

深厚软土中 PHC 长桩的时效性试验研究

Study on time effect of PHC open-ended pile in deep soft soil

王戌平

(浙江大学 土木系, 浙江 杭州 310027)

中图分类号: TU 473.1

文献标识号: A

文章编号: 1000-4548(2003)02-0239-03

作者简介: 王戌平(1962-), 男, 浙江义乌人, 浙江大学土木系在职博士生, 从事软土力学、桩基工程、防灾工程的科研与教学工作。

0 前言^①

预应力空心管桩(PHC 桩)具有施工速度快、桩身质量易于保证、施工对环境影响小、造价适中等特点而广泛采用。在东南沿海地区, 软土层时有厚达近百米, 从技术、经济的角度出发, 为找到一个稍理想的桩端持力层, 桩长往往设计成 60 m 左右, 长径比大于 100。

软黏土具有结构性强、灵敏度高、渗透性低等特点。受沉桩时的挤土作用, 桩周土产生扰动、破坏并产生很高的孔隙水压力, 桩周土的恢复需要一个长期的过程。大量试验表明, 不同土质、不同桩型、不同尺寸、不同沉桩方式的桩, 其最终单桩极限承载力比初始值增长约 40%~400%, 达到稳定值所需时间由几十天到数百天不等^[1]。实际工程从开始打桩到投入使用至少 1 a, 而目前单桩竖向极限承载力试验, 在工程界一般参照规范按 25 d 休止期进行^[2]。少数工程项目由于工期的原因, 休止期更短, 取得的试验值远远小于实际单桩竖向极限承载力。试桩没有达到预期的目的, 给工程造成极大浪费^[3]。因此, 桩基设计中考虑单桩承载力的时间效应, 对节约工程造价具有非常重要的意义。鉴于此, 本文力图通过野外系列足尺试验, 来研究深厚软土中 PHC 开口长桩的单桩竖向极限承载力的时间效应, 以期更进一步了解深厚软土中 PHC 开口长桩的承载性状。

1 地质条件及试桩概况

1.1 地质条件

试验场地位于浙江台州, 地形平坦, 属温(州)黄(岩)海积平原区, 土层层序清楚且厚度变化较小。场地地层自上而下依次为: ①-1 粉质黏土, 软塑, 中偏高压缩性, 平均厚度 1.2 m; ①-2 淤泥质粉质黏土, 流塑, 高压压缩性, 平均厚度 6.0 m; ②-1 淤泥, 流塑, 高压压缩性, 平均厚度 7 m; ②-2 淤泥质黏土, 流塑, 高压压缩性, 层厚为 24 m; ③淤泥质粉质黏土, 流塑, 层厚为 3.6 m; ④淤泥质黏土, 流塑, 平均厚度为 11.5 m; ⑤粉质黏土, 软塑, 中压缩性, 平均厚度为 20 m; ⑥圆砾夹黏性土及砂, 稍密

状, 层位不稳定, 未揭穿。各土层物理力学指标见表 1, 桩端土(⑤层)承载力标准值为 800 kPa。

1.2 试桩设计

为了研究不同桩径、桩长及沉桩方式的 PHC 桩时效性, 同时兼顾试桩方案的可行性, 设置 4 根试桩。4 根试桩的几何尺寸及计算单桩竖向极限承载力见表 2。4 根试验桩均为开口管桩, 现场桩位间距为 5 m。静载试验采用慢速维持荷载法, 反力装置利用高吨位静压桩机。静载试验按休止时间 7, 15, 25, 60, 90 和 180 d 执行。首次静载试验前, 对试验桩分别进行低应变试验以检测桩身完整性, 结果显示 4 根试桩均为完整桩。每次静载试验均产生 20 cm 以上的沉降以使桩周土产生扰动。理论计算可知, 由于桩的入土深度逐级增大, 试桩承载力最大影响值小于 23 kN, 本次时效性试验中未考虑此值。所有试验设备及方法均满足国家有关规范^[1,2]。

