

考虑时空效应的大湾区软土地基沉降计算方法及应用

杨帅东¹, 方应学²

(1.珠江水利委员会珠江水利科学研究院, 广东 广州 510611; 2. 江苏华水污水处理有限公司, 江苏 南京 210000)

摘要: 本文结合大湾区某堤防软土地基加固处理工程实例, 考虑加固场地时空效应下的沉降变化情况。基于地质勘察资料, 通过有限元分析软件, 对塑料排水板进行二次开发, 建立有限元计算模型。和现场试验实测数据对比结果表明: (1) 利用ABAQUS二次开发平台开发的排水板单元计算精度更高, 运行效率更快; (2) 考虑软基渗透可变性因素计算得到的结果与实际工程监测值更吻合; (3) 是否考虑土体变形的时空效应, 对固结过程的变化影响很大, 但对最终的固结状态影响很小。

关键词: 沉降计算; 时空效应; 大变形; 预压固结

中图分类号: 文献标识码: A

1引言

我国沿海和内陆广泛分布海相、湖相以及河相沉积的软弱黏土层^[1], 这种土的特点是压缩性大、强度低、含水量高且透水性差。若不做必要的处理, 在荷载作用下往往会产生相当大的沉降与沉降差, 影响工程的施工质量和安全以及建筑物的正常使用。然而, 随着我国近几年来经济建设的发展, 大量建筑工程需建设在软土及超软土地区, 在软基处理过程中需精准计算和预测其沉降与变形量, 因而对软土地基处理技术提出了更新、更高的要求。

固结理论作为软基加固工程中分析计算的基本理论, 是软基固结计算的理论依据。而传统的太沙基固结理论假设土体是基于小变形假设, 基于压缩系数和渗透系数恒定, 这明显与渗透系数沿土层深度非线性变化以及随固结应力状态变化而变化的实际情况不符。且软基作为一种特殊土, 在自重应力和外界荷载作用下, 孔隙水会被逐渐排出, 孔隙水压力逐渐减小, 有效应力逐步增加。随着时空变化, 土体发生固结沉降, 渗透系数不断的发生变化。本文考虑渗透可变性和大变形理论, 结合工程实例塑料排水板堆载预压软基^[2], 利用ABAQUS软件二次开发功能^[3,4], 通过编写相应的排水板用户子程序UEL, 提供一种新的线性排水板单元, 针对软土地基固结过程中渗透系数的可变性与大变形性进行较为深入的研究。为正确地评估软土地基的变形, 定量评价软基处理效果, 提高软基处理技术质量以及合理组织施工提供重要参考依据。

2理论基础

2.1 考虑时空效应下渗透系数可变性的本构模型选取

大量研究成果表明, 土体渗透系数在堆载过程中是不断变化的。受孔隙比的影响, 两者的变化会对土体应力状态产生影响。渗透系数、孔隙比、土体应力状态三者之间相互影响, 且存在着某种一一对应的关系^[5,6]。堆载预压软基处理过程中, 土体的变形和固结排水都可能会使土体的应力状态发生变化, 从而导致土体的孔隙比和渗透系数随之变化, 因此, 在进行堆载预压地基加固计算分析时, 考虑孔隙比和渗透系数随应力变化的影响是十分重要且有必要的。大量的试验和实践证明, Taylor^[7]提出来的一个半对数线性相关的渗透系数与孔隙比的经验公式能

收稿日期:

