

强夯后填土 CFG 桩复合地基现场试验分析

吴旭君^{1,2}, 殷 琨¹

(1. 吉林大学建设工程学院, 吉林 长春 130061; 2. 中冶集团建筑研究总院深圳分院, 广东 深圳 518054)

摘要:在多种地基处理和桩基础工法的综合比较基础上, 修建于某大面积填土上的新区拟采用强夯后填土 + CFG 桩复合地基。经理论分析计算, 初步确定了 CFG 桩单桩和复合地基的承载力及桩的几何参数。按初步确定的参数在现场进行了试验性施工并实测了单桩和复合地基的承载力及桩、土应力比的变化规律。现场试验表明, 实际测得的指标大于理论值, 初步确定的参数可满足设计要求。

关键词:强夯加固; CFG 桩复合地基; 承载力特征值; 桩土应力比

中图分类号: TU473 文献标识码: B 文章编号: 1672-7428(2008)02-0031-03

Analysis on Field Test Results of CFG Pile Composite Foundation in the Reinforced Backfill Soil with Dynamic Compaction/WU Xu-jun^{1,2}, YIN Kun¹ (1. Jilin University, Changchun Jilin 130026, China; 2. Shenzhen Branch of Central Research Institute of Building and Construction, MCC, Shenzhen Guangdong 518054, China)

Abstract: Based on the comprehensive comparison of various methods of ground treatment and pile foundation, the CFG pile composite foundation in the reinforced backfill soil with dynamic compaction was selected in a new urban district building. The geometric parameters of CFG piles as well as the bearing capacity of single CFG pile and composite foundation were determined by theoretical analysis and calculation. With the preliminarily determined parameters, the experimental construction was performed on site. In addition, the changing laws of pile-soil stress ratio as well as the bearing capacity of single CFG pile and composite foundation were measured. The field test showed that the measured indexes were larger than their theoretical values, and the preliminarily determined parameters were adequate to the design requirements.

Key words: dynamic compaction reinforcement; CFG pile composite foundation; characteristic value of bearing capacity; pile-soil stress ratio

1 概况

某新建小区, 原地貌为山间剥蚀河谷台地, 占地面积约 16 万 m^2 , 表面填土层厚 0.5 ~ 6.0 m, 主要由附近山坡开挖的页岩残积层和强风化岩构成, 填土过程未经碾压处于松散状态。

小区内建筑物主要有 3 ~ 6 层的民用及公共建筑。针对本小区建筑物及填土性状之特点, 经各种地基处理及桩基方案的比较分析, 拟采用的地基处理方法如下:

(1) 先对松散填土进行强夯法加固。加固后要求填土地基承载力 150 kPa, 变形模量 7.0 MPa。强夯后填土地基直接用作 3 层及以下民用建筑、路面、地下管线等构筑物的持力层。

(2) 对 3 层以上建筑物, 由于填土厚度变幅大及强夯加固后填土在深度方向上不均匀, 建筑物易产生过大不均匀沉降, 可能会对建筑物正常使用产生影响。为了达到既能充分利用强夯后填土承载力同时又能有效避免填土不均匀沉降对建筑物之影

响, 最终确定 3 层以上民用及公用建筑采用强夯后填土 + CFG 桩复合地基。在强夯试验完成经检测地基承载力及变形模量达到预期目标后, 即进行 CFG 桩复合地基试验, 以确定 CFG 桩单桩承载力及复合地基的承载力特征值和变形模量。

2 CFG 桩复合地基理论计算

2.1 CFG 桩复合地基构成(见图 1)

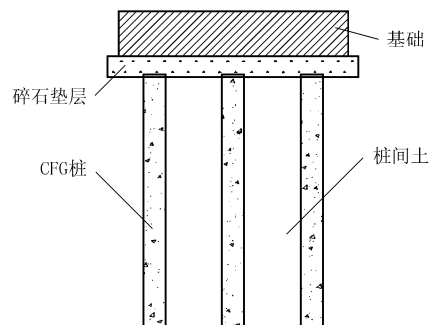


图 1 CFG 桩复合地基构造图

收稿日期: 2007-10-02

作者简介: 吴旭君(1964-), 男(汉族), 江苏宜兴人, 吉林大学在职博士研究生, 中冶集团建筑研究总院深圳分院教授级高级工程师, 地质工程专业, 从事地质工程、地基处理、深基坑支护等工作, 广东省深圳市罗湖区翠竹路翠竹苑 58 栋 A1, wju895@126.com。

CFG 桩(水泥粉煤灰碎石桩) + 桩间土 + 碎石褥垫层构成了 CFG 桩复合地基。上部结构荷载通过承台将荷载通过碎石褥垫层传至桩土复合地基。由于垫层是柔性的,在荷载作用下,一方面 CFG 桩桩头刺入垫层,另一方面在垫层传递荷载作用下桩间土产生沉降,在垫层的调整作用下,桩土变形协调,能较充分发挥桩间土的承载作用。

