

CFG 桩复合地基褥垫层的合理厚度确定方法研究

贾瑞杰¹, 隆 威¹, 於法明²

(1. 中南大学勘察与基础工程研究所, 湖南 长沙 410083; 2. 广州市建筑科学研究院, 广东 广州 510440)

摘 要: 在 CFG 桩复合地基设计中, 褥垫层的厚度设计是一个重点, 它是复合地基承载力能否全部发挥的关键因素之一。但其设计上基本是靠经验取值, 缺少理论根据。从理论方面入手, 推导了褥垫层厚度的理论计算方法, 给出了最佳垫层厚度、桩土应力比的解析表达式。

关键词: CFG 桩复合地基; 承载力; 褥垫层厚度; 桩土应力比; 压缩模量

中图分类号: TU472.3 文献标识码: A 文章编号: 1672-7428(2006)04-0005-03

Research on the Method of Rational Thickness of Cushion of CFG Pile Composite Foundation/JIA Rui-jie¹, LONG Wei¹, YU Fa-ming²(1. Central South University, Changsha Hunan 410083, China; 2. Guangzhou Architecture Science Research Institute, Guangzhou Guangdong 510440, China)

Abstract: CFG pile composite foundation is used to deal with weak foundation, it can increase the bearing capacity, and reduce the foundation settlement. In the process of designing CFG pile composite foundation, thickness of cushion is very important. It is one of most important factors in the bearing capacity of CFG pile composite foundation. But there is no theory method in designing the thickness of cushion. This article, based on the theory research, elicits the theory method of rational thickness of cushion. It offers expressions about the rational thickness of cushion and pile-soil stress ratio.

Key words: CFG pile composite foundation; bearing capacity; thickness of cushion; pile-soil stress ratio; modulus of compressibility

近几年, 随着建设工程的快速发展, CFG 桩凭借其成本低、施工方便、快捷等固有优势得到了越来越广泛的应用。在 CFG 桩的设计中, 褥垫层的厚度是个很重要的参数, 它直接影响到桩间土承载力的发挥, 但在大多数工程中, 褥垫层的设计基本是靠经验取值, 没有一个统一的标准, 笔者从理论方面入手, 推导了褥垫层厚度的理论计算方法, 供有关设计人员参考。

1 地基竖向变形协调方程

CFG 桩和桩间土组成一个 3-D 对称模型, 为便于分析, 简化为 2-D 等效单元体, 如图 1 所示。

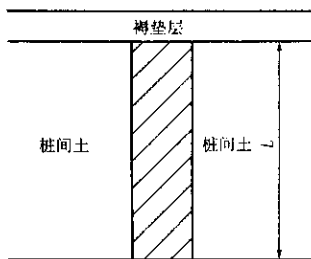


图 1 CFG 桩等效单元体

设桩长为 L , 桩顶应力 p_p (kPa), 桩间土应力为 p_s (kPa), h_0 为褥垫层厚度 (m), 桩侧摩阻力采用 Benveniste 公式计算^[1]:

$$\tau(z) = K_0 \sigma_z \tan \varphi_a$$

式中: K_0 ——土的侧压力系数; σ_z ——桩侧土体的竖向应力; φ_a ——桩土之间的摩擦角。

桩体与桩间土协同工作的条件是基础与其下地基土保持接触。假设基础是绝对刚性的, 则桩顶沉降与基础下桩间土面的沉降相等。由于在一般情况下, 桩尖下土层压缩量和桩尖平面以下土层压缩量是相同的, 故桩与桩间土共同工作的条件是:

$$\int_0^L \varepsilon_{sz} dz + \frac{p_s}{E_{sl}} h_0 = \int_0^L \varepsilon_{pz} dz + \frac{p_p}{E_{sl}} h_0 + C_1 (p_{pl} - p_{sl}) \quad (1)$$

式中: ε_{sz} 、 ε_{pz} ——桩间土和桩体的竖向应变; C_1 ——桩底平面处作用于持力层单位压力时的竖向刺入变形, m/kPa; p_{sl} 、 p_{pl} ——桩体底面处和桩侧土中的竖向应力, kPa; E_{sl} ——褥垫层压缩模量。