作者简介: 杨帅东 (1984), 男, 安徽人, 高工, 硕士, 主要从事水利工程监测与检测工作。E_mail:114668152@qq.com

够很好地描述软土的渗透系数和孔隙比之间的关系, 公式如下:

$$\lg k = \lg k_0 + \frac{e - e_0}{C_k} \quad (1)$$

式中, C_k 为与土体渗透系数相关的指标, 取 $C_k = e_0/2$ 。

2.2 大变形固结理论的分析

现今大变形固结理论一般沿着两个方向发展。一类是基于非线性连续介质力学理论的大变形固结分析。另一类是基于Mikasa-Gibson^[8,9]大变形固结理论, 进行理论的完善和数值求解以及试验验证等工作。本文基于Gibson固结理论, 采用有限差分法进行数值分析。Gibson根据平衡条件、连续性条件、达西定律和有效应力原理等提出以孔隙比 e 为变量的一维非线性大应变固结理论控制方程, 表达形式如下:

$$\frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma'}{dz} \right] + (G_s - 1) \frac{d}{de} \left[\frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \right] \frac{\partial e}{\partial z} = 0 \quad (2)$$

式中: e 为土体的孔隙比, $k(e)$ 为土体的渗透系数 (随孔隙比的变化在不断变化), σ' 为土体的有效自重应力, γ_w 为孔隙水的重度, G_s 为土颗粒的比重。

Gibson的理论可以考虑快速沉积、缓慢沉积和逐步加荷情况下的土体固结, 且Gibson理论选择土体孔隙比 e 作为大变形固结理论的控制变量, 易于求解。本文选择Gibson理论做为模型分析的基础。

3 塑料排水板的二次开发

塑料排水板的截面尺寸相比于周围土体尺寸以及自身的长度非常小, 主要作用是增加土体竖向渗透性。根据排水板的工作状况构造相应的有限元单元, 在计算中不考虑这种单元的自重, 也不考虑排水板的受剪、受扭性能, 而只考虑其轴力以及对总体渗透性能的影响。并在建模时通过子程序接口调用。本文假定塑料排水板为一个实体线单元, 通过ABAQUS二次开发平台编写子程序UEL将排水板单元转换为用户自定义的排水板线单元, 对其进行二次开发, 这样既可以减少单元与节点的数量以减少计算量, 也避免了排水单元尺寸与周围土体单元尺寸的差异过大导致计算结果不理想。

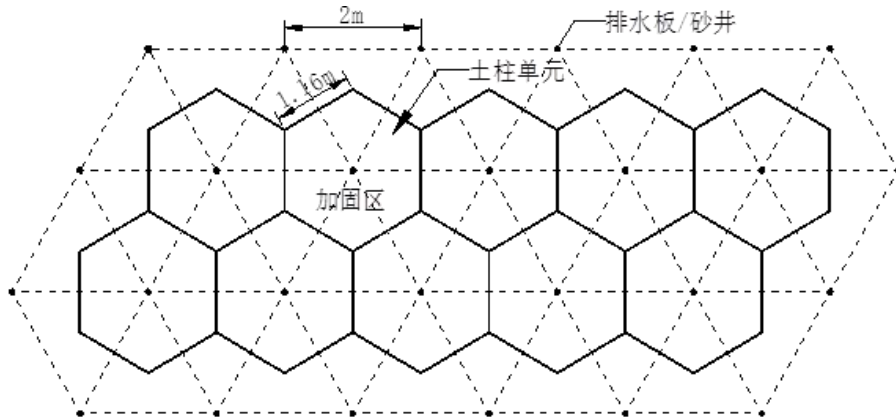


图1 排水板正三角形布置方式及单个排水板加固区

4 有限元模型建立

4.1 模型简介

本文选取大湾区南沙自贸区某水系堤防软土基地为研究对象。根据所取断面土层分层情况与施工方案等相关资料, 考虑到堆载施工的对称性与计算的简便性, 建立实际断面模型的一半进行计算。该计算模型概述

如下：地基模型堆载区域宽度 40 m，水平影响区域为 80 m，计算深度取至地表下 47 m，地下水位取至地表；软土地基采用剑桥模型(MCC 模型)，吹填土、砂垫层采用 Mohr-Coulomb 模型(M-C 模型)。