2.2 复合地基承载力计算

2.2.1 地质条件

试验区地质条件较简单:①填土,厚 4~6 m;②残积土,厚 2~3 m;③强风化页岩层。由于填土已经强夯处理,计算中强夯后填土和残积土按一层考虑,桩侧摩阻力特征值为 25 kPa,强风化岩桩侧、桩端阻力分别为 50 kPa 和 1000 kPa。

2.2.2 桩的几何参数

桩径 0.45 m,桩距 1.35 m,桩长 8.0 m,桩端入强风化岩层 2.0 m。

2.2.3 单桩承载力特征值(R_a)和复合地基承载力特征值(f_{spk})

$$R_a = U_p \sum q_{si} l_i + q_p A_p$$

$$f_{spk} = m(R_a/A_p) + \beta(1-m)f_{ak}$$

式中: U_p ——桩周长, m; q_{si} ——桩侧摩阻力特征值, kPa; l_i ——桩侧土层分层厚度, m; A_p ——桩截面积, m^2 ; q_p ——桩端阻力特征值, kPa; m ——桩面积置换率; R_a ——单桩承载力特征值, kN; β ——桩间土承载力折减系数; f_{ak} ——桩间土地基承载力特征值, kPa; f_{spk} ——复合地基承载力特征值, kPa。

桩面积置换率按 3 倍桩间距布桩时通常为 0.104~0.157;取 $m=0.1$ 。

计算得:

$$R_a = 500 \text{ kN}, f_{spk} = 415 \text{ kPa}$$

2.2.4 桩的平面布置

按桩距 $3d$ 、边桩中心距承台边缘 $1d$ 的原则布桩,典型的独立柱基承台和条形基础下桩的平面布置见图 2。

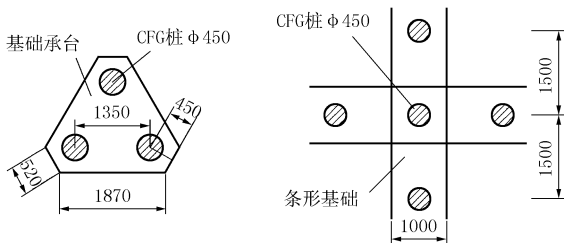


图 2 典型的 CFG 桩平面布置图

3 主要试验设备

试验设备主要分 2 个系统:成桩系统和检测系统。

本次试验采用长螺旋钻孔中心管内泵送砼成桩工艺。主要设备为:CFG-24 型步履式长螺旋钻机;2 台 500 型强制式砼搅拌机组成的小型搅拌站;输入能力为 $40 \text{ m}^3/\text{h}$ 、压力 6.0 MPa 的砼输送泵及其它配套设备。

检测设备主要由 JCQ-503 型静力载荷测试仪、平台堆载反压装置及计算机自动控制的油压千斤顶加载系统构成的静载试验设备系统和由 TYJ 系列振弦式土压力计和观测接收仪器组成应力观测试验设备系统两个系统构成,应力观测点布置见图 3。

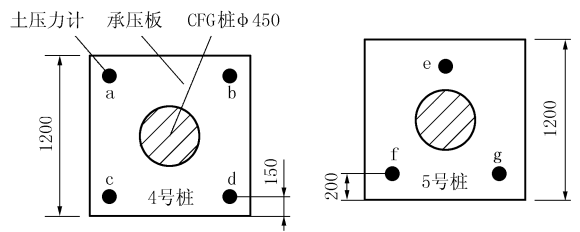


图 3 应力观测点布置图

4 检测结果分析

4.1 试验结果(见表 1)

表 1 单桩、单桩复合地基检测结果表

序号	试验类型	桩长 /m	最大荷载 /kN	累计沉降 /mm	回弹量 /mm	回弹率 /%
1	单桩破坏	7.6	1300	9.57	2.43	25.39
2	单桩破坏	5.5	1700	32.18	4.49	13.95
3	单桩破坏	5.4	1650	31.27	3.39	10.84
4	单桩复合地基	8.4	1620	16.67	5.62	33.71
5	单桩复合地基	5.3	2000	29.36	6.32	21.29

4.2 承载力及变形模量特征值

4.2.1 承载力特征值

单桩承载力特征值通常取极限承载力的一半,极限承载力由下列方法确定:

(1) $Q-s$ 曲线明显转折点:一般 $Q-s$ 曲线可分 3 段,第一段为基本呈直线状的初始段;第二段为曲率逐渐增大的曲线段;第三段为斜率很大的直线段。三段线的交界点分别称为第一拐点和第二拐点,第二拐点对应的荷载为极限承载力。

(2) 沉降速率不稳定:绘制 $s-lgt$ 曲线,初始阶段呈平坦直线状;超过极限荷载后, $s-lgt$ 曲线随时间向下弯曲,沉降速率急剧增大,其前一级荷载为极

