



挤密砂桩复合地基非线性沉降的计算方法

于 健, 刘 刨, 胥新伟

(中交天津港湾工程研究院有限公司, 港口岩土工程技术交通行业重点实验室,
天津市港口岩土工程技术重点实验室, 天津 300222)

摘要: 港珠澳大桥工程是国内首次大规模采用高置换率挤密砂桩复合地基的工程, 该复合地基的沉降变形计算方法经验性较强, 计算结果往往差异较大, 因此进行承压板边长为 5.4 m 的大型复合地基荷载试验以验证设计参数。采用双曲线模型对该荷载试验的荷载-沉降曲线进行拟合, 建立考虑地基非线性变形的切线模量与附加应力之间的关系, 验证切线模量法沉降计算方法的可行性。同时分别采用该方法和规范方法对复合地基在主体结构荷载作用下的地基沉降进行计算对比。结果表明, 采用考虑地基非线性变形的切线模量法计算结果更接近实测值。

关键词: 复合地基; 水下荷载试验; 原位试验; 切线模量; 地基非线性变形

中图分类号: TU 433; U 655.54

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2021)08-0176-06

Calculation method for nonlinear settlement of sand compaction pile composite foundation

YU Jian, LIU Zhao, XU Xin-wei

(CCCC Tianjin Port Engineering Institute Co., Ltd., Key Laboratory of Port Geotechnical Engineering of the Ministry of Communications, Key Laboratory of Port Geotechnical Engineering of Tianjin, Tianjin 300222, China)

Abstract: For the first time in China, the high replacement rate sand pile composite foundation is widely used in Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge project. The settlement deformation calculation method of the composite foundation is empirical, and the calculation results are often different. Therefore, we carry out the load test of a large composite foundation with a bearing plate side length of 5.4 m to verify the design parameters. We apply the hyperbolic model to fit the load-settlement curve of the load test, establish the relationship between the tangent modulus and the additional stress considering the nonlinear deformation of the foundation, verify the feasibility of the settlement calculation method of the tangent modulus method, and calculate and contrast the settlements of composite foundation under the main structure load by this method and the standard method respectively. The results show that the calculation result of the tangent modulus method considering the nonlinear deformation of the foundation is more consistent with the measured value.

Keywords: composite foundation; underwater loading test; in-situ test; tangent modulus; nonlinear deformation of foundation

港珠澳大桥工程大规模采用挤密砂桩复合地基, 其隧道主体采用沉管结构, 该隧道结构对地基沉降变形要求较高, 因此工程设计中须慎重考虑挤密砂桩复合地基的沉降变形问题。

目前的地基变形计算方法经验性较强, 其难

点在于变形参数的选取, 目前国内规范中地基变形计算参数一般根据室内土工压缩试验 $e-p$ (孔隙比-压力) 曲线确定, 然后采用分层总和法进行总体计算。原状土室内土工压缩试验是在无侧向变形的完全侧限条件下进行, 其土体应力状态与实

际情况不符, 难以准确反映地基实际变形情况; 同时原状土在现场钻探取样、封装、运输及试样加工等过程均会受到不同程度的扰动, 因此采用室内土工试验参数进行地基变形计算的结果与实测数据相比往往存在较大的差异, 因此相关技术规范在地基沉降计算结果前面增加一个经验修正系数 ψ_s , 经验修正系数 ψ_s 的取值范围在 0.2~1.4, 取值区间较大。而复合地基的沉降变形问题更为复杂, 规范中要求的桩身和桩间土的计算参数往往很难得到, 沉降计算结果的经验性很大。

现场原位试验是在岩土原位状态和应力条件下对岩土性质进行测试, 能够在很大程度上反映土体的原始状态, 荷载试验是一种最基本的原位试验, 试验过程非常接近于实际工程, 其成果应用于地基变形计算也更接近实际情况。国内部分规范已采用基于荷载试验的变形模量进行地基变形计算^[1], 但地基变形模量是根据荷载试验 $p-s$ (荷载-沉降) 曲线的初始直线段计算得到, 只适用于荷载较小或地基接近于弹性材料的情况, 而地基沉降一般是非线性的, 因此采用考虑土体非线性沉降的切线模量进行地基沉降计算是比较合理的^[2]。本文采用挤密砂桩复合地基荷载试验时地基土不同应力水平下的切线模量进行相应的地基沉降变形计算, 以验证该方法的适用性。

