

软土地区 PHC 管桩承载力试验研究

任文峰^{1,2}, 王星华¹, 陈剑华²

(1. 中南大学 土木建筑学院, 湖南 长沙 410075; 2. 路桥集团国际建设股份有限公司, 北京 100027)

摘要: 通过京沪高铁昆山制梁厂制梁台座基础 PHC 管桩承载力的理论计算及静荷载试验, 对软土地区锤击打入的管桩承载力性能进行分析。结果表明软土地区 PHC 管桩的实际承载力大于按照设计规范计算的承载力; 承载力时效性较强, 静止时间越长承载力越大, 沉降越小; 管桩的荷载沉降曲线为陡降型, 土体破坏形式为冲切破坏, 卸载后桩顶沉降无回弹; 桩土的极限相对位移为 17 mm ~ 26 mm, 大于一般经验值等结论。对今后类似地质条件下 PHC 管桩承载力的研究和设计应用具有一定的借鉴作用。

关键词: PHC 管桩; 静载试验; 软土; 极限承载力; 相对位移

中图分类号: TU447

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2012)01-0060-04

Experimental Study on Bearing Capacity of PHC Pipe Piles in Soft Soil Area

REN Wen-feng^{1,2}, WANG Xing-hua¹, CHEN Jian-hua²

(1. College of Civil and Architectural Engineering, Central South University, Changsha, Hu'nan 410075, China;

2. International Construction Co., Ltd., China Road and Bridge Group Corporation, Beijing 100027, China)

Abstract: Here, the bearing capacity of PHC pipe piles in soft soil were analyzed through the static load experiments at Jing-hu high-speed railway Kunshan beam factory. The following conclusions are drawn: The actual bearing capacity of PHC pipe piles is bigger than the theoretical value calculated through design criterion; The aging performance of bearing capacity of piles is evident, the time is longer after driving, the capacity is greater, and the settlement of piles is smaller at the same load grade; The $Q-S$ curve is the steep drop type of piles in soft soil, the soil around of piles appears punching shear failure, and the settlement is beyond retrieve when the loading grade exceeds the ultimate bearing capacity; The ultimate relative displacement is 17 ~ 26 mm which is bigger than experience value, and so on. All these as mentioned above could be references for similar projects.

Keywords: PHC pipe pile; static load experiment; soft soil; ultimate bearing capacity; relative displacement

预应力高强度混凝土管桩 (Prestress High Concrete pile, 简称 PHC 管桩) 是采用先张法预应力和离心成型法制成的一种细长空心体混凝土预应力构件, 具有应用范围广、单桩承载力高、工程造价低等特点。近年来在我国很多地区得到广泛应用。但由于管桩的应用时间不长, 工程实践的发展已远远超过理论研究水平, 使得桩的承载力未能得到充分利用^[1]。20 世纪 70 年代开始, 国内外学者对 PHC 管桩的承载性能进行了研究, 但由于影响管桩承载力的因素较为复杂, 目前还没有比较符合实际的计算公式, 对于软土地区管桩的承载性能研究的成果更少, 设计人员往往只能采用相关规范或根据以往的经验乘以较大的安全系数来保证软土地区 PHC

管桩的安全性^[2-4]。本文通过京沪高铁昆山梁厂制梁台座 PHC 管桩承载力试验, 分析 PHC 管桩在软土地区的竖向承载机理, 以期软土地区 PHC 管桩承载力的确定提供参考。

