

珠海横琴深厚软土固结沉降计算方法研究

林宗涛¹, 邢益江², 李懿³, 吴伟亮², 唐仁¹, 吴土日², 罗武章¹

¹广州大学建筑设计研究院有限公司, 广东 广州

²中国建筑工程澳门有限公司, 广东 珠海

³广州铁路职业技术学院铁道工程学院, 广东 广州

收稿日期: 2024年1月31日; 录用日期: 2024年3月20日; 发布日期: 2024年3月28日

摘要

本文以珠海横琴新街坊项目大面积深厚淤泥软土为研究对象, 采用太沙基一维固结理论计算其沉降, 并与现场监测数据进行对比, 发现软土的含水率、湿密度、孔隙比、压缩系数、压缩模量对沉降计算的影响更具有规律性, 当土性较好时, 公式计算结果与监测数据更为接近; 从开挖时间方面进行分析, 开挖0.5倍基坑深度、开挖基坑底、电梯井施工完成、挖完反压土等时间节点需特别注意。根据公式计算结果和现场监测数据的差距, 分析其变化影响因素, 对太沙基一维固结理论公式进行修正, 修正后的沉降计算公式无须另行复杂的参数试验, 方法简单实用, 与现场监测数据吻合较好。

关键词

深厚软土, 固结理论, 沉降, 现场监测, 修正系数

Research on Calculation Methods for Consolidation Settlement of Deep Soft Soil in Hengqin, Zhuhai

Zongtao Lin¹, Yijiang Xing², Yi Li³, Weiliang Wu², Ren Tang¹, Turi Wu², Wuzhang Luo¹

¹Architectural Design Institute of Guangzhou University Co., Ltd., Guangzhou Guangdong

²China State Construction Engineering (Macau) Limited, Zhuhai Guangdong

³School of Railway Engineering, Guangzhou Railway Polytechnic, Guangzhou Guangdong

Received: Jan. 31st, 2024; accepted: Mar. 20th, 2024; published: Mar. 28th, 2024

Abstract

In this paper, using the large-scale deep soft silty clay deposits in the Hengqin Xinjie Fang Project in

文章引用: 林宗涛, 邢益江, 李懿, 吴伟亮, 唐仁, 吴土日, 罗武章. 珠海横琴深厚软土固结沉降计算方法研究[J]. 土木工程, 2024, 13(3): 294-301. DOI: 10.12677/hjce.2024.133033

Zhuhai as the research object, the one-dimensional consolidation theory of Terzaghi was applied to calculate the settlement and compare it with the field monitoring data. It was found that the moisture content, wet density, void ratio, compression coefficient, and compression modulus of the soft soil have a more regular impact on settlement calculation. When the soil properties are better, the calculated results of the formula are closer to the monitoring data. From the perspective of excavation time, special attention should be paid to time such as excavation at 0.5 times the depth of the foundation pit, completion of foundation pit bottom excavation, completion of elevator shaft construction, and completion of backfilling. Based on the analysis of the factors affecting the difference between the calculated results of the formula and the field monitoring data, the one-dimensional consolidation theory formula of Terzaghi was modified. The modified settlement calculation formula does not require additional complex parameter tests, and the method is simple and practical, showing good agreement with the field monitoring data.

Keywords

Deep Soft Soil, Consolidation Theory, Settlement, Field Monitoring, Modified Factor

Copyright © 2024 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

随着《横琴粤澳深度合作区建设总体方案》正式公布，珠海横琴基建项目的推进不断加速。为了解决住宅和商业停车难的问题，开发地下空间成为必然选择，加之珠海横琴临海，其海湾型沉积软土不仅具有高含水率、高压缩性、低强度等特性，且更为灵敏，工程扰动常使得结构强度极易散失，固结变形很快发生且沉降量也很大，导致了大量基坑和基础工程事故的发生，因此需对该区的软土特性进行深入研究，以解决实际工程中出现的问题。也有一些学者对珠海软土进行了研究。长期以来，人们注意到对珠海软土的分布特征[1] [2]、物理力学特性[3] [4]、地基处理[5]以及沉降风险[6]等性质方面；彭立才等[7] [8]、蒋明镜等[9]、闫小庆[10]也从微观方面定量分析了珠海软土的固结压力、应力水平对其孔隙结构的影响规律、软土剪切带微观结构以及渗流与孔隙结构特征的关系。但由于横琴是近几年才成为重点开发新区，所以上述研究都较少涉及横琴地区软土特性及其固结特点。

