

CFG 桩复合地基沉降计算方法的修正

张钦喜 郑玉苹 陈 鹏

(北京工业大学建筑工程学院,北京 100124)

【摘要】 在复合地基设计中,除满足地基承载力要求外,还要核算地基变形是否满足设计要求。目前,复合地基变形计算广泛采用的是地基处理规范中的半理论、半经验方法,但大量的沉降监测数据表明,工程中普遍应用的 CFG 桩复合地基的实际沉降值远远小于按规范计算方法得到的沉降值。针对现行规范中 CFG 桩复合地基沉降计算方法存在的问题,综合借鉴前人在天然地基和复合地基方面的研究,提出个人的见解和修正公式,以期达到安全可靠经济实用的目的,为以后 CFG 桩复合地基的沉降计算提供理论依据。

【关键词】 复合地基;沉降;计算;修正

【中图分类号】 TU 472.31

【文献标识码】 A

doi:10.3969/j.issn.1007-2993.2015.02.011

Correction about Settlement Calculation Method of CFG Pile Composite Foundation

Zhang Qinxi Zheng Yuping Chen Peng

(Beijing University of Technology, Institute of Civil Engineering and Architecture, Beijing 100124, China)

【Abstract】 In the design of composite foundation, in addition to meeting the foundation bearing capacity also meeting the ground deformation design requirements. At present, the deformation calculation of composite foundation widely adopted semi-theoretical, semi-empirical method from ground handling practices, but a lot of settlement monitoring data show the real sedimentation of CFG pile composite foundation far less than calculated value which calculate according to standardized methods. This article aims at the defect of settlement calculation methods which about CFG pile composite foundation and reference researches in natural ground and composite foundation. This article proposes a correction formula and some personal opinions to get the goal which is safe and reliable economic and practical in the same time provide a theoretical basis for settlement calculation of CFG pile composite foundation.

【Key words】 composite foundation; sedimentation; calculate; correct

0 引言

CFG 桩复合地基作为一种有效的地基处理手段,在建筑地基基础、路基工程等领域的应用日益广泛并取得了良好的工程效益,然而其理论研究尚落后于实践。目前,CFG 桩复合地基变形计算的理论正处于不断发展和完善的过程中,还无法更精确地计算其应力场的分布而为变形计算提供合理的模式,因而复合地基的变形计算多采用经验公式。然而大量的沉降监测数据表明,实际沉降值远远小于现行规范方法计算的沉降值,从安全实用的变形控制设计要求看,显然当前的很多设计并没有充分发挥 CFG 桩复合地基的承载潜力,造成一定的浪费。

1 现行 CFG 桩复合地基沉降计算方法存在的不足

仔细研读现行《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2012)^[1],不难发现复合地基沉降计算部分的某些假定显然与实际不符,其中有以下典型问题。

1.1 复合区模量的取值

复合地基加固区用复合模量计算变形,下卧层用天然地基压缩模量计算变形,不管是加固区土层还是下卧层都要用到勘察报告提供的不同土层天然地基压缩模量。但由于勘察过程中取土及试样加工过程中对土样的扰动以及试验过程的误差,土参数的准确性和能否代表原位土的变形参数亦值得研究,尤其对于那些灵敏度高的土,因此目前勘察报告中的 E_{s1} 值是在应力释放后得出的,显然

是偏小的。

1.2 土体单元的假定

分层总和法中假定地基土每个分层为均匀、连续、各向同性半无限空间弹性体,土体单元变形假定为有侧限的,这样的假设使得地基中的土单元只发生竖向压缩,不发生侧向鼓胀,而土实际上会发生侧

$$s = \Psi_s \left[\sum_{i=1}^{n_1} \frac{p_0}{\xi \beta \eta E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) + \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{p_0}{\beta \eta E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \right]$$

式中: β ——侧限假定修正系数,各类土的 β 值参见表1;

η ——取土扰动修正系数, $\eta = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$;

φ ——土的内摩擦角, $(^\circ)$;

其他参数同现行《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)[1]9.2.8条、9.2.9条规定。