土体单元、排水板单元、吹填土单元和砂垫层单元采用渗流固结耦合计算的 4 节点平面孔隙流单元 CPE4P，堆填土单元采用无需计算其孔压的 4 节点平面应变单元 CPE4。模型的位移边界条件设置为：地基左右侧边界水平位移为 0，不限制竖向位移；地基的表面边界为自由变形；地基底部水平位移和竖向位移均被限制。模型的排水边界条件设置为：根据实际施工过程，在冲填阶段将每层充填砂作为排水边界，在砂垫层施工以及之后的各个阶段将砂垫层作为排水边界；非加载区域的地基表面视为排水边界，即其超孔压为 0；除此之外，其它边界均视为不排水边界。模型边界条件示意图如下图所示。

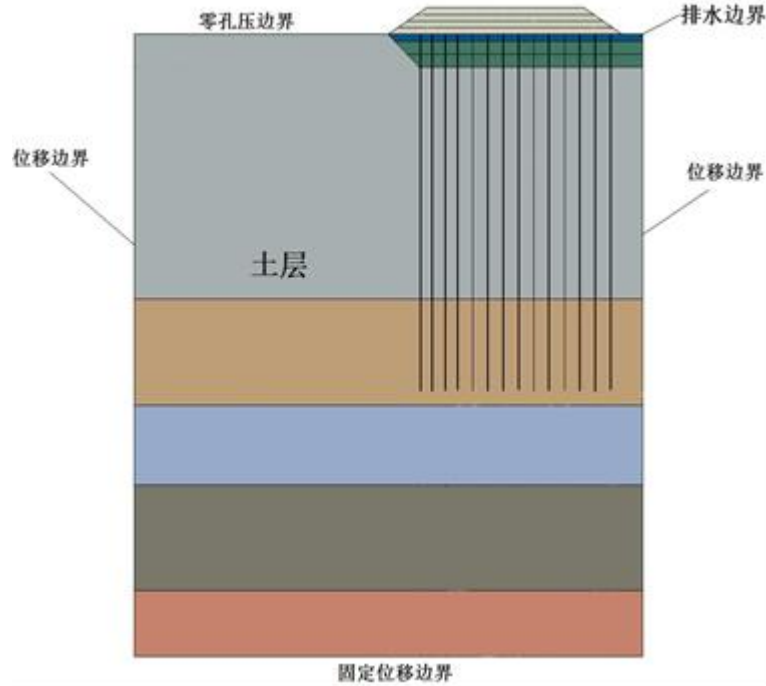


图 2 模型边界条件

4.2 计算参数选取

通过勘察报告和室内实验得到的排水板和填土的计算参数分别如下表所示。

表1排水板计算参数

材料	本构模型	截面尺寸	E/MPa	μ	K/m.day ⁻¹
排水板	HOOKE	4.5mm×100mm	20	0.3	4.33

表2 吹填土与堆填土计算参数

材料	本构模型	E/MPa	c/kPa	$\phi/^\circ$	$\psi/^\circ$	μ	k ₀ /m.day ⁻¹
吹填砂	M-C	30	2.42	31.21	0	0.26	1.05
砂垫层	M-C	45	1.23	38.03	0	0.25	2.35
堆填土	M-C	20	12.74	26.12	0	0.31	-

本文软基使用 MCC 模型作为本构模型，因此其计算参数需要通过一定的实验和转换得到。

(1) 坐标中正常固结线 NCL 和临界状态线 CSL 的斜率；

- (2) 坐标中膨胀线斜率；
 (3) 坐标中临界状态线的斜率 M 。
 最终得到的软土地基的计算参数如表所示。

表3 软土地基计算参数

材料	本构模型	γ_{sat} kN/m ³	κ	μ	λ	M	a_0	β	K	e_0	k_0 m/day
土层 1	MCC	17.0	0.102	0.30	0.57	1.00	0	1	1	1.449	0.95E-05
土层 2	MCC	18.7	0.065	0.30	0.54	1.42	0	1	1	1.367	7.43E-03
土层 3	MCC	17.5	0.025	0.25	0.53	1.34	0	1	1	0.710	5.01E-01
土层 4	MCC	17.5	0.042	0.33	0.52	1.34	0	1	1	1.237	4.49E-05
土层 5	MCC	19.5	0.063	0.20	0.52	1.22	0	1	1	1.012	6.05E-02