1 工程概况

京沪高铁昆山梁厂位于京沪高速铁路正线桩号 DK1268+900 处, 承担 654 孔双线筒支箱梁预制架设任务。梁厂设 12 个制梁台座和 75 个存梁台座 (见图 1)。梁厂地处长江三角洲冲积平原, 地层属第四系全新统冲湖积层, 主要由粘土、淤泥质粉质粘土、粉质粘土及粉砂等地层组成, 承载力较低。为满足箱梁四个支点平整度和不均匀沉降不大于 2

mm,减少箱梁预制过程中台座的不均匀沉降,存制梁台座均采用 PHC 管桩基础,桩径 40 cm,管桩混凝土

等级 C80,制梁台座上每根管桩的设计承载力为 1 200 kN。

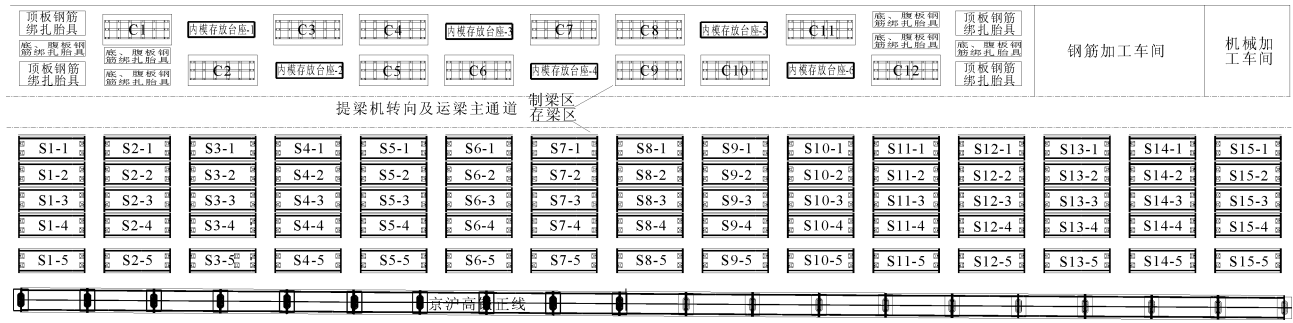


图 1 梁厂制存梁台座布置图

为保证制梁台座工作的安全性,采用《铁路桥涵地基与基础设计规范》(TB 1005.5-2005)计算制梁台座管桩的入土深度,通过静载试验验证管桩承载力,并根据试验结果分析软土地区管桩的承载性能。选

取有代表性的 C9 号制梁台座进行地质勘探,采用上述规范中公式 6.6.2-1 计算管桩入土为深度 28 m。在 C9 制梁台座下打入 3 根 PHC 管桩至设计标高。制梁台座下各土层基本参数如表 1。

表 1 土层基本参数表

层号	土层描述	土层厚度/m	土层标高/m	$\omega/\%$	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	e	I_p	I_L	E_s/MPa	c/kPa	ϕ
1	素粘土:杂色,松散	0.85	1.20 ~ 2.05								
2	粉质粘土:灰黄色,软塑~可塑	1.85	-0.65 ~ 1.20	32.9	18.6	0.903	13.6	0.74	3.00	35	15.1
3	粉质粘土:灰色,软~流塑	1.51	-2.16 ~ -0.65	26.6	19.2	0.776	20.3	0.39	6.00	68	19.0
4	粘土:褐黄色,可塑	4.16	-6.32 ~ -2.16	25.0	19.6	0.719	20.0	0.32	10.48	58	18.3
4-1	粉质粘土:浅黄色,可塑	1.14	-7.46 ~ -6.32	30.1	18.8	0.830	9.5	0.93	11.23	11	24.7
5	粉土:灰黄色~草黄色,很湿,稍密~中密	3.15	-10.61 ~ -7.46	32.7	18.6	0.886	9.6	0.97	11.50	14	26.4
6	粉砂夹粘土:灰黄~青灰色,饱和,中~密实	6.30	-16.91 ~ -10.61	28.9	19.0	0.794	9.6	0.91	10.87	10	23.6
6-1	粉土夹粉质粘土:灰色,很湿,中密	3.66	-20.57 ~ -16.91	30.2	18.6	0.850	9.7	0.96	10.95	12	25.2
7	粉土夹粉质粘土:灰色,很湿,中密	20.98	-41.55 ~ -20.57	31.7	18.4	0.891	9.5	0.97	8.40	10	23.6
8	粉土:灰色,湿~很湿,中密	未穿透,最大揭露厚度 13.50m。		28.5	18.4	0.826	9.3	0.94	8.82	14	27.2

