

一维非线性流变固结理论在沉降计算中的应用

刘光庆¹, 葛红斌¹, 刘海旺², 陈 缘^{3*}, 胡安峰³

(1.福建兆翔机场建设有限公司, 福建 厦门 361001; 2.厦门翔安机场投资建设有限公司, 福建 厦门 361001;
3.浙江大学 滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058)

摘要: 利用等效一维固结系数计算方法考虑排水板的径向渗流, 结合已有的非线性流变时间线模型得到固结控制方程, 时空离散后采用半解析法进行求解计算. 通过对厦门某新建机场地基固结沉降进行计算, 并与实测结果对比分析, 证明新方法能较好地预测沉降发展趋势, 可以推广到其他相似工程.

关键词: 堆载预压; 非线性固结; 沉降计算; 流变性

中图分类号: U416.1

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2021) 03-0074-05

随着城市化进程的快速发展, 土地资源短缺成为限制新建大型机场工程的重要影响因素. 东部沿海工程通常采用大面积吹填成陆并进行堆载预压的处理方法, 在此类工程中传统的分层沉降法计算结果往往与监测结果有一定偏差^[1-5]. 同时由于软土具有成层性、高压缩性、高含水量和低渗透性等特点, 因此准确预测沉降发展过程和判断卸载时间对工程安全建设有着重要的作用.

传统的一维固结理论和砂井固结理论假设固结系数为常数, 忽略了预压过程中土体的成层性和压缩性、渗透性的非线性变化, 容易引起较大的计算误差, 而现有复杂条件下的一维非线性固结理论^[6-7]多数为退化验证与分析, 缺乏实际工程应用方法介绍和相关结果验证. 针对厦门某新建机场地基处理中采用插板堆载预压的方法, 本文综合考虑径向渗流后的成层软土的一维非线性流变固结理论, 对该工程的部分监测区域进行固结沉降综合计算, 通过实测数据对该方法进行验证分析, 并预测后期沉降发展趋势. 结果表明, 该方法可以推广应用到其他相似工程.

主要压缩层为3层, 按上下位置分别如下: (1)淤泥: 深灰色, 饱和, 流塑, 属高压缩性土, 力学强度低, 工程性能差, 计算区域内平均厚度为 2.5 m. (2)粉质黏土: 红褐、黄褐, 灰白色, 切面光滑, 干强度及韧性较高, 计算区域内平均厚度为 4.0 m. (3)残积砂质黏性土: 灰黄、灰白色, 具有泡水易软化、崩解使强度降低的不良特性, 计算区域内平均厚度为 12.0 m.

如图 1 所示, 采用吹填砂进行堆载预压, 地基

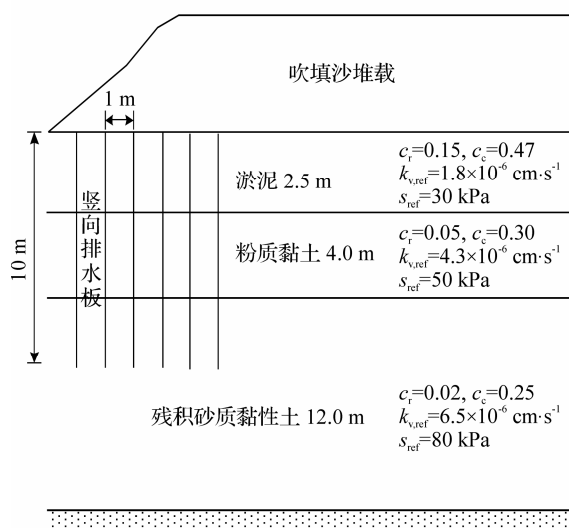


图 1 典型计算剖面

1 工程概况

根据堆载预压场地内勘察资料, 计算区域内

收稿日期: 2020-07-11.

宁波大学学报(理工版)网址: <http://journal1g.nbu.edu.cn/>

基金项目: 国家自然科学基金(51978612).