5 计算结果及分析

5.1 表层沉降结果分析

本工程在左右幅堆填的地表沉降各进行了三个位置的监测，其中左幅观测桩分别为 BM650A-ZEC、BM650B-ZEC、BM650C-ZEC(左桩、中桩、右桩)，分别简称测点 A、B、C。根据监测资料，软基表层的沉降监测于 2015 年 9 月 2 日开始至 2017 年 1 月 3 日结束，总共用时约为 490 天，监测值如图 3 所示。从图中可以看出三个监测点所测得的沉降值变化规律与最终结果都很接近，沉降随着加载过程呈现阶梯状变化，且最终沉降结果在 2.23m~2.27m 之间。

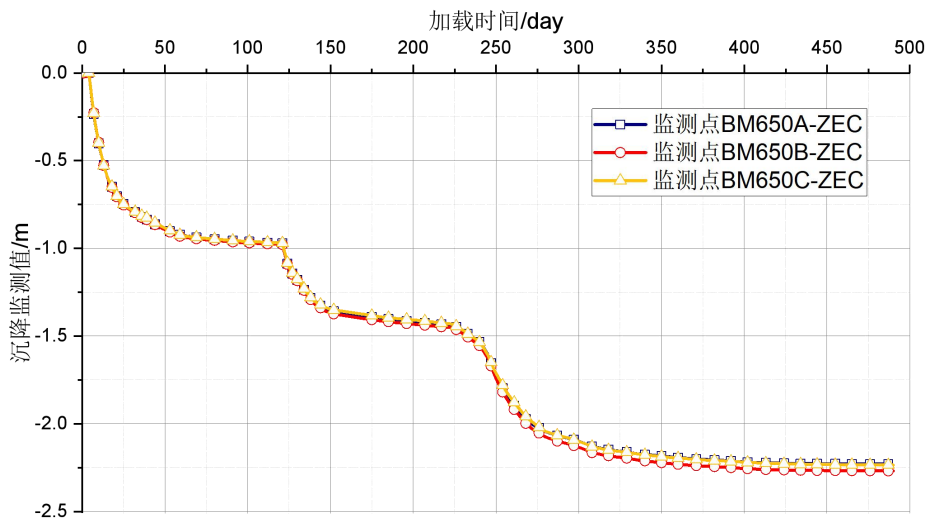


图 3 沉降监测值

鉴于三个沉降监测点的数值十分接近，下面将仅对监测点 B 的沉降监测值与数值计算值进行分析比较。图 4 给出了监测点 B 的沉降监测值与数值计算结果对比图以及对应的加载过程，从图中可以明显看出，无论是基于常规的固结理论(k 不变)还是基于修正后的固结理论(k 变化)亦或是基于大应变理论计算得到的沉降值随加载时间的变化规律都与监测值的变化规律完全一致；从图中还可以得出，基于 k 不变的情况所得到的沉降值明显大于沉降监测值，达到了 2.62m，且在每一个施工步骤中其沉降的变化速度都相对较大，而基于 k 随固结应力(孔隙比)非线性变化计算得到的沉降值与监测值非常吻合，虽然在加载前期(施工前期 70 天内)有明显差别，而施工中后期两者的差值逐渐减小，并趋于稳定。呈现这种差值现象的主要原因是施工前

期与打设排水板初期现场的施工条件和排水条件要优于数值模拟的排水条件,因此监测值所得到的沉降速度更快,但当塑料排水板发挥作用后,两者的排水条件相近,沉降值也将慢慢接近;基于大应变理论计算得到的沉降值变化曲线介于基于k不变与k变化得到的沉降值变化曲线之间,即表明基于大应变理论的固结-渗流耦合的数值模拟优于基于常规固结理论的数值模拟。