假定桩体为线弹性体, 桩体变形模量为 E_p , 桩径为 d_p , 桩侧土重度为 γ , 桩体中取厚度为 dz 的微

收稿日期: 2005-09-26

作者简介: 贾瑞杰(1980-), 男(汉族), 江苏徐州人, 中南大学在读研究生, 地质工程专业, 研究方向为岩土工程, 湖南省长沙市, 13602491565, jiaruijiawangju@sina.com; 隆威(1962-), 男(汉族), 重庆丰都人, 中南大学勘察与基础工程研究所所长、教授, 探矿工程专业, 从事地质工程和岩土工程专业教学、科研、设计及施工管理工作, 13508489893, lwei@163.com。

元体(如图2所示)。不考虑桩体自重,由单元竖向平衡条件可得^[2]:

$$\frac{d\sigma_{pz}}{dz} = \frac{4}{d_p} K_0 (\sigma_s + \gamma z) \tan \varphi_a \quad (2)$$

求解(2)得桩体中第*i*段深度为*z*处的应力

$$\sigma_{pzi} = \frac{4K_{0i} \tan \varphi_{ai}}{d_p} (\sigma_{si} z + \frac{1}{2} \gamma_i z^2) + \sigma_{pi} \quad (3)$$

式中 σ_{si} ——第*i*段顶面桩侧土中的竖向有效应力;
 σ_{pi} ——第*i*段顶面桩中的应力。

根据胡克定律,可得第*i*段桩的压缩量为:

$$\Delta s_{pzi} = \frac{4K_{0i} \tan \varphi_{ai}}{E_p d_p} (\frac{1}{2} \sigma_{si} h_i^2 + \frac{1}{6} \gamma_i h_i^3) + \frac{\sigma_{pi} h_i}{E_p} \quad (4)$$

由此可得桩体总的压缩量为:

$$\int_0^L \varepsilon_{pz} dz = \sum_{i=1}^n \Delta s_{pzi} \quad (5)$$

如果桩侧土体为均质土,则上式可简化为:

$$\int_0^L \varepsilon_{pz} dz = \frac{4K_0 \tan \varphi_a}{E_p d_p} (\frac{1}{2} p_s L^2 + \frac{1}{6} \gamma L^3) + \frac{p_p L}{E_p} \quad (6)$$

同样假定桩侧土体为线弹性体,桩侧土体压缩模量为 E_s ,桩侧土体中取厚度为*dz*的微元体(如图3所示),由单元竖向平衡条件可得:

$$\frac{d\sigma_{sz}}{dz} = K \sigma_{sz} + \gamma \quad (7)$$

$$K = 4mK_i \tan \varphi_a / d_p$$

式中*m*——桩土面积置换率。

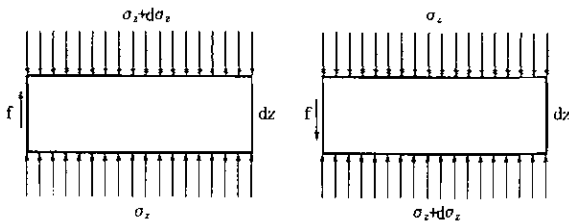


图2 桩体等效微元体

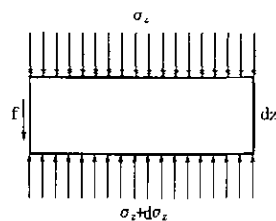


图3 桩侧土体等效微元体

求解(7)式并代入初始条件得:

$$\sigma_{szi} = (\sigma_{si} - \gamma_i / K) e^{Kz} - \gamma_i / K \quad (8)$$

令(8)式中 $\gamma_i = 0$,得到*i*层土顶面处附加应力:

$$\sigma_{szi} = \sigma_{si} e^{Kz} \quad (9)$$

按同样方法求解得到第*i*层土的压缩量为:

$$\Delta s_i = \int_0^{h_i} \frac{\sigma_{szi}}{E_s} dz = \frac{\sigma_{si}}{KE_s} (e^{Kh_i} - 1) \quad (10)$$

