vertical deformation of pile groups[J]. Geotechnique, 1979, 29(4): 423-439.
- [3] Randolph M F, Wroth C P. Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles[J]. Geotechnique, 1981, 31(1): 143-157.
- [4] Kraft L M J, Ray R P, Kakaaki T. Theoretical t-z curves[J]. J. Geotech. Eng. Div., 1981, 107(11): 1543-1561.
- [5] Jardine R J, Potts D M, Fourie, A B, Burland, J B. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction[J]. Geotechnique, 1986, 36(3): 377-396.
- [6] Coop M R, Wroth, C P. Field studies of an instrumented model pile in clay[J]. Geotechnique, 1989, 39(4): 679-696.
- [7] O'Neill M W. Side resistance in piles and drilled shafts[J]. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2001, 127(1): 1-16.
- [8] Randolph M F. Science and empiricism in pile foundation design[J]. Geotechnique, 2003, 53: 847-875.
- [9] Paul Doherty, Kenneth Gavi.. Shaft Capacity of Open-Ended Piles in Clay[J]. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2011, 137:1090-1102.
- [10] Kjell Karlsrud. Ultimate Shaft Friction and Load-Displacement Response of Axially Loaded Piles in Clay Based on Instrumented Pile Tests[J]. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2014, 140: 04014074.
- [11] Han J, Ye S L. A field study on the behavior of micropiles in clay under compression or tension[J]. Can. Geotech. J. 2006, 43(1): 19-29.
- [12] Zhang Qian-qing, Zhang Zhong-miao. A simplified nonlinear approach for single pile settlement analysis[J]. Can. Geotech. J. 49(10), 1256-1266.
- [13] 董平. 混凝土芯水泥土搅拌桩荷载传递机制研究[D]. 广州: 中国科学院广州地球化学研究所, 2004.
- [14] 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.
- [15] 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.
- [16] HORIGUCHI T, KARKEE M B. Load tests on bored PHC nodular piles in different ground conditions and the bearing capacity based on simple soil parameters[J]. Proceedings of Technical Report of Japanese

- Architectural Society, 1995, (1): 89-94.
- [17] KARKEE M B, KANAI S, HORIGUCHI T. Quality Assurance in bored PHC nodular piles through control of design capacity based on loading test data[C]// Proceedings of the 7th International Conference and Exhibition, Piling and Deep Foundations. Vienna: [s. n.], 1998.
- [18] BORDA O, UNO M, TOWHATA I. Shaft capacity of nodular piles in loose sand[C]// Proceedings of the 49th National Conference, Japanese Geotechnical Society. [S. l.]: [s. n.], 2007, (2): 1175-1176.
- [19] HONDA T, HIRAI Y, SATO E. Uplift capacity of belled and multi-belled piles in dense sand[J]. Soils and Foundations, 2011, 51(3): 483-496.
- [20] 周佳锦, 龚晓南, 王奎华等. 静钻根植竹节桩抗压承载性能 [J]. 浙江大学学报(工学版), 2014, 48(5): 835-842.
- [21] 周佳锦, 龚晓南, 王奎华等. 静钻根植竹节桩在软土地基中的应用及其承载力计算 [J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(S2): 4359-4366.
- [22] コンクリートパイル建設技術協会. 既製コンクリート杭基礎構造設計マニュアル [M]. 東京: [s. n.], 2009: 12.
- [23] 中国建筑科学研究院. JGJ106-2003. 建筑桩基检测技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [24] Chattopadhyay B C, Pise P J. Uplift capacity of piles in sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1986, 112(9): 888-904.
- [25] Nicola A D, Randolph M F. Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1993, 119(12): 1952-1973.
- [26] Dickin E A, Leung C F. Performance of piles with enlarged bases subject to uplift forces[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990, 27(5): 546 - 556.
- [27] Fleming W G K. The improvement of pile performance by base grouting[J]. Civil Engineering, 1993, 97(2): 88-93.
- [28] 王卫东, 吴江斌, 王向军. 桩侧注浆抗拔桩的试验研究与工程应用[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊2): 284-289.
- [29] 许宏发, 钱七虎, 金丰年. 描述抗拔桩荷载 - 位移曲线的幂函数模型[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(5): 622-624.

静钻根植桩扩底部承载力性能试验研究

张日红¹，朱瑶宏²，叶俊能²，吴磊磊¹

(1. 中淳高科桩业股份有限公司, 建材行业混凝土预制桩工程技术中心, 浙江 宁波 315000;
2. 宁波市轨道交通工程建设指挥部, 浙江 宁波 315000)

摘要: 静钻根植桩桩端通过扩底注浆可大幅度提高桩端承载力, 从而发挥预制桩桩身高强混凝土的力学性能。通过简化模型对静钻根植桩扩底固化体与预制桩的共同工作状态进行了分析, 提出了扩底固化体的基本性能要求, 并通过钻芯取样确认了扩底固化体的强度。在某工程试验项目中通过在桩端上部设置荷载加载箱, 对桩端扩底部分的抗压承载性能进行了试验研究。根据试验结果提出了静钻根植桩桩端极限端阻力的取值方法。

关键词: 静钻根植桩; 扩底; 固化体; 加载箱; 极限端阻力

1 概述

静钻根植桩采用预钻孔后在桩端及桩周注浆, 利用桩身自重将预应力高强混凝土预制桩植入孔内, 通过桩端水泥浆及桩周水泥土的固化发挥承载性能。与传统预制桩的打入或静压施工方法相比, 由于施工过程对预制桩桩身没有任何不良影响, 桩身承载能力可以得到充分利用。静钻根植桩桩端部通过按设计要求的扩大尺寸进行扩底并注浆, 可大幅度提高桩端承载力, 从而发挥预制桩桩身高强混凝土的力学性能。静钻根植桩所使用的预应力高强混凝土预制桩包括先张法预应力高强混凝土竹节桩 (PHDC 竹节桩)、复合配筋先张法预应力高强混凝土管桩 (PRHC 桩) 及预应力高强混凝土管桩 (PHC 管桩)。通过配置不同桩型, 可以发挥各桩型的性能特性, 满足工程对抗压、抗拔、抗水平荷载的要求。同样作为非挤土桩型, 静钻根植桩采用 C80 或更高强度的混凝土和高强 PC 钢棒工厂化制造的预制桩, 在同等承载力条件下, 混凝土等材料用量比钻孔灌注桩可以节约 50% 以上, 大幅度降低了各种资源的消耗和桩基的碳排放量。该技术具有绿色施工和工业化特点。

静钻根植桩的扩底直径可以达到钻孔直径的 1.6 倍, 扩底高度是钻孔直径的 3 倍以上, 且不应小于 2 m。为确保桩基端阻力能够得到充分发挥, 需根据持力层土体的强度选择注入一定强度的水泥浆。注入水泥浆的水灰比一般为 0.6-0.9, 注入量为整个扩底部分体积, 这样在桩端扩底部形成具有较高强度的固化体构造。如采用水灰比为 0.6 的水泥浆按扩底部分体积注入时, 桩端单位体积注入水泥量为 $1\ 090\ \text{kg/m}^3$ 。根据所在土层的特性, 所形成的桩端部扩底固化体的单轴抗压强度为 7-30 MPa。为使桩身与扩底固化体成为一体共同承受由上部传递的荷载, 扩底部分的预制桩使用竹节桩, 通过其凸起部分的承压效果来增强桩身与扩底固化体的粘结强度, 使得预制桩与扩底固化体共同工作。

为确保静钻根植桩扩底尺寸符合要求并能够得到有效确认, 在静钻根植桩施工用单轴

钻机的钻杆中埋入液压回路，由该液压扩大系统进行桩端部扩底作业。施工时可在地上操作打开扩大机构，并可确认扩大部位的直径。进行扩底作业时，根据所在土层的强度指标分数次逐步加大扩底直径直至达到设计要求尺寸（见图1）。



图1 液压扩大翼打开状态

本文首先通过简化模型对扩底固化体与预制桩的共同工作状态进行分析，提出了扩底固化体的基本性能要求，并钻芯取样确认其强度。在某轨道交通试验项目中，在桩端上部设置荷载加载箱，对桩端扩底部分的抗压承载性能进行了试验研究。根据试验结果提出了桩端极限端阻力的取值方法。

2 扩底部承载力性能分析

静钻根植桩使用的三种预应力高强混凝土预制桩的常用桩型组合见表1。桩型组合1主要适用于对抗水平荷载或抗拔荷载有较高要求的桩基础。二种组合中，下节桩均采用PHDC竹节桩。下节PHDC竹节桩与上节PHC管桩或PRHC桩相接时，可根据工程需要，使用带有桩身顶部扩径的PHDC竹节桩。

表1 静钻根植桩常用预制桩桩型组合

部位	组合1	组合2
上节桩型	PRHC	PHC
中段桩型	PRHC+PHC	PHC+PHC
	或 PHC+PHC	或 PHC+PHDC
	或 PHC+PHDC	或 PHDC+PHDC
下节桩型	PHDC	PHDC

为确认静钻根植桩进入桩端扩底部的PHDC竹节桩与扩底固化部共同工作的条件，将PHDC竹节桩凸起部分的承压效应简化为沿竹节外径的抗剪作用。对静钻根植桩桩端扩底部承载性能通过图2的简化模型进行分析。

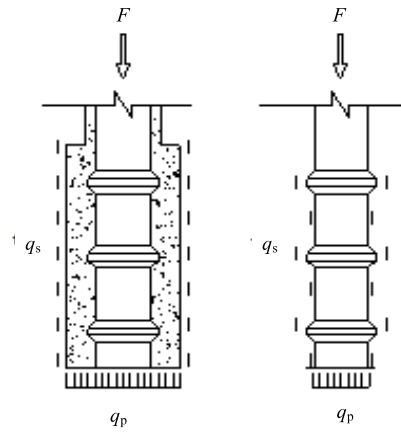


图2 桩端扩底部承载力简化模型

F 为位于扩底部上端 PHDC 竹节桩在竖向抗压荷载作用下的桩身轴力。在 PHDC 竹节桩与扩底固化体共同工作条件下, F 为桩端扩底部分的侧阻力与按桩端扩底面积考虑的端阻力之和。考虑到扩底部分高度有限及扩底部分的受力特征, 侧阻力的影响可以不予考虑。扩底直径为 D_k (m), 扩底高度为 H (m), 按普通工法考虑的预制桩桩端土极限端阻力为 q_{pk} (kPa), ψ 为考虑静钻根植桩施工方法对极限端阻力影响的折减系数, 则有静钻根植桩的极限端阻力 $q_p = \psi q_{pk}$, 扩底部上端 PHDC 竹节桩的桩身轴力 $F = \psi q_{pk} \pi D_k^2 / 4$ 。PHDC 竹节桩的竹节外径为 D_j (m), 桩身直径为 D (m), 进入扩底部的 PHDC 桩的高度为 H (m)。在 PHDC 竹节桩与扩底固化部共同工作条件下, 按竹节桩竹节外径部分考虑的 PHDC 竹节桩与扩底固化部间的剪应力 q_s' 为:

$$\begin{aligned} q_s' &= (F - \psi q_{pk} \pi D^2 / 4) / (H \pi D_j) \\ &= \psi q_{pk} (D_k^2 - D^2) / (4 H D_j) \end{aligned} \quad (1)$$

以下节桩采用 PHDC 650-500 竹节桩为例: D_j 为 0.65 m, D 为 0.5m, 扩底直径 D_k 为 1.125 m, 扩底高度为 2.5 m, 进入扩底部的 PHDC 桩的高度为 2.0 m。取 q_{pk} 为 6 000 kPa, ψ 按 0.5、0.67 考虑时, 按上式计算的 q_s' 分别为 781 kPa、1046 kPa。从计算结果来看, 如果下节桩采用等截面 PHC 管桩, 由于缺少 PHDC 竹节桩凸起部分的承压效果, 等截面桩身与扩底固化体之间的粘结强度难以满足上述剪应力计算结果 q_s' 的要求。

根据既往的研究结果, 水泥土的抗剪强度与单轴抗压强度的比例关系为 1:3-1:5, 按 1:5 推算对应于上述剪应力计算结果 q_s' 的水泥土抗压强度分别为 3.9 MPa、5.2 MPa。静钻根植桩按水灰比 0.6 的配合比注入扩底部位水泥浆试件的单轴抗压强度在 20 MPa 以上。某工业项目采用静钻根植桩, 桩端扩底部位于含角砾的粉质粘土层中, q_{pk} 为 4 800 kPa, 按上述方法推算扩底固化体的最低强度要求为 3.8 MPa。沉桩后 28 日桩端部取芯试块的平均单轴抗压强度为 14.3 MPa, 能够满足扩底固化体与 PHDC 竹节桩共同工作条件下的强度要求。

3 扩底部承载力试验研究

结合静钻根植桩在某轨道交通工程高架项目的应用研究,在该项目主线 A45 号墩和 A46 号墩之间的非原位试桩中进行了桩端扩底部竖向抗压承载性能的试验。试验场地的土层地质条件见表 2。

表 2 试验场地的土层地质条件

土层	顶面高/m	层厚/m	实测标贯/N	预制桩/kPa	
				q_{sik}	q_{pk}
① _{1a} 杂填土	-1.04	5.00			
① ₂ 黏土	-2.19	1.15	10.5	50	
② ₂ 淤泥质粘土	-9.04	6.85		20	
② _{2b} 粉土夹粉砂	-13.04	4.00	7.7	36	
② ₃ 淤泥质粉质粘土	-15.04	2.00	4.0	22	
④ ₁ 淤泥质粉质粘土	-19.04	4.00	3.5	22	
④ ₂ 粘土	-27.04	8.00	6.7	44	
⑤ ₁ 粉质粘土	-30.34	3.30	41.0	72	2 200
⑤ ₅ 圆砾	-32.44	2.10	58.0	110	7 500
⑥ ₁ 粉质粘土	-36.04	3.60	20.7	65	
⑥ ₂ 粉质粘土	-39.24	3.20	13.0	50	
⑥ ₅ 圆砾	-42.54	3.30	45.4	110	
⑧ ₃ 砾砂	-46.84	4.30	55.9	110	
⑨ ₁ 粉质粘土	-48.94	2.10	31.3	75	3 600
⑨ _{1a} 碎石	-52.94	4.00	54.5	150	9 000
⑨ ₁ 粉质粘土	-57.19	4.25	31.3	75	3 600
⑨ ₂ 圆砾	-68.80	11.61	55.5	110	7 500

本次试验共对 2 根静钻根植桩进行了桩端扩底竖向抗压承载性能的试验。桩型组合至上而下由 PRHC800 (130) II-15 + PHC800 (130) AB-15 + PHC800 (130) AB-15 + PHC800 (130) AB-12 + PHDC800-600 (130) AB-7 组成,配桩由 15m+15m+15m+12m+7m 共计桩长 64m 组成。持力层为⑨₂ 圆砾层。由于需要考虑抗水平荷载的要求,上节桩采用了复合配筋的 PRHC 桩 II 型,该桩桩身除配置了与同直径 PHC 管桩 AB 桩相同数量的 PC 钢棒 16 Φ 12.6 外,沿桩身全长配置了 16 Φ 16 的非预应力钢筋。

试验桩施工钻孔直径为 0.9 m,扩底直径为 1.35 m,扩底高度为 3 m,桩端扩底部分的体积为 4.29 m³。桩端注入水泥浆的体积为 4.3 m³,水灰比 0.6,桩周注入水泥浆的水灰比 1.0。

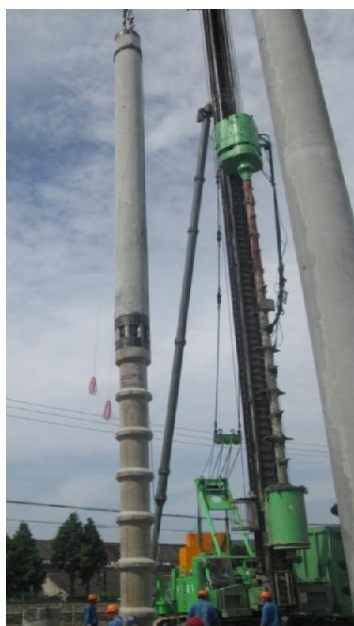


图3 加载箱位置

为确认桩端扩底部分的竖向抗压承载性能,在桩身接近扩底部位设置荷载加载箱,通过由高压油泵在地面向加载箱充油加载,加载箱将力传递到桩身,通过上部桩身的摩擦力与下部桩的桩身摩擦力及端阻力作为相互反力来维持加载。根据表2中给出的土层参数对假定的加载箱位置上段桩的侧摩阻力和下段桩的侧摩阻力和端阻力进行了估算,结合静钻根植桩桩端为圆砾层的工程经验,经综合考虑,认为加载箱布置在桩端以上7 m位置可以保证上下段桩的承载力基本平衡。下节桩采用7 m长度PHDC800-600的竹节桩。该节桩上部桩身直径由600 mm扩大至800 mm,以便于安装加载箱。试验时每根试验桩采用4只电子位移计量测桩位移量,2只用于量测桩顶向上位移,2只用于量测加载箱底板的向下位移。

考虑到所使用的预制桩桩身承载力极限值为11 600 kN,加载按 2×600 kN分级进行。加载至 2×6000 kN时,向上、向下位移很小,继续加载至 2×7800 kN,因此时荷载已超过加载箱最大加载能力,故终止了加载。

从表3的试验结果来看,在加载至 2×7800 kN时,加载箱向下位移分别为7.23 mm、6.94 mm,桩端变形量很小,说明静钻根植桩扩底部位PHDC竹节桩与扩底固化体处于共同工作状态,加载至最后一级时,静钻根植桩尚远未达到竖向抗压承载力极限状态。通过计算等效加载 $P-s$ 曲线得知,按桩顶沉降量40 mm来考虑的极限承载力为16 773 kN。在此条件下的等效桩顶沉降量和等效桩顶荷载近似线性关系,变形量主要为桩身弹性压缩量。

本试验中,加载箱位置距桩端为7 m,加载箱至扩底高度以上部分桩长为4 m。根据表2的参数,计算得到此部分桩身侧阻力为1 105 kN。扣除此部分桩身侧阻力,最大试验荷载下的扩底部上端桩身轴向荷载为6 695 kN。根据 $F = \psi q_{pk} \pi D_k^2 / 4$ 可以计算得到折减系数 ψ 为0.63。因在最大试验荷载下变形较小,未达到竖向抗压承载力极限状态,如按等