众所周知，当软土分布面积大且深厚的情况下，天然固结时的横向排水是非常缓慢的，这时就比较符合太沙基一维固结理论的基本假定，于是就可由三维固结简化为一维固结，只要在固结系数或渗透系数已知的情况下，便可较理想地计算最终沉降量以及任意时间的沉降变形，使得复杂问题得到简化，经常被工程师用于预测软基的沉降变形。

简化的一维固结理论假设土质均匀应变和线弹性土骨架，未考虑大变形和次固结流变问题，固结系数和渗透系数是常数，在沉降计算时与实际数据存在差距。因此，为使计算结果更为接近实际情况，部分学者对太沙基一维固结理论进行了改进。Davis 等[11]和 Lekha 等[12]采用了 $e\text{-lg}p$ 和 $e\text{-lg}k$ 非线性关系；Gibson 等[13]考虑了大变形效应；谢康和等[14]、Amiri 等[15]和 Poskitt [16]考虑了压缩系数、渗透系数的变化以及有限变形的影响；Christie [17]和 Gibson 等[18]考虑了次固结流变；以上学者都得到了不同条件下的一维非线性固结理论的解析解。章为民[19]通过分析发现，上述学者一般解的形式与经典 Terzaghi 固结理论解相同，在此基础上，其建立了一种简便计算固结变形时间的方法。

利用场地勘察期间软土物理力学指标预测工程可能发生的沉降和变形，提前做好风险源的管控措施，

是工程师们所追求的目标。本文正是在这样的条件下,结合珠海横琴新街坊项目软土特殊的物理力学指标对地表沉降值进行计算,再与现场监测数据对比分析,得到珠海横琴软土修正的太沙基一维固结沉降计算公式,为之后该地区的沉降分析提供依据。

2. 工程地质条件及岩土参数

2.1. 地质条件

项目位于广东省珠海市横琴新区,该区处于珠江三角洲南部前缘的海湾边缘。横琴新区海岸在第四纪时期整体海侵下沉,下沉幅度由北向南增加,第四系海湾型软土沉积物也呈现出由北向南厚度增加的规律。根据地质年代、成因类型和勘察资料,整个项目场地的岩土地层分为上部的人工填土层(Q_4^m)、下部的海陆交互相软土淤泥沉积层(Q_4^{mc})、下部的花岗岩残积层(Q^{el})和花岗岩风化层(γ_5^{2-3})。

本次以该项目海陆交互相的深厚淤泥为研究对象,属于第四纪近代海进所形成的滨海沉积,其物理性质表现为浅灰、深灰色,质较纯,富含有机质,饱和,流塑。该层分布与原始地形地貌有关,在本场地大面积分布,具有近高岗薄,临海边厚的规律。揭露厚度为 5.20 m~26.30 m,平均 15.97 m,层底标高为-26.10~-2.23 m。

2.2. 淤泥的物理力学指标

为了测定淤泥的物理力学指标,取原状淤泥土样,取样编号分别为 ZK240、ZK303、ZK334、ZK336。淤泥土的含水率、湿密度、孔隙比等指标根据《土工试验方法标准》(GB/T 50123-2019)中的试验方法得到。淤泥土的固结指标根据《土工试验方法标准》(GB/T 50123-2019)进行 4 组固结试验得到,试验仪器采用三联低压固结仪,试验土样面积为 30 cm²,土样高度为 2 cm;由于淤泥孔隙小,且存在粘滞水膜,通过变水头试验得到渗透系数。淤泥土的物理力学性质指标见表 1。