2 PHC 开口长桩沉桩特性

2.1 土塞高度与沉桩深度关系

4 根试桩的土塞高度随沉桩深度的变化见图 1。图 1 表明, 在 30 倍桩内径的沉桩深度内, 不同桩径、不同沉桩方式的 PHC 桩, 其土塞高度均以沉桩深度 50% 左右的速率增加。同为静压沉桩的 1[#]、2[#]、3[#] 桩, 沉桩深度自 12 至 35 m(②层淤泥), 其土塞高度几乎没有增长。可见在 ②层淤泥中, 桩处于暂时的“全土塞”状态, 主要是 ②层淤泥的力学性能过差所致。1[#] 试桩(内径 260 mm)的土塞高度仅是 2[#]、3[#] 试桩(内径 410 mm)同入土深度时土塞高度的 0.6 倍, 可见, 土塞高度基本与管桩内径成正比。图 1 还表明, 对于同内径桩, 锤击沉入桩(4[#] 桩)的土塞高度约是静压沉入桩的 1.25 倍。

2.2 压桩力与沉桩深度关系

静压沉桩的最大特点可以实时监控沉桩阻力, 并且不会对桩身造成锤击损伤。3 根静压桩的沉桩阻力与沉桩深度的关系曲线见图 2。

① 收稿日期: 2002-06-20

表 1 土的物理力学指标

Table 1 Main characteristics of soils

土层编号	土层名称	含水率 $w / \%$	孔隙比 e	压缩模量 E_s / MPa	静探锥尖平均 阻力 q_{ct} / MPa	静探侧平均摩 阻力 f_{st} / kPa	桩周土摩阻力 标准值 q_s / kPa	灵敏度 S_t
①- 1	粉质黏土	30.8	0.89	6.3	0.50	27.6	15	2
①- 2	淤泥质粉质黏土	37.0	1.04	3.9	0.29	12.9	7	4
②- 1	淤泥	54.8	1.51	1.6	0.27	8.7	5	9
②- 2	淤泥质黏土	49.7	1.42	2.0	0.43	13.6	6	8
③	淤泥质粉质黏土	36.8	1.08	3.5	0.61	13.9	10	6
④	淤泥质黏土	47.0	1.33	3.2	0.54	12.2	11	5
⑤	粉质黏土	33.2	1.00	4.6	1.32	31.4	18	3

表 2 试桩概况

Table 2 General situation of pile test

试桩 编号	桩外径 /mm	壁厚 /mm	桩长 /m	桩端 土层	沉桩 方式	计算单桩极限 承载力/kN
1 [#]	400	70	40	③	静压	660
2 [#]	550	70	55	⑤	静压	1500
3 [#]	550	70	55	⑤	静压	1500
4 [#]	550	70	55	⑤	锤击	1500

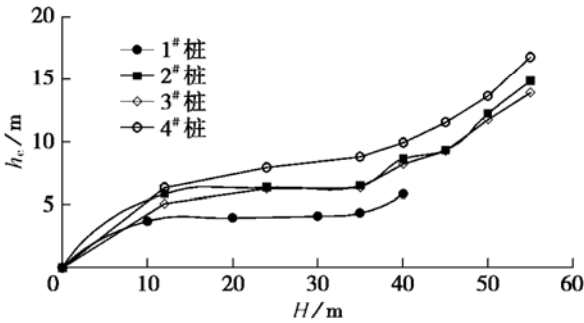


图 1 土塞高度 h_c 与沉桩深度 H 的关系

Fig. 1 The height of pile plug versus depth of pile toe

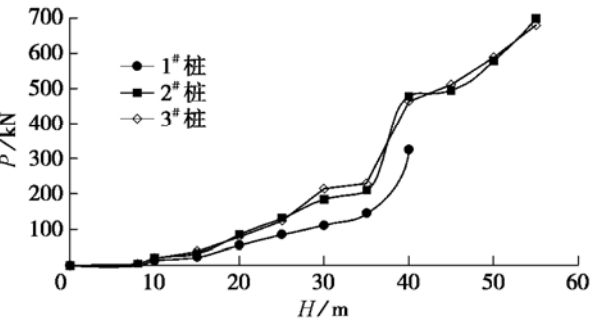


图 2 压桩力 P 随沉桩深度 H 的变化

Fig. 2 Jacking pressure versus depth of pile toe

分析图 2 可见,所有试验桩在 0~ 8 m 沉桩深度范围内,沉桩压力为 0,即依靠桩身自重桩便可沉入土中,此现象足以表明场地土质之差。当沉桩深度为 8~ 30 m,所有试验桩沉桩压力随沉桩深度缓慢增加;深度超过 37 m 后,沉桩压力迅速增加,说明 ③层土对桩端、桩侧阻力明显增大。分析 2[#] 和 3[#] 试桩,当沉桩深度为 30~ 35 m 和 40~ 45 m,沉桩压力几乎为零增长,表明此两土层的力学性能均较上层土为差,对应于图 1 中的两个暂时的“全土塞”状态。