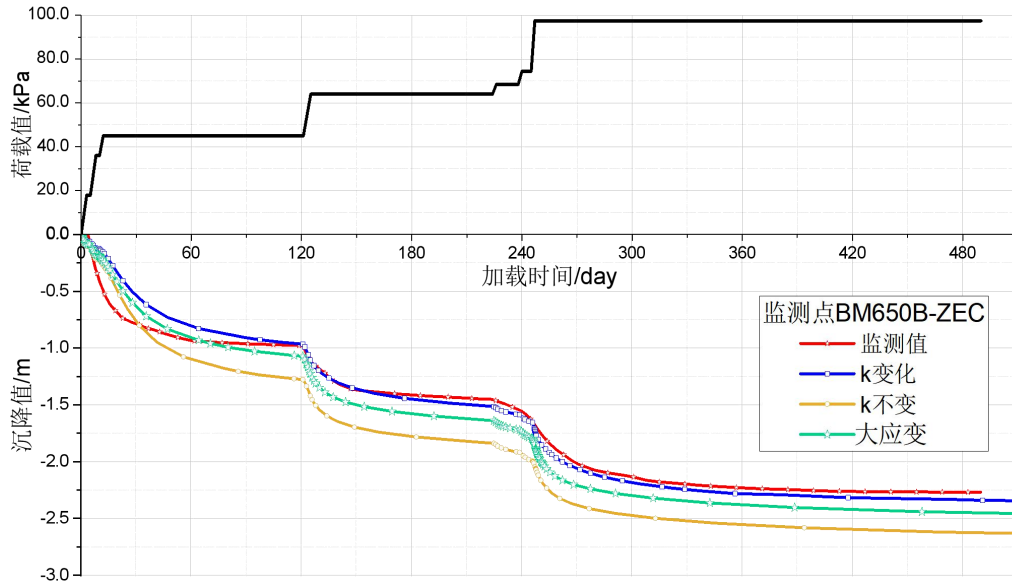


图4 沉降监测值与数值计算结果对比(监测点B)

5.2 分层沉降结果分析

图 5 给出了沉降变化比较明显的 1#~3#磁环的分层沉降监测值与数值计算结果的对比曲线图,从该图可以明显看到,在施工较早阶段,监测结果与数值计算结果的差距较大,随着施工的推进,变化趋势逐渐接近,此结果与上述地表沉降变化规律对比结果近似;对比不同情况下的数值计算结果,可以发现,基于渗透系数 k 随孔隙比非线性变化的数值计算结果与监测所得到的沉降结果很接近,明显优于基于渗透系数不变的数值计算结果。