Table 1. Physical and mechanical properties of silty clay
表 1. 淤泥土的物理力学性质指标

取样编号	含水率 ω (%)	湿密度 ρ (g/cm ³)	孔隙比 e	压缩系数 a (MPa ⁻¹)	压缩模量 E_s (MPa)	固结系数 c_v (cm ² /s)	渗透系数 k (cm/s)
ZK240	68.9	157	1.851	1.853	1.54	2.68E-03	1.74E-07
ZK303	70.0	1.56	1.899	1.996	1.45	2.83E-03	1.95E-07
ZK334	62.5	1.58	1.736	1.527	1.79	4.42E-03	2.47E-07
ZK336	66.4	1.58	1.801	1.612	1.74	2.75E-03	1.58E-07

3. 固结沉降计算方法

本论文采用《工程地质手册》(第五版)的太沙基一维单向固结理论法(单级瞬时加荷)计算地表沉降,根据假设,总固结度仅包含竖向固结度,公式如下:

$$\bar{U}_z = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-\frac{\pi^2 c_v t}{4H^2}} \quad (1)$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (2)$$

$$s = \frac{p_0}{E_s} h \quad (3)$$

$$s_t = s \cdot \overline{U_z} \quad (4)$$

其中： T_v 为竖向固结的时间因素，无量纲； H 为压缩层厚度(单面排水时，取土层厚度)， m ； t 为固结时间， s ； s 为总沉降量； h 为土层厚度， m ； s_t 为某一时刻饱和软土沉降量。

采用太沙基一维渗流固结理论计算固结系数 c_v ，其基本假设为：

- 1) 土层是均质的、完全饱和的；
- 2) 土颗粒和水是不可压缩的；
- 3) 水的渗出和土层的压缩只沿一个方向(竖向)发生；
- 4) 水的渗出遵循达西定律，且渗透系数 k 保持不变；
- 5) 孔隙比的变化与有效应力的变化成正比，即 $-de/d\sigma' = a$ ，且压缩系数 a 保持不变；
- 6) 外荷载一次瞬时施加并保持不变。

本场地面积大淤泥厚，可定性为均质土体，且位于地下水位以下，为完全饱和状态，因分布面积大水平向排水性差，为此考虑水的渗出和土层固结压缩主要沿竖向发生，为此场地条件与太沙基一维渗流固结理论的基本假定相符，因此对其固结系数可采用如下公式计算：

$$c_v = \frac{k_v(1+e_1)}{a\gamma_w} = \frac{k_v \cdot E_s}{\gamma_w} \quad (5)$$

其中： c_v 为竖向固结系数， cm^2/s ； k_v 为竖向渗透系数， cm/s ； a 为压缩系数， MPa^{-1} ； E_s 为压缩模量， MPa ； γ_w 为水的重度， kN/m^3 ； e_1 为土的初始孔隙比。

4. 地表沉降监测值与计算值的对比分析

表1体现了横琴软土具有高含水率、高孔隙比、高压缩性、流塑状态等特点。含水率、湿密度、孔隙比、压缩系数、压缩模量之间相关性较好，即含水率越高，湿密度越低，孔隙比越大，压缩系数越大，压缩模量越小。但固结系数和渗透系数与表1中的其它参数相关性没有明显的规律，对沉降计算可能产生一定影响。

选取现场4个取样点附近监测点的地表沉降实测数据与式(4)的计算结果进行对比，即CJ8和ZK240、CJ7和ZK303、CJ4和ZK334、CJ3和ZK336，便于研究太沙基一维单向固结理论法在横琴软土地区的适用性。

由于基坑东侧和南侧淤泥深厚，本次研究地表沉降的重点也主要集中在这两侧区域。基坑东侧和南侧的支护采用顶部1:1.5的坡率放坡 + 下部 $\phi 800@600$ 钻孔灌注桩 + 坑底被动区 $\phi 800@600$ 水泥土搅拌桩加固 + $\phi 609-16@8000-9000$ 钢管斜抛撑的支护结构(见图1)。

基坑施工顺序：坑底被动区加固水泥土搅拌桩→主体结构工程桩→基坑支护桩→坑外水泥土搅拌桩帷幕→开挖至+0.50 m→冠梁→基坑中部土方分段分层开挖至-1.45 m→基坑中部开挖到坑底后的垫层、底板施工→基坑周边土方开挖(预留反压土台的土方除外)→垫层、底板及反力墩施工→斜钢支撑施工→预留反压土台的土方开挖→基坑周边垫层、底板和地下室外墙及换撑带施工→回填至冠梁底→拆除斜钢支撑→地下室结构及防水施工→回填至现状场地标高。