效加载 $P-s$ 曲线在桩顶最大沉降量 40mm 时的极限承载力推算加载箱位置的荷载为 $16773/2=8386$ kN, 可以计算得到折减系数 ψ 为 0.68。在本试验场地持力层为圆砾层时, 静钻根植桩的桩端极限端阻力可按预制桩桩端极限端阻力的 2/3 取值。

表3 加载试验结果

加载值/kN	试验桩 1		试验桩 2	
	SS/mm	SX/mm	SS/mm	SX/mm
2×1200	0.05	-0.09	0.04	-0.16
2×1800	0.08	-0.16	0.06	-0.31
2×2400	0.16	-0.29	0.11	-0.58
2×3000	0.25	-0.47	0.18	-0.97
2×3600	0.36	-0.68	0.27	-1.48
2×4200	0.49	-1.02	0.37	-2.16
2×4800	0.65	-1.54	0.48	-2.86
2×5400	0.82	-2.36	0.60	-3.62
2×6000	1.03	-3.32	0.73	-4.40
2×6600	1.25	-4.35	0.87	-5.21
2×7200	1.48	-5.67	1.02	-6.05
2×7800	1.72	-7.23	1.19	-6.94
2×6600	1.64	-6.86	1.14	-6.60
2×5400	1.50	-6.37	1.06	-6.12
2×4200	1.29	-5.62	0.94	-5.49
2×3000	1.01	-4.69	0.79	-4.74
0	0.27	-3.20	0.32	-3.65

注: SS 为桩顶向上位移; SX 为加载箱底板向下位移。

表4对比了静钻根植桩试验桩和该试验场地附近的钻孔灌注桩的加载箱以下部位桩的加载试验结果。图4为二种桩型加载箱以下部位桩的 $P-s$ 曲线。从表4及图4可以看到, 在同场地条件下, 尽管静钻根植桩使用的预制桩外径仅为 800 mm, 通过桩端扩底至 1350 mm 和使用 PHDC 竹节桩, 桩端部分能够发挥较好的竖向抗压承载性能。

表4 静钻根植桩与钻孔灌注桩试验结果对比

桩型	规格/mm	加载箱距桩端位置 /m	最大加载 /kN	对应 SX/mm
静钻根植桩	1#桩 800	7	2×7800	-7.23
	2#桩 800	7	2×7800	-6.94
钻孔灌注桩	1200	10	2×6600	-15.60
	1500	11	2×8300	-18.67

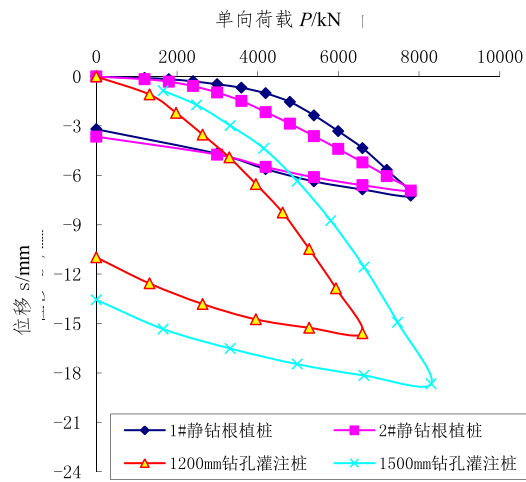


图4 加载箱以下部位桩的 $P-s$ 曲线

4 结语

- (1) 静钻根植桩使用 PHDC 竹节桩能够满足桩端扩底固化体与桩身共同工作的要求。
- (2) 桩端持力层为圆砾层时，静钻根植桩的桩端极限端阻力可按预制桩桩端极限端阻力 2/3 取值。
- (3) 通过扩底，静钻根植桩能够发挥较高的桩端竖向抗压承载性能。

参考文献:

- [1] KON. H. Confirmation of quality by excavation investigation of root solidify bored precast piles, 第4回地盤工学研究発表会, 2010 (In Japanese).
- [2] 张日红, 吴磊磊, 孔清华. 静钻根植桩基础研究与实践[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(zk2): 1200-1203.

静钻根植桩荷载传递特性试验研究

吴磊^{1,2}, 陈洪雨^{1,2}, 严天龙^{1,2}, 邢军³

(1. 中淳高科桩业股份有限公司, 浙江 宁波 315000; 2. 建材行业混凝土预制桩工程技术中心, 浙江 宁波 315000; 3. 杭州景观园林建筑设计有限公司, 浙江 杭州 310012)

摘要: 静钻根植桩通过采用扩底及注浆技术大幅度提高地基土对桩提供的承载力, 可充分发挥高强预制桩的承载性能。通过在桩身预设钢筋应力计, 开展现场静载荷试验研究, 分析了在压、拔荷载作用下静钻根植桩的荷载传递特性及桩侧阻力和端阻力的分布情况。竹节桩的采用大幅度提高了地基土提供的侧摩阻力, 桩端扩底部位可有效提高端阻力。静钻根植桩工艺对上部较软土层的侧摩阻力提升效果显著, 按现行规程中的方法计算该部位侧阻力具有较大安全储备。桩长较长时扩底部位承载力发挥需要较大桩土相对位移, 确定极限承载力取值宜考虑桩身弹性变形的影响。

关键词: 静钻根植桩; 荷载传递特性; 承载力; 应力计

1 前言

静钻根植桩技术是一种预钻孔后进行扩底, 再注入桩端、桩周水泥浆, 最后依靠自重植入高强预制桩的新型基桩施工技术。从施工工艺特点及基桩构造看, 静钻根植桩兼具钻孔桩、扩底桩、注浆灌注桩、搅拌桩、预制桩等桩型的优点, 是一种非挤土、无泥浆、承载力高、质量稳定可靠的绿色桩基技术。

工程实践和相关研究表明, 静钻根植桩的抗压承载力高于同等条件下的钻孔灌注桩和预制桩^[1], 一方面由于静钻根植桩施工过程中桩孔部位原状土体经搅拌分散后大部分仍保留在孔内, 更好的平衡了地基土的应力, 削弱了应力释放现象, 同时通过桩周注浆, 改善桩周土的力学性能, 从而提高侧摩阻力; 另一方面通过可控的液压技术进行桩端扩底操作, 注入水泥浆后形成较高强度的扩底构造, 可充分发挥桩端持力层的承载性能, 从而提高端阻力。

结合竖向荷载传递的规律, 静钻根植桩通常在上部采用等截面的PHC桩, 在下部采用变截面的静钻根植先张法预应力混凝土竹节桩(PHDC)。竹节桩的使用增强了桩身与水泥土的握裹力, 使得桩身和桩端扩大部分形成整体, 共同受力。在抗拔和抗水平力能力要求较高时, 上部可采用复合配筋先张法预应力混凝土管桩(PRHC), 从而大幅度增强桩身的抗拉和抗弯性能。

静钻根植桩的单桩竖向承载力在初步设计阶段的估算按下式确定:

$$Q_{uk} = q_{pk}A_p + \sum u_i q_{sik} \quad (1)$$

式中, Q_{uk} 为单桩竖向极限承载力标准值; q_{pk} 为极限端阻力标准值, 按本地区混凝

土预制桩实测值的二分之一取值； q_{sik} 为桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值，按本地区混凝土预制桩实测值取值； A_p 为扩底横截面面积； u_i 为桩身周长（PHDC桩按节外径计算）； l_i 为桩穿越第 i 层土的厚度。

大量静载荷试验结果表明根据上式进行静钻根植桩承载力估算可以满足设计要求，但由于静钻根植桩存在桩端扩底和桩周水泥土构造，与传统桩型相比，改变了桩土接触关系，使得荷载传递路径和荷载传递机理有别于预制桩和现浇钢筋混凝土钻孔灌注桩。

周佳锦等^[2]结合现场试验和数值分析方法，对静钻根植桩的抗压承载性能进行了研究，分析了竹节桩节间距、水泥土强度等对抗压承载力的影响，认为水泥土-桩周土界面摩擦系数是影响承载力的重要因素。并采用三维建模的方法，分析了静钻根植桩的荷载传递机制，认为应用竹节桩对静钻根植桩承载性能的发挥具有重要作用，同时竹节桩与桩周水泥土近似变形协调。

为了研究静钻根植桩的荷载传递特性，桩端及桩侧阻力的占比是否与设计估算的一致，为工程设计提供可靠依据，需要深入开展相关模型试验、现场试验及理论分析工作。

本文通过工程现场试验，在静钻根植桩的预制桩身内不同截面预埋多组钢筋应力计，进行现场静载荷试验时，根据应力计的频率变化，换算桩身不同截面轴力，对不同土层的桩侧摩阻力实测值与估算值以及桩端阻力的实测值与估算值进行对比分析。

2 试验概况

本次荷载传递特性试验分为抗压和抗拔两部分，抗压桩3枚，抗拔桩2枚。静钻根植桩桩型组合配置方式如图1所示。

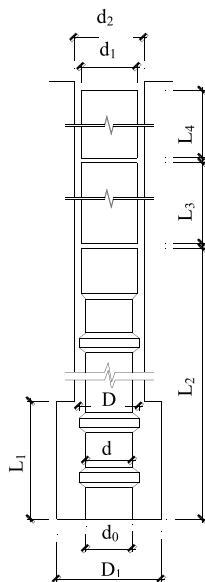


图1 静钻根植桩桩型配置示意图

其中： d 为竹节桩非竹节部分桩身直径； d_1 为PHC桩的桩身直径； d_2 为钻孔直径； d_0 为竹节桩扩大头直径； D 为竹节桩竹节外径； D_1 为扩底部位直径； L_1 为扩底部位高度； L_2 为竹节桩桩长； L_3 、 L_4 为PHC桩长。

试桩1、试桩2为抗压试验桩，其配桩形式自下而上为PHDC800-600(110)AB-15 C80+PHC 800(110)AB-10, 14, 14, 14 C80；试桩A为抗压试验桩，试桩B、C为抗拔试验桩，其配桩形式皆为PHDC650-500(100)B-15 C80+PHC 600(110)B-10, 15 C80。

试验桩相关设计参数如表1所示。

表1 试验桩设计参数

桩编号	桩长 H/m	钻孔直径/mm	扩底直径/mm	扩底高度/mm	单桩承载力特征值/kN
试桩1	67	900	1425	3000	4550(压)
试桩2	67	900	1425	3000	4550(压)
试桩A	40	750	1200	2400	1550(压)
试桩B	40	750	1200	2400	880(拔)
试桩C	40	750	1200	2400	880(拔)

试验采用振弦式钢筋应力计，预先在室内完成标定。应力计埋设主要根据试桩位置土层分布情况，以主要土层分界面作为埋设截面。试桩A、B、C各设置4个埋设截面，埋深依次为1m、14.5m、23.5m、39m，每个截面对称布置2只钢筋应力计；试桩1、试桩2各设置5个埋设截面，埋深依次为1m、14m、55m、64m、66m，每个截面均匀布置3只钢筋应力计。埋深1m处的应力计均用于试验标定。根据配桩情况，对需埋设应力计的桩进行埋设位置的标示，确保了现场正确组合配桩。

表2 地基土物理力学指标

土层编号	土层名称	压缩模量 E_s/MPa	q_{sik}/kPa	q_{pk}/kPa
1-1	杂填土			
1-2	粘土	4.19	32	
2	淤泥质粘土	2.32	18	
5-1	粘土	7.27	56	
5-2	粉质粘土	4.7	44	
6-1	粉质粘土	4.44	40	
6-2	中砂	(25)	70	
6-3	粘土	5.38	44	1400
6-4	粉质粘土	6.74	58	1600
6-5	砾砂	(30)	90	6000
7-1	粉质粘土	8.59	66	2700
7-2	中砂	(35)	90	

续表 2

土层编号	土层名称	压缩模量 E_s /MPa	q_{sik} /kPa	q_{pk} /kPa
7-3	粉质粘土	8.38	70	2800
8-1	中砂	(35)	90	
8-2	粉质粘土	7.84	72	4000

埋设有应力计的预制桩在进场时均进行了应力计成活率复核,结果表明应力计全部成活。由于受施工过程中若干因素的影响,沉桩完成后部分截面的应力计失效,给数据的采集和分析带来了一定的影响。

试验场地地基土的物理力学指标如表 2 所示。

3 单桩静载荷试验

根据预估的单桩极限承载力,并结合现场试验情况,试桩 1、试桩 2 最大加载荷载分别为 9100kN、9555 kN;试桩 A 最大加载荷载为 3100kN,试桩 B、试桩 C 最大上拔荷载分别为 1760kN、1936kN。

各抗压桩的 $Q-s$ 曲线见图 2~图 4。

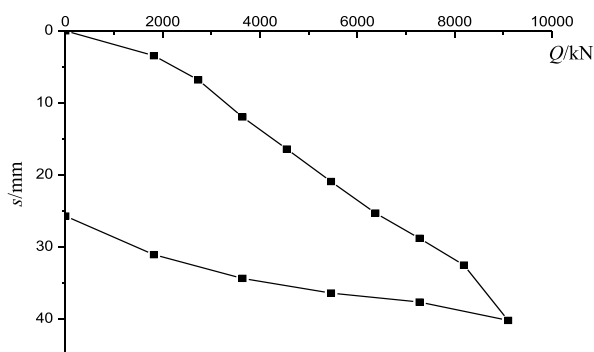


图 2 试桩 1 荷载-沉降曲线

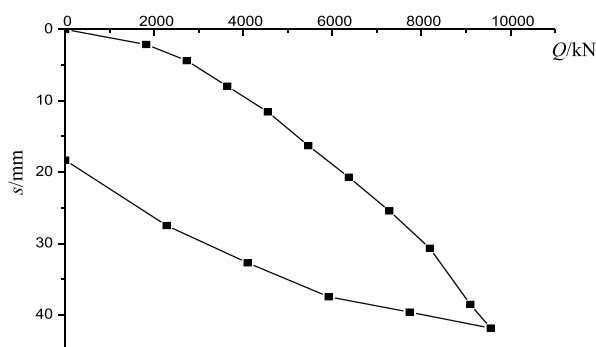


图 3 试桩 2 荷载-沉降曲线

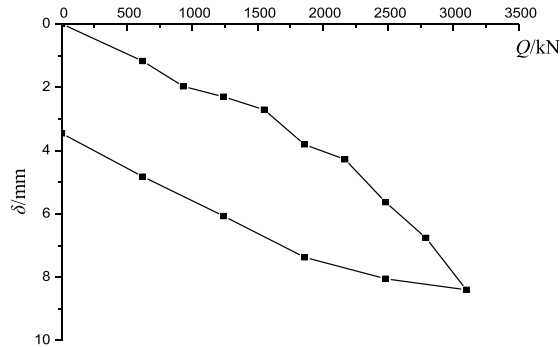


图4 试桩 A 荷载-沉降曲线

由以上 $Q-s$ 曲线可知, 试桩 1、试桩 2 曲线形态均为缓变型, 各级荷载作用下, 桩顶沉降量变化连续、无陡变现象, 卸载后回弹量较大, 残余变形较小, 表明在最大加载荷载的作用下, 桩端土压缩变形仍较小, 尚未达到承载能力极限状态。试桩 A 的 $Q-s$ 曲线形态亦为缓变型, 总沉降量仅约 8mm, 桩侧摩阻力和桩端阻力均未充分发挥。由于受现场加载条件限制及工程应用的要求, 达到最大加载荷载后终止了试验, 3 枚抗压桩均未测得极限承载力。

抗压试桩结果汇总如表 3 所示。

表 3 抗压静荷载试验成果汇总表

桩号	最大试验荷载/kN	最后一级沉降 mm	累计沉降/mm	回弹后残余变形/mm
试桩 1	9100	7.68	40.21	25.72
试桩 2	9555	3.31	41.85	18.32
试桩 A	3100	1.64	8.40	3.46

各抗拔桩的 $U-\delta$ 曲线如图 5、图 6 所示。

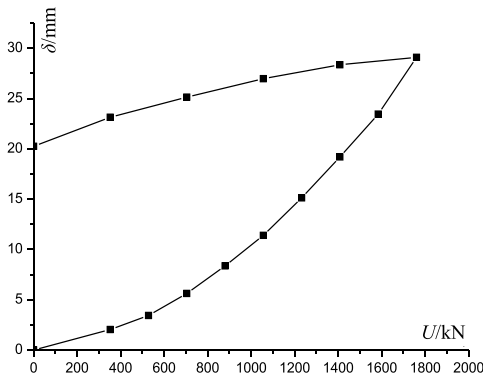


图 5 试桩 B 荷载-上拔量曲线

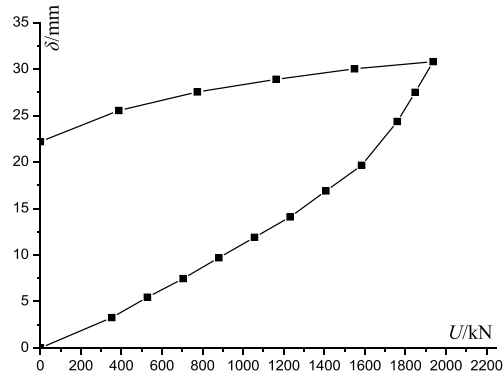


图 6 试桩 C 荷载-上拔量曲线

由以上 $U-\delta$ 曲线可知, 各级上拔荷载作用下, 上拔量均未出现陡变, 试桩 B、试桩 C 的抗拔承载力均未达极限状态。抗拔试桩汇总结果如表 4 所示。

表 4 抗拔静载荷试验成果汇总表

桩号	最大试验荷载/kN	最后一级上拔量/mm	累计上拔量/mm	回弹后残余上拔量/mm
试桩 B	1760	5.64	29.09	20.25
试桩 C	1936	3.30	30.81	22.20

4 轴力计算及荷载传递分析

静载荷试验时, 每级荷载稳定后测定应力计的频率值, 结合试验前的初始频率和应力计的标定系数, 即可换算应力计所受轴力。鉴于钢筋应力计和桩身混凝土变形协调, 即应变一致, 则可通过应力计受力推算第 n 个测试截面处桩的轴力大小 Q_n 。