由此可得桩体总的压缩量为:

$$\int_0^L \varepsilon_{sz} dz = \sum_{i=1}^n \Delta s_i \quad (11)$$

如果桩侧土体为均质土,则上式可简化为:

$$\int_0^L \varepsilon_{sz} dz = \frac{p_s}{KE_s} (e^{KL} - 1) \quad (12)$$

2 静力平衡条件

复合地基表面处单位面积内桩体与桩周土反力与外荷载作用时的静力平衡条件为^[3]:

$$A_s p_s + A_p p_p = p \quad (13)$$

式中:*p*——复合地基上的单位面积外荷载; A_s 、 A_p ——复合地基单位面积内桩周土及桩体的面积; p_s 、 p_p ——复合地基单位面积内桩周土及桩体上的作用力。

桩土应力比:

$$n = p_p / p_s \quad (14)$$

桩土面积置换率:

$$m = A_p / A_s \quad (15)$$

联立(13)、(14)、(15)式得:

$$n = p_s (1 + m) / (m p_p) - m \quad (16)$$

3 垫层的合理厚度

在确保安全的情况下,为了更好的发挥桩间土的承载力,则 $p_s \leq f_k$ (f_k 为天然地基承载力特征值)。其最优化设计是 $p_s = f_k$,在桩径、面积置换率已知的情况下,将此条件代入(13)、(16)式可求得 p_p 、最佳桩土应力比*n*。将求得结果代入(1)、(5)、(12)式可以求得垫层合理厚度 h_0 。若勘察报告提供桩侧摩阻力特征值,上述过程可以进一步简化。

4 算例验证

某住宅小区位于广州市白云区,拟建建筑物地面以上18层,高度60m,地下1层,地下室埋深-6.0m。总建筑面积38327m²,设计柱底最大轴力10000kN,框架-剪力墙结构。本区地质条件见表1。

表1 地基土物理力学指标表

层号	土层名称	平均厚度 /m	密度 / (kN · m ⁻³)	压缩模量 E_s /MPa	承载力特征值 f_k /kPa	桩侧摩阻力特征值 /kPa
①	素填土	0.62	17.0		80	8
② ₁	粉质粘土	3.61	18.6	4.5	200	28
② ₂	粗砂	2.41	20.0	4.2	180	30
② ₃	粉质粘土	2.84	18.9	4.0	170	25
② ₄	淤泥质粉质粘土	2.84	17.0	2.2	70	8
② ₅	粉质粘土	11.20	19.1	4.2	180	25
② ₅₋₁	淤泥质粉质粘土	4.79	17.0	2.7	100	10
③	微风化灰岩	3.37				800

设计复合地基承载力特征值为 $f_{spk} = 300$ kPa,CFG桩单桩承载力特征值为 $f_{pk} = 500$ kN,以②₅粉

质粘土层作为桩端持力层,设计桩直径 400 mm,桩间距为 1.4 m,采用正方形布桩,桩顶铺设 30 cm 的中细砂褥垫层($E_s = 4.3 \text{ MPa}$),施工时挖除上部素

填土。施工完工后对 CFG 桩进行了单桩复合地基平板载荷试验,其结果如表 2 和图 4 所示。

表 2 CFG 桩单桩复合地基平板载荷试验结果表

序号	试验编号	桩径 /mm	入土桩长 /m	单桩复合地基承载力特征值/kPa	最大试验荷载 /kPa	单桩复合地基极限承载力/kPa	承载力特征值对应的沉降量/mm	最大沉降量 /mm	残余沉降量 /mm
1	173	400	15.00	300	600	≥ 600	5.71	14.65	10.24
2	247	400	26.80	300	600	≥ 600	7.46	20.45	14.11
3	466	400	26.80	300	600	≥ 600	5.08	14.00	8.31
4	610	400	18.00	300	600	≥ 600	6.85	18.26	12.75
5	815	400	15.90	300	600	≥ 600	6.19	16.97	12.67
6	1050	400	15.50	300	600	≥ 600	5.64	16.61	12.89