从基坑开挖到回填需325天，因此计算时间和施工荷载根据现场施工工况确定计算的间隔时间为12.5 d，其中：现场基坑开挖到坑底需150天，电梯井开挖需3天，反压土开挖需60天。

通过固结沉降计算公式得到的沉降值和现场监测值进行一一对比可知，随着时间的增长，无论是公式计算还是现场监测得到的地表沉降量数据都在增大。从图2可以看出，由于考虑了电梯井3 d的开挖时间，时间间隔比较短，公式计算和现场地表监测采集都比较集中，导致每条曲线都存在突降点，其他

时间皆按 12.5 d 的间隔进行公式计算和现场监测数据选取。

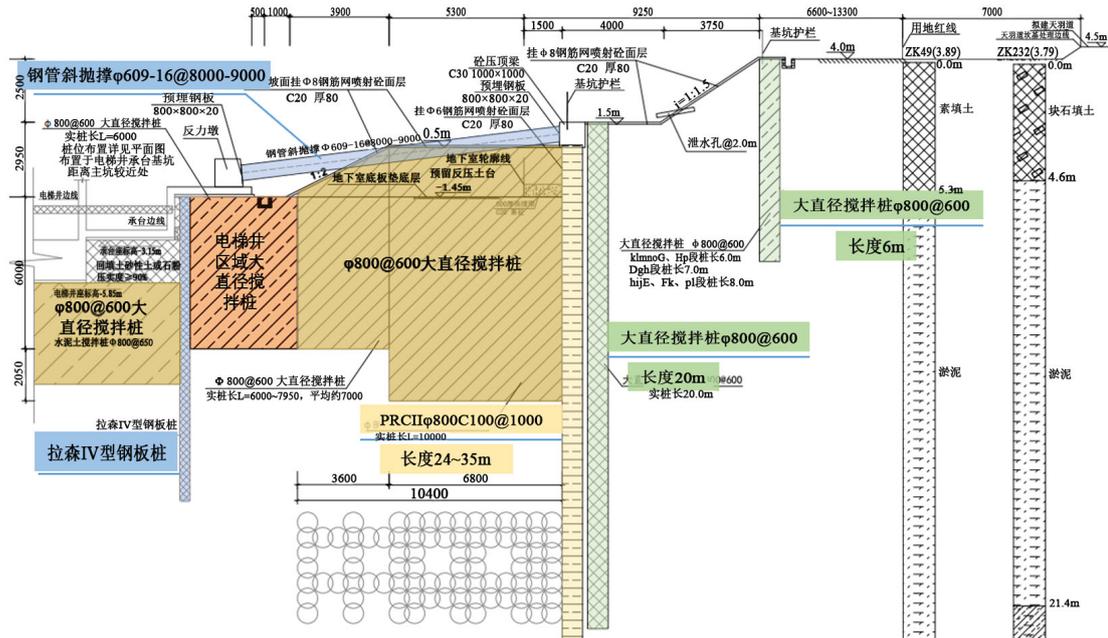
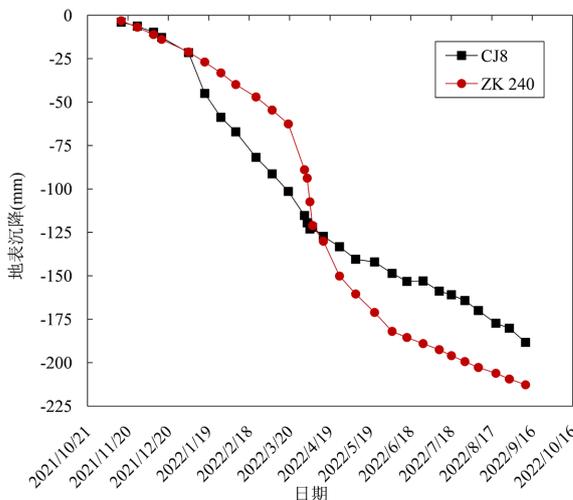
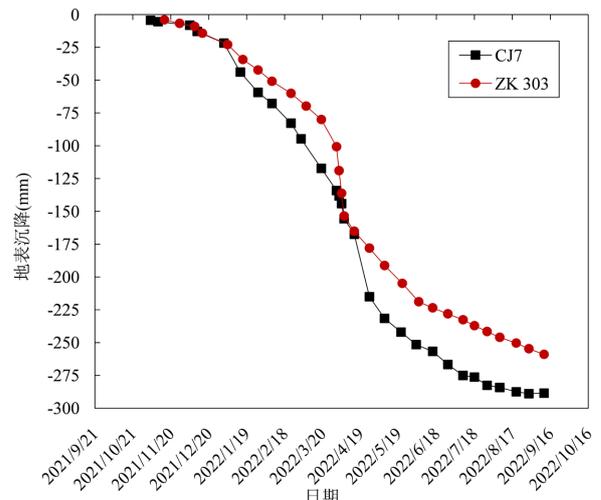