第一作者: 刘光庆(1980-), 男, 硕士/高级工程师, 主要研究方向: 民航场道工程设计及工程管理. E-mail: liugq@iport.com.cn

*通信作者: 陈缘(1995-), 男, 浙江湖州人, 硕士研究生, 主要研究方向: 软土固结理论. E-mail: chenyan2018@zju.edu.cn

内打入竖向排水板加速土体固结速率. 竖向排水板按正方形排列, 相关计算参数见表 1. 在一维固结假定下考虑竖向排水板对固结的加速效果, 采用等效一维固结系数进行计算^[8-9], 其等效竖向一维固结系数 c_v 表达式为:

$$c_v = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} + \frac{32h^2}{\pi^2 F d_e^2} \frac{k_h}{m_v \gamma_w}, \quad (1)$$

其中, F 为考虑涂抹和井阻作用的影响因子:

$$F = \ln \frac{d_e}{d_w} - \frac{3}{4} + \left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \ln \frac{d_s}{d_w} + \pi \frac{k_h}{k_w} \left(\frac{h}{d_w} \right)^2. \quad (2)$$

表 1 排水板计算参数

项目	参数
间距/m	1
深度/m	10
厚度/mm	100
宽度/mm	4
等效直径(d_w)/mm	66.2
影响直径(d_e)/m	1.128
涂抹区直径比(d_s/d_w)	3
渗透系数(k_w)/(cm·s ⁻¹)	0.02

2 流变模型

本文采用 Yin 等^[10]建立的非线性流变模型考虑固结过程中软土的次压缩作用. 如图 2 所示, 该模型假设主次固结同时发生, 竖向应变 ε_z 由弹塑性应变 $\varepsilon_z^{\text{ep}}$ 和与时间有关的黏性 $\varepsilon_z^{\text{tp}}$ 应变组成, 基本方程如下:

$$\varepsilon_z = \varepsilon_z^{\text{ep}} + \varepsilon_z^{\text{tp}} = \frac{\lambda}{V} \ln \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right) + \frac{\psi}{V} \ln \left(\frac{t_e + t_{\text{ref}}}{t_{\text{ref}}} \right), \quad (3)$$

其中, $V = 1 + e_0$, e_0 为初始孔隙比, λ 与 ψ 分别为 $e - \ln \sigma$ 坐标下的压缩指数 c_c 与次固结系数 c_α . 文献^[11]给出了等效时间 t_e 的推导方法, t_{ref} 为参考时间, 按室内试验时间取值. 按孔隙比定义式(3)表示为:

$$e = e_0 - c_c \lg \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right) - c_\alpha \lg \left(\frac{t_e + t_{\text{ref}}}{t_{\text{ref}}} \right), \quad (4)$$

其中, e_0 为初始孔隙比, σ_{z0} 为初始有效应力. 同时采用 $e - \lg k$ 的非线性渗透关系^[12], 则体积压缩系数 m_v 、竖向渗透系数 k_v 和水平向渗透系数 k_h 可表示为:

$$m_v = \frac{1}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial \sigma'_z} = \frac{1}{1 + e_0}.$$

$$\left(\frac{c_c}{\sigma'_z \cdot \ln 10} + \frac{c_\alpha}{(t_e + t_{\text{ref}}) \cdot \ln 10} \frac{1}{\sigma'_z} \right), \quad (5)$$

$$\begin{bmatrix} k_v \\ k_h \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{v0} \\ k_{h0} \end{bmatrix} \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right)^{-\frac{c_c}{c_k}} \left(\frac{t_e + t_{\text{ref}}}{t_{\text{ref}}} \right)^{-\frac{c_\alpha}{c_k}}. \quad (6)$$

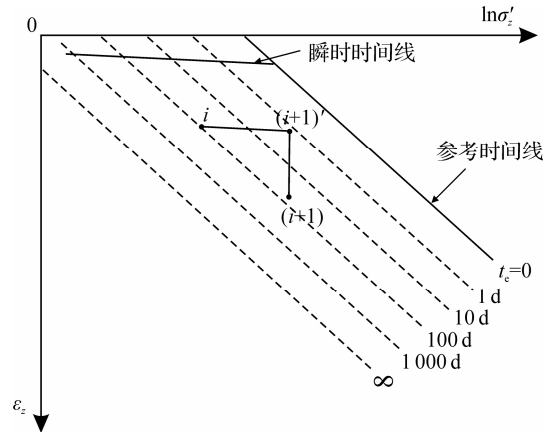


图 2 等效时间线模型

3 半解析法求解计算

3.1 时空离散

将土层分别作时间和空间离散, 利用半解析法进行求解.