1 非线性切线模量法地基沉降计算

地基沉降计算通常采用分层总和法, 其中最关键的为变形计算参数的确定, 根据原位荷载试验 $p-s$ 曲线起始直线段某压力点 p_1 对应的沉降量 s_1 可得到地基变形模量。对于地基非线性沉降阶段承压板底部荷载增加 Δp 时地基沉降相应增加 Δs , 则地基的变形模量 E_t 的计算公式为:

$$E_t = \omega D(1-\mu^2) \frac{dp}{ds} \quad (1)$$

式中: ω 为刚性承压板形状系数, 圆形承压板取 0.79, 方形承压板取 0.88; D 为承压板直径或边长; μ 为地基土的泊松比; p 为试验的荷载; s 为

荷载试验地基沉降量。

通常情况下地基荷载试验 $p-s$ 曲线均可用双曲线进行拟合^[3-4], 拟合方程为:

$$p = \frac{s}{a+bs} \quad (2)$$

即:

$$\frac{dp}{ds} = \frac{(1-bp)^2}{a} \quad (3)$$

式中: a 、 b 均为双曲线拟合参数。当 $s \rightarrow \infty$ 时, 则可得到地基极限承载力 $p_u = \frac{1}{b}$ 。

将式(3)代入式(1)可得:

$$E_t = \omega D(1-\mu^2) \frac{(1-bp)^2}{a} \quad (4)$$

当 $p \rightarrow 0$ 时, 可得初始切线模量 $E_{t0} = \frac{\omega D(1-\mu^2)}{a}$, 则不同荷载作用下的切线模量为:

$$E_t = E_{t0}(1-bp)^2 = E_{t0}(1 - \frac{p}{p_u})^2 \quad (5)$$

可见, 地基中某一点在附加应力 p 作用下的切线模量是关于附加应力的函数。在附加应力作用下地基浅表层的附加应力较大, 切线模量较小, 地基变形较大; 而随着地基深度增加附加应力减小, 切线模量增大, 地基变形收敛较快。

地基某一深度处的附加应力为 p , 则相应的切线模量为 E_t , 则该位置所代表的土层(厚度为 Δh) 在该附加应力作用下的沉降量 Δs 为:

$$\Delta s = \frac{p \Delta h}{E_t} = \frac{p \Delta h}{E_{t0}(1-bp)^2} \quad (6)$$

考虑到目前地基附加应力计算均来自基于均质弹性材料的 Boussinesq 解, 与实际情况不符, 另外受地基埋深、边载以及基础底面水平摩擦力等因素的影响, 对式(6)中的附加应力引入一个附加应力修正系数 β , 即:

$$\Delta s = \frac{\beta p \Delta h}{E_{t0}(1-b\beta p)^2} = \frac{p \Delta h}{E'_t} \quad (7)$$

$$E'_t = \frac{E_{t0}(1-b\beta p)^2}{\beta} \quad (8)$$

式中: E'_t 为修正切线模量; 修正系数 β 可根据荷载试验末级荷载实测沉降量与计算沉降量相等的

原则进行拟合得到^[5]。

综上,对地基进行荷载试验后,可根据荷载试验末级荷载作用下的计算值和实测值相等的原则试算得到附加应力修正系数 β ,进而得到地基中不同附加应力作用下的修正切线模量,利用该切线模量进行地基沉降计算。对于未进行荷载试验的地基可通过其他原位试验手段得到地基的初始切线模量 E_{t0} 和地基承载力极限值 p_u ,也可采用上述方法进行地基沉降计算。