Figure 1. Typical profile of excavation support
图 1. 基坑支护典型剖面图

现场监测 CJ8 的最大下沉量值为-167.29 mm，取样位置 ZK240 计算结果为-202.71 mm，误差为 17.5%；现场监测 CJ7 的最大下沉量值为-288.51 mm，取样位置 ZK303 计算结果为-258.95 mm，误差为 10.2%；现场监测 CJ4 的最大下沉量值为-239.32 mm，取样位置 ZK334 计算结果为-256.84 mm，误差为 6.8%；现场监测 CJ3 的最大下沉量值为-218.61 mm，取样位置 ZK336 计算结果为-213.17 mm，误差为 2.6%。图 2(a)和图 2(b)的地表沉降最大值公式计算结果和现场监测数据相差较大，但是在最开始监测和中间位置数据几乎重合；图 2(c)和图 2(d)的公式计算结果和现场监测数据除了极个别时间点存在差距以外，其余时间点的差距都很小。



(a) CJ8 和 ZK240 地表沉降对比



(b) CJ7 和 ZK303 地表沉降对比

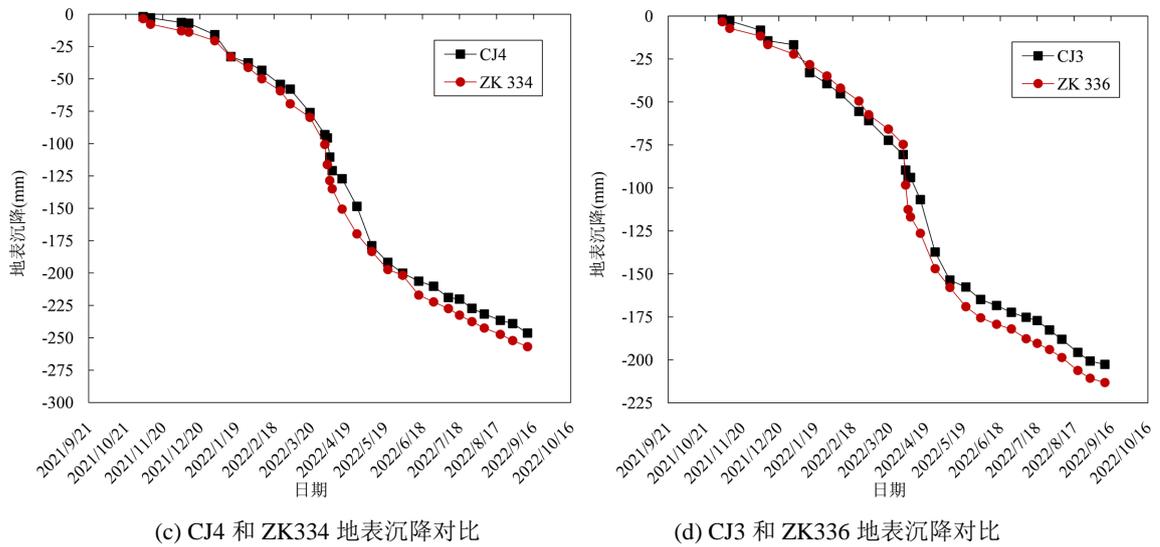


Figure 2. Comparison of ground settlement between calculation values and monitoring values (CJ is the monitoring values, ZK is the calculation value)