4 根试桩的最终沉桩压力分别为 310, 656, 685 和

590 kN,其中 4[#] 试桩的最终沉桩压力是锤击送桩到位后利用静压桩机进行测定的。

3 试桩的时间效应

3.1 桩间土静力触探试验

沉桩后 2h 及每次静载试验前,距试桩边半个桩径处进行桩间土静力触探试验以了解扰动土的原位恢复情况。各土层沉桩后静探侧摩平均阻力 f_{st} 、静探锥尖平均阻力 q_{ct} 与沉桩前对应值 f_s 、 q_c 的比值 R_f 、 R_q 随休止期变化曲线见图 3 和图 4。

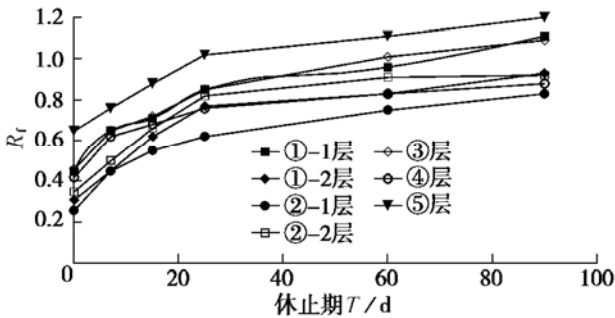


图 3 沉桩后、前土层静探平均侧摩阻力之比 R_f 与休止期 T 的关系

Fig. 3 R_f of CPT versus the time of repose

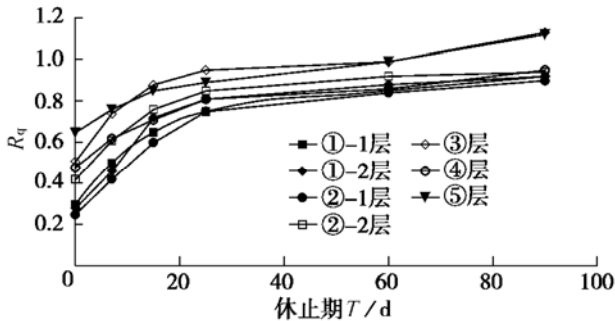


图 4 沉桩后、前土层静探平均锥尖阻力之比 R_q 与休止期 T 的关系

Fig. 4 R_q of CPT versus the time of repose

试验结果显示,各土层受扰动的程度离散性很大。就锥侧平均摩阻力而言,②- 1 层土受扰动的影响最大,沉桩后 2 h 的 f_{st} 值仅为未沉桩前的 1/4。受扰动影响较小的为 ⑤层粉质黏土,其沉桩后 2 h 的 f_{st} 值(厚度 3 m 的平均值)为原状土的 65%。

从恢复情况分析,受扰动最大的②-1层淤泥质土,沉桩25 d后的 f_{st} 值仅为原状土的60%左右;休止期达到90 d时,其值也仅恢复到75%,足见淤泥质土强度恢复的缓慢。而⑤层粉质黏土,由于受到挤密的作用,沉桩25 d后, f_{st} 值(厚度3 m的平均值)即可完全恢复;90 d后,其 f_{st} 值已达到了原位土的1.2倍。

关于各土层锥尖平均阻力 q_{cl} ,其受到沉桩的扰动及随时间的恢复基本与 f_{st} 一致。对本次试桩的桩端土层③及⑤厚度3 m的平均值),25 d休止期时, q_{cl} 值约为原状土的90%;3个月后,其值已高于沉桩前的15%左右。

对照表1分析可见,所有桩周土的扰动程度远低于其灵敏度,表明桩周土的扰动仅是部分黏土结构受到挤土而产生破坏,绝非完全重塑。从以上桩周土的扰动程度及随时间的恢复分析可知,桩周土的灵敏度愈高,其受扰动的程度愈大,强度随时间的恢复也就越慢。

3.2 单桩竖向极限承载力的时效性

PHC桩的时间效应与桩周土性状、桩径、桩长、沉桩方式及沉桩设备等因素有关。4根试桩单桩竖向极限承载力与休止期的关系曲线见图5。分析图5可知,各试桩沉桩后7天内单桩竖向极限承载力提高得最快,7 d时的单桩竖向极限承载力已达压桩力的1.7倍;休止期为15 d时,单桩竖向极限承载力约为压桩力的2.1倍;休止期为25 d时,单桩竖向极限承载力均达到了计算值;但是休止期从25 d上升到90 d,各试桩单桩竖向极限承载力还有20%左右的增幅。由此可见,对于沉入深厚软土中PHC开口长桩,以休止期25 d的试验值充当该桩的单桩竖向极限承载力是过于保守的。