如图 3 所示, 地基总厚度为 H , 原始土层总数为 N , 第 I 层土厚度为 h_i , 将原成层地基的每层土任意均分, 最后使整个地基分成 n 层薄层, 以符号 i 标记每个薄层, 其厚度为 h_i , 竖向渗透系数为 k_{vi} , 水平渗透系数为 k_{hi} , 体积压缩系数为 m_{vi} , 则任意足够短 j 时段内体积压缩系数和渗透系数可得:

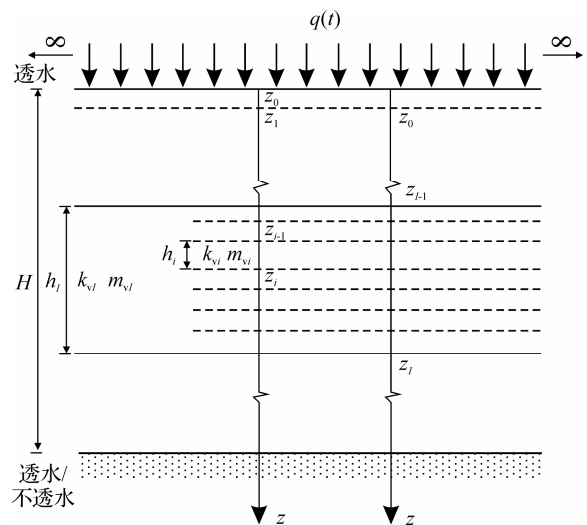


图 3 空间离散

$$m_{vij} = \frac{1}{1 + e_{0i}} \left[\frac{c_{ci}}{\sigma'_{zi(t_{j-1})} \cdot \ln 10} + \frac{c_{ai}}{(t_{ei(t_{j-1})} + t_{ref}) \ln 10} \cdot \frac{1}{\dot{\sigma}'_{zi(t_{j-1})}} \right], \quad (7)$$

$$\begin{bmatrix} k_{vij} \\ k_{hij} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{v0i} \\ k_{h0i} \end{bmatrix} \left(\frac{\sigma'_{zi(t_{j-1})}}{\sigma'_{z0i}} \right)^{-\frac{c_{ci}}{c_{ki}}} \left(\frac{t_{ei(t_{j-1})} + t_{ref}}{t_{ref}} \right)^{-\frac{c_{ai}}{c_{ki}}}. \quad (8)$$

如图 4 所示, 在时间段 $\Delta t_j = t_j - t_{j-1}$ 内荷载可近似看作是常数, 则荷载增量视为瞬时施加荷载 Δq_j , 设堆载完成时间为 t_c , 最终荷载为 q_u .

$$\Delta q_j = q(t_j) - q(t_{j-1}). \quad (9)$$

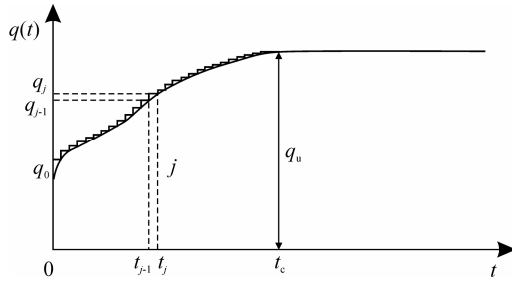


图 4 时间和荷载离散

3.2 控制方程求解

经过以上时空离散后, 作与太沙基一维固结理论相同的假定, 可得到在任意微小时间段 j 内, 任意薄土层 i 的一维固结微分方程:

$$c_{vi(j-1)} \frac{\partial^2 u_i}{\partial z^2} = \frac{\partial u_i}{\partial t}, (i = 1, 2, \dots, n), \quad (10)$$