图 2. 地表沉降监测值与计算值对比(CJ 是监测值, ZK 是计算值)

1) 对比表 1 中 4 个取样位置的物理力学参数, ZK334 和 ZK336 的含水率、孔隙比、压缩系数小于 ZK240 和 ZK303 的, ZK334 和 ZK336 的湿密度、压缩模量大于 ZK240 和 ZK303 的, 证明 ZK334 和 ZK336 的土性相对于 ZK240 和 ZK303 较好, 但表 1 中 4 个取样点的固结系数和渗透系数没有其余参数的规律性明显; 并结合图 2 中公式计算结果和现场监测数据可以推断, 含水率、湿密度、孔隙比、压缩系数、压缩模量对沉降计算的影响更具有规律性, 当土性较好时, 公式计算结果与监测数据更为接近。

2) 从开挖时间方面进行分析, 图 2(a)和图 2(b)中 62.5 d 之前(挖到 0.5 倍基坑深度)和 153 d 左右(电梯井开挖完成)的公式计算结果和现场监测数据差距很小, 其余各个时间点数据差距随着时间增长都在逐渐增大; 图 2(c)和图 2(d)中 150 d 之前(开挖到基坑底)和 210 d 左右(挖完反压土)的公式计算结果和现场监测数据差距很小, 其余各个时间点数据存在一定变化, 但是差距不大。因此, 0.5 倍基坑深度、开挖到基坑底、电梯井完成施工和挖完反压土这几个时间节点需要特别注意。

3) 适用范围为: 当 e 小于 1.80 时, 开挖时间为 150 d 之前(开挖到基坑底)和 210 d 左右(挖完反压土), 可以考虑直接使用式(1)~式(5)进行沉降计算; 150~210 d 可采用式(6)进行修正, 210 d 之后可采用式(7)进行修正。

$$s_t = y_1 \cdot s \cdot \overline{U}_z \quad (6)$$

$$s_t = y_2 \cdot s \cdot \overline{U}_z \quad (7)$$

当 e 大于 1.80 时, 开挖时间为 62.5 d 之前(挖到 0.5 倍基坑深度)和 153 d 左右(电梯井开挖完成), 可以考虑直接使用式(1)~式(5)进行沉降计算; 150~210 d 可采用式(8)进行修正, 210 d 之后可采用式(9)进行修正。

$$s_t = y_3 \cdot s \cdot \overline{U}_z \quad (8)$$

$$s_t = y_4 \cdot s \cdot \overline{U}_z \quad (9)$$

其中: $y_1 = a_1x^2 + b_1x + c_1$, $y_2 = a_2x + b_2$, $y_3 = a_3x^2 + b_3x + c_3$, $y_4 = a_4x + b_4$, a_1 、 a_2 、 a_3 、 a_4 、 b_1 、 b_2 、 b_3 、 b_4 、 c_1 、 c_3 需根据土性参数进行选择。本场地 $a_1 = 0.008 \sim 0.010$ 、 $a_2 = -0.14 \sim -0.20$ 、 $a_3 = -0.050 \sim -0.025$ 、 $a_4 =$

$-0.005\sim 0.015$ 、 $b_1 = -0.05\sim 0.10$ 、 $b_2 = -4.30\sim 3.50$ 、 $b_3 = -0.10\sim 0.70$ 、 $b_4 = 1.35\sim 5.20$ 、 $c_1 = -3.40\sim -2.75$ 、 $c_3 = 1.65\sim 2.30$ 。