限承载力。

(3)相对变形:对 CFG 桩基础,取 $s = 40$ mm 对应的荷载;复合地基承载力特征值;对 CFG 桩复合地基,本场地取 s/b 或 s/d (s 为承压板沉降,mm; b 、 d 为承压板之宽度或直径)等于 0.008 对应的荷载为承载力特征值。

按上述原则,本试验单桩和复合地基承载力特征值及对应的沉降量见表 2。 $Q - s$ 曲线见图 4。

表 2 单桩和复合地基承载力特征值及对应的沉降量表

序号	桩类型	R_a	S_{Ra}/mm
1	单桩	625 kN	3.45
2	单桩	750 kN	2.65
3	单桩	750 kN	4.10
4	单桩复合地基	656 kPa	10.54
5	单桩复合地基	520 kPa	9.79

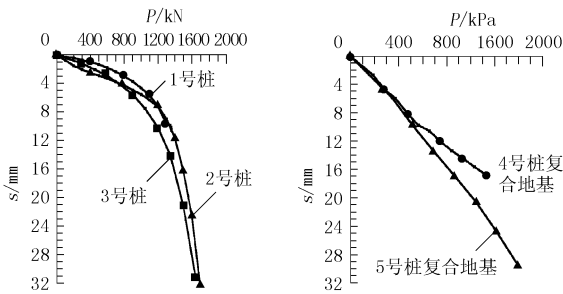


图 4 单桩和复合地基 $Q - s$ 曲线

由表 2 可知,实际单桩和复合地基承载力特征值远大于试验前据地质资料的计算值。

4.2.2 复合地基变形模量特征值

由单桩复合地基 $Q - s$ 曲线计算得 4 号桩复合地基变形模量 E_s 为 61 MPa,5 号桩为 52 MPa。

4.3 复合地基桩土受力变化

试验中,观测了在荷载不断增加下预埋土压力计应力之变化,TYJ 振弦式土压力计应力计算公式为:

$$P = K\Delta F + b\Delta T + B$$

式中: P ——被测土压力值,MPa; K ——标定系数,MPa/F; ΔF ——土压力计实时测量频率模数值相对于基准值之变化量 F; b ——温度修正系数,MPa/C°;

ΔT ——温度实时测量值相对于基准值的变化量, C°; B ——计算修正值,MPa。

由实测土压力计值和总荷载值可以计算加载过程中土、桩承担荷载的比例变化(见图 5)。

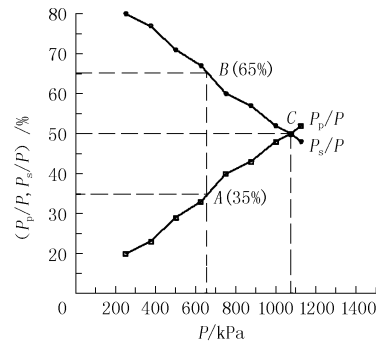


图 5 4 号桩土承担荷载变化规律

由图 5 可知,对 4 号桩,随荷载的不断增加,桩间土承担的荷载 P_s/P 逐渐减少,桩承担的荷载 P_p/P 逐渐增大。当加载达 656 kPa(复合地基承载力特征值)时,土承担的荷载 65%,桩承担的荷载 35%;当加载达 1075 kPa 时,桩土各承担 50% 荷载,荷载逐渐向桩顶集中。

5 结论

(1)用 CFG 桩加固强夯后填土地基形成的 CFG 桩复合地基的承载力特征值远大于预估的计算值,可满足预期的加固目的。

(2)填土地基经强夯加固后,可满足道路、管线、3 层以下建筑对地基承载力和变形的要求;对 3 层以上多层建筑,CFG 桩复合地基既可充分利用强夯后填土地基的承载力,又能充分发挥 CFG 桩的承载力。

(3)采用 CFG 桩复合地基,可达到工期短、经济节约的目的。

参考文献:

[1] 徐至均. 水泥粉煤灰碎石桩复合地基[M]. 北京:机械工业出版社,2004.
 [2] JGJ 79 - 2002, 建筑地基处理技术规范[S].

山东省地矿局固体矿产岩心钻探单机台年进尺过万米

本刊讯 为进一步提高地勘单位生产技术管理水平,提高探矿工程生产效率和经济效益,2007 年,山东省地矿局在全局范围内开展了创生产纪录活动。在充分调研的基础上,设立了探矿工程 6 项全局最高纪录。经过各单位认真组织开展这项活动,有 3 项生产纪录被 3 家地勘单位所打破。其

中,第三地勘院 308 机,在山东乳山大业金矿蓬家矿矿区钻探中,采用 S75 金刚石绳索取心钻进工艺,台年进尺达到 10049.71 m,实现了台年进尺过万米,打破了全局乃至全国最高纪录,受到了省局的表彰和奖励。(张敏供稿)