静钻根植桩在桩端具有扩底构造, 扩底部位水泥土强度高, 在该部位轴力计算时考虑对扩底部位水泥土与桩身进行复合计算。

两个测试截面之间的各土层的平均侧摩阻力可由下式计算得出:

$$q_{si} = (Q_n - Q_{n-1}) / F_i \quad (2)$$

其中, F_i 表示测试截面之间桩的侧表面积。

因试桩 1 采集的应力计数据缺失较多, 故本文中暂未列出, 除试桩 1 外的其它试验桩轴力图如下所示 (部分截面数据缺失)。

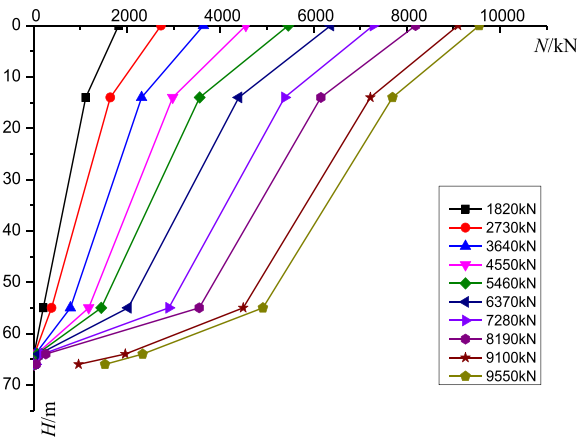


图 7 各级荷载下试桩 2 轴力图

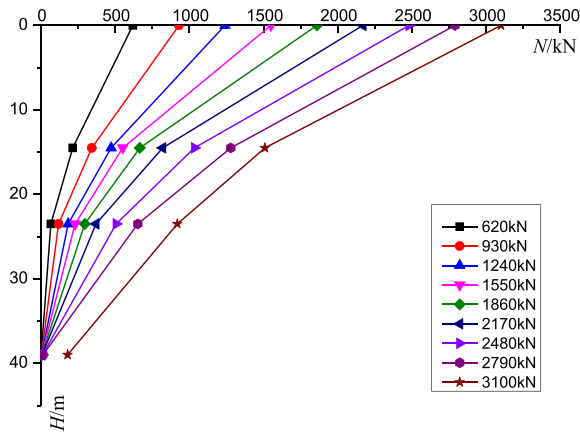


图 8 各级荷载下试桩 A 轴力图

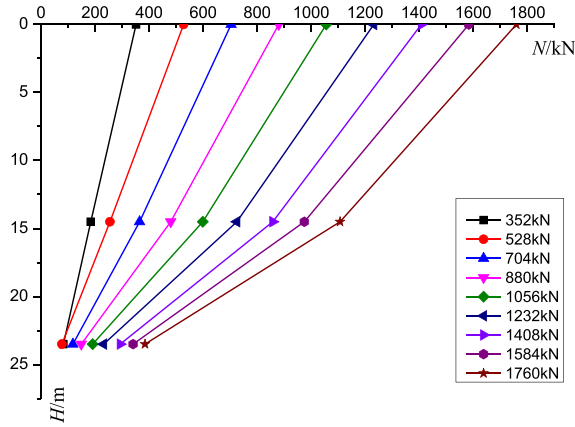


图 9 各级荷载下试桩 B 轴力图

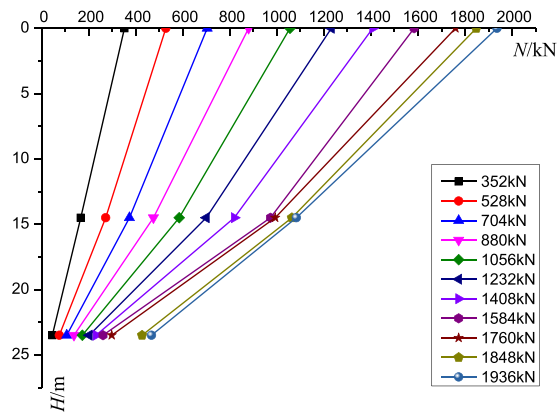


图 10 各级荷载下试桩 C 轴力图

由各试验桩的轴力图可知，侧摩阻力从桩身上部先开始发挥，故在荷载较小时，桩深部的轴力较小，甚至接近于 0。随着荷载增大，侧摩阻力进一步发挥，端阻力也开始

发挥,且端阻所占比例逐渐增大。在尚未达到承载能力极限状态的情况下,静钻根植桩的端阻力占比较传统桩型更大,说明了桩端扩大头发挥了良好的承载作用。

因加载需要,试桩 2、试桩 A 在试验前对桩头进行了处理,在桩顶分别设置了直径 800mm、1000mm 的桩帽,试验时部分荷载通过桩帽与地基土的接触直接传递至地基土中,对上部土层的轴力传递造成了一定的影响。对试桩 2,加载量达 9100kN 时,桩端阻力较前一级显著增大,说明在该级荷载作用下,静钻根植桩扩底部位开始发挥良好的承载作用。同时当端阻力开始发挥时,桩顶沉降量已达 38.54mm,说明此时桩顶沉降中因桩身弹性压缩产生的变形占比较大。对于试桩 A,由轴力图知,加载至最大荷载 3100kN 时,中、上部土层侧摩阻力达极限值,并基本维持稳定,中下部土层的侧摩阻力仍未完全发挥,端阻力开始有一定发挥,与试桩 2 同样具有端阻开始发挥时较前一级荷载作用下端阻力显著增大的特点。

对试桩 B、试桩 C,在上拔荷载作用下,两枚桩中、上部土层侧摩阻力均得到了较好的发挥,在最大上拔荷载分别为 1760kN、1936kN 时,23.5m 位置桩身轴力较小,该部位以下土体尚未达到极限状态。

根据轴力分布情况计算各截面之间土层平均侧摩阻力,将最大加载荷载时所得的侧摩阻力与地勘提供的极限侧摩阻力进行比较,如表 5~表 8 所示。

地面以下至第二剖面(14m 或 14.5m)之间的土层,在最大试验荷载作用下均达到极限状态,当按照预制桩身结合实测轴力估算侧摩阻力时,对于抗压桩,计算值约为地勘报告建议值的 3~3.5 倍(暂未考虑桩帽影响),抗拔桩考虑抗拔系数折减后为地勘报告建议值的 2~2.5 倍。因此,静钻根植桩工艺对浅部较软土层的加固效果较明显,可大幅度提高该部位的极限侧摩阻力,而根据地勘报告提供的预制桩侧摩阻力参数,并按照预制桩桩身与土体的接触面计算极限侧摩阻力偏于安全。

表 5 试桩 2 最大荷载作用下土层平均侧摩阻力

土层	厚度/m	桩侧摩阻 q_{sik} /kPa	应力计埋设位置	极限侧摩加权 平均值/kPa	最大试验荷载时 桩侧摩阻/kPa
1-1	0.8	0	埋深 1.0m		
1-2	1.7	32		18.7	52.9
2	12.3	18	埋深 14.0m		
5-1	4.1	56			
5-2	0.9	44			
6-1	7.5	40			
6-2	4	70		46.2	36.0
6-3	2.4	44			
6-4	4.1	58			
6-5	13.4	90	埋深 55.0m		
7-1	3.2	66	埋深 64.0m	50.7	113.9
7-2	5.4	90		70.0	90.2
7-3	2.5	70	埋深 66.0m		

表6 试桩 A 最大荷载作用下土层平均侧摩阻力

土层	厚度/m	桩侧摩阻 q_{sik} /kPa	应力计埋设位置	极限侧摩加权 平均值/kPa	最大试验荷载时 桩侧摩阻/kPa
1-1	1.5	0	埋深 1.0m		
1-2	0.8	32		16.9	58.2
2	12.4	18	埋深 14.5m		
5-1	4.3	56		27.4	33.6
5-2	4.3	44	埋深 23.5m		
6-1	16.2	40	埋深 39.0m	31.6	25.3

表7 试桩 B 最大荷载作用下土层平均侧摩阻力

土层	厚度/m	桩侧摩阻 q_{sik} /kPa	应力计埋设位置	极限侧摩加权 平均值/kPa	最大试验荷载时 桩侧摩阻/kPa
1-1	1.4	0	埋深 1.0m		
1-2	0.5	32		17.0	23.9
2	12.5	18	埋深 14.5m		
5-1	3.7	56		48.4	28.4
5-2	6.3	44	埋深 23.5m		
6-1	16.8	40	埋深 39.0m	40.0	失效

表8 试桩 C 最大荷载作用下土层平均侧摩阻力

土层	厚度/m	桩侧摩阻 q_{sik} /kPa	应力计埋设位置	极限侧摩加权 平均值/kPa	最大试验荷载时 桩侧摩阻/kPa
1-1	1.1	0	埋深 1.0m		
1-2	0.8	32		17.4	31.2
2	12.6	18	埋深 14.5m		
5-1	4.7	56		50.3	24.2
5-2	4.3	44	埋深 23.5m		
6-1	20	40	埋深 39.0m	40.0	失效

对于取得较完整数据的试桩 2, 在 55.0m~64.0m 范围内, 计算所得的侧摩阻力远大于地勘给出的参数, 而该部位为竹节桩所处位置, 说明竹节桩通过竹节和桩周土体的咬合, 大幅度提高了侧摩阻力。

试桩 A、B、C 在 14.5m~23.5m 均采集到了可靠的数据, 由计算结果可知分别在最大压、拔荷载作用下, 该范围内土体已达到极限状态, 侧摩阻力达到峰值。在相近的土层分布条件下, 抗压试桩 A 最大侧摩阻力为 37.0kPa, 抗拔试桩 B、C 的最大侧摩阻力分别为 28.4 kPa 和 28.1 kPa, 如图 11 所示。

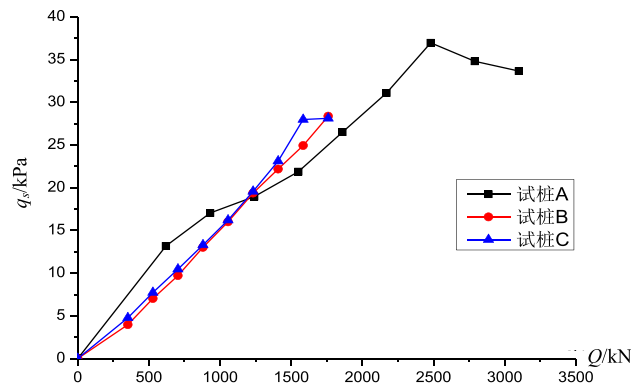


图 11 14.5m-23.5m 部位荷载-侧摩阻力曲线

抗拔极限侧摩阻力与抗压极限侧摩阻力之比为 0.76，该范围内土体以粘土和粉土为主，根据一般经验，该比例关系为 0.7~0.8，试验结果与之吻合。

5 结语

静钻根植桩因施工工艺、构造等有别于传统型，需要对其荷载传递特性进行深入研究和分析。通过本次试验研究的开展，可以得到以下结论：

(1) 静钻根植桩使用竹节桩 (PHDC) 能够提高桩侧摩阻力，按传统的预制管桩参数计算偏于安全。

(2) 荷载传递至桩端时，扩底部位的承载性能发挥速度快。当荷载较大时，静钻根植桩端阻力占比较大，说明静钻根植桩扩底部位对承载力发挥具有重要作用。

(3) 静钻根植桩工艺对较浅部位土体的极限侧摩阻力提高效果显著，按现行规程中的估算方法进行该部位的侧摩阻力计算偏于安全。

(4) 对于极限承载力高的长桩，静钻根植桩扩底部位承载力的充分发挥需要较大的桩土相对位移，而此时在荷载作用下桩身弹性压缩量已经较大。因此，在工程实际中通过静载荷试验的方法确定单桩极限承载力时，宜适当考虑桩身弹性变形的影响，对极限承载力合理取值。

(5) 在压、拔荷载作用下，土体对静钻根植桩提供的侧摩阻力的关系与传统桩型一致。

参考文献：

- [1] 张日红, 吴磊磊, 孔清华. 静钻根植桩基础研究与实践[J]. 岩土工程学报, 2013, 35 (zk2): 1200-1203.
- [2] 周佳锦, 王奎华, 龚晓南等. 静钻根植竹节桩承载力及荷载传递机制研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(5): 1367-1376.

静钻根植桩工程应用介绍

陈洪雨^{1,2}, 吴磊磊^{1,2}, 张日红^{1,2}

(1. 中淳高科桩业股份有限公司, 浙江 宁波 315000;

2. 建材行业混凝土预制桩工程技术中心, 浙江 宁波 315000)

摘要: 静钻根植桩是近年兴起的一种桩基类型, 在我国部分地区已开始大量工程应用。静钻根植桩通过桩端扩底和注浆, 有效提高了桩端、桩侧阻力。该桩型避免了传统预制桩施工工艺的挤土效应, 对预制桩没有任何损伤, 也避免了钻孔灌注桩桩周泥皮和桩端沉渣的情况。在高层建筑、桥梁及具有老桩特殊地质情况下均能体现静钻根植桩的特点和优势, 充分发挥了桩身的抗压、抗拔、抗水平力能力, 在存在老桩的地质情况下通过采取措施能够灵活处理。静钻根植桩施工质量稳定可靠, 具有良好的适用性, 是一种综合效益十分显著的桩型。

关键词: 静钻根植桩; 老桩地质; 竹节桩; 复合配筋桩; 扩底桩

1 引言

桩基础是软土地区高层建筑、桥梁等的主要基础形式, 目前在软土地区常用的桩型主要有预制桩和钻孔灌注桩。预制桩主要有锤击和静压两种传统沉桩方法, 挤土效应明显, 锤击法施工会产生噪声及油烟污染, 对周边环境造成较大影响。钻孔灌注桩由于现场浇筑混凝土, 施工质量波动相对较大, 且泥浆排放会已经成为社会问题, 同时其资源消耗大, 与低碳节能的发展趋势相违背。

静钻根植桩是近几年兴起的一种桩型, 是用钻机钻孔后在桩端部进行扩孔, 并全桩长注入水泥浆与原有土体搅拌成水泥土, 将预制桩插入水泥土后通过水泥浆液硬化, 使桩与土体形成一体, 制成由预制桩身、水泥土和土体共同承载的桩基础。该桩型避免了传统预制桩的挤土效应, 对预制桩没有任何损伤, 也避免了钻孔灌注桩桩周泥皮和桩端沉渣问题, 施工质量稳定可靠, 施工速度快。目前该桩型已成为埋入式桩的主流桩型, 具有广阔的发展前景和空间。

随着城市化的不断推进, 高层建筑、桥梁以及改、扩建及原址重建的项目逐渐增多, 对桩基础的竖向抗压、竖向抗拔以及抗水平能力均有较高的要求, 同时对原有建筑桩基础(老桩)的处置也是需要解决的一个重要课题。静钻根植桩的工艺特点决定了此桩基施工技术具有较好的抗压、抗拔、抗水平承载能力, 在具有老桩基础的地质条件下具有良好的适用性。本文结合宁波东城国贸中心工程^[1]、上海 S26 公路东延伸地面系统新艾祈江桥工程、浙江浙能温州电厂四期“上大压小”工程^[2]对静钻根植桩的应用情况进行综合分析, 对工程设计、施工及验收情况做了简要介绍, 为静钻根植桩在类似的工程项目运用中提供设计施工经验。

2 静钻根植桩在高层建筑中的应用

2.1 工程概况

宁波东城国贸中心位于浙江省宁波市高新区，地上为 18 层办公楼，地下为全埋式单层汽车库。地基基础设计等级为甲级，建筑桩基设计等级为甲级。单柱最大轴力标准值约 16000kN，部分柱下需布置抗拔桩，单柱最大设计拔力标准值约 400kN。土层情况见表 1。

表 1 各土层参数表

层号	地层名称	层厚/m	预制桩的极限侧阻力 标准值/ q_{sik} /kPa	预制桩的极限端阻力 标准值/ q_{pk} /kPa
1	粘土	1.1	28	
2-1	淤泥质粉质粘土	1.6	12	
2-2	粘土	1.1	22	
2-3	淤泥质粉质粘土	12.8	18	
4	粘土	11.2	24	
5-1	粉质粘土	4.5	56	2200
5-2	粉质粘土	7.7	48	
6	粘土	15.4	44	
8-1	细砂	2.6	64	5000
8-2	粉质粘土	3.7	50	

2.2 设计方案

(1) 抗压承载力计算

根据规程^[3]第 5.2.6 条，静钻根植桩单桩竖向抗压极限承载力可按式估算：

$$Q_{uk} = q_{pk}A_p + \sum u_i q_{sik} l_i \quad (1)$$

式中 Q_{uk} 为单桩竖向极限承载力标准值； q_{pK} 为极限端阻力标准值，按本地区混凝土预制桩实测值的二分之一取值； q_{sik} 为桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值，按本地区混凝土预制桩实测值取值； A_p 为扩底横截面面积； u_i 为桩身周长（PHDC 桩按节外径计算，其它类型桩按桩外径计算）； l_i 为桩穿越第 i 层土（岩）的厚度。

本工程静钻根植桩理论单桩竖向抗压极限承载力标准值为： $Q_{uk} = 7714\text{kN}$ ；单桩竖向承载力特征值计算值为 $R_a = Q_{uk} / 2 = 3857\text{kN}$ ；根据本工程实际需要，单桩竖向承载力特征值取 3550 kN。

(2) 单桩抗拔极限承载力计算

根据规程^[3]第 5.3.1 条，静钻根植桩单桩竖向抗拔极限承载力可按式估算：

$$T_{uk} = \sum \lambda_i q_{sik} u_i l_i + G_{pk} \quad (2)$$

式中 T_{uk} 为单桩竖向抗拔极限承载力标准值； λ_i 为桩侧第 i 层土的抗拔系数； G_{pk} 为单桩自重标准值，地下水位以下应扣除浮力。故本工程静钻根植桩理论单桩竖向抗拔极限承载力标准值为： $T_{uk} = 3264kN$ ；单桩竖向抗拔承载力特征值计算值为 $R_t = T_{uk} / 2 = 1632kN$ ；根据本工程实际需要，单桩竖向抗拔承载力特征值均取 $400kN$ 。

(3) 桩型选择

结合竖向荷载传递的规律，静钻根植桩桩型设计通常在上部采用等截面的 PHC 桩，在下部采用变截面的竹节桩（PHDC），竹节桩的使用，增强了桩身与水泥土的握裹力，消弱了应力集中现象，使得桩身和桩端扩大部分形成总体，共同受力。

本工程静钻根植桩上节和中段采用先张法预应力管桩型号为 PHC-600AB（130）14、15、15；下节桩采用竹节桩，型号为 PHDC 650-500（100）AB-650/500-15 C80。