2 静载试验

试验采用慢速维持荷载法,即逐级加载,在某级荷载作用下,达到相对稳定标准,可加下级荷载,具体试验如下:

(1) 试验设备:试验采用堆载方法,试验装置由以下三部分组成:反力装置系统、加荷稳压装置系统和测读装置系统。反力装置系统:由主梁、次梁及配

重组成。加荷稳压装置系统:由油压千斤顶及配套压力仪表等组成。测读装置系统:由基准桩、基准梁、磁性表座和位移传感器组成。以上设备试验前均进行过检查、率定及变形验算,符合使用要求。

(2) 加荷分级:本次按极限承载力要求值作为试验时预估极限荷载。加荷至预估极限荷载共分 11 级,第一级可按 2 倍分级荷载加荷,具体分级见表 2。

表 2 静压荷载等级

级次	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
荷载/kN	520	780	1040	1300	1560	1820	2080	2340	2600	2800	3000

(3) 沉降观测:每级荷载施加后按第 5 min、15 min、30 min、45 min、60 min 测读桩顶沉降量,以后每隔 30 min 测读一次。

(4) 试桩沉降相对稳定标准:每 1 h 内的桩顶沉降量不超过 0.1 mm,并连续出现两次(从分级荷载施加后第 30 min 开始,按 1.5 h 内连续三次每 30 min 的沉降观测值计算)。

(5) 试桩终止加载条件:(当出现以下情况之一,即可终止加载)

① 某级荷载作用下,桩顶沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的 5 倍。

② 某级荷载作用下,桩顶沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的 2 倍,且经 24 h 尚未达到相对稳定标准。

③ 已达到设计要求最大加载量。

④ 当 $Q \sim S$ 曲线呈缓变型时,可加载至桩顶总沉降量 60 mm ~ 80 mm;在特殊情况下,可根据具体要求加载至桩顶累计沉降量超过 80 mm。

(6) 卸载与卸载沉降观测:卸载时,每级荷载维持 1 h,按第 15 min、30 min、60 min 测读桩顶沉降量后,即可卸下一级荷载。卸载至零后,测读桩顶残余沉降量,维持时间为 3 h,测读时间为第 15 min、30 min,以后每隔 30 min 测读一次。

3 试验结果与分析

C9 号制梁台座管桩打入时间为 2008-03-15。静载试验前,利用低应变检查各桩桩身质量。检查结果为:各桩桩身完整,均为 I 类桩。2008-03-24 起开始 C9-1# 桩静压试验,2008-03-25 结束,2008-03-25 ~ 2008-03-26 进行 C9-3# 桩静载试验,2008-03-26 ~ 2008-03-28 日进行 C9-2# 桩静载试验。各桩的 $Q \sim S$ 曲线及 $S \sim \lg t$ 曲线见图 2 ~ 图 5。

从图 2 中看出,由于各试桩施工时间、打入深度、地质条件等差别较小,各桩相隔距离也比较小,各试桩的荷载沉降曲线变化趋势也基本一致。当荷载为 2 800 kN 时,试桩在各级荷载下的沉降都能稳定,C9-1#、C9-2#、C9-3# 桩顶累计沉降量分别为 26.34 mm、17.02 mm、21.68 mm。曲线线形相似,均呈缓变型,没有明显向下弯折段,但由于静止时间的不同,各桩在同等荷载级别下的桩顶沉降量有差异。当最大荷载为 3 000 kN 时,各试桩桩顶沉降均出现剧烈变化,沉降无法稳定,试桩达到极限荷载,将荷载卸载后,各桩沉降几乎无回弹。由此判断,各桩的

