

人工挖孔扩底桩的承载力试验研究

王志玲 李 明* 李民生
(郑州工业大学土建系)

摘 要 介绍了某工程中人工挖孔扩底桩的竖向静载荷试验情况,揭示了其承载力严重不足的原因。试验结果表明,扩底桩的承载力不仅与桩端尺寸有关,而且还与桩端土的状态有关,土质越软,极限承载力越小。因此,在较软弱的地基上,不宜采用扩大桩端尺寸的办法来提高承载力。

关键词 扩底桩;极限承载力;桩端阻力

中图分类号 TU473.11

0 前言

人工挖孔扩底桩以施工简便、质量可靠、承载力较大、无噪音干扰等诸多优点,使其在土建工程中得到日益广泛的应用。但是,对扩底桩的设计方法目前尚在完善之中。从我们以往所进行的单桩竖向静压试验看,人工挖孔扩底桩的设计多数是安全或偏于保守的。但也存在承载力远远达不到设计要求的现象,郑州某电厂烟囱工程中的人工挖孔扩底桩基础就是这种情况。本文介绍了该试桩的单桩竖向静压试验,揭示了其承载力严重不足的原因,并对用不同规范估算的极限承载力进行了比较,还提供了实测的极限桩侧阻力和桩端阻力,便于今后进行同类工程设计时合理把握各参数的取值。

1 工程设计概况

某电厂扩建工程中的烟囱为钢筋混凝土结构,底部直径 18m,烟囱口直径 5m,高 210m。基础采用人工挖孔扩底桩,桩的平面布置形式见图 1,共布置了 44 根。

该烟囱的建筑场地地势平坦,地质条件简单,地基土主要为第四系统全新冲积的黄土地质,各土层的主要特征如下:

- 第 1 层 杂质土,厚约 0.4m,松散;
 - 第 2 层 黄色粉土,厚约 12.2m,稍密~中密,稍湿,坚硬;
 - 第 3 层 黄色粉土,厚约 5.8~6.8m,中密,很湿,软塑~可塑;坚硬;
 - 第 4 层 黄色粉土,厚约 4.9~5.9m,中密~密,很湿,软塑~可塑。
- 设计桩径为 1.2m,长为 10m,扩底直径为 1.8m。选第 3 层为持力层,根据试验资料,该

收稿日期:1998-03-03
* (河南省教委,郑州,450003)
第一作者 女 1962 年 7 月生 硕士学位 工程师

土层的极限承载力为 170kPa。桩周土层的极限摩阻力为 20kPa。桩的详细尺寸及地质剖面见图 2。

该扩底桩设计时间为 1993 年,当时《建筑桩基规范》JGJ 94—94(以下简称 JGJ 94—94)尚未发布,极限承载力按《建筑地基基础设计规范》GBJ 7—89(以下简称 GBJ 7—89)中的有关公式估算,即:

$$Q_{uk} = q_{pk}A_p + u_p \sum q_{si}L_i \tag{1}$$

式中: Q_{uk} ——单桩极限承载力的标准值;
 q_{pk} ——桩端土层的极限承载力标准值;

A_p ——桩端横截面面积;
 u_p ——桩身周边长;
 q_{si} ——桩周土层极限摩阻力标准值;
 L_i ——各土层的厚度。

本次试桩的单桩极限承载力为 5000kN(扩颈段实际不存在摩阻力,计算时作 0 考虑)。

2 试验情况

选 3 根工程桩(见图 1)作为试桩,进行单桩竖向静压试验。为测定桩身摩阻力,在每根试桩上布置 4 个测量断面(具体位置见图 2),每个断面对称埋设 3 只电阻应变片式钢筋混凝土应力计,以测定桩身应变。我们在埋设钢筋应力计时发现,3[#]试桩桩端土层的含水量比 1[#],2[#]试桩桩端土层的含水量高。