其边界条件为:

$$u_i|_{z=0} = 0, \quad (11)$$

$$u_n|_{z=H} = 0 \text{ (底面透水)}, \quad (12a)$$

$$\frac{\partial u_n}{\partial z}|_{z=H} = 0 \text{ (底面不透水)}. \quad (12b)$$

层间连续条件为:

$$u_i|_{z=z_i} = u_{(i+1)}|_{z=z_i}, (i = 1, 2, 3, \dots, n-1), \quad (13)$$

$$k_{vi(j-1)} \frac{\partial u_i}{\partial z}|_{z=z_i} = k_{v(i+1)(j-1)} \frac{\partial u_{(i+1)}}{\partial z}|_{z=z_i}, \quad (i = 1, 2, 3, \dots, n-1). \quad (14)$$

初始条件为:

$$u_{i(j-1)}|_{t=t_{j-1}} = \overline{u_{i(j-2)}} + \Delta q_j, (j = 1, 2, 3, \dots). \quad (15)$$

可得 t_j 时刻的孔压及第 j 时段内的平均孔压^[11]:

$$u_{ij} = \sum_{m=1}^{\infty} C_{m(j-1)} g_{mi(j-1)}(z) e^{-\beta_{m(j-1)} \Delta t_j}, \quad (16)$$

$$\overline{u_{ij}} = \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_{m(j-1)} e^{-\beta_{m(j-1)} \Delta t_j}}{\mu_{i(j-1)} \rho_{i(j-1)} \lambda_m} \left[A_{mi(j-1)} (C_{i(j-1)} - D_{(i+1)(j-1)}) + B_{mi(j-1)} (B_{(i+1)(j-1)} - A_{i(j-1)}) \right], \quad (17)$$

式中符号定义与文献[13]均一致.

根据有效应力原理, 则有效应力为:

$$\sigma'_{ij} = \sigma'_{i0} + q_j - \overline{u_{ij}}. \quad (18)$$

由计算得到有效应力与式(4)可得土层 i 在第 j 时刻的孔隙比:

$$e_{ij} = e_{i0} - c_c \lg \left(\frac{\sigma'_{ij}}{\sigma'_{i0}} \right) - c_\alpha \lg \left(\frac{t_e + t_{ref}}{t_{ref}} \right). \quad (19)$$

通过以下两式可计算得到所有土层第 j 时刻总沉降量和有效应力定义的平均固结度 U_p :

$$S_j = \sum_{i=1}^n \frac{e_{i0} - e_{ij}}{1 + e_{i0}} h_i, \quad (20)$$

$$U_{pj} = \frac{q_j}{q_u} - \frac{\sum_{i=1}^n \int_{z_{i-1}}^{z_i} u_{ij} dz}{q_u H}. \quad (21)$$

4 计算结果与对比分析

地基土体内插入 10 m 深塑料排水板, 可将原 3 层软黏土划分为 4 层, 最下层残积砂质黏性土无需考虑水平渗流. 取参考应力 σ'_{ref} 和参考孔隙比 e_{ref} 下试验所得的竖向渗透系数 $k_{v,ref}$ 和水平渗透系数 $k_{h,ref}$, 将其按式(6)可换算为相应自重应力 σ'_{z0} 下的初始渗透系数 k_{v0} 和 k_{h0} . 计算区域内 4 个钻孔位置分别有 2 到 3 个沉降板监测沉降数据, 其钻孔周围

表 2 土体计算参数

计算参数	1(淤泥)	2(粉质黏土)	3(残积砂质黏性土)	4(残积砂质黏性土)
c_r	0.15	0.05	0.02	0.02
c_c	0.47	0.3	0.25	0.25
c_k	0.775	0.43	0.41	0.41
E_s/MPa	1.9	4.7	5.3	5.3
σ'_{ref}/kPa	30	50	80	80
$k_{v,ref}/(\text{cm} \cdot \text{s}^{-1})$	1.8e-6	4.3e-5	6.5e-5	6.5e-5
$k_{h,ref}/(\text{cm} \cdot \text{s}^{-1})$	1.8e-6	5.3e-5	6.4e-5	—
$\gamma_{sat}/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	16.1	18.6	18.9	18.9
e_{ref}	1.55	0.86	0.82	0.82
h_l/m	2.4, 2.4, 1.7, 2.7	3.8, 3.7, 8.5, 3.5	3.8, 3.9, 0, 3.8	8.0, 6.4, 6.8, 5.6

注: 第 4 土层为无排水板; h_l 为 4 个剖面; t_{ref} 取常规室内试验时间 1 d.