2 复合地基荷载试验验证

港珠澳大桥西人工岛码头救援区域的软土地基采用挤密砂桩复合地基进行处理,挤密砂桩呈正方形布置,桩径1.6 m,桩间距1.8 m,置换率为62.0%,砂桩顶高程-15.0 m,桩底高程-37.0 m。砂桩顶面铺设1.0 m厚碎石垫层,地基处理深度范围土层主要为淤泥和淤泥质黏土,各土层土工试验参数见表1,其中③₃₋₁细砂夹黏土层的标贯击数为18击,④₅粗砂层标贯击数为52击。

表1 荷载试验位置主要土层参数

土层	层顶高程/m	含水率/%	湿密度/(g·cm ⁻³)	孔隙比	液限/%	塑限/%	塑性指数	直剪快剪		直剪固快		压缩模量/ E_s /MPa	地基承载力/ f_{ak} /kPa
								黏聚力/ c /kPa	内摩擦角/ φ (°)	黏聚力/ c /kPa	内摩擦角/ φ (°)		
① ₂ 淤泥	-15.00	61.3	1.62	1.678	45.6	27.2	18.3	12.5	4.0	4.5	17.9	1.628	40
① ₃ 淤泥质黏土	-16.56	49.3	1.71	1.342	42.7	26.2	16.4	25.7	2.2	13.5	15.1	1.735	70
② ₁₋₁ 粉质黏土	-34.76	27.5	1.93	0.790	31.0	19.6	11.4	41.4	10.1	25.4	21.8	5.785	160
③ ₂₋₂ 细砂夹黏土	-36.56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	150
③ ₃₋₁ 粉质黏土	-38.06	33.9	1.85	0.954	34.9	21.7	13.1	27.7	19.9	32.4	21.8	6.720	130
③ ₃₋₂ 粉质黏土	-40.06	33.6	1.86	0.933	36.3	23.7	12.5	48.8	14.3	44.6	19.1	8.739	165
④ ₅ 粗砂	-47.16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	400

荷载试验承压板尺寸为5.4 m×5.4 m,承压板底高程为-14.0 m,下部依次为1 m厚碎石垫层和挤密砂桩复合地基。试验共分10级加载,各级荷载分别为25.86(承压板自身重力荷载)、68.59、102.88、137.17、171.47、205.76、240.05、274.35、308.64、339.51 kPa,同时在复合地基顶面布设了4个土压力盒(T0~T3),两个位于挤密砂桩顶部,两个位于桩间土。荷载试验见图1,复合地基顶面土压力盒布设位置见图2,荷载试验的 $p-s$ 曲线见图3。

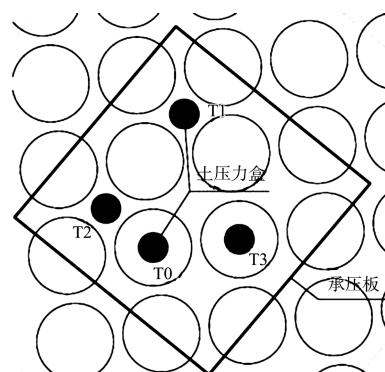


图2 荷载试验土压力盒布置



图1 水下荷载试验

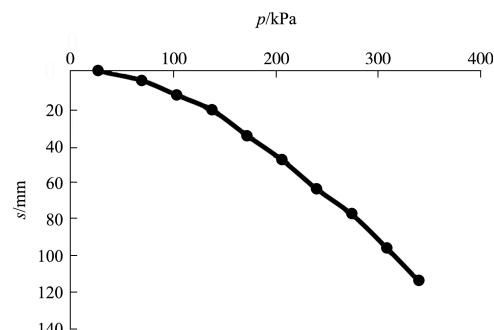


图3 荷载试验实测 $p-s$ 曲线

在试验过程中桩土应力随着地基变形而逐渐减小,当维持荷载使得地基变形趋于稳定时桩土应力比 n 趋近于6.3^[6]。采用双曲线模型对 $p-s$ 曲线进行拟合,根据式(2)双曲线方程可转换为:

$$\frac{s}{p} = a + bs \quad (9)$$

根据 $s/p-s$ 关系进行拟合见图4。将拟合参数 $a=0.1102$ 、 $b=0.0022$ 代入式(8),并根据荷载试验末级荷载作用下的计算值和实测值相等的原则试算得到附加应力修正系数 $\beta=0.959$,最终得到与附加应力有关的切线模量方程:

$$E'_t = 41.2 \times (1 - 0.00211 p)^2 \quad (10)$$

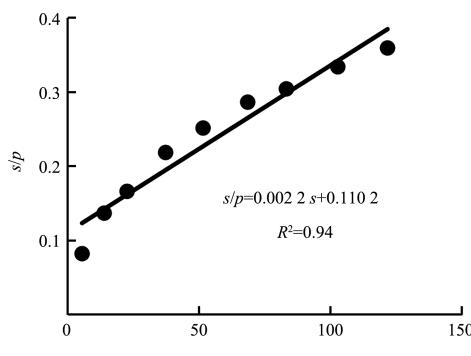


图4 $p/s-s$ 拟合曲线

按切线模量对荷载试验各级荷载作用下沉降进行计算,其结果见图5。

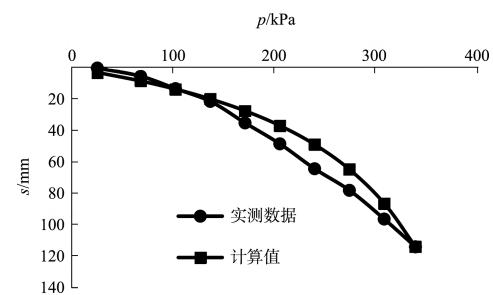
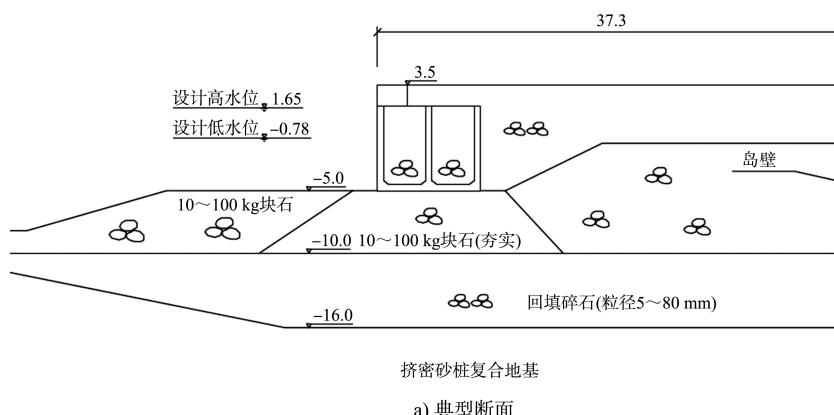