向变形,从而使计算结果偏小。

2 修正后 CFG 桩复合地基变形计算公式

综合参阅大量文献和实测数据后,并借鉴文献[2]中提到的考虑基础刚度、侧限假定及土扰动对压缩模量 E_s 的影响等,提出了新的修正后沉降计算公式:

2.1 侧限假定修正系数 β

现行沉降计算方法均假定基础下的土不发生侧向膨胀,用压缩模量计算沉降。但实际上土是发生侧向变形的,应该用土的变形模量计算沉降。依据弹性力学,变形模量 E_0 与压缩模量 E_s 在理论上存在以下关系: $E_0 = \beta E_s$,其中 $\beta = (1 - 2\mu)(1 + \mu)/(1 - \mu)$ 。各类土的 μ 、 β 值见表1。

表1 各类土对应的 μ 、 β 值

参数	土类			粉质粘土			粘土		
	碎石土	砂土	粉土	坚硬	可塑	软塑、流塑	坚硬	可塑	软塑、流塑
μ	0.15~0.20	0.20~0.25	0.25	0.25	0.30	0.35	0.25	0.35	0.42
β	0.95~0.90	0.90~0.83	0.83	0.83	0.74	0.62	0.83	0.62	0.39

虽然现有试验资料普遍显示 $E_0 > E_s$,但理论上 $E_0 < E_s$,作者认为这种理论和实际的矛盾是由试验方法造成的,因此本文仍然采纳表1的理论数值。

2.2 取土扰动修正系数 η

目前压缩模量的取值,对粘性土和粉土靠室内压缩试验测定,而砂土和碎石土则通过现场进行的标贯试验结果,根据经验给出一个经验数值,并不直接测定其压缩模量。因此,如何较准确地给出砂土、碎石土的压缩模量仍然是一个问题。在取土、搬运和试样加工的过程中,不可避免地会对土体产生扰动,造成实验室得出的压缩模量比原位土实际的压缩模量值要小,原位土实际的压缩模量 E_s 可能是实验室得出的压缩模量 E_s 的好几倍。土的结构性是影响这一倍数的主要因素,从理论上讲,灵敏度高的土及无结构性的砂土、碎石土,易受扰动,倍数大些,比较坚硬的砂性土,受扰动要小,倍数要小些。

对取土扰动影响如何量化,目前这方面的研究资料还很少,文献[3]中提到一个塑性影响因子 α 。文献[4]和文献[5]中提到取土扰动对压缩模量 E_s 的调整系数为 $1.49(1+e)$ 。这里作者根据朗肯被动土压力系数,暂且假定取土扰动修正系数为 $\eta = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$ 。

3 CFG 桩复合地基工程实例沉降计算分析

3.1 工程地质条件和水文地质条件

3.1.1 工程地质条件

按沉积年代可划分为人工堆积层、新近沉积层、一般第四纪沉积层、第三纪砾岩和白垩纪泥灰岩五大类,按岩性及工程特性又可划分为8个大层及13个亚层。现分述如下:

1) 场地表层分布主要为人工堆积的素填土①层、杂填土①₁及淤泥②₂层。

2) 人工堆积层以下为新近沉积的粘质粉土—粉质粘土②层、粘质粉土②₁层、重粉质粘土—粘土②₂层、砂质粉土—粉质粘土②₃层、中砂—粗砂②₄层。

3) 新近沉积层以下为一般第四纪沉积层,包括粉质粘土—粘质粉土③层、砂质粉土—粘质粉土③₁层;粉质粘土④层、粘质粉土④₁层、粉砂—细砂④₂层;粉质粘土⑤层、粘质粉土—砂质粉土⑤₁层、重粉质粘土—粘土⑤₂层、中砂⑤₃层;圆砾—卵石⑥层、粗砂—细砂⑥₁层。

4) 一般第四纪沉积层以下为第三纪全风化砾岩⑦层、白垩纪的强风化泥灰岩⑧层。

3.1.2 水文地质条件

本次勘探期间各钻孔均见地下水,钻探深度范

围内见有三层地下水。第一层为潜水,静止水位埋深 2.50~7.00 m,绝对标高 39.68~44.23 m。第二层为承压水,静止水头埋深 7.90~12.90 m,绝对标高 33.29~38.27 m。第三层为承压水,静止水头