根据规程^[3]第 5.2.8 条，PHC、PHDC、PRHC 桩轴心受压时桩身抗压强度可按下列公式验算：

$$Q_c \leq 0.75Af_c \quad (3)$$

式中 Q_c 为相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向承载力设计值； A 为桩身横截面积； f_c 为桩身混凝土轴心抗压强度设计值。经过验算，桩身抗压强度满足设计要求。

2.3 静载试验

根据规范^[4]第 3.3.1 条的要求，施工前采用静载试验确定单桩竖向抗压承载力特征值。沉桩完成 28 天后，对该场地 4 枚设计试桩进行竖向抗压静载试验，加载方式采用慢速维持荷载法，要求最终加载值不小于 $7200kN$ ， $Q-s$ 曲线见图 1。检测结果为 4 枚设计试桩承载力均达到设计要求。因本工程部分桩为抗拔桩，施工前设计要求做两枚抗拔静载设计试桩，配桩桩长等同抗压设计试桩，要求最终加载值不小于 $900kN$ 。 $Q-s$ 曲线见图 2。检测结果为 2 枚抗拔设计试桩承载力均达到设计要求。说明本工程所取单桩抗压承载力特征值、单桩抗拔承载力特征值可靠。

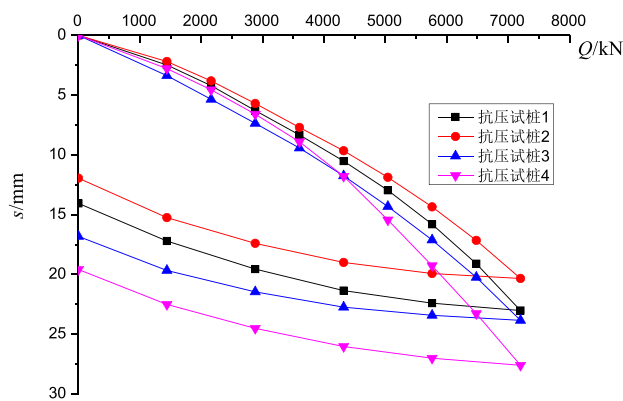


图 1 抗压试桩 $Q-s$ 曲线

从 $U-\delta$ 曲线分析可知，在达到理论极限承载力后，曲线均为缓变型，且部分变形为

桩身压缩变形。单桩竖向承载力特征值取 3550 kN，单桩竖向抗拔承载力特征值均取 400 kN 均具有一定的安全储备。

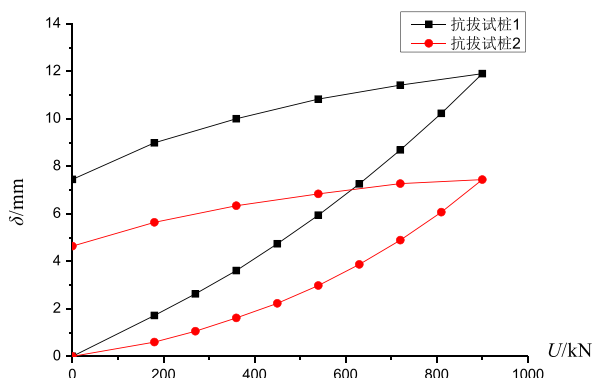


图 2 抗拔试桩 U - δ 曲线

2.4 桩基验收检测及沉降观测

根据规范^[4]第 3.3.5 条的要求，工程桩施工完成 28d 以后，采用单桩竖向抗压承载力静载试验进行验收检测，检测数量 4 枚。根据检测报告，单桩竖向抗压承载力均能达到设计要求。根据规范^[4]第 3.3.8 条的要求，工程桩施工完成 28d 以后，采用单桩竖向抗拔承载力静载试验进行验收检测，检测数量 2 枚。根据检测报告，单桩竖向抗拔承载力均能达到设计要求。根据规范^[4]第 3.3.4 条的要求，工程桩施工完成 28d 以后，采用低应变法对桩身完整性检测，三桩及三桩以下承台每个承台一根，其余承台检测数量不小于桩数的 20%。根据检测报告，所检桩均为 I 类桩。

在主体结构施工过程中，每次结构荷载加上后进行沉降观测，最后 4 次沉降观测详见表 2。

表 2 沉降观测表

观测点号	15 层荷载/mm		16 层荷载/mm		17 层荷载/mm		18 层荷载/mm	
	本次	累计	本次	累计	本次	累计	本次	累计
1	0	2	0	2	0	2	1	3
2	1	2	0	2	0	2	1	3
3	0	2	0	2	2	4	0	4
4	1	0	0	1	2	3	0	3
5	0	1	1	2	1	3	1	4
6	0	1	0	1	2	3	1	4
7	0	4	0	4	1	5	1	6
8	0	1	0	1	2	3	0	3
9	0	1	0	1	1	2	0	2
10	0	0	0	0	1	1	0	1

从沉降观测数据分析可知，总沉降量较小，最大累计沉降量为 6mm，小于静载试验

时的沉降量, 沉降均匀且逐步趋于稳定。抗压承载力静载试验是在工程完成后 28 天进行的, 此时水泥土的强度尚未达到 100%, 根据规范^[5]规定, 水泥土强度宜取 90 天龄期试块的立方体抗压强度, 因此在主体结构施工过程中, 随着桩周及桩端水泥土强度的提高, 桩的竖向抗压承载力有一定程度的提高, 桩的实际沉降量小于抗压承载力静载试验时的沉降, 也说明按照 28 天进行承载力试验, 桩的承载力取值有一定的安全储备。

3 静钻根植桩在桥梁中的应用

3.1 工程概况

上海 S26 公路东延伸 (G15-G1501) 新建工程位于上海市青浦区, 西起 G1501 上海绕城高速公路, 东至 G15 沈海高速公路, 为全程高架, 高架下为双向地面道路 (桥梁), 线路全长约 10.6km。在该工程的中新艾祈江桥进行了静钻根植桩的应用。土层情况见表 3。

表 3 各土层参数表

层号	地层名称	层厚/m	预制桩极限侧阻力标准值/ q_{sik} /kPa	预制桩极限端阻力标准值/ q_{pk} /kPa
2	粉质粘土	2.9	15	
3	淤泥质粉质粘土	2.5	15	
3t	砂质粉土	1.1	15	
4-1-1	淤泥质粉质粘土	5	20	
4-2	粉质粘土	9.6	60	
4-3	砂质粉土	4.7	70	
7-2	粉砂	12.13	105	
7-2t	粉质粘土夹粉土	13.4	75	
7-2	粉砂	10	105	6500

3.2 桩型选择

本工程桩端持力层均为 7-2 粉砂层, 理论极限抗压承载力为 11467kN。

自桩底到桩顶的配桩方式: PHDC800-600 (110) AB-15+PHC800 (110) AB-16+PHC800 (130) AB-16+PRHC800 (130) II-15, 桩长为 62m。根据规程^[6]规定钻孔直径比桩直径大 100~150mm, 本工程钻孔直径取 900mm, 扩底直径取 1350mm, 扩底高度取 3000mm。

3.3 静载试验

为了检验静钻根植桩的竖向抗压极限承载力, 进行单桩竖向抗压静载试验, 试验方式为锚桩法, 检测结果见图 3。

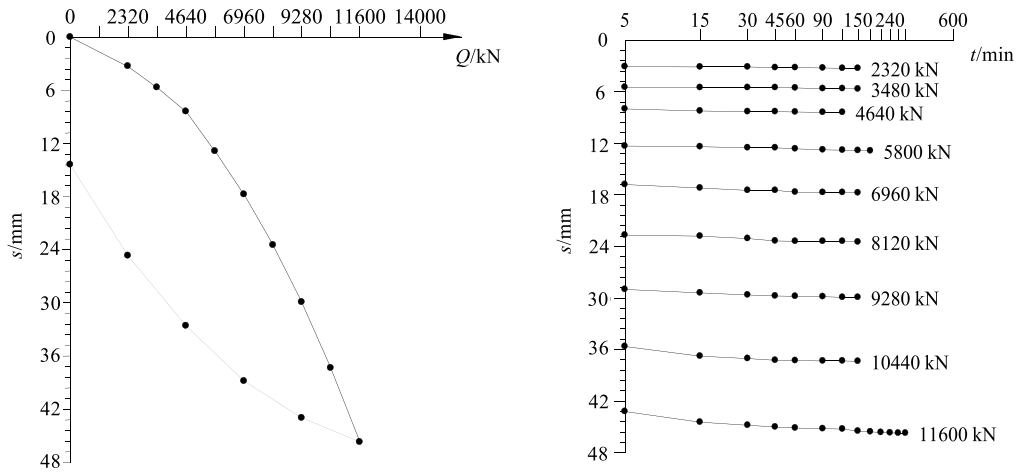


图3 抗压试桩 $Q-s$ 曲线和 $s-lgt$ 曲线

由上分析可知，桩的 $Q-s$ 曲线为缓变型，无明显转折点。加载到 11600kN 后，最终沉降量为 45.75mm，因此其竖向抗压极限承载力可取为 11600kN，满足设计要求。由于桩较长，桩顶沉降量部分为桩身弹性压缩变形，桩尚未达到极限状态，竖向抗压极限承载力取 11600kN 具有一定的安全储备。

水平静载试验为单向多循环水平静载试验， $H-t-Y_0$ 曲线及 $H-\Delta Y_0/\Delta H$ 曲线见图 4。

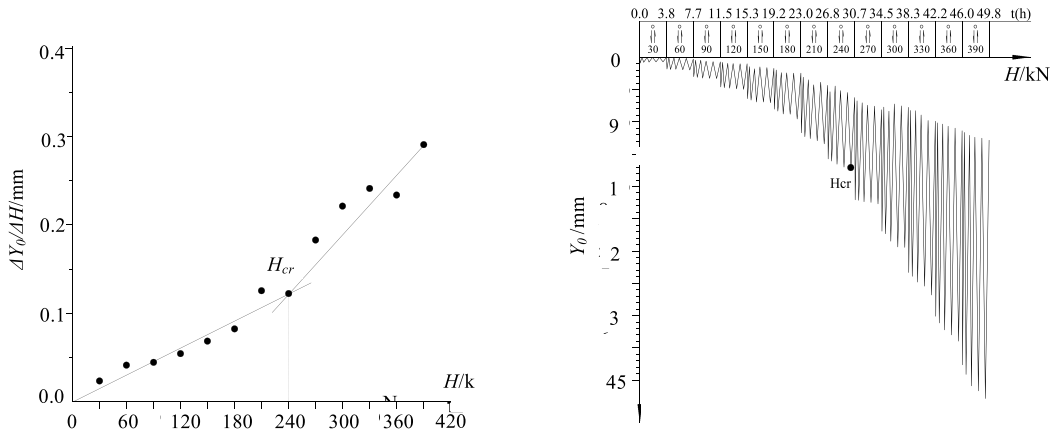


图4 $H-\Delta Y_0/\Delta H$ 曲线及单向多循环水平静载试验 $H-t-Y_0$ 曲线

由上述曲线可判定水平临界荷载 H_{cr} 为 240 kN，加载至 390kN 时，未见第二拐点，水平极限荷载大于 390kN。水平承载力满足设计要求。

4 静钻根植桩在特殊地质条件下中的应用

4.1 工程背景

浙江浙能温州电厂四期“上大压小”工程是在拆除一期2台135MW机组基础上，按“上大压小”方式建设2×660MW超超临界燃煤发电机组，同步实施脱硫、脱硝装置。本期一号机的汽机房、锅炉房位于拆除的一期主厂房场地上。

一期主厂房所采用的预制方桩较多，由于老桩过于密集，在老桩与老桩之间的间隙进行桩基础的施工，难度非常大。

采用打入桩方案，挤土效应非常复杂，会对正在使用的厂房有一定影响。在打入施工过程中碰到原有桩基础会造成桩偏位、折断等质量事故，施工质量无法保证，且桩在折断的瞬间，桩快速下沉，桩锤会跟着高速下落，存在一定的安全隐患。采用钻孔灌注桩碰到老桩需要重新定位避开老桩，则桩孔需要进行回填处理，在回填桩孔附近钻孔成孔难度大，钻杆会向旧桩孔倾斜，且存在塌孔的隐患，施工进度和质量无法保证。

根据本工程的实际情况结合根植桩的施工工艺，最终选择根植桩作为本工程的基础桩，采用根植桩碰上老桩可及时调整位置，比钻孔灌注桩具有更大的灵活性，将损失降到最低。

4.2 地质情况简介

根据该工程的《岩土工程勘察报告》，厂址区域各岩土层分布见表4。

表4 各土层参数表

层号	地层名称	层厚	预制桩极限侧阻力标准值	预制桩极限端阻力标准值
		m	q_{sik}/kPa	q_{pk}/kPa
1	粘土	0.5	60	-
2-1	淤泥	14.8	14	-
2-2	淤泥	12.9	18	-
3-1	淤泥质粉质粘土	1.6	22	-
3-2	粉细砂	2.8	40	-
3-3	粉质粘土	8.3	30	-
4-1	粉土	2.6	40	2500
4-2	粉质粘土	1.3	40	-
4-3	粉土	2.5	40	-
5-1	砾(卵)石	2.4	200	10000
6-1	粉质粘土	3.4	50	-
6-2	粉质粘土	3.6	60	3000
6-3	粉土	3.1	40	-
7	砾(卵)石	5	200	11500

4.3 设计情况简介

(1) 桩型选择

本工程主厂房、锅炉房、烟囱和集控楼的上部结构荷载大，主要采用 800mm 直径根植桩，桩基持力层为(7)层砾(卵)石，单桩承载力特征值为 5500KN，桩长 55 米~60 米。其他部位采用 600mm 直径根植桩，总桩数为 1802 根。

例如 58 米桩长，自桩底到桩顶的配桩方式：PHDC800-600(130)AB-15+PHC800(130)AB-15，13+PRHC800(130)I-15。钻孔直径比桩直径大 100~150mm，本工程钻孔直径取 900mm。

(2) 桩端扩底部位设计

本工程桩端持力层为砾(卵)石，采用扩底工艺，能够有效提高桩端承载力。钻机钻头部位有可扩展的翼缘，该翼缘在液压系统的控制下可进行扩大，通过钻机钻杆的旋转及移动，形成桩端扩底部位。

根据规程^[3]规定扩底直径不大于钻孔直径的 1.5 倍，扩底高度不小于钻孔直径的 3 倍。以直径为 800mm 桩为例，本工程扩底直径要求不小于 1.2 倍的钻孔直径即 1080mm，扩底高度不小于 2700mm。

4.4 碰到老桩等障碍的处理措施

本项目由于存在地下老桩，常规的钻孔灌注桩和管桩无法顺利施工，采用静钻根植桩则能有效解决。具体处理措施如下：

(1) 桩机就正式施工前，首先由钻机在桩位处向下试钻，并注意观察钻机的状态。如距离地表较浅处发现桩位处存在老桩，则确认偏移方向及偏移距离后，在新的桩位处施工。

(2) 在钻孔至接近方桩桩底深度时碰到方桩，可充分发挥施工设备优势，利用钻机强大的扭矩继续钻进。依靠钻头反复不停的摩擦，破碎局部桩身混凝土，在不改变钻孔位置并且不影响钻孔垂直度的同时完成钻孔过程。

若钻孔过程不能完全磨碎方桩混凝土，会造成钻头部位向方桩相反方向轻微倾斜，钻孔垂直度发生偏差，在这种情况下，通过修孔过程对钻孔垂直度进行调整，使其满足要求。当实际钻孔直径略大于设计钻孔直径时，根据实际钻孔直径计算注浆量，通过增加注浆量的方法对增大部分的孔体进行处理。

在这种情况下，桩位可能有微量偏差，桩基础承载力及桩身完整性能够满足要求。

(3) 当钻孔深度达到方桩桩身中部位置时碰到方桩，导致不能继续钻进，可发挥静钻根植的施工工艺特点，在此处拔出钻杆，同时在钻孔中注入水泥浆埋孔。待此钻孔的水泥土达到该区域原状土强度后，按照偏移方向和偏移距离重新钻孔。

本工程共计 350 根桩在不同深度碰到老桩，根据碰到老桩位置的不同采取相应的处理方案，实践证明通过上述的技术措施，处理方便高效，将处理成本降到最低，达到预期效果。

4.5 竖向抗压静载试验

竖向抗压静载试验按规程^[4]进行，本次竖向抗压静载试验采用井字架堆载混凝土块的反力作为荷载。试验静载结果见表 5。从结果来看，在极限荷载为 11000kN 时桩顶累计沉降量为 25.07mm，完全卸载后桩顶沉降量回弹 6.82mm，残余沉降量为 18.25mm。

可见在最大加载条件下，桩顶部分变形是弹性变形，桩尚未达到极限状态。

表5 桩基静载试验荷载与沉降数据表

荷重/kN			桩顶沉降量/mm		
加载	卸荷	累计	本次沉降	本次回弹	累计沉降
0		0	0		0
2200		2200	1.55		1.55
1100		3300	0.91		2.46
1100		4400	1.60		4.06
1100		5500	2.13		6.19
1100		6600	2.65		8.84
1100		7700	2.78		11.62
1100		8800	3.70		15.32
1100		9900	4.04		19.36
1100		11000	5.71		25.07
	2200	8800		0.61	24.46
	2200	6600		0.90	23.56
	2200	4400		1.27	22.29
	2200	2200		1.71	20.58
	2200	0		2.33	18.25

4.6 沉降观测情况

静钻根植桩基础验收后，在上部荷载逐步加载过程中，对主要的建（构）筑物进行了沉降观测。现以烟囱部位做简要说明，烟囱在施工到9米高度开始进行沉降观测，共设置4个观测点均匀布置在烟囱底部的周围。至烟囱封顶共进行了8次沉降观测，详细情况见表6。

表6 烟囱沉降观测表

次数	建筑物高度/m	沉降情况	观测点编号			
			YC1/mm	YC2/mm	YC3/mm	YC4/mm
1	9	本次	0	0	0	0
		累计	0	0	0	0
2	15	本次	0.09	0.18	0.99	0.73
		累计	0.09	0.18	0.99	0.73
3	50	本次	0.77	0.75	0.84	0.71
		累计	0.86	0.93	1.83	1.44
4	79.5	本次	5.9	6.06	6.37	6.7
		累计	6.76	6.99	8.2	8.14

续表 6

次数	建筑物高度/m	沉降情况	观测点编号			
			YC1/mm	YC2/mm	YC3/mm	YC4/mm
6	210	本次	1.37	1.4	1.31	1.35
		累计	13.67	14.1	14.81	15.05
7	225	本次	0.73	0.95	0.31	0.69
		累计	14.4	15.05	15.12	15.74
8	235	本次	0.38	0.36	0.16	0
		累计	14.78	15.41	15.28	15.74

从上表数据分析可知, 4个观测点的沉降数值比较接近, 且在全部荷载加载完成后, 沉降数值趋近稳定, 总沉降量较小。

5 结论

(1) 静钻根植桩通过桩端扩底和全桩长注浆, 大幅度提高了桩端、桩侧阻力, 发挥了预制桩高强度的特点, 充分发挥桩基础承载能力。

(2) 静钻根植桩在高层建筑、桥梁等对桩基础抗压、抗拔、抗水平承载力要求较高的工程及在有老桩等地下障碍的复杂地质区域中具有良好的适用性。

(3) 静钻根植桩质量可靠度高, 采用该桩基础类型的建(构)筑物的累计沉降量和差异沉降量均较小。

(4) 静钻根植桩与灌注桩相比, 由于其施工的高效性及质量的全过程可控性, 具有广阔的应用前景。

参考文献:

- [1] 李纪胜, 谢华杰. 静钻根植桩在东城国贸中心的成功应用[J]. 建筑工程技术与设计, 2014, 1:74-77.
- [2] 方伟定, 龚健等. 静钻根植桩的设计、施工与试验研究[J]. 武汉大学学报(工学版), 2013, 46(增刊): 205-209.
- [3] Q/NZD002-2011 静钻根植桩基础技术规程[S], 杭州: 浙江省住房和城乡建设厅, 2011.
- [4] JGJ106-2003《建筑基桩检测技术规范》[S], 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [5] JGJ79-2012《建筑地基处理技术规范》[S], 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [6] DBJ/CT179-2013《静钻根植桩应用技术规程》[S], 上海: 上海市建筑建材市场管理总站, 2013.