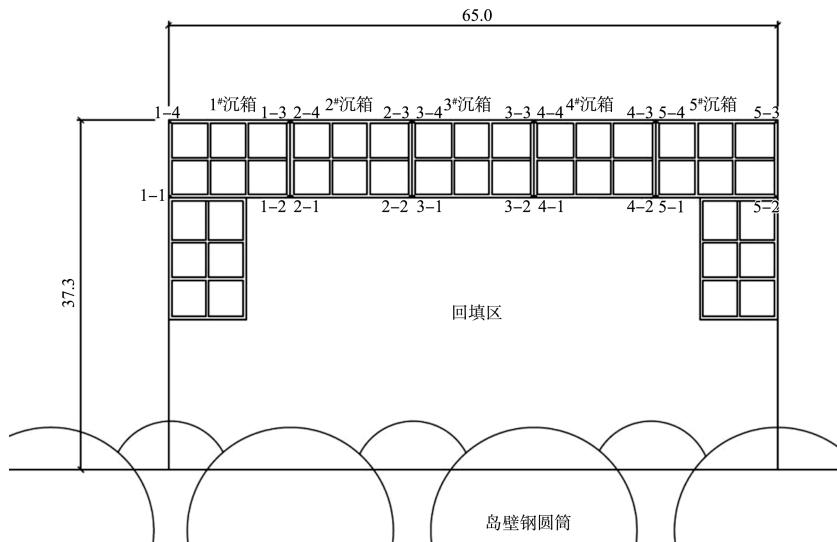
图5 计算沉降曲线与试验曲线对比

由图5可知,采用不同附加应力作用下的修正切线模量方程对荷载试验进行沉降计算,各级荷载作用下的沉降计算结果与实测值整体上吻合较好,说明该方法是可行的。

3 复合地基沉降计算

港珠澳大桥西人工岛救援码头采用重力式沉箱结构,高程-37~-16 m范围地基采用置换率为62%的挤密砂桩进行处理,挤密砂桩打设完成后,利用挖泥船将高程-16 m以上的淤泥层挖走并换填成碎石。码头前沿线由5个沉箱组成,两侧边为沉箱及挡墙组成挡浪结构,沉箱长13 m、宽8.3 m,沉箱搁置在堤心石上,沉箱以下部分堤心石进行夯实处理,沉箱后方回填10~100 kg块石,沉箱内部回填100~200 kg块石,码头典型断面和平面见图6。





注：1-1~5-4为监测点编号。

b) 平面

图 6 救援码头结构典型断面和平面 (单位: m)

在每个沉箱的 4 个角点均设置沉降观测点，沉降观测从 2013-05-31—2014-08-02，其中 2013-11-17 之前为施工期沉降观测，之后为后期沉降观测。

根据《建筑地基处理规范》^[7] 复合地基的变形计算仍采用分层总和法，但变形参数采用复合土层的压缩模量，沉降计算经验系数 ψ_s 根据压缩模量当量值 \bar{E} 查表计算得到。

复合地基的压缩模量 E_{sp} 的计算公式为：

$$E_{sp} = \xi E_s \quad (11)$$

$$\xi = \frac{f_{spk}}{f_{sk}} = 1 + m(n-1) \quad (12)$$

式中： E_{sp} 为复合地基的压缩模量； E_s 为天然地基的压缩模量； f_{spk} 为复合地基承载力特征值； f_{sk} 为天然地基承载力特征值； m 为复合地基面积置换率； n 为桩土应力比，经上述荷载试验得到 $n = 6.3$ 。系数 ξ 按式(11)计算得 4.286，复合地基的压缩模量的计算结果见表 2。

表 2 各土层复合地基的压缩模量

土层	高程范围/m	复合压缩模量 E_s /MPa
① ₂ 淤泥	-16.65~-16.00	7.0
① ₃ 淤泥质黏土	-34.76~-16.65	7.4
② ₁₋₁ 粉质黏土	-36.56~-34.76	24.8
③ ₂₋₂ 细砂夹黏土	-38.06~-36.56	36.0

分别采用上述复合地基压缩模量和式(11)进行地基沉降计算，计算结果与实测值相比见表 3。

表 3 各个沉箱沉降量实测值与计算值对比

沉箱	实测沉降量/ mm	非线性切线模量 法计算值/mm	规范方法 计算值/mm
1#沉箱	305.0	347.7	385.1
2#沉箱	323.0	396.3	411.9
3#沉箱	381.5	399.7	415.4
4#沉箱	361.8	396.3	411.9
5#沉箱	283.8	347.7	385.1
平均值	331.0	377.5	401.9

注：实测沉降值为每个沉箱 4 个角点的平均沉降值，沉降计算值为沉箱中心位置的沉降值，但未考虑沉箱下部夯实基床的沉降量；规范计算方法的压缩模量当量值 \bar{E} 为 9.6 MPa，经验系数 $\psi_s = 0.588$ 。

由于夯实块石基床的沉降量较小，上述两种方法的计算值均未考虑该部分沉降量。本次荷载试验的影响深度达不到下卧层地基，无法得到下卧层的切线模量，因此下卧层地基沉降均采用规范方法计算。由表 3 可知，相对于目前规范方法采用非线性切线模量进行地基沉降计算的结果与实测值更为接近。