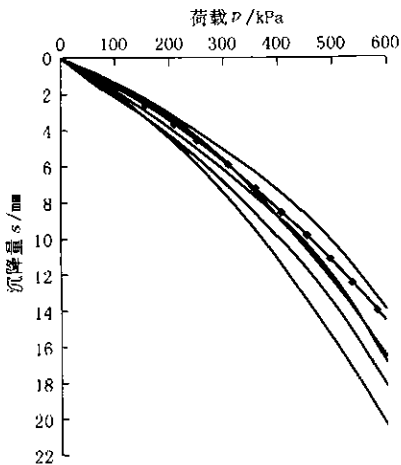


图 4 复合地基载荷试验 $p-s$ 曲线

从图 4 可以看出,在达到设计承载力特征值 300 kPa 时,各桩 $p-s$ 曲线均未出现明显拐点,且沉降量都比较小,即承载力没有全部发挥,在 $p = 350 \text{ kPa}$ 有 2 条桩出现第一拐点,在 $p = 400 \text{ kPa}$ 各桩基本上都出现了第一拐点。综合上述结果得出 $f_{spk} = 380 \text{ kPa}$,将上述各土层物理参数代入式(1)、(5)、(9)联立求得 $h_0 = 357 \text{ mm}$ 。

为验证计算结果的合理性,特选 610 号,在褥垫层与天然地基土的交界处理设了 2 个土压力盒,褥垫层厚度取 380 mm,然后重新试验,安全系数取 2,最大试验荷载 760 kPa,试验结果如下(1)压板应力为 380 kPa,桩间土应力为 160 kPa(2)压板应力为 520 kPa,桩间土应力为 230 kPa(3)压板应力为 760 kPa,桩间土应力为 310 kPa。桩间土应力比随荷载变化曲线见图 5。

计算可得:

压板应力为 380 kPa $p_p = 3343.9 \text{ kPa}$ $n = 20.9$;

压板应力为 520 kPa $p_p = 4847.8 \text{ kPa}$ $n = 21.1$;

压板应力为 760 kPa $p_p = 7475.6 \text{ kPa}$ $n = 24.1$ 。

从上述工程实例可以看出,通过计算得出垫层

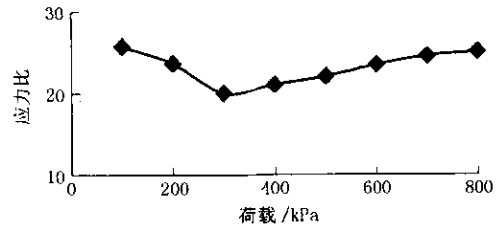


图 5 桩土应力比随荷载变化曲线

厚度比经验取值更具有合理性。因此,在设计时,必须根据实际情况,选择合理的垫层厚度及垫层模量,能最大限度地发挥桩间土的承载能力,从而达到优化设计的目的。

5 结论

(1)用本文推导的计算公式得出的褥垫层厚度比较接近实际,有利于更大限度地发挥桩间土的承载力。

(2)在褥垫层的厚度设置中还应考虑到建筑物的允许沉降量,加大褥垫层厚度的同时必然会导致沉降量的增大,因此,在设计过程中,应充分考虑两者之间的关系,以达到优化设计的目的。

参考文献:

- [1] 折学森. 软土地基沉降计算[M]. 北京:人民交通出版社, 1998.
- [2] 刘杰. 复合地基中垫层作用机理[J]. 中南工业大学学报, 2001(12).
- [3] 孙文怀. 基础工程设计与地基处理[M]. 北京:中国建材工业出版社, 1999.
- [4] 董道洋. CFG 桩复合地基桩土应力比的理论计算方法[J]. 四川建筑, 2003(12).
- [5] JGJ 79-2002 建筑地基处理技术规范[S].
- [6] 龚晓南. 复合地基理论与工程应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2002.
- [7] 陈桂芳. CFG 桩复合地基褥垫层的设计与施工[J]. 岩土工程界, 2004, 7(5).