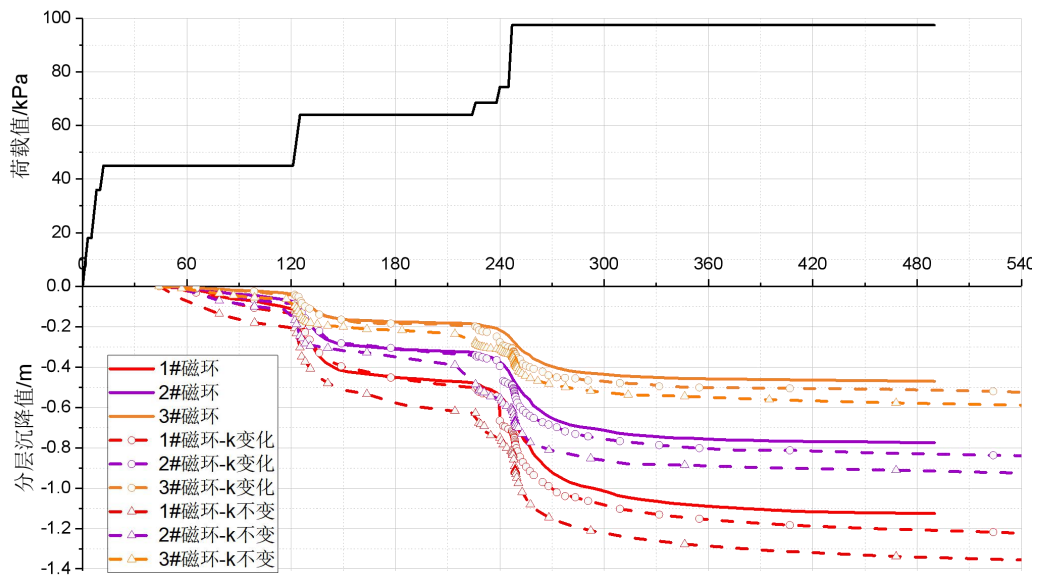


图5 分层沉降监测值与数值计算结果对比

5.3 深层水平位移结果分析

图 6-a、6-b、6-c 给出了分别基于不同理论计算得到的软基不同深度处在各个施工过程的水平位移变化对比曲线。图 6-a 为从地应力平衡阶段到塑料排水板阶段的位移对比，图 6-b 为从堆载 1 到预压 2 施工阶段的位移对比，图 6-c 为从堆载 3 到预压 4 施工阶段的位移对比。在图 6-a 中可以看到，未进行塑料排水板施工之前，随着荷载的增加，软土水平位移逐步增加，但是无论是否考虑渗透系数的可变性对两者结果几乎没有影响，然而当近入塑料排水板施工阶段之后，软土上部的水平位移与之前相比减小了，且不考虑渗透系数可变性计算的软基水平位移明显要小于考虑渗透系数可变性的水平位移，造成这种现象的原因是因为充填砂施工阶段速度快，且在插打塑料排水板之前，软基的渗透系数很小，排水能力差，导致软基在荷载作用下不管是否考虑软基固结过程的渗透可变性，其变形值都非常小，两者的差别自然也很小。当加入塑料排水板之后，软土的竖向排水能力大大提高，超孔隙水压力快速消散，竖向位移增大，同样软土有向中心靠拢的趋势，导致水平位移相比之前更小了，正是因为土体这种快速的超孔压的消散导致软土快速压缩，从而导致软土的渗透系数降低到更小，这种渗透系数的减小会适当阻止土体的进一步固结压缩，阻止土体的靠拢，而当不考虑渗透系数可变性时自然就不会出现进一步阻止软土固结压缩的现象，因此软土会向中心靠拢得更多，即水平位移会更小。