4 结论

1) 假设荷载试验 $p-s$ 曲线符合双曲线模型，求

得地基中不同附加应力作用下的切线模量,并根据荷载试验末级荷载作用下的计算值和实测值相等的原则对附加应力进行修正,进而得到修正切线模量,以此计算地基沉降与实测值总体上吻合较好,该计算方法是可行的。为确保经荷载试验得到的修正切线模量对整个场区地基沉降计算的通用性,应在场区内选择有代表性的位置进行足够数量的荷载试验。

2)切线模量的计算主要根据原位荷载试验结果,与室内土工试验相比,原位荷载试验的物理意义清晰,能够真实反映土体的非线性变形特征,又避免室内土工试验过程中对土体结构造成的扰动。对于存在物理力学性质差异较大的成层土地基时,由于荷载试验的影响深度有限,应对深层地基进行原位试验以确定相关计算参数。

3)本文工程案例采用了国内罕见的大型原位荷载试验,试验影响深度大且影响深度范围内的地基土较为均匀,因此根据该荷载试验确定的切线模量用于沉降计算是可靠的。

(上接第73页)

- [2] FREUDENTHAL A M. The safety of structures [J]. Transactions of ASCE, 1947, 112: 125-180.
- [3] CORNELL C A. A probability-based structural code [J]. Journal of the American Concrete Institute, 1969, 66(12): 974-985.
- [4] RACKWITZ R, FLESSLER B. Structural reliability under combined random load sequences [J]. Computers & structures, 1978, 9(5): 489-494.
- [5] 佟晓利,赵国藩.一种与结构可靠度分析几何法相结合的响应面方法[J].土木工程学报,1997,33(4): 51-57.
- [6] RONOLD K O. Reliability analysis of a coastal dike [J]. Coastal engineering, 1990, 14(1): 43-56.
- [7] 王卫标.钱塘江海塘风险分析和安全评估研究[D].杭州:浙江大学,2005.
- [8] 刘清君,王登婷,陆健.可靠度理论在海堤结构稳定分析中的应用研究进展[C]//中国海洋学会海洋工程分会.第十五届中国海洋(岸)工程学术讨论会论文集(中).北京:海洋出版社,2011: 435-438.

参考文献:

- [1] 广州市建筑科学研究院有限公司,华南理工大学建筑设计研究院.建筑地基基础设计规范: DBJ 15-31—2016[S].北京:中国建筑工业出版社,2017.
- [2] 杨光华.地基非线性沉降计算的原状土切线模量法[J].岩土工程学报,2006, 28(11): 1927-1931.
- [3] 杨光华.基础非线性沉降变形计算的双曲线模型法[J].地基处理,1997, 8(1): 50-53.
- [4] 谢树彬,姬安宁,廖胜贤.用双曲线模拟载荷试验曲线方法探讨[J].岩土工程学报,1999, 21(6): 707-710.
- [5] 李仁平.用双曲线切线模量方程计算地基非线性沉降[J].岩土力学,2008, 29(7): 1987-1992.
- [6] 肖新伟.港珠澳大桥岛隧工程西人工岛挤密砂桩复合地基水下荷载试验报告[R].天津:中交天津港湾工程研究院有限公司,2012.
- [7] 中国建筑科学研究院.建筑地基处理规范: JGJ 79—2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.

(本文编辑 王璁)

- [9] 吴世伟.结构可靠度理论与应用状况[J].华水科技情报,1985(1): 19-26.
- [10] 范可旭,朱勇华.长江中游典型防洪干堤滑动失稳风险分析[J].水利水电快报,2002(21): 15-17.
- [11] 中交第一航务工程勘察设计院有限公司.港口与航道水文规范: JTS 145—2015[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2015.
- [12] 中交第一航务工程勘察设计院有限公司.防波堤设计与施工规范: JTS 154-1—2011[S].北京:人民交通出版社,2011.
- [13] 水利部水利水电规划设计总院,广东省水利水电科学研究院,浙江省水利水电勘测设计院.海堤工程设计规范: GB/T 51015—2014[S].北京:中国计划出版社,2014.
- [14] 谢世楞,刘颖.基于可靠度理论的防波堤设计方法[J].海洋学报(中文版),1994, 16(5): 126-129.

(本文编辑 王璁)