竹节桩复合地基在软土地区中的应用探讨

严天龙^{1,2}, 陈洪雨^{1,2}, 张日红^{1,2}

(1. 中淳高科桩业股份有限公司, 浙江 宁波 315000;
2. 建材行业混凝土预制桩工程技术中心, 浙江 宁波 315000)

摘要: 为了探讨竹节桩复合地基在软土地区中的承载性能, 分别采用锤击法、静压法进行桩周灌填散体颗粒竹节桩复合地基施工, 通过静载试验与未填散体材料竹节桩、管桩进行了对比。通过一组采用锤击法施工、桩周末填充散体颗粒材料的竹节桩与管桩的静载试验, 验证竹节桩在软土地区采用锤击施工的可行性, 并对竹节桩与管桩的抗压承载性能进行对比分析; 通过两组桩周灌填碎石、采用锤击法施工的竹节桩以及锤击法施工管桩的静载试验, 对竹节桩桩周灌填散体材料的充盈系数及竹节桩复合地基和管桩的竖向承载性能进行对比分析; 通过一组分别采用锤击法和静压法施工的桩周灌填碎石的竹节桩静载试验, 对两种施工方法下灌填散体材料的充盈系数及竹节桩竖向承载力进行对比分析。试验结果表明, 软土地基中采用锤击法进行竹节桩的施工是可行的, 且竹节桩竖向承载力略高于同直径管桩; 在软土地基中, 在竹节桩桩周灌填散体材料能够大幅度提高桩基承载力; 锤击施工散体材料的充盈系数约为 1.25-1.83, 且随竹节桩竹节和桩身直径的增大, 充盈系数有增大的趋势, 而静压成桩散体材料的充盈系数约为 1.13-1.19, 采用锤击法施工时竹节桩复合地基的承载性能较好。

关键词: 复合地基; 竹节桩; 锤击静压施工; 散体材料; 抗压承载性能; 散体材料充盈系数

1 前言

在我国东南部沿海地区, 地质条件较差, 具有深厚淤泥质软粘土层, 其含水量较大, 透水性差, 抗剪强度低且压缩性高, 工程特性较差。在一些工业与民用建筑、道路、堆场、机场等工程中由于荷载较大, 沉降控制要求高, 天然地基不能满足设计要求, 常采用较小直径(边长)的预制桩对地基进行加固处理。此方法依靠预制桩对地基土的挤密和桩材自身的强度提高地基承载能力, 具有施工速度快, 施工设备简单的优点; 但由于软土地区地基土的性质较差, 小规格预制桩的桩身直径较小, 桩侧摩阻力较小, 而预制桩桩身混凝土强度较高, 使得桩身混凝土强度不能得到充分发挥, 造成了资源的浪费。

竹节桩复合地基是利用竹节桩的突起部分, 在锤击或静压施工过程中在桩孔孔口连续填入碎石、砂、采石场尾矿等颗粒散体材料, 在锤击或静压过程中随竹节桩桩身一同打入土中, 用砂、石置换桩身周边土体, 构成由竹节桩、砂石、土体共同受力的复合地基。为保证桩孔孔口周边大颗粒材料不进入桩孔及散体材料的均匀灌填, 在孔口设置钢制锥形漏斗, 并采用带散体材料计量的简易皮带输送机进行散体材料的输送。由于桩周砂石置换了淤泥质粘土, 起到排水通道的作用, 加速了地基土的固结。竹节桩桩身强度和刚度较大, 可以全桩长发挥桩的侧摩阻力, 将荷载传递给较深土层, 大幅度提高地基承载力, 减小沉降^[1]。

收稿日期: 2015年5月

竹节桩复合地基是集排水固结法、换填法、振动挤密法、预制桩等于一身的复合地基，有效地提高了地基承载力，减小地基沉降，并能够加速地基土固结，发挥桩间土的承载效应，使得竹节桩桩身混凝土强度得到充分发挥。可采用采石场尾矿废料颗粒散体作为填充材料，降低工程造价，利废环保，具有良好的经济效益和社会效益。

随着我国城市化的发展，高速公路、机场建设等项目逐渐增多，加之土地资源紧缺，围海造地的滨海工业新城异军突起，覆盖深厚淤泥质粘土层的地基处理项目越来越多。竹节桩复合地基的工艺特点、低廉的造价和利废环保使该地基处理方法具有广阔的发展前景。本文结合在宁波、温州实际工程项目竹节桩复合地基现场静载试验数据及施工过程情况分析，探讨竹节桩复合地基抗压承载性能及在软土地基中工程应用。

2 竹节桩及管桩荷载传递机理分析

竹节桩桩身节点的存在使其在受到竖向荷载时的荷载传递机理与传统管桩有所不同，而在深厚软土地区桩基主要作为摩擦桩使用，管桩、竹节桩以及桩周灌填碎石和砂土等散体材料竹节桩单元荷载传递过程如图1所示。从图1中可以看到，管桩在上部荷载作用下桩周土体对其产生向上的侧摩阻力；竹节桩竹节处直径大于桩身直径，其形式与挤扩支盘桩中支盘类似^[2-4]，文献[2]中指出支盘具有端承性质，能够显著提高桩基承载力，因此竹节桩桩身节点也很可能能够提高桩基的承载性能；在竹节桩施工过程中通过竹节突出部分将碎石、砂土等散体材料压入土体中，成型后桩基形式如图1(c)所示，碎石、砂土层孔隙比较大，渗透性能好，能够作为排水通道使用减少竹节桩打入土体后桩周土体受扰动后重新固结的时间，同时也能减小打桩过程中的挤土效应，减少对周边设施的不利影响；碎石、砂土通过桩身节点打入到土体中，竹节桩桩侧摩阻力很可能由竹节桩—碎石、砂土层界面所提供，考虑到深厚软土地区淤泥质粘土、软粘土等土体工程性质较差，所能提供的桩侧摩阻力也较小，在竹节桩桩侧灌填砂土、碎石能够提高桩侧摩阻力。

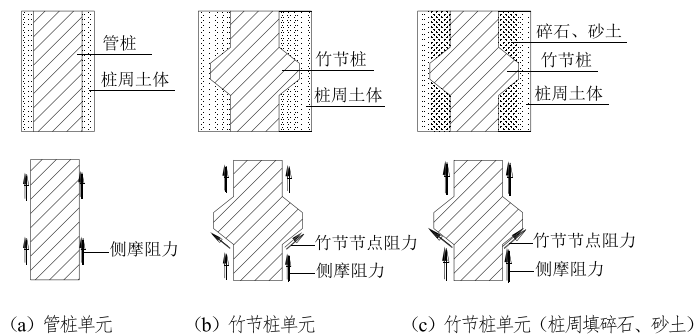


图1 管桩及竹节桩单元荷载传递过程示意图

3 无灌填颗粒散体材料预制桩抗压承载性能对比分析

3.1 锤击施工竹节桩与管桩抗压静载试验

(1) 试验概况

该静载试验基于鄞州滨海工业园区某工业厂房钢筋车间地坪地基处理工程。该工程位于鄞州经济开发区，场地为鄞州区滨海一期围海造地，塘渣回填平整，勘察资料显示厂区地质条件较差，淤泥质软土层厚度达 16.8 m，主厂房及附属构筑物采用桩基础。

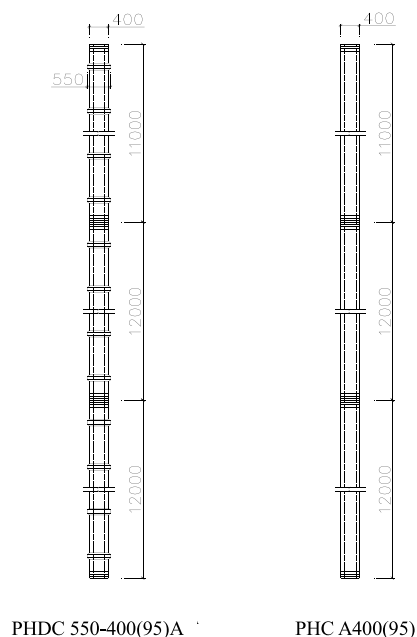


图 2 配桩示意图 (单位: mm)

表 1 试验场地土体性质

土层	土名	土层厚度 H /m	管桩	
			q_{sa} /kPa	q_{pa} /kPa
① ₁	素填土	1.3		
① ₂	粉质粘土	1.7	10	
② ₁	淤泥质粘土	10.9	6	
② ₂	淤泥质粘土	5.4	9	
⑤ ₁	粉质粘土	7.6	23	750
⑤ ₂	粉质粘土	2.9	22	700
⑤ ₄	粉土	10.9	35	2000

初步设计时，拟选择 PCA 400 (95) 预制桩作为钢筋车间地坪基础形式。当时，笔者所在单位与浙江大学正在开发静钻根植先张法预应力混凝土竹节桩，为验证竹节桩采用锤

击施工的可行性及锤击沉桩竹节桩与管桩的承载性能,在场地内设置了6根试桩,其中3根PHDC550-400(95)A竹节桩(桩身直径为400mm,竹节处直径为550mm,桩身壁厚95mm,下同),3根PHCA400(95)管桩(桩身直径为400mm,壁厚95mm)。桩长均为35m,配桩形式从下至上12m+12m+11m,配桩形式如图2所示。试验场地工程地质条件如表1所示,桩顶标高相对于①₁层+1.000m,试桩持力层均为⑤₄层粉土层,桩端进入持力层4.2m。

(2) 单桩静载试验及数据分析

单桩竖向抗压静载试验执行标准为中华人民共和国行业标准建筑基桩检测技术规范(JGJ106-2003)^[5],工程试桩均采用堆载法,采用千斤顶反力加载和百分表测读桩顶沉降的试验方法,采用慢速荷载维持法进行分级加载。结合建筑基桩检测技术规范,试桩桩顶位移超过40mm后,停止试验。桩型、配桩、施工方法、静载试验结果见表2。

表2 静载试验结果

编号	规格	桩长/m	配桩	施工方法	填充材料	静载试验结果/kN	
						平均值	
BH-DP-01A						2400	
BH-DP-01B	PHDC 550-400(95)A	35	11+12+12	锤击	无	2450	2417
BH-DP-01C						2400	
BH-DP-02A						2000	
BH-DP-02B	PHC A400(95)	35	11+12+12	锤击	无	2100	2067
BH-DP-02B						2100	

由于本次试验用于验证竹节桩采用锤击施工的可行性及锤击沉桩竹节桩与管桩的承载性能,仅收集到了试验桩型的极限承载力值。从试验过程及静载结果来看,二种桩型桩身均未破坏,各级沉降基本稳定、连续、无突变,采用锤击施工竹节桩可行。根据《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)^[6]式(5.3.5) $Q_{uk} = u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p$ 及试验场地土体性质(表1),推算上述二种桩型的极限承载力:PHDC 550-400(95)A为1924kN,PHCA400(95)为1886kN,竖向极限承载力实测值与理论推算之比值分别为:1.26和1.10,即实测竖向承载力极限值是理论计算值的126%和110%。竹节桩的竖向承载力高于管桩的竖向承载力,很可能是因为竹节桩竹节部分直径大于桩身直径,对土体的挤压效果明显,且竹节桩在进入⑤₁、⑤₂粉质粘土质较好的土层,土体固结后,竹节的突起支撑作用,与挤扩支盘桩中桩身扩径部分作用类似,增加了桩身竖向承载力。本次试验中竹节桩桩长35m,相邻竹节间距为1m,进入土层的竹节34个,综合考虑竹节突起对土体的挤压和支撑作用,平均每个竹节增加的承载力为10.3kN。

根据2012浙G37及10G409图集^[7-8]给出的桩身竖向承载力设计值公式 $R = \psi_c f_{ck} A$ 计算桩身的承载力设计值为2288kN,换算为极限承载力标准值为3390kN,竹节桩在软土地区桩身材料强度的利用仅为56.8%,桩身混凝土强度未能得到充分发挥,造成资源的浪费。

通过施工过程中收集的资料和静载试验结果显示：在软土地区竹节桩采用锤击施工可行；由于竹节的挤土和支撑作用，竹节桩竖向承载力比同直径管桩高；然而，从上述分析中可以发现，虽然竹节桩承载力相比同直径管桩有所提高，但是提高程度不大，竹节桩桩身材料强度也未得到充分发挥。

4 灌填颗粒散体材料预制桩抗压承载性能对比分析

4.1 竹节桩与管桩锤击法沉桩抗压静载试验

(1) 试验概况

为进一步研究竹节桩在软土地区的竖向承载性能，在温州龙湾区相邻两个工业厂房地坪地基处理工程中采用锤击竹节桩在桩孔孔口连续填入碎石散体材料。勘察资料显示厂区地质条件较差，淤泥质软土层厚度达 15 m，主厂房及附属构筑物采用桩基础。

项目 A 在场地内设置了 5 根试桩，其中 3 根 PHDC550-400(95) AB 竹节桩，1 根 PHC AB 600(110) 管桩，1 根 PHC AB 550(100) 管桩。桩长均为 48 m，配桩形式从下至上 12 m+12 m+12 m+12 m，配桩形式如图 3 所示。试验场地工程地质条件如表 3 所示，桩顶标高相对于 1 层+0.000 m，试桩持力层均为 5₁ 层粉质粘土层，桩端进入持力层 4.5 m。

表 3 项目 A 试验场地土体性质

土层	土名	土层厚度 H/m	管桩	
			q_{sa}/kPa	q_{pa}/kPa
1	冲填土	2	6	
2 ₁	含细砂淤泥	9.9	7	
2 ₂	淤泥	14.1	6	
3 ₂	粉质粘土	5.8	16	
4 ₁	粉质粘土	11.7	15	800
4 ₂	粉质粘土	0	20	500
5 ₁	粉质粘土	12.8	24	750

表 4 项目 B 试验场地土体性质

土层	土名	土层厚度 H/m	管桩	
			q_{sa}/kPa	q_{pa}/kPa
1	粘土	1.9	16	
2 ₁	含砂淤泥	8.7	7	
2 ₂	淤泥	15.1	6.5	
3 ₁	淤泥质	2.9	8.5	
	粉质粘土			
4 ₁	粘土	2	20	800

项目 B 在场地内设置了 3 根试桩，其中 2 根 PHDC650-500(100) AB 竹节桩，1 根

PHC AB 700 (110) 管桩。2 根竹节桩桩长分别为 45 m 和 56 m, 管桩桩长为 56 m, 配桩形式如图 4 所示。试验场地工程地质条件如表 4 所示, 桩顶标高相对于 1 层+0.000 m, 试桩持力层均为 5₂ 层粉质粘土层, 桩端进入持力层 3.2 m, 在沉桩过程中, LW-KD-01B (见表 6) 桩沉桩至 45m 时, 桩头破损, 停止沉桩。竹节桩锤击过程中桩周灌填砂石过程如图 5 所示。

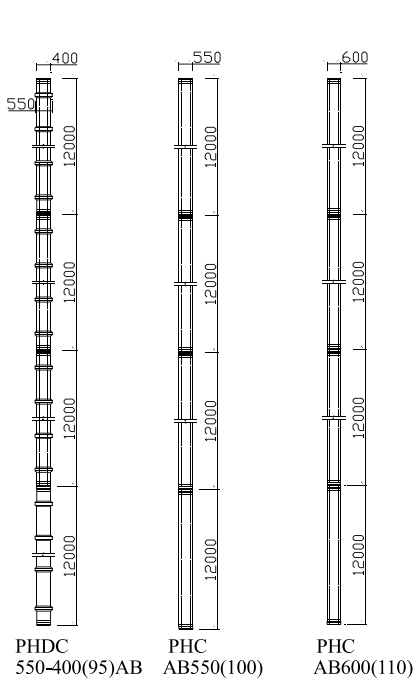


图 3 项目 A 试桩配桩示意图 (单位: mm)

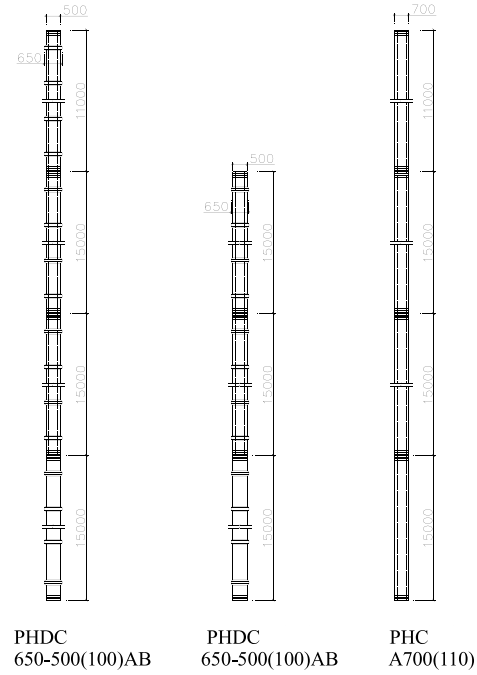


图 4 项目 B 试桩配桩示意图 (单位: mm)