试验按 GBJ 7—89 中的有关规定执行。
试验加载方式为慢速维持荷载法。以设计时估算的极限承载力为依据,将其分为 10 级,每级为 500kN。

鉴于 1[#],2[#]试桩破坏时,荷载均小于 5000kN,为使加荷级数达 10 级,3[#]试桩的荷载分级为每级 400kN。

3 试验结果及分析

3.1 单桩极限承载力

3 根试桩的桩顶沉降 S 与桩顶荷载 Q 的关系见图 3。

从图 3 可得出各试桩的极限承载力分别为

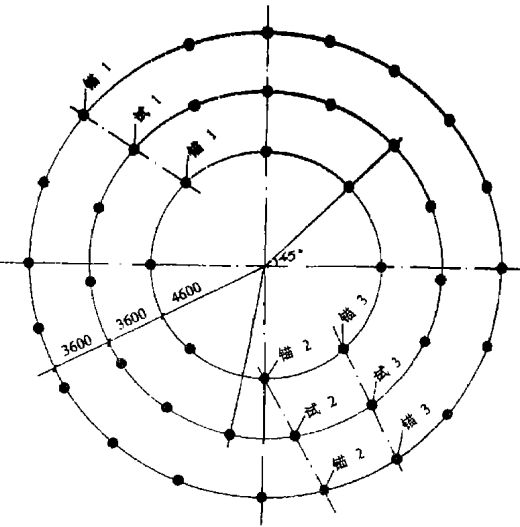


图 1 烟囱桩端位布置图

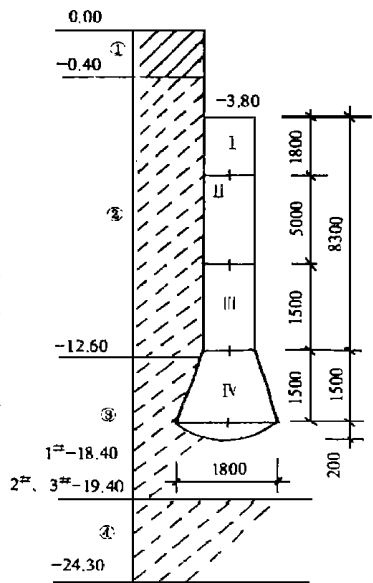


图 2 桩身构造尺寸及地质剖面

1[#] 试桩: $Q_{u1}=4000\text{kN}$
2[#] 试桩: $Q_{u2}=4000\text{kN}$
3[#] 试桩: $Q_{u3}=3200\text{kN}$

根据试桩结果的统计方法^[1]可得出实测单桩极限承载力的标准值为 3700kN。

3.2 极限侧阻力

桩身轴力用下式计算

$$P_i = EA_i\mu_i \tag{2}$$

式中 P_i ——第 i 个断面桩身轴力;
 E ——桩身的弹性模量,根据砼弹性模量和桩身的配筋率计算得出,砼弹性模量由压缩试验得出;
 A_i ——第 i 个断面的桩身横截面面积;
 μ_i ——第 i 个断面的桩身应变

桩侧阻力用下式计算

$$q_i = (P_i - P_{i+1})/F_i \tag{3}$$

式中 q_i ——第 i 段桩周侧阻力;
 F_i ——第 i 段桩身侧面积。

在极限荷载作用下,各试桩的侧阻力见表 1。

表 1 试桩的极限侧阻力

| 试桩号 | 极限荷载(kN) | 侧阻力(kPa) | | | |
|-----|----------|------------|---------------|----------------|---------------|
| | | I (0~1.8m) | II (1.8~6.8m) | III (6.8~8.3m) | IV (8.3~9.8m) |
| 1 | 4000 | 4.1 | 20.8 | 25.8 | 3.3 |
| 2 | 4000 | 7.8 | 29.5 | 31.7 | 5.5 |
| 3 | 3200 | 10 | 20.2 | 28.0 | 5.4 |

3.3 极限端阻力

各试桩的极限端阻力及桩端土层的承载力见表 2。

表 2 试桩的极限端阻力

| 试桩号 | 极限承载力(kN) | 侧阻力(kN) | 端阻力(kN) | 桩端土层的承载力(kPa) |
|-----|-----------|---------|---------|---------------|
| 1 | 4000 | 600 | 3400 | 1337 |
| 2 | 4000 | 800 | 3200 | 1258 |
| 3 | 3200 | 700 | 2500 | 983 |