土层厚度分布大致均匀,计算参数见表2。

图5~图8为计算区域内4个钻孔处实测数据与理论计算结果对比。由图可见,经过400d左右堆载预压,场地内实测平均沉降约为1000mm,沉降速率趋于稳定。相比于非线性固结解答,采用实测压缩模量计算的线性固结解^[13]低估了最终沉降的大小,并高估了固结速率。根据设计报告推荐的淤泥次固结系数为0.03,分别对淤泥层次固结系数

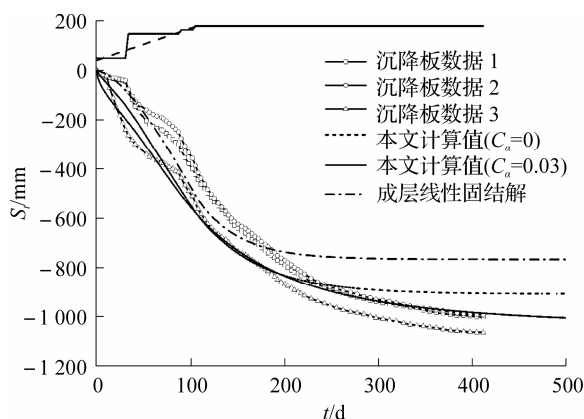


图5 钻孔SZ-1监测数据与计算结果

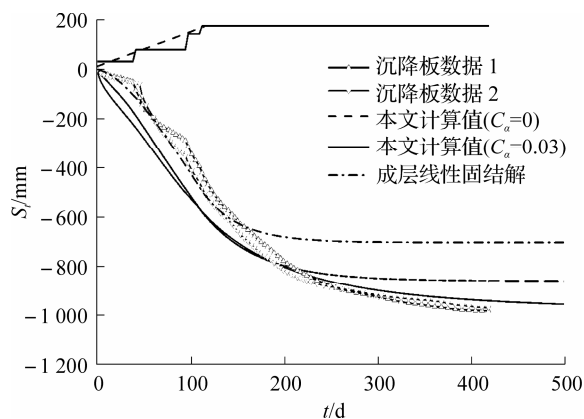


图6 钻孔SZ-2监测数据与计算结果

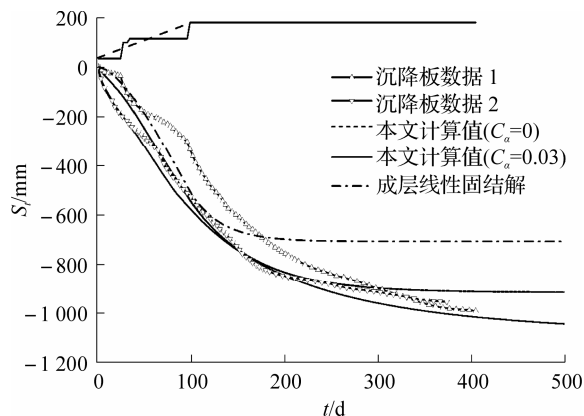


图7 钻孔SZ-3监测数据与计算结果

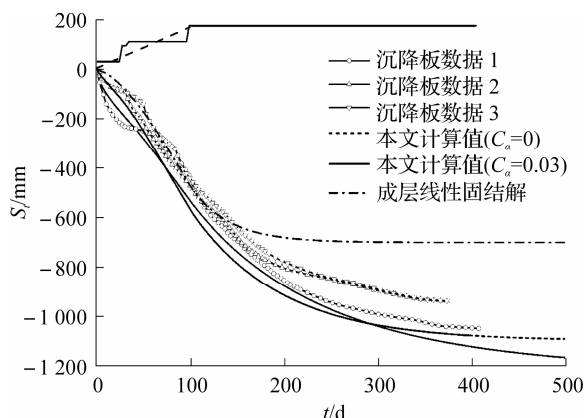


图8 钻孔SZ-4监测数据与计算结果

取0和0.03进行计算对比(即不考虑次固结作用和考虑次固结作用下的计算结果进行对比分析),考虑次固结作用的非线性计算结果更加接近后期沉降发展的趋势,对工后沉降的预测更加精确。