(a) 锤击法施工过程



(b) 桩周灌填砂石

图 5 竹节桩复合地基施工现场

(2) 锤击沉桩单桩静载试验及数据分析

项目 A、项目 B 均采用锤击法施工, 桩周灌填碎石散体材料, 平均充盈系数 (充盈系

数：灌填散体材料体积与竹节桩节间扣除桩身体积的比值）分别为 1.72、1.79。试桩静载试验均参照中华人民共和国行业标准建筑基桩检测技术规范（JGJ106-2003）^[5]，工程试桩均采用堆载法，采用千斤顶反力加载和百分表测读桩顶沉降的试验方法，采用慢速荷载维持法进行分级加载。桩型、配桩、施工方法、静载试验结果见表 5、表 6。

表 5 项目 A 静载试验结果

编号	规格	桩长/m	配桩	施工方法	锤击数	填充材料	充盈系数	静载试验结果/kN	
								平均值	
LW-XL-01A	PHDC 550-400(95)AB	48	12+12+12+12	锤击	783	碎石	1.62	2800	
LW-XL-01B					1115		1.72	2450	2917
LW-XL-01C					810		1.81	3500	
LW-XL-02	PHC AB 550(100)				586		/	2850	2850
LW-XL-03	PHC AB 600(110)				725		/	3250	3250

表 6 项目 B 静载试验结果

编号	规格	桩长/m	配桩/m	施工方法	锤击数	填充材料	充盈系数	静载试验结果/kN	
LW-KD-01A	PHDC 650-500(100)AB	56	15+15+15+11	锤击	932	碎石	1.83	4800	
LW-KD-01B		45	15+15+15		1790		1.75	3600	
LW-KD-02	PHC AB 700(110)	56	15+15+15+11		896		/		4400

从施工过程及静载结果来看，四种桩型桩身均未破坏，各级沉降基本稳定、连续、无突变。根据《建筑桩基技术规范》（JGJ94-2008）^[6]式 $Q_{uk} = u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p$ （5.3.5）及试验场地土体性质（表 3、表 4），推算上述四种桩型的极限承载力，项目 A：PHDC 550-400（95）AB 为 1 792 kN，PHC AB550（100）为 2 488 kN，PHC AB600（110）为 2 738 kN，竖向极限承载力实测值与理论推算之比值分别为：1.63、1.15、1.19，竖向承载力极限值实测值是理论计算值 163%、115%及 119%。

项目 B 试桩荷载位移曲线如图 6 所示。从图 6 中可以看出，当桩顶荷载水平较小时，试桩桩顶位移都随着桩顶荷载的增加而增大，且增长幅度较小；随着桩顶荷载的增加，试桩桩顶位移增加量都逐渐变大，且 45 m 竹节桩和 56 m 管桩都出现了桩端刺入破坏，结合建筑桩基技术规范，45 m 竹节桩抗压极限承载力为 3 600 kN，56 m 管桩抗压极限承载力为 4 400 kN；56 m 竹节桩在加载到 4 800kN 时桩顶位移为 23.68 mm，由于试验荷载已达到设计要求，没有再进行加载，即 56 m 竹节桩抗压极限承载力为 4800 kN。PHDC 650-500（100）AB 为 2 258 kN，PHC AB 700（110）为 3 209 kN。竖向极限承载力实测值与理论推算之比值分别为：2.13、1.37。

通过 2 个项目 5 个桩型锤击施工对比，填灌散体材料竹节桩的竖向承载力增幅远远高于管桩的增幅，主要是竹节桩竹节部分直径大于桩身直径，对土体的振动挤压效果明显，另一个原因，在桩身周围随沉桩的振动以及碎石的灌入，桩周软土受扰动后随着超孔隙水压力的消散开始重新固结，桩周碎石层孔隙比较大可以作为透水层，能够加速桩周土体的

固结,使桩周土体性质得到改善提高了桩侧摩阻力,竹节桩在进入⑤₁、⑤₂粉质粘土质较好的土层,土体固结后,竹节的突起支撑作用,增加桩身竖向承载力。项目A、项目B试验,竹节桩桩长分别48m、56m,竹节间距均为1m,进入土层的竹节48个和56个,综合考虑竹节突起对土体的振动挤压、支撑作用,其竖向承载力达到甚至超过同竹节直至的管桩。

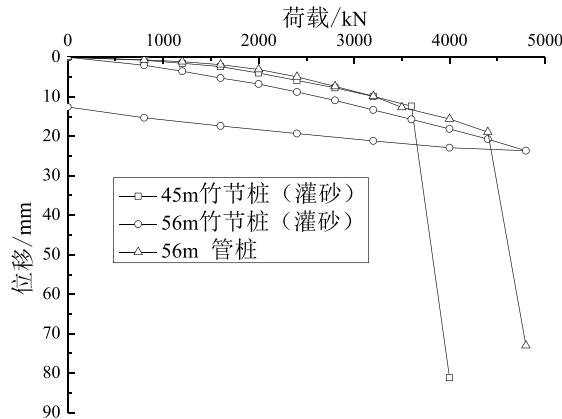


图6 试桩荷载位移曲线

通过施工过程中收集的资料和静载试验结果显示:同样为锤击沉桩,未填散体材料的竹节桩竖向承载力实测值与理论计算值比值为1.26,填充散体材料的竹节桩竖向承载力实测值与理论计算值比值为1.65左右,填充散体材料竹节桩竖向承载力比未填散体材料竹节桩承载力高;管桩竖向承载力实测值与理论计算值比值为1.1~1.2,远小于灌填散体材料的竹节桩,表明竹节桩在采用锤击法施工,并在桩周灌填碎石等散体材料,能够有效改善预制桩承载力,说明竹节桩复合地基比预制管桩承载性能要好。

4.2 锤击与静压沉桩抗压静载试验

(1) 试验概况

为验证竹节桩复合地基在锤击、静压不同施工工艺下竖向承载性能,在宁波北仑某汽车工业项目中采用锤击和静压2种施工工艺在竹节桩沉桩过程中灌填碎石。在场地内设置了6根试桩,其中4根PHDC450-300(70)AB竹节桩采用静压施工,2根PHDC AB 450-300(70)AB竹节桩采用锤击法施工。桩长均为27m,配桩形式从下至上10m+10m+7m。试验场地工程地质条件如表7所示,桩顶标高相对于1层+0.000m,试桩持力层均为5-4层粉土层,桩端进入持力层3.2m。

(2) 锤击沉桩、单桩静载试验及数据分析

采用锤击法施工,灌填碎石散体材料,充盈系数为1.25-1.35,平均充盈系数为1.30采用静压施工,灌填碎石散体材料,充盈系数为1.13-1.19,平均充盈系数为1.16。施工结束后按中华人民共和国行业标准建筑基桩检测技术规范(JGJ106-2003),工程试桩均采用堆载法,采用千斤顶反力加载和百分表测读桩顶沉降的试验方法,采用慢速荷载维持法进行分级加载。桩型、配桩、施工方法、静载试验结果见表8。

表7 试验场地土体性质

土层	土名	土层厚度 H/m	管桩	
			q_{sa}/kPa	q_{pa}/kPa
①-1	素填土	1.1		
①-2	粉质粘土	1.4	11	
②-1	淤泥质粘土	8.7	5	
②-2	淤泥质粘土	7.0	10	
⑤-1	粉质粘土	5.6	22	700
⑤-4	粉土	14.1	37	1900

表8 静载试验结果

编号	规格	桩长/m	配桩/m	施工方法	锤击数	填充材料	充盈系数	静载试验结果/kN	
								1000	平均值
JL-CJ-01A					/		1.19	1000	
JL-CJ-01B	PHDC 450-300(70)A	27	10+10+7	静压	/	碎石	1.13	1050	1075
JL-CJ-01C					/		1.16	1000	
JL-CJ-01D					/		1.17	1250	
JL-JY-02A					1250		1.35	1350	
JL-JY-02B	PHDC 450-300(70)A	27	10+10+7	锤击	980	碎石	1.25	1300	1325

从施工过程及静载结果来看,二种桩型桩身均未破坏,各级沉降基本稳定、连续、无突变。根据《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)式(5.3.5) $Q_{uk} = u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p$ 及试验场地土体性质(表7),推算上述四种桩型的极限承载力,PHDC450-300(70)为908 kN。竖向极限承载力实测值与理论推算之比值分别为:1.18、1.46。静载试验结果满足预期的效果。通过采用锤击和静压施工对比,锤击时进入桩孔的碎石散体材料比静压多,充盈系数锤击施工是静压施工的1.24倍。通过静载试验,竹节桩复合地基采用锤击施工单桩竖向承载力比静压高,主要原因是采用锤击施工,竹节桩竹节对土体的振动挤压比静压施工效果好。静压施工时,在漏斗口出现散体颗粒材料上表面水平倾斜,而锤击沉桩时,漏斗口散体颗粒材料的水平面基本一致,表明锤击施工的振动对碎石散体材料的分散效果明显。

通过施工过程收集的资料和静载试验结果显示:竹节桩复合地基采用锤击施工比静压施工散体颗粒材料的充盈系数高,且竖向承载力锤击施工比静压高;结合温州工地的数据,随竹节桩竹节和桩身直径的增大,散体颗粒材料的充盈系数有增大的趋势。

5 结论

本文通过一系列竹节桩复合地基施工和静载对比试验,可得到如下结论:

(1) 在软土地基中竹节桩采用锤击施工可行;由于竹节的挤土和支撑作用,竹节桩竖向承载性能优于同直径管桩。

(2) 锤击沉桩的竹节桩复合地基在灌填碎石等散体材料在锤击振动挤压下,能有效改善深厚淤泥层中预制桩承载性能,与无灌填散体颗粒材料锤击施工相比竹节突起对土体的挤压和支撑增加效果更明显,竹节桩复合地基比等截面预制管桩承载性能好。

(3) 随竹节桩竹节和桩身直径的增大,散体颗粒材料的充盈系数有增大的趋势。

(4) 应进一步对竹节桩复合地基深入试验研究,分析竹节桩复合地基的竹节桩竹节对土体的振动挤压效果,总结竹节桩复合地基竖向承载力的经验公式,推广应用竹节桩复合地基在软土地区的应用。

参考文献:

- [1] 龚晓南. 地基处理手册(第三版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [2] 巨玉文, 梁仁旺, 白晓红, 等. 挤扩支盘桩承载变形特性的试验研究及承载力计算[J]. 工程力学, 2003, 20(6): 34-38.
- [3] 巨玉文, 梁仁旺, 赵明伟, 等. 竖向荷载作用下挤扩支盘桩的试验研究及设计分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(2): 309-314.
- [4] 高笑娟. 挤扩支盘桩承载性状试验和数值模拟分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2007.
- [5] 中国建筑科学研究院. JGJ106-2003. 建筑桩基检测技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [6] 中国建筑科学研究院. JGJ94-2008. 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [7] 浙江省标准设计站. 2012 浙 G37. 静钻根植先张法预应力混凝土竹节桩[S]. 杭州: 浙江工商大学出版社, 2012.
- [8] 中国建筑标准设计研究院. 10G409. 建筑设计标准图集预应力混凝土管桩[S]. 北京: 中国计划出版社, 2010.

桩周水泥土对静钻根植桩低应变检测影响研究

吴磊磊^{1,2}, 王奎华³, 陈洪雨^{1,2}, 李伟^{1,2}

(1. 中淳高科桩业股份有限公司 宁波 315000; 2. 建材行业混凝土预制桩工程技术中心 宁波 315000;
3. 浙江大学土木工程测试中心 杭州 310000)

摘要: 静钻根植桩成桩后植入的预制桩桩周由一层水泥土包裹, 改变了桩土接触关系。当在桩顶施加激振力时, 能量由桩身经桩周水泥土向地基土中消散。由于受施工过程对水泥土均匀性的影响, 在浅部局部存在比其它部位水泥土及桩周土强度高水泥土时, 会造成桩周土波阻抗发生突变, 在低应变检测曲线上会表现出先扩后缩的现象, 在无相关检测经验时易对桩身完整性判断造成影响, 甚至带来误判。通过模型桩试验和实际工程桩检测及开挖验证等方式, 验证了桩周水泥土强度变化及不均匀性对静钻根植桩低应变检测的影响。静钻根植桩低应变曲线形态上存在先反相反射后同相反射或低频振荡现象时, 均为桩周水泥土造成, 桩身完整性可判为完整。对于存在缺陷的桩, 静钻根植桩工艺不影响低应变判断结果。在静钻根植桩工程检测中应考虑工艺因素的影响, 对低应变数据进行合理分析判断。

关键词: 静钻根植桩; 桩周水泥土; 低应变检测

1 前言

静钻根植桩的核心受力构件为组合使用的预制桩, 包括静钻根植先张法预应力混凝土竹节桩 (PHDC 桩)、复合配筋先张法预应力混凝土管桩 (PRHC 桩)、先张法预应力高强混凝土管桩 (PHC 桩), 施工时先预钻孔并在桩端、桩周注浆, 再植入组合桩, 对桩身无损伤, 且桩与桩的连接采用预埋孔工艺进行预拼接, 保证了桩接头的质量, 桩身完整性得到了良好的控制。

低应变反射波法检测桩身完整性已应用多年, 国内外许多专家对基桩完整性检测技术做了大量研究, 并取得较为成熟的技术经验。在实际工程桩测试中, 根据测得的反射曲线信号, 利用反射波能量初至, 相位和频率特征, 来判别桩身质量。目前在检测中, 会遇到各种复杂情况, 如果仅仅从曲线形态上判断, 有时难以判别桩身缺陷, 如挤扩支盘桩、水泥土复合管桩在检测时受桩径变化, 水泥土影响等, 容易对缺陷造成误判现象, 因此应结合不同桩型的施工工艺和地质条件综合分析判断。对于桩身不同类型的缺陷, 低应变测试信号中主要反映出桩身阻抗减小的信息, 缺陷性质往往较难区分。对缺陷类型及产生的原因进行判定, 应结合地质、施工情况综合分析, 或采取其它辅助方法综合判定。

在工程实践中, 静钻根植桩受桩周水泥土及配置的异型竹节桩对波反射的影响, 使得

低应变曲线有别于传统桩型，常出现先扩后缩的曲线形态以及波形低频振荡的情况。对静钻根植桩施工工艺不甚了解以及无静钻根植桩检测经验的检测单位在进行桩身完整性判定时，往往得出与定性分析偏差较大的结论，具体表现在Ⅱ类桩的判定比例较高，不同单位对近似曲线的判定结果不同，以及同一单位对相近曲线的判定结果亦不同等情况。

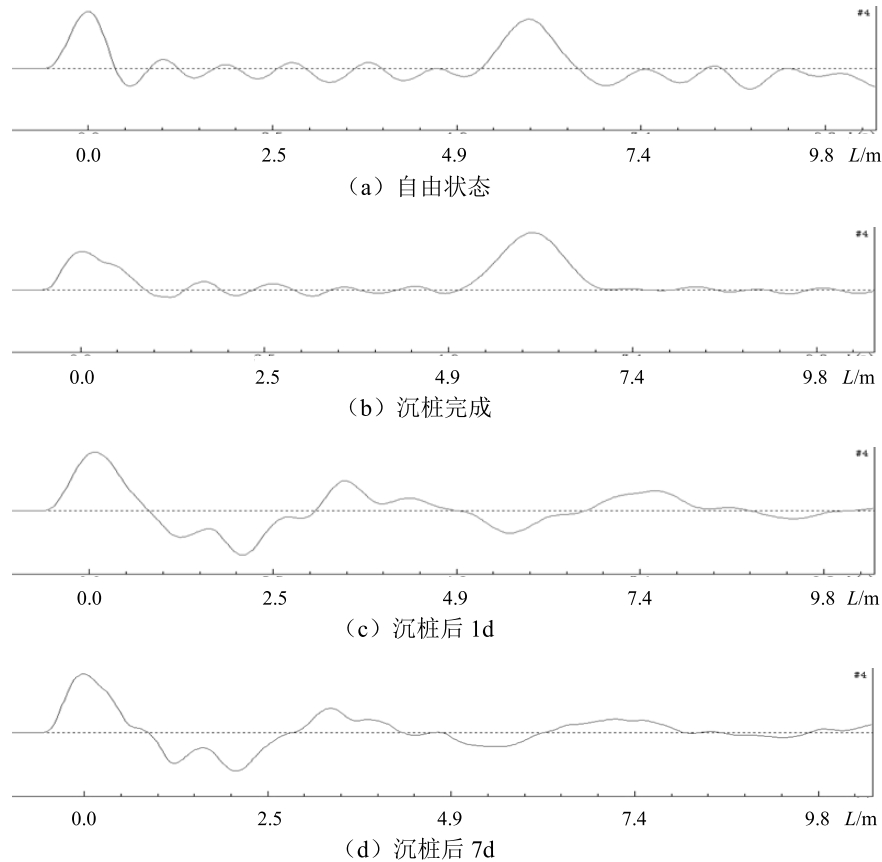
本文主要针对静钻根植桩工程实际检测中遇到的问题，通过足尺模型试验以及现场检测、开挖验证试验，对桩周水泥土以及竹节桩的影响进行初步的研究和分析。

2 足尺模型试验

为了确认完整竹节桩的竹节对低应变信号的影响，以及静钻根植桩的桩周水泥土对缺陷桩的低应变信号的影响，采用足尺模型试验的方法，通过沉桩前至沉桩后一定龄期时低应变曲线的变化，分析其影响的程度。

2.1 完整竹节桩模型试验

试验桩为6节竹节桩，所有试验桩均经确认桩身完整，无裂缝，型号为PHDC650-500(100) AB-6 C80，单节桩长为6m，采用静钻根植法施工。沉桩前对桩进行一次低应变检测并采集信号，沉桩后立即采集一次低应变信号，以后每日测试一次直至第28d。以其中一枚桩的低应变曲线为例，如图1所示。