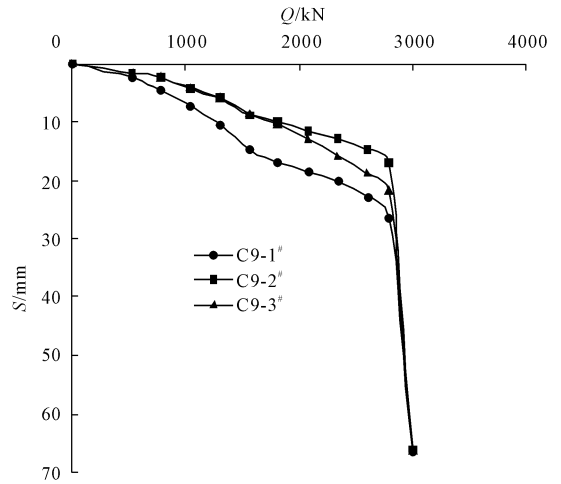


图 2 各桩 $Q \sim S$ 曲线

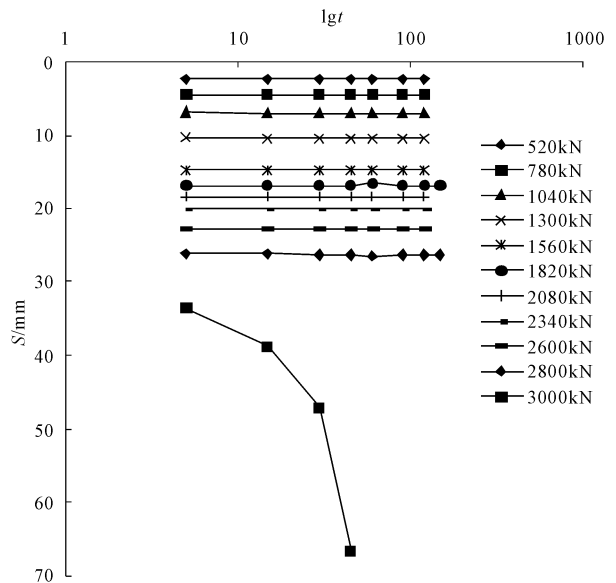


图 3 C9-1# 桩 $S \sim \lg t$ 曲线

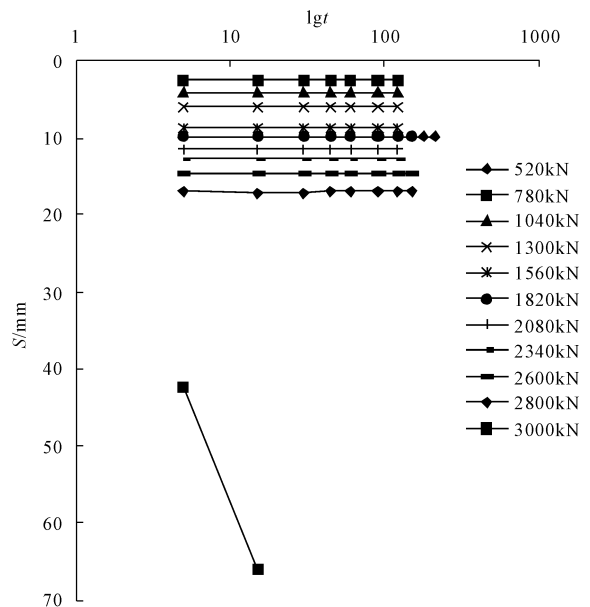


图 4 C9-2# 桩 $S \sim \lg t$ 曲线

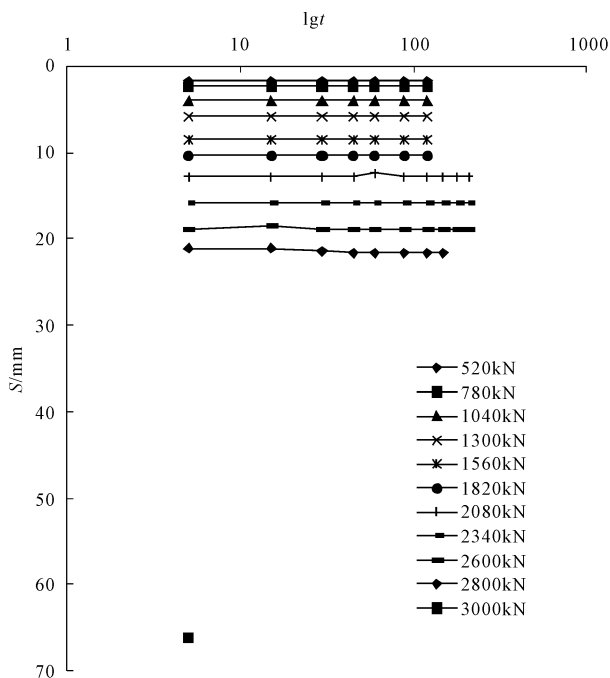


图 5 C9-3# 桩 $S \sim \lg t$ 曲线

极限承载力均为 2 800 kN,根据《建筑基桩检测技术规范》(JGJ106-2003),考虑到制梁台座为临时工程,单桩的设计允许承载力可取 1 680 kN。根据《铁路桥涵地基与基础设计规范》(TB 1005.5-2005)公式 6.6.2-1 计算各桩的设计允许承载力为 1 200 kN,试验结果表明桩的实际承载力比设计高出 40%,桩长有优化的空间。

软土地区单桩设计承载力的试验值大于根据理论公式计算值,除了设计偏保守外,对软土地区打入 PHC 管桩的承载力特性认识不足有很大关系^[5-7],通过静载试验及分析对软土地区 PHC 管桩的承载力性能总结如下:

(1) 桩承载力的时效性。PHC 管桩在打入过程中对桩周围土体造成挤压破坏,周围土体中空隙水压力短时间内难以排出,产生较大的空隙水压力,随着空隙水压力的消散和桩周土体的再次固结,承载力会明显加大^[8-9]。本工程地下水位较高,土层中粉质粘土及粘土较多,渗透系数较小,属于弱透土层,在沉桩过程中产生的空隙水压力自然无法消散,桩后期承载力增长较大。C9-1#、C9-3#、C9-2# 试桩的加载时间分别为沉桩结束后 9 d、10 d 及 11 d。静载试验结果表明,相同荷载等级下,间隔时间越长桩顶沉降越小,单桩的承载力越大。例如,在荷载等级为 2 800 kN 时,C9-1#、C9-2#、C9-3# 的桩顶累计沉降量分别为 26.34 mm、17.02 mm、21.68 mm,C9-3# 试

桩的沉降量为 C9-1# 的 82%,C9-2# 试桩的沉降量为 C9-1# 的 65%。

(2) 土体破坏形式为冲切破坏。PHC 管桩属于端承摩擦桩,承载力更多的依靠桩侧摩阻力提供。地基承载力不足而使地基遭到破坏,实质上是持力层土的剪切破坏所造成的。剪切破坏的形式可分为三种:即整体剪切破坏、局部剪切破坏和冲切破坏。桩周土体发生冲切破坏时,由于持力层的压缩量大,土体的竖向和侧向压缩量大,基桩竖向位移量大,沿基础周边产生不连续的向下辐射性剪切,基桩“刺入”土中,基底水平面无隆起现象。土的密度越小,土体压缩性越大,越容易发生冲切破坏。