埋深 13.80~16.60 m,绝对标高 30.54~34.12 m。

3.2 工程概况

拟建建筑物采用钢筋混凝土剪力墙结构体系。建筑物具体设计参数见表 2。

表 2 拟建建筑物具体设计参数表

楼号	建筑面积/m ²	层数	基础型式	±0.000	f_{sk}/kPa	f_{spk}/kPa
1#	9126	11/2	筏板		150	240
2#	9126	11/2	筏板		150	280
3#	11 968	10/1	筏板		110	240
4#	13 469	14(11)/2	筏板	47.45	140	280
5#	12 611	14(11)/2	筏板	47.55	140	280
6#	13 469	14(11)/2	筏板	47.65	140	280
7#	12 611	14(11)/2	筏板	47.80	140	280
8#	8580	11/1	筏板	48.45	120	190
9#	15 750	14/1	筏板	48.4	120	240
10#	11 968	10/1	筏板		110	240
11#	11 968	10/1	筏板		110	240
12#	15 750	14/1	筏板	47.3	110	240

依据《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)^[1]设计方法,针对具体地质条件完成设计并施工。楼座的具体设计参数见表 3。

表 3 各楼座 CFG 桩复合地基设计参数表

楼号	桩径/mm	桩长/m	桩间距/m	置换率/%	单桩承载力/kN	f_{sk}/kPa	f_{spk}/kPa
1#	410	8.0	1.8	4.10	335	150	240
2#	410	8.0	1.6	5.17	370	150	280
3#	410	12.5	1.8	4.10	455	110	240
4#	410	9.5	1.5	5.84	350	140	280
5#	410	6.5	1.3	7.69	270	140	280
6#	410	6.5	1.3	7.69	270	140	280
7#	410	9.5	1.55	5.21	390	140	280
8#	410	16.0	1.9	3.65	290	120	190
9#	410	13.5	1.9	3.65	535	120	240
10#	410	12.0	1.8	4.10	455	110	240
11#	410	12.5	1.8	4.10	455	110	240
12#	410	14.0	1.84	3.88	475	110	240

3.3 楼座沉降分析

图 1。

1#楼座土层参数见表 4,沉降观测点布置见

表 4 1#楼座 CFG 桩复合区及下卧层土层参数

编号	土层名称	层厚/m	压缩模量 E_s/MPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	泊松比 μ	η	β	修正后的模量 E'_s	复合区复合模量 E_{sp}
1	粉质粘土④	0.61	6	10.3	0.25	1.44	0.74	6.37	10.20
2	粉质粘土⑤	3.9	6.5	9.9	0.30	1.42	0.74	6.81	10.89
3	粗砂—砾砂⑥ ₁	1.1	35	38	0.25	4.20	0.90	132.42	211.87
4	卵石—碎石⑥ ₄	2.39	9.6	19	0.20	1.97	0.95	17.92	28.68
5	泥灰岩⑦	4.61	50	45	0.35	5.83	0.95	276.85	

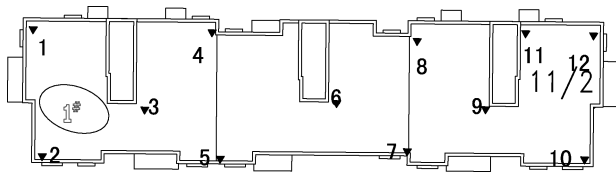


图 1 1#楼座沉降观测点布置图

1#楼基础底面积为 $13.8\text{ m} \times 55.2\text{ m}$, 根据表 4 中的地基土层参数, 运用角点法分别计算 1#楼座各个观测点, 利用原土体压缩模量计算的沉降值 $s_{\text{原}}$ 和利用本文提出的修正后土体压缩模量计算的沉降值 $s_{\text{新}}$, 并与实际观测沉降值 $s_{\text{测}}$ 进行比较。(见表 5)

表 5 计算沉降值与实际观测沉降值比较

观测点	$s_{\text{原}}$	$s_{\text{新}}$	$s_{\text{测}}$	观测点	$s_{\text{原}}$	$s_{\text{新}}$	$s_{\text{测}}$
1	33.29	27.85	16.19	2	33.29	27.85	18.06
4	66.58	55.70	20.24	5	66.58	55.70	17.13
8	66.58	55.70	19.16	7	66.58	55.70	17.50
12	33.29	27.85	21.68	10	33.29	27.85	15.13