采用式(6)~(9)对图2的计算结果进行修正,结果见图3。从图中可知,各个时间段公式计算结果和现场地表监测误差不超过5%,可为类似地区地表沉降估算提供依据。

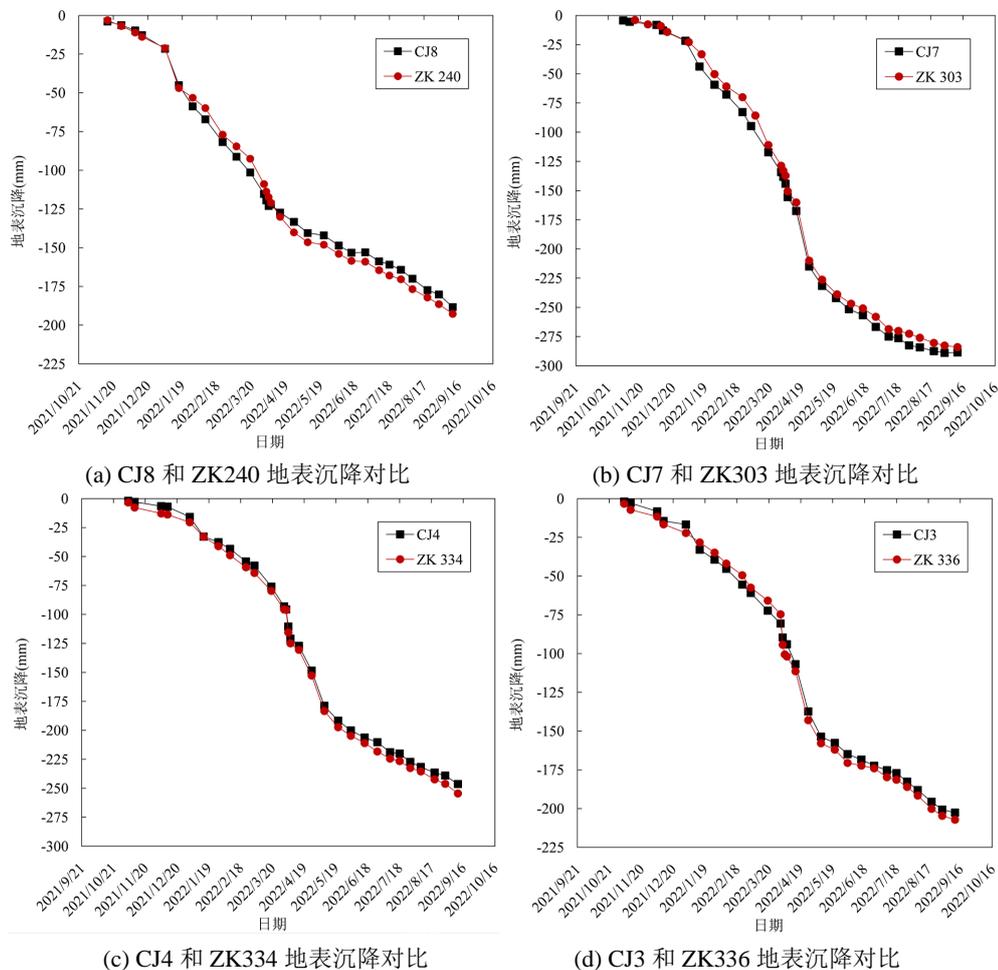


Figure 3. Comparison of ground settlement between modified calculation values and monitoring values (CJ is the monitoring values, ZK is the calculation value)

图3. 地表沉降监测值与修正后计算值对比(CJ是监测值, ZK是计算值)

5. 结论

本文以珠海横琴新街坊软土为研究对象,在考虑场地和软土特性的基础上,采用太沙基一维固结理论对其进行沉降计算,并将计算结果与现场监测数据进行对比,得出以下结论:

1) 软土含水率、湿密度、孔隙比、压缩系数、压缩模量对沉降计算的影响更具有规律性,当土性较好时,公式计算结果与监测数据更为接近。

2) 从开挖时间方面进行分析,0.5倍基坑深度、开挖到基坑底、电梯井完成施工和挖完反压土这几个时间节点需要特别注意,其计算结果与现场监测数据差距较大。

3) 根据公式结果与现场监测数据的差值,确定了太沙基一维固结沉降计算公式在该地区的适用范围,对公式计算和现场监测数据差值较大的时间进行修正,修正公式无须另行复杂的参数试验,方法简