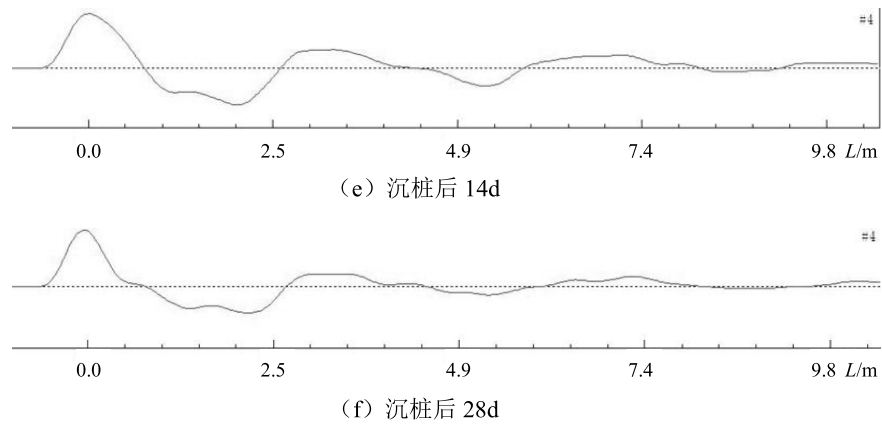


图1 静钻根植桩法施工竹节桩低应变跟踪检测曲线

从低应变曲线图随时间变化过程可知,竹节桩处于自由状态时,低应变曲线呈现有规律的扩缩径现象,符合桩身结构特性。沉桩前和沉桩到标高后曲线有较明显的竹节反射,沉桩后1d开始无明显竹节反射,曲线同沉桩后相比变化较大,往后总体形态一致但波形幅值变小,14d后趋于稳定,沉桩后波形曲线均表现为有扩径后缩颈的现象。

因桩身在施工前已确认为完整,沉桩时桩依靠自重沉入桩孔内,施工过程对桩身无损伤,故可以推断曲线形态上有类似缩颈的现象为水泥土固化不均匀造成。具体因为局部水泥浆未搅拌均匀,水泥含量高,水泥硬化后在桩周形成紧密附着于桩身的较高强度的块体,导致该部位波阻抗显著增强,在低应变检测曲线形态上,会表现出在该部位先扩径,后恢复到正常状态时表现出缩颈的现象。此外,由曲线形态及其变化可知,水泥土不均匀性的影响大于竹节的影响,随着水泥土强度的逐渐增强,竹节对波阻抗变化的影响减弱。

2.2 有缺陷模型桩试验

为验证静钻根植桩在可能因外部因素影响而导致桩身缺陷时低应变法检测桩身完整性的适用性,对一枚8m的PHC400 AB(95)进行了人为处理,使距离桩端约1.4m~2.5m位置处桩身部分混凝土剥落。



图2 有缺陷模型桩沉桩现场

用静钻根植桩工艺将该枚桩沉入地基土中,在沉桩后1d、3d对该枚桩进行低应变检测,低应变曲线如图3所示。

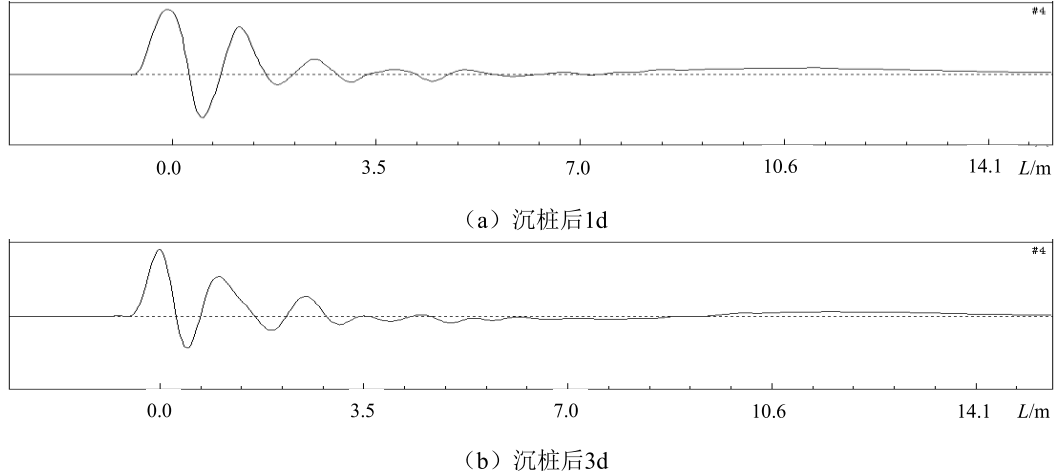


图3 有缺陷桩低应变跟踪检测曲线

通过以上低应变检测曲线可以看出,当桩身存在较明显缺陷时,采用静钻根植法施工后,低应变曲线能够准确的反映出人为制造的缺陷的位置,曲线形态上同样表现为较明显缺陷。说明静钻根植法施工基本不影响低应变检测时对存在缺陷的桩的完整性判断。

3 工程现场试验

3.1 工程现场跟踪检测试验

某工程项目为一地上20层地下2层的高层建筑,位于浙江宁波沿海区域,采用静钻根植桩基础。在施工过程中对部分桩体进行了跟踪检测。根据检测桩体所在区域的钻孔资料,得到该桩所在断面的土层分布情况如图4所示,土层的详细参数见表1。

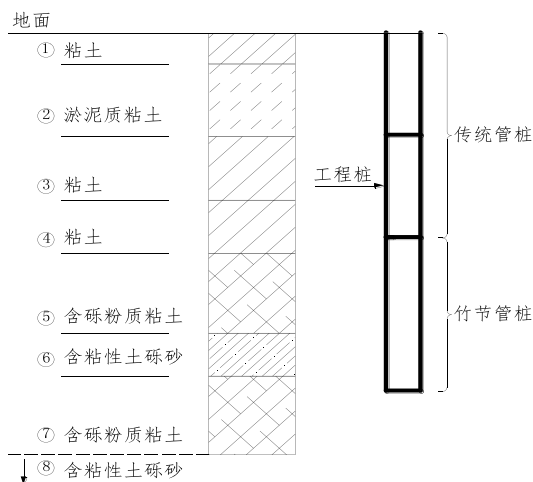
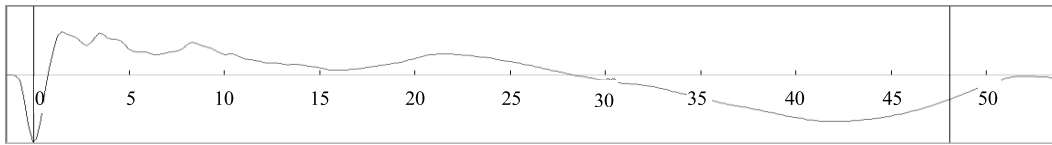


图4 监测桩区域的土层分布示意图

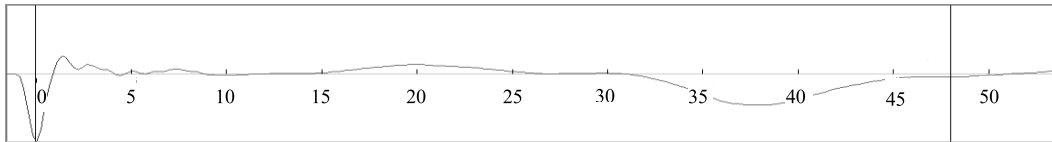
表1 检测桩所在区域的土层参数

土层 编号	土层名称	顶层深度 m	层底深度 m	层厚 m	天然重度 kN/m ³	压缩模量 MPa
①	粘土	0	3	3	17.6	3.58
②	淤泥质粘土	3	10.1	7.1	17.4	2.93
③	粘土	10.1	16.3	6.2	17	2.53
④	粘土	16.3	21.5	5.2	18.7	4.59
⑤	含砾粉质粘土	21.5	29.3	7.8	18.2	7.52
⑥	含粘性土砾岩	29.3	33.5	4.2	17.4	7.44
⑦	含砾粉质粘土	33.5	41.2	7.7	18.9	5.38
⑧	含粘性土砾岩	41.2	-	-	-	-

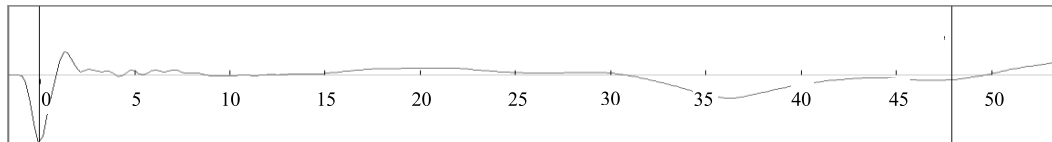
该次检测基桩为304#桩，桩长为36m，检测波形如下。



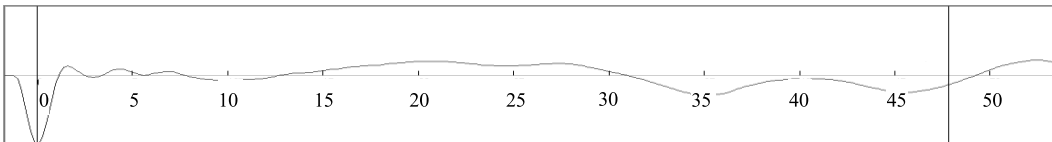
(a) 沉桩后 3d



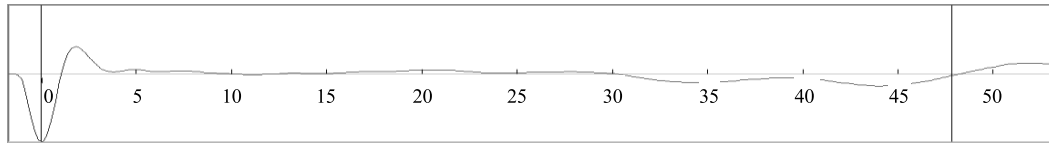
(b) 沉桩后 5d



(c) 沉桩后 7d



(d) 沉桩后 9d



(e) 沉桩后 11d

图5 304#桩小应变连续监测曲线

由上述波形可知,该枚静钻根植桩桩身完整性良好,无缺陷导致的缺陷反射波峰,为 I 类桩。说明在正常施工条件下,保证好水泥土的均匀性后,静钻根植桩的低应变曲线形态与传统桩型完整桩一致。为了更直观的观察较深部位的反射波的情况,以上图形为经过数据的指数放大处理后的效果。从连续的检测可知,随着时间的推移,反射波的波幅整体趋势上有较明显的减小。表明水泥土固化后,与桩身连结完好,并且桩周介质(水泥土)刚度逐渐增大,逐渐趋向于均一,且对波的阻尼逐渐增大。主要原理为桩周介质的刚度增大,导致桩土刚度比降低,从而使得反射波更容易传播到土体中,反射回来被仪器所接收的波的能量减小;而更重要的是水泥土的固化使得其对波的阻尼增大,同样使得波的能量减小。波的能量的减小直观的显示即为波的幅值的减小。

3.2 水泥土清除前后对比试验

对某项目 3 根静钻根植桩设计试桩(S5、S6、S7)进行低应变检测,总桩长 53m,从上到下第 1-3 节为 PHC 管桩(共 38m),第 4 节为 PHDC 竹节桩(15m)。该工程地质条件如表 2 所示:

表 2 场地土层分布情况

层号	土层名称	层厚/m	顶板埋深/m	q_{sia}/kPa	q_{pa}/kPa
1 ₀	杂填土		/		
1 ₁	粘土	0.7~2.1	0.4~1.2	13	
2 ₁	淤泥质粘土	1.2~2.9	1.2~2.9	7	
2 ₂	淤泥质粉质粘土	3.9~9.2	3.0~3.8	8	
2 ₂	淤泥	6.4~10.5	3.0~7.7	6	
2 ₃	淤泥质粉质粘土	1.0~4.3	10.5~12.7	10	
3 ₁	含粘性土粉砂	2.0~6.0	11.7~17.0	22	
3 ₂	粉质粘土夹粉砂	2.0~6.90	16.5~19.0	16	
3 ₃	淤泥质粘土	1.0~10.9	20.7~23.5	13	
4 ₁₋₁	粉质粘土	1.4~3.8	21.4~29.8	32	1100
4 ₁₋₂	粉质粘土	2.0~10.7	24.5~34.0	28	1000
4 ₂	粉质粘土夹粉土	4.8~12.0	34.5~38.9	26	900
5 ₂	粘土	1.7~10.6	40.7~46.6	24	700
6 ₁	粉质粘土	0.8~7.0	46.5~51.6	32	1300
6 _{1'}	含粘性土粉砂	0~1.1	48.6	43	3000
6 ₃₋₁	粉砂	3.9~12.1	49.8~54	46	3600

续表 2

层号	土层名称	层厚/m	顶板埋深/m	q_{sia}/kPa	q_{pa}/kPa
6 ₃₋₂	粗砂	1.2~6.8	56.4~61.8		
7 ₁	粉质粘土	未钻穿	60.0~64.4		
7 _{1'}	粉砂		62.1		

第一次低应变检测时 S5 的检测曲线在 5m 左右位置出现明显先扩径后缩径的变化, 其余 2 枚桩曲线形态正常, 按常规判定方法均可判为 I 类桩, 在此不再赘述。

根据静钻根植桩施工技术的特点, 初步分析试桩 S5 低应变检测曲线在 5m 左右位置出现的先扩径后缩径现象系由于水泥土的不均匀分布影响造成。对该试桩进行了开挖确认。

设计试桩 S5 初测曲线如图 6 所示。

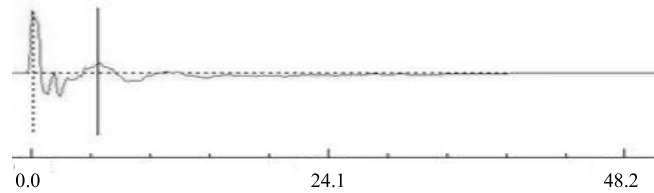


图6 S5桩初测低应变曲线

为了验证水泥土局部分布不均匀性对静钻根植桩低应变检测结果的影响, 对 S5 进行了开挖, 现场开挖情况见图 7。发现桩顶以下 4-5m 处水泥土分布不均匀, 局部水泥土强度远高于周边水泥土及土体的强度, 形成紧密附着在桩身的水泥土块。将该部位坚硬的水泥土清除后再次进行低应变检测, 曲线发生变化。



图7 S5桩现场开挖情况

清除开挖范围内桩周坚硬的水泥土块后, S5 经某检测单位进行了低应变复测, 检测结果表明桩身质量完整, 为 I 类桩。

检测报告提供的实测曲线如图8所示。

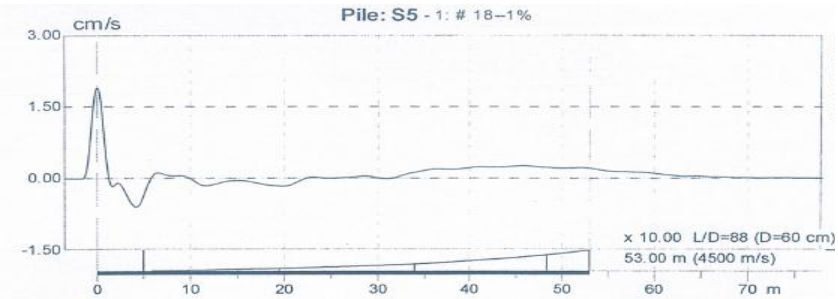


图8 检测单位出具的S5桩低应变曲线

从以上现场确认结果可得，桩身内外局部水泥土的相对不均匀性对静钻根植桩低应变检测结果具有一定的影响，沿桩身方向局部水泥土波阻抗会发生变化，在曲线上表现为扩径、缩颈现象，对桩身完整性检测结果容易产生干扰和误判。对于上述情况，应结合静钻根植桩施工工艺的特殊性进行分析和判断。

3.3 高应变现场验证试验

为了对静钻根植桩桩身完整性做进一步的探讨，针对具有浅部震荡波特点的低应变曲线的桩进行了高应变测试，检测的锤重为2吨，验证桩身完整性情况。在做高应变测试时，桩已经开挖至桩顶下1.5米左右，浅部桩身完整性良好。

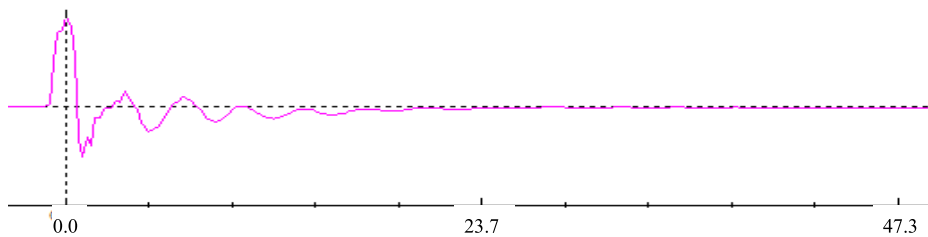


图9 某工程桩低应变曲线

图9曲线形态呈低频振荡现象，对完整性判断造成一定的干扰，本试验通过高应变方法对该枚桩的完整性进行检测和验证，高应变检测曲线如图10所示。

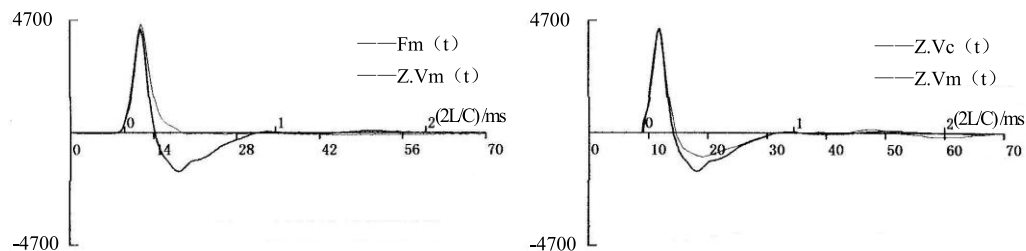


图10 某工程桩高应变检测曲线

由高应变曲线知，该枚静钻根植桩桩身完整性良好。通过低应变和高应变测试曲线

对比可知,静钻根植桩的水泥土对低应变测试有一定影响,可能会造成低频震荡波。高应变由于能量较大,水泥土对波形的影响有所降低,验证了具有低频振荡波曲线的桩身完整性良好。

4 结论

考虑到静钻根植桩所采用的预制桩身的质量稳定性以及施工过程中对桩身的无损性,在静钻根植桩低应变检测过程中出现的曲线较复杂的情况应考虑为桩周水泥土的影响并慎重判定。结合模型试验以及现场检测、开挖、高应变验证等试验的结果,可以得到以下结论:

(1) 静钻根植桩桩周水泥土的均匀与否在一定程度上影响了低应变曲线的形态。

(2) 由于桩身竹节长度较短,加上桩周水泥土和土的衰减作用,深部竹节所导致的波反射较弱,对低应变曲线形态的影响一般较小。且随着水泥土强度的提高,竹节对低应变曲线形态的影响亦逐渐减小。因此竹节桩的存在对静钻根植桩低应变曲线的判断影响较小,这种影响可以忽略。

(3) 桩身内外局部水泥土的相对不均匀性会在低应变测试曲线上产生异常反射,往往会先出现反向反射紧接着出现低幅值同向反射,此时桩身完整,可判定为 I 类桩。

(4) 静钻根植桩低应变曲线的低频振荡现象为桩周水泥土造成,可判为 I 类桩。桩身存在缺陷时为明显的缺陷桩曲线形态,为非低频振荡形态。

参考文献:

- [1] 王宁. 改进的虚土桩法及其在非等截面桩纵向振动中的应用研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2013.
- [2] 张文伟, 张杰, 褶光等. 低应变检测基桩扩径现象[J]. 上海地质, 2006, 2: 16-20.
- [3] 黎双邵. 低应变反射波法检测结果的验证方法[J]. 中国港湾建设, 2007, 6: 19-23.