3.4 试验结果分析

根据以上试验结果可知,3[#]试桩的极限承载力低于 1[#],2[#]试桩 20%,主要是由试桩桩端土层的含水量较高,致使桩端土层承载力偏低造成的。

三根试桩的极限承载力均低于设计时的估算值,1[#],2[#]试桩低 20%,3[#]桩低 36%,而桩端土层的承载力并未达到设计时的极限值。

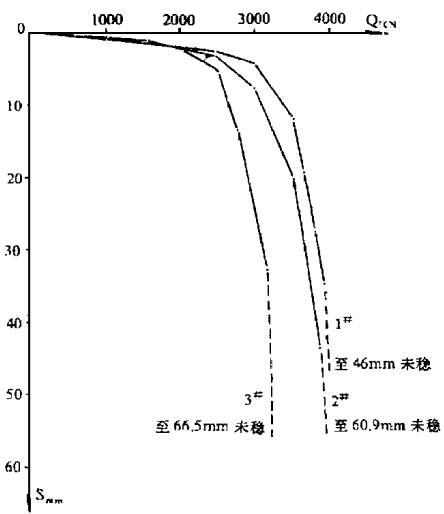


图 3 荷载—沉降关系曲线

据试验资料分析,桩的极限承载力与桩端直径 D 有关, D 越大,则极限承载力越小,因此在计算扩底桩的极限承载力时,应考虑一个折减系数^[2],JGJ 94—94 在计算大直径桩的极限承载力时,对端阻和侧阻两项都进行了修正,极限承载力表示为

$$Q_{uk} = u_p \sum \Psi_{si} q_{si} L_i + \Psi_p q_{pk} A_p \tag{4}$$

式中 Ψ_{si} ——桩侧阻力的尺寸效应系数,在粘性土、粉土中取 1;

Ψ_p ——桩端阻力的尺寸效应系数。

Ψ_p 可用下式表示

$$\Psi_p = (0.8/D)^n \tag{5}$$

式中 n 为经验指数,在粘性土、粉土中取 1/4; D 为扩大端直径。

用上述公式计算本次试桩的极限承载力,则可得 $Q_{uk} = 4100\text{kN}$,与实测的 $Q_{uk} = 3700\text{kN}$ 比较接近,而与 1[#], 2[#] 试桩的实测单桩极限承载力 $Q_{u1} = Q_{u2} = 4000\text{kN}$ 基本是相同的。

一般而言,扩底桩的侧阻力在承载力中占的比例小,有的设计就不予考虑,故 Ψ_{si} 的取值对设计计算结果影响不大,而端阻力占的比例大,所以 Ψ_p 是影响承载力计算结果的 1 个重要参数。对 Ψ_{si} , Ψ_p 的取值,JGJ 94—94 中仅将土分为两大类:粘性土、粉土类,碎石、砂土类。从我们的试验结果看, Ψ_p 不仅与 D 及土类有关,而且还与土的状态有关;土层越弱,含水量越大,极限端阻力越小。因此当持力层为较软弱的土层时,采用扩大桩端尺寸的办法来提高承载力是不经济的。值得一提的是,对于人工挖孔扩底桩,因施工质量易于控制,加之承载力较大,但静荷载试验费用大,故多数工程中在应用它时,不进行静荷载试验。本次试验测得承载力严重不足的现象,给我们提供了警戒性的教训。

参考文献

1 建筑桩基技术规范·北京:中国工业建筑出版社,1995. 135~136
2 张聚山,王俊林. 扩底墩基础设计与分析·岩石工程学报,1996,18(3):70

Loading Test of Man—power Digging Pedestal Pile

Wang Zhiling Li Ming* Li Minsheng

(Zhengzhou University of Technology) *(Education Committee of Henan)

Abstract The vertical loading test of man—power digging pedestal pile is discussed through a construction project in this paper, and the reasons for insufficient bearing capacity are analysed. The loading test results show that the ultimate bearing capacity is related with not only its size of the pile tip, but also the state of bearing stratum at pile tip. In conclusion, it is unreasonable to try to improve the ultimate bearing capacity by enlarging the size of pile tip in soft ground.

Keywords pedestal pile; ultimate bearing capacity; pile tip resistance