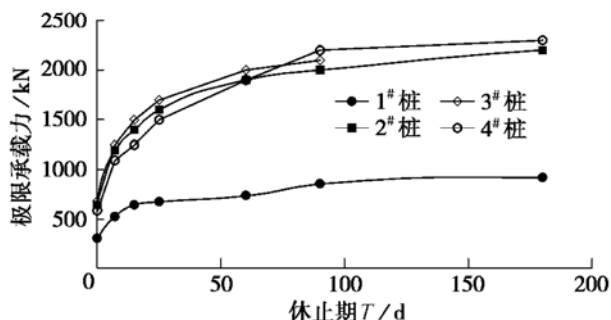


图5 单桩竖向极限承载力 Q 与休止期 T 的关系曲线

Fig. 5 Bearing capacity versus the time of repose

各试桩的时间效应系数随休止期的变化见图6。图6表明,休止期为15 d之前,各试桩的时间效应系数的变化基本一致;15 d之后,1#试桩的时间效应系数的增长见缓,4#试桩(锤击桩)的时间效应系数则表现出快速提高,而2#、3#试桩则介于二者之间。图6还表明,180 d时4#试桩(锤击桩)的时间效应系数高于其余桩20%左右。可见,桩径愈大,长期时间效应系数愈大;锤

击桩较静压桩的长期时间效应系数更大。各试桩15 d时的时间效应系数为2.1~2.2,25 d时的时间效应系数为2.3~2.6,90 d时的时间效应系数为2.8~3.7,180 d时的时间效应系数为2.97~3.90。

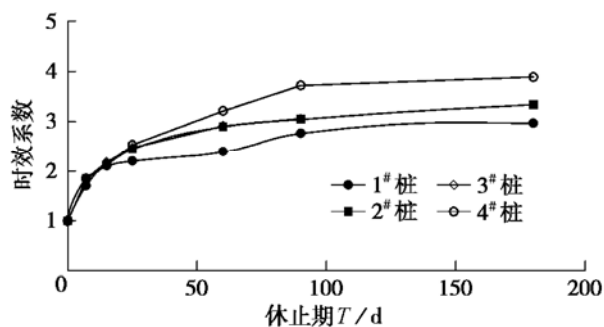


图6 各试桩的时间效应系数随休止期 T 的变化曲线

Fig. 6 Variation of time effect coefficient

4 结 语

(1) 沉入深厚软土中的PHC开口长桩,不同桩径、不同沉桩方式的试桩表现出的时效性不尽相同。桩径越大,单桩竖向极限承载力时间效应系数也越大,锤击沉桩比静压沉桩的单桩竖向极限承载力随时间的提高略慢,但最终提高的幅度较大,其值最高可达3.90。

(2) 深厚软土中PHC开口桩25 d休止期时的单桩竖向极限承载力只占其最终单桩竖向极限承载力的70%左右。休止期为180 d时单桩竖向极限承载力才基本趋于稳定。

(3) 桩周半个桩径处土的静力触探平均侧摩阻力、平均锥尖阻力随休止期的增长与试桩竖向承载力的增长具有相似性及可比性。

(4) 在沉桩过程中,土塞高度不断增加,未见完全土塞现象产生。但从系列静载试验中观测到,土塞高度没有增高。可见,土芯经过短暂的休止后,试桩已成为全土塞桩,其工程特性表现为与实心桩一样。

本次试验研究成果可为类似工程的时效系数选用提供借鉴作用,同时表明休止期25 d的试验值充当该桩的单桩竖向极限承载力是过于保守的。

本文在完成过程中得到了浙江大学土木系王铁儒教授的热情支持和帮助,在此表示衷心感谢!

参考文献:

- [1] 桩基工程手册编写委员会. 桩基工程手册[M]. 北京: 中国工业出版社, 1998.
- [2] JGJ 94—94, 建筑桩基技术规范[S].
- [3] 沈珠江, 陆培炎. 评当前岩土工程实践中的保守倾向[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(4): 115—118.
- [4] 陶宗禄, 等译. 桩土相互作用[M]. 上海: 交通部第三航务工程局科研所, 1993.