沉降和固结度计算结果见表3,计算区域内沉降误差普遍在5cm左右,根据相应的计算结果取运行30a的沉降为最终沉降,则至监测结束固结度普遍达到了85%以上。在不考虑后期荷载变化的情况下,工后沉降控制在20cm以下。

表3 沉降和固结度计算结果

钻孔号	沉降标 编号	监测沉 降/mm	计算沉 降/mm	固结 度/%	工后沉 降/mm
SZ-1	1-1	993	1 015	88	135
	1-2	1 002			
	1-3	1 063			
SZ-2	2-1	995	952	91	98
	2-2	981			
SZ-3	3-1	995	1 020	87	155
	3-2	958			
SZ-4	4-1	1 052	1 130	87	165
	4-2	942			
	4-3	940			

注: (1)计算沉降至监测结束; (2)工后沉降运行30a。

5 结语

本文在结合等效一维假定后,采用成层软土一维非线性流变固结半解析解对厦门某新建机场部分堆载区域固结沉降进行计算并预测分析,主要结论如下:

(1)相比于传统的分层沉降法和线性固结理论,

考虑软土成层性、压缩和渗透非线性的固结理论可以更准确地计算固结度和沉降,可推广应用到其他相似工程。

(2)计算中采用时间线模型描述的流变特性可以更准确地描述主次固结耦合引起的沉降增长过程,对固结后期的沉降发展趋势与实测值更吻合,工后沉降计算更为准确。

参考文献:

- [1] JGJ79-2012. 建筑地基处理技术规范[S].
- [2] GB/T 51064-2015. 吹填土地基处理技术规范[S].
- [3] 张云冬, 张乾, 程瑾, 等. 真空预压地基土体沉降及强度增长特征[J]. 水运工程, 2015(12):148-152; 160.
- [4] 吴雪婷. 温州浅滩软土工程特性及固结沉降规律研究[D]. 武汉: 中国地质大学, 2010.
- [5] 袁成铭. 对于大面积吹填荷载作用下的地基沉降计算探讨[J]. 水运工程, 1985(4):55-61.
- [6] 夏长青, 胡安峰, 崔军, 等. 饱和软土成层地基一维非线性固结解析解[J]. 岩土力学, 2018, 39(8):2858-2864.
- [7] 夏长青, 胡安峰, 付鹏, 等. 成层结构性软土一维非线性固结半解析分析[J]. 西南交通大学学报, 2019, 54(6): 1244-1251.
- [8] 陈根媛. 多层地基的一维固结计算方法与砂井地基计算的改进建议[J]. 水利水运科学研究, 1984(2):18-30.
- [9] 郝玉龙, 陈云敏, 王军. 深厚软土未打穿砂井超载预压地基孔隙水压力消散规律分析[J]. 中国公路学报, 2002, 15(2):39-42.
- [10] Yin J H, Graham J. Equivalent times and elastic visco-plastic modeling of time-dependent stress-strain behaviour of clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, 31(1):42-52.
- [11] 蓝柳和. 成层软粘土地基非线性流变固结性状研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2002.
- [12] Mesri G, Rokhsar A. Theory of consolidation for clays[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1974, 100(8):889-904.
- [13] 谢康和, 潘秋元. 变荷载下任意层地基一维固结理论[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(5):80-85.

Application of one dimensional nonlinear consolidation theory with rheological model in settlement calculation

LIU Guangqing¹, GE Hongbin¹, LIU Haiwang², CHEN Yuan^{3*}, HU Anfeng³

(1.Fujian Panport Airport Construction Co., Ltd., Xiamen 361001, China;

2.Xiamen Xiang'an Airport Investment and Construction Co., Ltd., Xiamen 361001, China;

3.Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: The equivalent one-dimensional consolidation coefficient method is used to deal with the radial seepage of the drainage plate, and the consolidation control equation is obtained by combining the existing nonlinear rheological time line model. The semi-analytical method is adopted to solve the consolidation control equation following the time-space discretization. The solution is utilized to calculate the consolidation settlement of the foundation of a new airport in Xiamen. Compared with the field-work results, the settlement development trend is well predicted, which can be extended to other projects alike.

Key words: preloading; nonlinear consolidation; settlement calculation; rheology

(责任编辑 章践立)