用于围护结构的复合配筋桩桩身性能 试验研究

许远荣^{1,2,3}, 王树峰^{1,2,3}, 严天龙^{2,3}, 王孟波^{2,3}

(1. 同济大学土木与工程学院, 上海 200092; 2. 中淳高科桩业股份有限公司, 浙江 宁波 315145;
3. 建材行业混凝土预制桩工程技术中心, 浙江 宁波 315145)

摘要: 由于基坑支护结构中围护桩的使用按变形进行控制, 预应力预制桩在围护工程应用中的变形与其弯矩的对应关系没有明确定论, 而且先张法预应力混凝土管桩受弯过程中容易出现脆性破坏, 限制了在支护工程中的应用; 复合配筋桩通过在管桩中增加一定数量的非预应力主筋, 可大幅提高桩身抗弯、抗剪性能及延性。本文通过模拟预制桩在围护工程中的使用环境的试验, 将复合配筋桩与普通 PHC 管桩进行抗弯性能对比, 测定其在受弯作用下裂缝开展情况及开始渗水时的弯矩, 确定桩身变形与弯矩的对应关系, 评价其用于围护结构的可行性, 进而确定预应力预制桩在围护应用时较合适的弯矩设计取值。试验结果表明复合配筋桩的抗弯性能明显优于 PHC 管桩, 在受弯作用下复合配筋桩桩身出现渗水时的弯矩远大于 PHC 管桩, 更适合于围护工程。

关键词: 复合配筋桩; PHC 管桩; 抗弯性能; 围护结构

1 前言

先张法预应力混凝土管桩(以下简称 PHC 管桩)因其单桩承载力高、沉桩质量可靠、工程造价便宜等一系列优点广泛应用于工业与民用建筑、铁路、公路与桥梁、港口、码头等工程基础。但却很少应用于基坑支护、边坡稳定等围护工程中, 主要是裂缝集中, 发展过快, 容易出现瞬时破坏。目前实际用于围护桩时, 桩身弯矩设计值一般取桩身受弯承载力设计值, 没有充分发挥预制桩性能。中淳高科桩业股份有限公司采用复合配筋等技术研究开发了一种新型混凝土预制桩——复合配筋预应力混凝土管桩(以下简称复合配筋桩), 该产品在 PHC 管桩的基础上增加非预应力钢筋(截面配筋见图 1), 形成复合配筋结构, 可有效提高管桩的抗弯性能和延性^[1], 采用工厂化生产, 可有效保证产品质量, 且结合中淳高科开发的静钻根植工法, 大大提高施工效率, 保护现场环境, 无挤土效应, 可确保围护结构有足够的可靠度和安全度。

2 试验目的及内容分析

由于基坑支护结构中围护桩的使用按变形进行控制, 预应力预制桩在围护工程应用

中的变形与其弯矩的对应关系没有明确定论，在围护桩中预应力预制桩的使用弯矩取值一直较保守，本试验将复合配筋桩与普通 PHC 管桩进行抗弯性能对比，在试验过程中将桩两端封口后内部灌水，模拟预制桩在围护工程中的使用环境，测定其在受弯作用下裂缝开展情况及开始渗水时的弯矩，确定桩身变形与弯矩的对应关系，评价其用于围护结构的可行性，进而确定预应力预制桩在围护应用时较合适的弯矩设计取值。

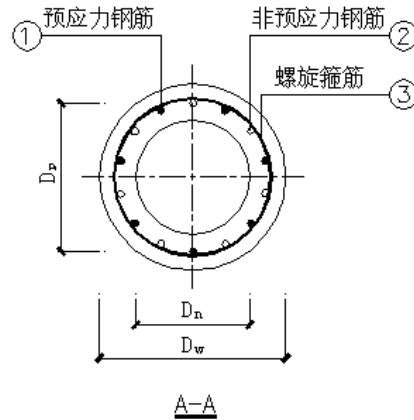


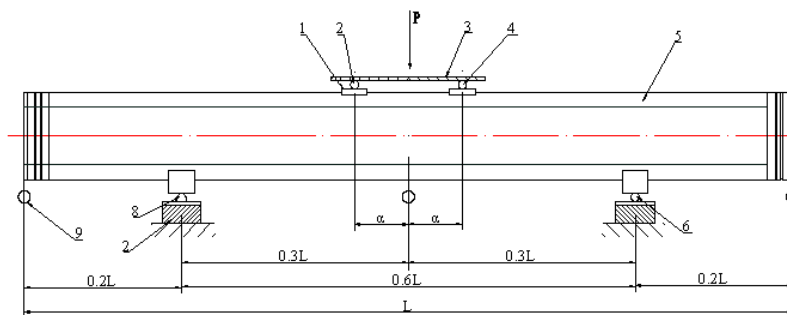
图1 复合配筋桩截面配筋图

本试验主要从以下三个方面对复合配筋桩和 PHC 管桩进行桩身性能的试验研究：①开裂弯矩和极限弯矩；②抗弯试验过程中桩身裂缝发展情况；③弯矩与跨中挠度关系。

3 试验装置及试验方法

3.1 试验装置

管桩抗弯试验装置^[2]如图 2、图 3 所示，采用垂直向下加载法，管桩放在两个支座上（其中一端为固定铰支，另一端为滚动铰支），上部荷载采用千斤顶通过分配梁施加在管桩上。在桩的跨中和两端底部各布置一个位移表，用于测试抗弯试验过程中跨中挠度。



- 1-垫板； 2-分配梁固定铰支座； 3-分配梁； 4-分配梁滚动铰支座；
- 5-管桩； 6-滚动铰支座； 7-支座； 8-固定铰支座； 9-位移表。

图 2 抗弯试验示意图



图 3 现场抗弯试验图

3.2 试验方法

试验将同外径和壁厚的 PHC 管桩和复合配筋桩分别进行抗弯性能试验,对比二者之间的抗弯性能、桩身裂缝发展情况及跨中挠度。

测试前用钢板将管桩两端开口处半封闭,往管桩内腔中灌入约 5cm 高度的水,用于观测抗弯试验过程中桩身渗水情况。在桩的两端和跨中布置 3 个位移表,测试不同弯矩下的跨中挠度、最大挠度及卸载后的残余挠度。

加卸载程序按下列步骤进行:

①按抗裂弯矩的 20%的级差由零加载至抗裂弯矩的 80%,每级荷载的持续时间为 3min;然后按抗裂弯矩的 10%的级差继续加载至抗裂弯矩的 100%。每级荷载的持续时间为 3min,观察是否有裂缝出现,测定并记录裂缝宽度及三处的位移表读数。

②如果在抗裂弯矩的 100%时未出现裂缝,则按抗裂弯矩的 5%的级差继续加载至裂缝出现。每级荷载的持续时间为 3min,测定并记录裂缝宽度及三处的位移表读数。

③按极限弯矩的 5%的级差继续加载至达到极限状态为止。每级荷载弯矩的持续时间为 3min,观测并记录各项读数。

④达到极限状态后开始分级卸载,每级荷载弯矩的持续时间为 3min,观测并记录三处的位移表读数。

4 试验内容及分析

4.1 试验用桩型及结果

试验桩采用 $\Phi 500\text{mm}$ 和 $\Phi 800\text{mm}$ 二种桩径,其配筋和力学性能(数据参照图集 2010 浙 G22^[3]和 2012 浙 G36^[4])见表 1。

按 2.2 试验方法进行试验,四种桩型的抗弯性能及裂缝情况的试验结果分别见表 2 和表 3,弯矩与挠度的关系曲线见图 4 和图 5。

表 1 试验桩配筋及力学性能

试验桩型	预应力钢筋配筋	非预应力钢筋配筋	螺旋箍筋规格	桩身极限弯矩标准值/kN.m
PHC500 AB 100	11Φ 10.7	—	Φ 5	210
PRHC 500 (100) II	11Φ 10.7	11Φ14	Φ 5	354
PHC 800 AB 130	16Φ 12.6	—	Φ 6	811
PRHC 800 (130) III	16Φ 12.6	16Φ20	Φ 6	1380

表 2 抗弯性能试验结果

试验桩型	桩身开裂弯矩标准值 /kN.m	实测开裂弯矩/kN.m	桩身极限弯矩标准值 /kN.m	实测极限弯矩/kN.m
PHC 500 AB 100	125	159	210	>210
PRHC 500 (100) II	142	181	354	>354
PHC 800 AB 130	484	568	811	>811
PRHC 800 (130) III	517	608	1380	>1380

表 3 桩身裂缝情况试验结果

试验桩型	出现渗水时弯矩/kN.m	极限弯矩时裂缝情况	最大裂缝宽度 ^a /mm	极限弯矩时渗水情况
PHC 500 AB 100	189	6 条裂缝	0.5	4 处渗水
PRHC 500 (100) II	265	12 条裂缝	0.6	7 处渗水
PHC 800 AB 130	568	8 条裂缝	1.1	8 处渗水
PRHC 800 (130) III	966	20 条裂缝	1.0	20 处渗水

注：a.表中“最大裂缝宽度”是指加载至极限弯矩标准值并经 3min 持荷结束时整个试验过程测得的裂缝宽度最大值。

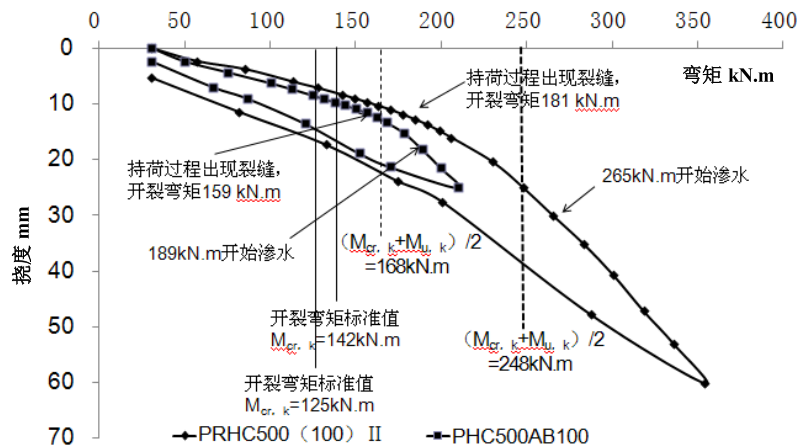
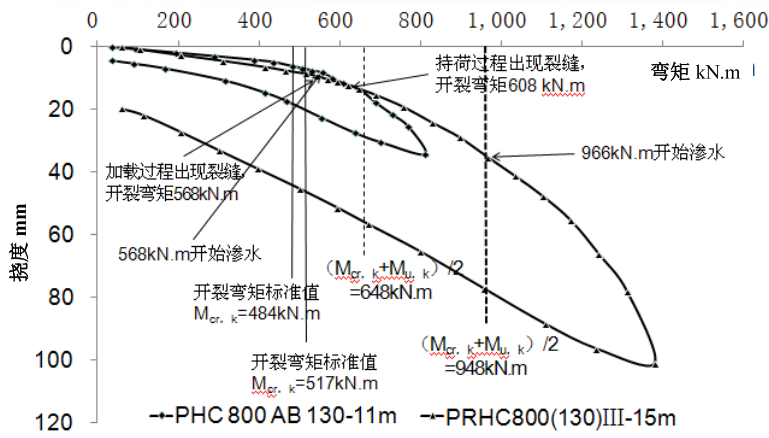


图 4 Φ 500mm 桩弯矩与挠度曲线图

图5 Φ 800mm 桩弯矩与挠度曲线图

4.2 试验结果分析

(1) 由表2可知,复合配筋桩的抗弯性能要优于PHC管桩,由于非预应力钢筋的加入,复合配筋桩的极限弯矩显著增大。PHC管桩的极限弯矩和开裂弯矩相差不大,极限弯矩仅为开裂弯矩的1.7倍左右,而复合配筋桩则在2.6倍左右。

(2) 由表3可知,管桩桩身出现渗水时,复合配筋桩的弯矩比PHC管桩大得多。在达到各自的极限弯矩时,复合配筋桩的桩身裂缝数量明显多于PHC管桩,二者的最大裂缝宽度相差不大,而此时复合配筋桩的弯矩却远大于PHC管桩。PHC管桩桩身渗水时的弯矩和实测开裂弯矩相差不大, Φ 800mm桩在第一级裂缝刚出现时就开始渗水,说明PHC管桩脆性大,裂缝出现后迅速发展,容易出现突发性和不可预见性破坏,对工程安全不利。而复合配筋桩在第一级裂缝出现后,弯矩增加至接近开裂弯矩的1.5倍时才出现渗水,由此说明复合配筋桩延性大,桩身裂缝发展较缓慢,有助于现场监控和质量控制。桩身裂缝分布情况见图6。



(a) PHC 800 AB 130 桩



(b) PRHC 800 (130) III 桩

图6 桩身裂缝开展情况

根据试验结果,我们假设一个弯矩 M ,其值等于开裂弯矩标准值和极限弯矩标准值的平均值,将其用虚线分别标注于图2和图3中,通过对比发现,复合配筋桩出现渗水时的弯矩与该 M 值非常接近。同时,通过试验结果计算可知, $\Phi 500\text{mm}$ 和 $\Phi 800\text{mm}$ 直径的复合配筋桩出现渗水时的弯矩均达到其开裂弯矩标准值的1.87倍。由此可知,相比PHC管桩而言,复合配筋桩更适合用于围护桩工程,在设计时其抗弯性能取值可适当提高,具体系数可通过试验进一步确定。

(3) 由表2、表3的试验数据分析可得表4

表4 桩身试验结果对比分析表

试验桩型	出现渗水时弯矩 $M_s/\text{kN}\cdot\text{m}$	极限弯矩 $M_u/\text{kN}\cdot\text{m}$	开裂弯矩 $M_G/\text{kN}\cdot\text{m}$	渗水时弯矩 M_s / 极限弯矩 M_u
PHC 500 AB 100	189	210	125	0.94
PRHC 500 (100) II	265	354	142	0.75
PHC 800 AB 130	568	811	484	0.70
PRHC 800 (130) III	966	1380	517	0.70

从表中可以看出,受弯时复合配筋桩桩身出现渗水的弯矩约为极限弯矩的0.7倍,PHC管桩的也基本在0.7倍的极限弯矩值,但由于纯预应力结构,其极限弯矩比复合配筋桩的极限弯矩要小的多,故同直径桩,选用复合配筋桩可满足较大弯矩情况下工程需要。

(4) 从图2、图3的弯矩挠度曲线可以看到,PHC 500 AB 100 桩和 PRHC 500 (100) II 桩的跨中挠度分别为25.1mm和60.1mm,PHC 800 AB 130 桩和 PRHC 800 (130) III 桩的跨中挠度分别为34.2mm和101.0mm。由此可知,达到极限弯矩时,复合配筋桩的跨中挠度显著高于PHC管桩,完全卸载后,其残余挠度稍高于PHC管桩。出现渗水时,复合配筋桩的弯矩和跨中挠度要远大于PHC管桩,在产生较大桩身位移时,复合配筋桩更有利于工程安全。为了试验方便,本次测试采用的是跨中挠度,与工程实际有一定差别,但试验结果可以为设计人员选择桩型时作为参考。

5 结语

(1) 复合配筋桩的抗弯性能优于PHC管桩,极限弯矩与开裂弯矩的比值较大,PHC管桩极限弯矩为开裂弯矩的1.7倍左右,复合配筋桩则在2.6倍左右。

(2) 根据模拟围护桩使用环境下的抗弯性能试验,可得出桩身变形与弯矩初步对应关系,在工程应用中设计弯矩可取桩身极限弯矩标准值的0.7倍。

(3) 复合配筋桩的极限弯矩和跨中挠度要远大于同桩径PHC管桩,完全卸载后,其残余挠度略高于PHC管桩。

(4) 结合静钻根植工法,可大大提高施工效率和减少现场泥浆排放,且不产生挤土效应。可根据现场地质条件和设计要求,单独使用或与其它桩型组合使用。复合配筋桩

将成为一种技术可行、安全适用、造价合理且高效环保的新型支护方式，可广泛应用于基坑支护等围护工程中。

(5) 应进一步对复合配筋桩的抗弯性能进行试验研究，并进行该种桩型在围护工程应用中的现场试验，积累试验数据，为工程设计和方案选用提供理论依据。

参考文献：

- [1] 王树峰, 张日红. 复合配筋预应力混凝土桩桩身性能的研究. 混凝土与水泥制品, 2013, 8(8): 36-39.
- [2] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局, 中国国家标准化管理委员会. GB13476-2009 先张法预应力混凝土管桩[S]. 北京: 中国标准出版社, 2009.
- [3] 浙江省标准设计站. 浙江省建筑标准设计结构标准图集 2010 浙 G22 先张法预应力混凝土管桩[S]. 中国计划出版社, 2010.
- [4] 浙江省标准设计站. 浙江省建筑标准设计结构标准图集 2012 浙 G36 复合配筋先张法预应力混凝土管桩[S]. 浙江工商大学出版社, 2012.