单实用, 其修正计算结果与现场监测数据的吻合较好。值得注意的是, 修正公式和参数是基于珠海横琴淤泥所提, 其普适性仍需进一步研究。

参考文献

- [1] 江金进, 刘佳, 吴舒天, 江山, 赖波, 李俊生. 珠海市软土分布特征及软土沉降风险评价[J]. 地质灾害与环境保
护, 2020, 31(2): 68-74.
- [2] 宋许根, 王志勇, 柏威伟, 王哲, 谢书萌, 夏开宗. 珠海软土工程特性空间异性规律研究[J]. 岩土工程学报, 2019,
41(z1): 25-28.
- [3] 林奕禧, 艾康洪, 黄良机. 珠海地区软土的工程特性及工程建设问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(z2):
3372-3376.
- [4] 宋许根, 王志勇, 柏威伟, 王哲, 谢书萌, 夏开宗. 珠海西部中心城区大面积深厚软土工程特性研究[J]. 岩石力
学与工程学报, 2019, 38(7): 1434-1451.
- [5] 王伟, 温勇, 杨光华, 李志云, 姜燕, 张挺. 珠海横琴新区软土真空-堆载联合预压处理前后力学特性对比统
计分析[J]. 广东土木与建筑, 2015, 22(10): 27-29.
- [6] 许镨. 珠海软土地区基坑工程的重大风险与对策[J]. 广东土木与建筑, 2020, 27(3): 4-7+20.
- [7] 彭立才, 蒋明镜, 朱合华, 林奕禧, 黄良机. 珠海地区软土微观结构类型及定量分析研究[J]. 水利学报, 2007(S1):
687-690.
- [8] 彭立才, 蒋明镜, 林奕禧, 黄良机. 珠海海积软土孔隙分布与应力水平的关系研究[J]. 同济大学学报(自然科学
版), 2009, 37(12): 1598-1602.
- [9] 蒋明镜, 彭立才, 朱合华, 林奕禧, 黄良机. 珠海海积软土剪切带微观结构试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(7):
2017-2023+2029.
- [10] 闫小庆. 软土孔隙结构特征与渗流特性试验研究[D]: [博士学位论文]. 广州: 华南理工大学, 2014.
- [11] Davis, E.H. and Raymond, G.P. (1965) A Non-Linear Theory of Consolidation. *Geotechnique*, **15**, 161-173.
<https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.2.161>
- [12] Lekha, K.R., Krishnaswamy, N.R. and Basak, P. (2003) Consolidation of Clays for Variable Permeability and Compressi-
bility. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **129**, 1001-1009.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:11\(1001\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:11(1001))
- [13] Gibson, R.E., England, G.L. and Hussey, M.J.L. (1967) The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated
Clays I, Finite Nonlinear Consolidation of Thin Homogeneous Layers. *Geotechnique*, **17**, 261-267.
<https://doi.org/10.1680/geot.1967.17.3.261>
- [14] 谢康和, 郑辉, C.J. Leo. 软黏土一维非线性大应变固结解析理论[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(6): 680-684.
- [15] Amiri, S.N. and Esmaily, A. (2011) A Realistic Theory of Soils Consolidation. *Advances in Geotechnical Engineering,
Geo-Frontiers Congress 2011*, Dallas, TX, 13-16 March 2011, 3828-3837. [https://doi.org/10.1061/41165\(397\)391](https://doi.org/10.1061/41165(397)391)
- [16] Poskitt, T.J. (1969) The Consolidation of Saturated Clay with Variable Permeability and Compressibility. *Geotechnique*,
19, 234-252. <https://doi.org/10.1680/geot.1969.19.2.234>
- [17] Christie, I.F. (1964) A Re-Appraisal of Merchant's Contribution to the Theory of Consolidation. *Geotechnique*, **14**,
309-320. <https://doi.org/10.1680/geot.1964.14.4.309>
- [18] Gibson, R.E. and Lo, K.Y. (1961) A Theory of Consolidation for Soils Exhibiting Secondary Compression. Norwegian
Geotechnical Institute, Oslo, 1-16.
- [19] 章为民, 顾行文. 一维固结理论一般解与固结沉降过程简便计算[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(1): 35-42.