各桩的 $Q \sim S$ 曲线表明,荷载与沉降的关系并不是呈现典型的抛物线型,而呈现陡降型。在静载试验时,荷载等级小于试桩的极限承载力时,各桩的 $Q \sim S$ 曲线均呈现直线状态, $S \sim \lg t$ 曲线也呈现水平状态;当荷载超过极限荷载时,桩底部土体发生冲切破坏,桩周土体由静摩擦转变为动摩擦,桩顶沉降无法稳定。由于冲切破坏不同于整体或局部剪切破坏,发生冲切破坏前桩顶沉降的征兆不明显,且破坏后承载力大幅度下降。如图 2 所示,管桩达到极限承载力前,桩顶沉降随着荷载的增加而逐步增加, $Q \sim S$ 曲线基本为直线型,当桩顶荷载超过极限承载力即桩周土体发生冲切破坏后,桩顶沉降突然迅速下降,管桩承载力明显减小,且卸荷后,桩顶沉降几乎无回弹。对于软土地区的管桩,桩周土体发生冲切破坏将对结构物的安全性造成重大破坏,因此在确定设计承载力时要根据结构物的安全等级及破坏后造成的危害大小预留一定的安全系数。

(3) 桩侧极限摩阻力的发挥主要取决于桩土的相对位移,即极限位移。软土地区 PHC 管桩的刚度远大于桩周土体的刚度,桩身在进行竖向荷载传递时,可认为沿桩身自上而下桩土相对位移均相等,因此桩身各点达到极限摩阻力的桩土极限相对位移取决于该点的土质。一般对于粘性土,极限位移值约为 5 mm ~ 10 mm,砂性土的极限位移值约为 10 mm ~ 20 mm^[10]。由图 2 可知,当管桩达到极限承载力时,桩顶沉降为 17 mm ~ 26 mm,桩身刚度较大,达到极限荷载时,桩体压缩可以忽略,地面无沉降,可判定本工程中桩土的极限相对位移为 17 mm ~ 26 mm,大于资料中的经验值 5 mm ~ 10 mm。

(下转第 87 页)

4 结 语

本文通过对京沪高铁昆山制梁厂预制台座 PHC 管桩竖向承载力的现场静载试验研究及其承载机理的分析,得出以下结论:

(1) 静载试验得出的允许承载力大于利用规范计算得出的设计承载力。软土地区 PHC 管桩的承载力时效性较强。管桩施工完毕后,静止时间越长,承载力越高,相同荷载作用下沉降越小。

(2) 软土地区管桩荷载沉降曲线为陡降型,桩周土体的破坏形式为冲切破坏。静压荷载超过极限承载力时,卸除荷载桩顶沉降无回弹。

(3) 桩周达到极限摩阻力时,桩土的极限相对位移为 17 mm ~ 26 mm,大于一般资料中的经验值。

参考文献:

- [1] 李素华,周健,殷建华,等.摩擦型单桩承载性能设计理论研究[J].岩石力学与工程学报,2004,23(15):2659-2664.
- [2] 蔡健,周万清,林奕禧,等.深厚软土超长预应力高强

混凝土管桩轴向受力性状的试验研究[J].土木工程学报,2006,39(10):102-107.

- [3] 贾志刚,刘凌云,王鸿飞,等.PHC管桩承载力试验研究[J].煤炭工程,2008,(8):96-99.
- [4] 朱益军.傍山软土高路堤地基处理关键技术及对策[J].工程勘察,2010,39(2):29-33.
- [5] 谢大伟.PHC管桩桩网结构在高速铁路软基处理中的应用[J].黑龙江工程学院学报,2010,24(3):13-16.
- [6] 康景文,张仕忠,甘鹰,等.成都卵石地基锤击PHC管桩竖向承载力研究[J].岩土工程学报,2010,32(S2):107-110.
- [7] 张忠苗,刘俊伟,俞峰,等.静压管桩终压力与极限承载力的相关关系研究[J].岩土工程学报,2010,(8):1207-1213.
- [8] 吉同元,方海东,戴鹏飞,等.高桩码头PHC管桩试桩试验分析[J].水运工程,2010,(6):45-48.
- [9] 潘志军.工程桩静压试验确定PHC管桩承载力[J].福建地质,2010,29(1):39-41.
- [10] 张明义,刘俊伟,于秀霞.饱和软黏土地基静压管桩承载力时间效应试验研究[J].岩土力学,2009,30(10):3005-3008.