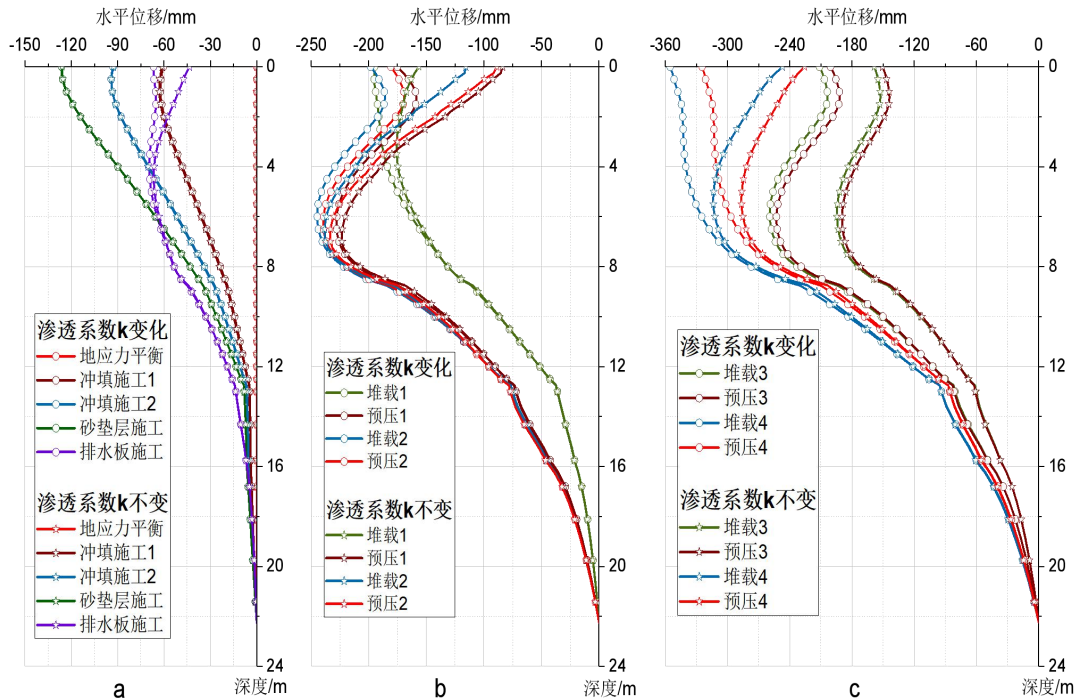


图6 数值计算的水平位移在深度上的变化的对比

5.4 超孔压结果分析

图 7 和图 8 分别给出了基于不同固结理论计算得到的不同土层深度处土体的超孔压消散对比关系图，其中图 7 给出的是监测点位置超孔压消散时程曲线对比图，图 8 给出的是深部土层超孔压消散时程曲线对比图。监测点的布置位于塑料排水板直接作用深度范围内，孔压变化明显，亦即表现出快增快消的特点。从图 7 和图 8 看出，当考虑软土渗透可变性时，土体中同一部位处的超孔压值要大于不考虑渗透可变性的超孔压值，且孔压消散速度相比更慢，这种差距在浅层土体中尤为明显，随着深度增加而减小，最终将趋于一致，这是由于上层土体在荷载作用下压缩变形明显，土体的渗透系数将明显减小，从而导致超孔压的消散速