根据表 4 中的土层参数, 运用现行规范方法计算得到 1#楼座的地基沉降值为 45.57 mm , 运用本文提出的修正计算方法算得的 1#楼座地基沉降值为 20.72 mm 。按照图 1 所示, 在 1#楼座上布置 12 个沉降监测点, 从结构出土 0.00 mm 开始, 到装修完成, 历时 638 天对其进行监测, 并剔除某些严重偏离实际情况的监测数据后对剩余监测数据求

平均值, 算得 1#楼座的实测沉降平均值为 19.38 mm 。

如同 1#楼座所示, 依据各楼座 CFG 桩复合区及下卧层土层参数, 分别运用现行规范方法和本文中提出的修正计算方法, 计算出 $\times\times$ 工程的 12 个楼座的地基沉降数据, 并与这 12 个楼座的实测沉降平均值作比较, 具体数据情况见表 6、图 4。

表 6 12 个楼座沉降数据表

楼号	修正前后两种计算方法与现场监测数据平均值的比较		
	修正前沉降值	修正后沉降值	现场监测沉降值
1#	45.57	20.72	19.38
2#	64.17	34.34	31.96
3#	19.85	11.34	10.15
4#	28.34	9.45	13.03
5#	91.12	46.25	28.16
6#	55.31	29.90	17.82
7#	45.57	23.13	15.19
8#	160.41	89.12	43.56
9#	98.23	55.81	36.08
10#	114.81	68.75	40.36
11#	170.9	131.46	48.45
12#	58.58	38.14	23.95

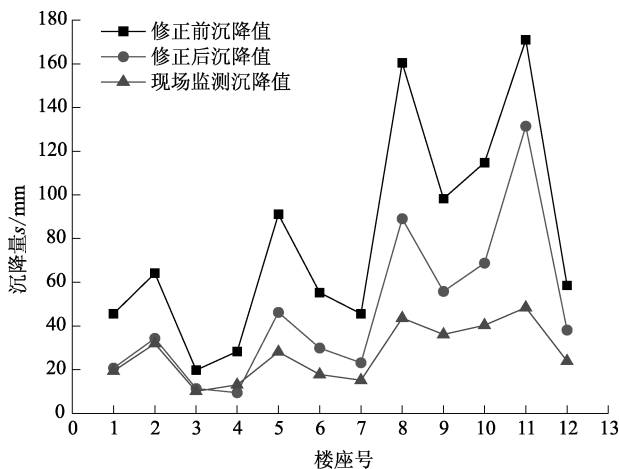


图 4 12 个楼座沉降数据比较图

通过以上沉降数据的比较分析, 可以得到本文提出的修正后复合地基沉降计算方法比现行规范中复合地基沉降计算方法算得的 CFG 桩复合地基沉降值更接近于实际监测平均值, 修正后的 CFG 桩复合地基沉降计算方法比现行规范中复合地基沉降计算方法更具合理性和实用性。

4 结论

通过分析现行规范复合地基沉降计算方法中存在的不足, 提出了考虑侧限假定修正系数 β 、取土扰动修正系数 η 的复合地基沉降计算修正公式。

通过 12 个楼座修正前后复合地基沉降计算方法算得的沉降值与现场监测数据的比较, 得出利用

修正后的公式算得的 CFG 桩复合地基的沉降值更接近实测值。

参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国行业标准 . JGJ 79—2002 建筑地基处理技术规范[S]. 北京, 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 张钦喜, 刘鸿哲, 等. 地基沉降计算方法的研究与改进[J]. 北京工业大学学报, 2009, 35(1): 78-83.
- [3] GEDDES J D. Stress in foundation soil due to vertical

subsurface loading [J]. Geotechnique, 1966, 16(3): 289-295.

- [4] 郑俊杰, 区碱化, 邢泰高. 参变量变分原理求解土的变形模量与压缩模量的关系[J]. 固体力学学报, 2004, 25(1): 53-57.
- [5] 梁发云. 基于多孔介质理论的地基土变形模量估算方法[J]. 岩土力学, 2004, 25(7): 1147-1150.