度相比于不考虑渗透系数改变所得到的超孔压的消散速度要慢，而当深度增加，土层压缩逐渐变小，渗透系数变化减小，两者的差距自然也逐渐变小。

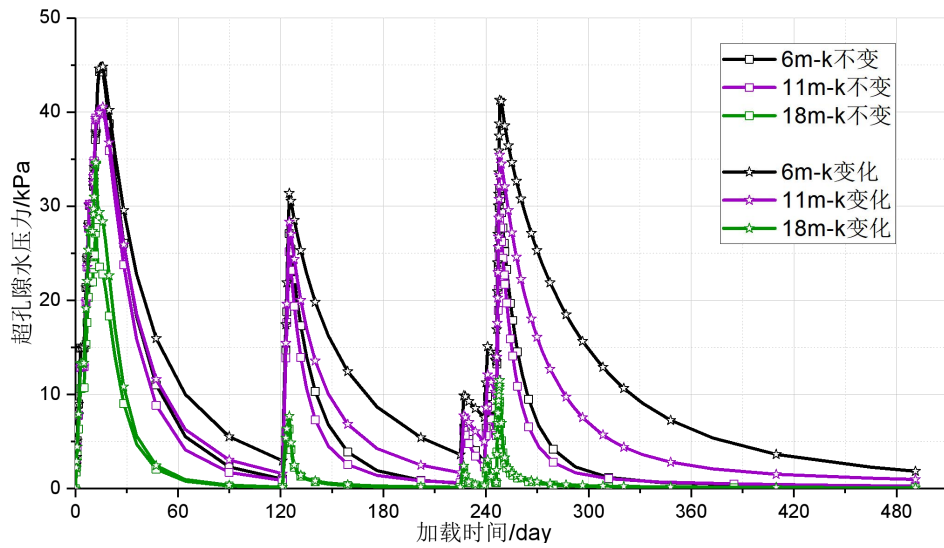


图7 监测位置土层超孔隙水压力变化对比

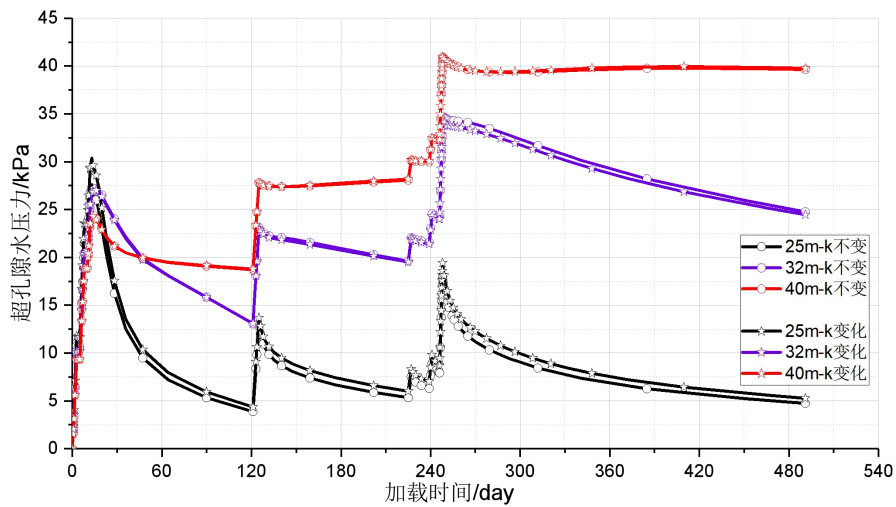


图8 深层位置土体超孔隙水压力变化对比

6结论

(1) 是否考虑时空效应下软基固结过程中的可变性，对固结状态的变化影响很大，其最直接的就是影响固结的速度，考虑时空效应下渗透可变性的固结速度明显小于不考虑渗透可变性时的固结速度，但对最终的固结状态影响很小；

(2) 塑料排水板单元的选择和建立与软基固结计算的准确性直接相关，利用 ABAQUS 二次开发平台开发的排水板单元满足简便性与准确性的要求；

(3) 对于软基的堆载预压加固处理, 如果软基强度较低且堆载较大时, 应该考虑几何非线性和材料非线性的影响, 采用大变形固结理论计算土体的固结问题更接近实际情况;

(4) 通过考虑时空效应下软基渗透可变性因素计算得到的结果与实际工程监测值更吻合, 既能更好的指导施工方案的选择, 也能够更好的预测和评估软基堆载预压加固处理的发展趋势。

参 考 文 献:

- [1] 范庆. 浅谈软土地基加固处理的方法[J]. 黑龙江交通科技, 2011, 34(2):26-26.
- [2] 肖策, 褚丝绪, 姜云龙,等. 塑料排水板堆载预压法在软基处理中的应用[J]. 施工技术, 2012, 41(1):64-68.
- [3] 费康, 张建伟. ABAQUS在岩土工程中的应用[M]. 中国水利水电出版社, 2010.
- [4] 朱以文. ABAQUS与岩土工程分析[M]. 中国图书出版社, 2005.
- [5] Zhuang Y C, Xie K H, Li X B. Nonlinear analysis of consolidation with variable compressibility and permeability[J]. 浙江大学学报a(英文版), 2005, 6(3):181-187.
- [6] Abbasi N, Rahimi H, Javadi A A, et al. Finite difference approach for consolidation with variable compressibility and permeability[J]. Computers & Geotechnics, 2007, 34(1):41-52.
- [7] Taylor D W. Fundamentals of soil mechanics / D.W. Taylor[J]. 1948, 66(2).
- [8] Mikasa M .The Consolidation of Soft Clay.Civil Engineering in Japan , JSCE , 1965 :21-26
- [9] Gibson R E, England G L. The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated Clays I , Finite Nonlinear Consolidation of Thin Homogeneous Layers.Geotechnique, 1967 , 17(2):261-27.