收稿日期: 2015-01-27

(上接第 78 页)

从表 1 中可以看出, 昔格达粘土岩的三种拟合方程均较好, 其决定系数 R^2 均在 0.9 左右, 以二次多项式拟合最优, 线性拟合次之, 乘幂拟合最差。

对于昔格达粉砂质泥岩, 1~56.3 m 埋深区间的剪切波速与埋深间关系的拟合方程以线性拟合和二次多项式拟合较好, 其决定系数 R^2 均大于 0.71, 以二次多项式拟合最优, 其决定系数 R^2 为 0.7155; 1~20 m 埋深区间的剪切波速与埋深间关系的三种拟合均很差, 其决定系数 R^2 均在 0.3 左右, 由于 1~20 m 区间含在了 1~56.3 m 区间内, 故推荐其采用 1~56.3 m 区间的二次多项式拟合方程; 20.1~56.3 m 埋深区间的剪切波速与埋深间关系的拟合方程以线性拟合和乘幂拟合较好, 其决定系数 R^2 均大于 0.89, 以乘幂拟合最优, 其决定系数 R^2 为 0.8945, 该值大于 1~56.3 m 埋深区间的最优拟合(二次多项式拟合)的决定系数, 故此深度区间推荐采用此乘幂拟合。

3 结 论

本文采用了三种较为成熟的拟合方法对攀枝花地区分布较为广泛的昔格达粘土岩和昔格达粉砂质泥岩的剪切波速与埋深间的关系进行了统计分析, 得到了其拟合方程、确定性系数和适用深度。对于昔格达粘土岩, 其剪切波速与埋深间的拟合方程建议采用二次多项式拟合方程 $v_s = 147.27 + 14.712H - 0.1022H^2$ 。对于昔格达粉砂质泥岩, 埋深在 1~20 m 区间的土层剪切波速与埋深间的拟合方程建议采用二次多项式拟合方程 $v_s = 337.32 + 2.0849H - 0.0043H^2$; 埋深在 20.1~56.3 m 区间的土层剪切波速与埋深间的拟合方程建议采用乘幂拟合方程 $v_s = 235.86H^{0.1536}$ 。本文的成果可作为攀枝花地区工程

建设规划和设计的基础资料, 利用其拟合方程可计算得出该地区未进行剪切波速测试的或虽已进行剪切波速测试但未达到要求的场地的剪切波速值, 为场地类别的划分和土层地震反应计算中基岩输入面的确定提供依据。

参 考 文 献

- [1] 程国勇, 王建华. 应用剪切波速判别砂土液化的研究综述[J]. 世界地震工程, 2004, 20(1): 112-116.
- [2] 高印立. 剪切波速与土性指标间的统计关系[J]. 建筑科学, 1998, 14(5): 19-21.
- [3] 邱志刚, 薄景山, 罗奇峰. 土壤剪切波速与埋深关系的统计分析[J]. 世界地震工程, 2011, 27(3): 81-88.
- [4] 齐史浩, 刘德东, 张宁东, 等. 剪切波速推测的工程应用[J]. 防灾科技学院学报, 2007, 9(4): 17-21.
- [5] 齐史浩, 刘德东, 兰景岩, 等. 西安阎良区土层剪切波速统计分析[J]. 防灾科技学院学报, 2008, 10(4): 10-12.
- [6] 刘红帅, 郑桐, 薄景山, 等. 粘性土剪切波速不确定性的统计分析[J]. 世界地震工程, 2010, 26(增): 99-103.
- [7] 安卫平, 兰青龙, 贺明华, 等. 太原地区剪切波速的深度分布[J]. 山西地震, 1997(1-2): 87-94.
- [8] 李平, 薄景山, 孙有为, 等. 西昌市场地剪切波速与土层深度经验关系[J]. 世界地震工程, 2010, 26(4): 13-17.
- [9] 陈国兴, 徐建龙, 袁灿勤. 南京城区岩土体剪切波速与土层深度的关系[J]. 南京建筑工程学院学报, 1998, 45(2): 32-37.

收稿日期: 2014-06-16