

# 桩筏基础固结沉降实用计算方法

杨 军<sup>1</sup>, 杨 敏<sup>2,3</sup>

(1. 广东华路交通科技有限公司, 广东 广州 510420; 2. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092;  
3. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

**摘要:** 针对饱和深厚黏土中的摩擦型桩筏基础, 提出求解基础体系固结沉降的简化分析方法. 采用桩-土-筏非线性共同作用模型和交替方向隐式差分算法求解二维平面应变区域内任意时刻不同位置的超孔隙水压力, 计算桩端以下土层的平均固结度和基础体系的固结沉降. 与有限元精确解的对比分析表明, 提出的计算模型与简化假定基本合理. 将该方法用于分析 2 个饱和黏土地基中的桩筏基础固结沉降, 得到了与实测值比较接近的预测结果.

**关键词:** 桩筏基础; 固结; 沉降计算; 非线性; 隐式差分算法  
**中图分类号:** TU473.1<sup>+2</sup>      **文献标志码:** A

## Practical Method for Piled Raft Consolidation Settlement Calculation

YANG Jun<sup>1</sup>, YANG Min<sup>2,3</sup>

(1. Guangdong Hualu Transport Technology Co., Ltd., Guangzhou 510420, China; 2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** A practical method for calculating the consolidation settlement of frictional piled raft foundation in deep clay was presented. Nonlinear model considering pile-soil-raft interaction and alternating direction implicit finite difference algorithm were adopted to solve excess pore water pressures at different positions in two-dimensional plain strain domain, average consolidation degree of soil below pile tip and consolidation settlement of piled raft in any time. The results from comparison with the accurate solution of finite element method show that the proposed model and the simplified assumptions are basically reasonable. Finally the method was successfully applied to the consolidation settlement prediction of two pile raft cases in saturated clay.

**Key words:** piled raft; consolidation; settlement calculation;

nonlinearity; implicit finite difference algorithm

深厚饱和黏性土地基中桩筏基础沉降的时间效应是一个非常复杂的三维问题. 由于黏性土渗透性较低, 上部荷载引起的土体超孔隙水压力无法在短时间内完全消散, 基础体系的内力和变形在施工结束后较长一段时间内仍将不断发生变化. 目前, 多数学者<sup>[1-4]</sup>采用有限元数值方法对桩筏基础工作性状的变化规律以及基础内力和变形受时间的影响等进行研究, 但对施工期间和施工结束后基础沉降速率随时间变化过程的研究则相对较少. Small 等<sup>[5]</sup>基于 ABAQUS 软件建立了考虑流固耦合作用的桩筏基础三维有限元-无限元分析模型, 并利用该模型模拟基础施工和正常使用阶段的沉降发展过程. Sales 等<sup>[6]</sup>将桩筏基础用二维轴对称等代墩基模型近似表示, 同样采用固结有限元理论预测基础沉降, 但桩群与桩间土构成的等代墩刚度不易确定. 虽然有限元方法能模拟基础变形随地基固结的发展规律, 但建模过程比较复杂, 计算效率和收敛性仍存在一定问题, 较难在实际工程中得到推广应用. 文献[7-9]在对渗流边界条件进一步简化的基础上, 采用计算过程更加简便的半解析-半数值方法进行群桩基础固结沉降分析. 然而, 由于孔压分布和渗流边界条件十分简单, 不能反映桩-土共同作用的影响, 其适用性受到明显限制.

Davis 等<sup>[10]</sup>的研究表明, 深厚黏性土地基中按一维固结理论计算的基础沉降在多数情况下与实际不符, 二维和三维固结理论的计算结果明显优于前者, 计算精度在一定程度上能满足实际工程应用要求. 本文将桩-土非线性共同作用模型与二维 Terzaghi-Rendulic 固结理论相结合, 建立了求解任

收稿日期: 2017-02-08

基金项目: 国家自然科学基金(41372274)

第一作者: 杨 军(1985—), 男, 工学博士, 主要研究方向为桩基础设计理论与工程应用. E-mail: yangjun851113@163.com

通讯作者: 杨 敏(1960—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为桩基础与基坑工程. E-mail: yangmin@tongji.edu.cn

意时刻基础体系固结沉降的简化且实用的分析方法. 通过与 Biot 固结有限元分析的精确解答进行对比, 验证了本文方法和假定的合理性. 最后, 将本文方法用于分析 2 个桩筏基础实际工程, 模拟施工和正常使用阶段基础沉降随时间的发展过程, 并将计算结果与实测值进行对比.

## 1 计算方法

### 1.1 分析步骤和计算假定

桩筏基础总沉降通常包括瞬时沉降、固结沉降和次固结沉降. 3 类沉降过程往往交替发生且相互影响, 在时间上并不能进行严格的区分. 从工程实用角度来看, 对上述沉降分别进行计算有助于加深对地基变形机理的认识, 同时也可使分析过程得到简化. 已有研究<sup>[11]</sup>表明, 对于一般黏性土地基来讲, 工作荷载作用下群桩基础因地基蠕变产生的沉降通常很小, 除非荷载水平进一步增大, 因此本文不考虑地基蠕变对基础沉降的影响. 假定基础总沉降  $s_{tot}$  由施工阶段的瞬时(不排水)沉降  $s_u$  和正常使用阶段的固结沉降  $s_d$  两部分组成. 主要分析过程包含以下步骤:

(1) 采用桩-土非线性共同作用模型计算桩筏基础的瞬时沉降  $s_u$  和最终沉降  $s_{tot}$  (固结总沉降为  $s_{tot} - s_u$ ), 有关该模型的详细计算过程参见本文第 1.2 节. 根据不排水分析求得基础-地基相互作用力和采用 Mindlin 应力解<sup>[12]</sup> 公式计算基础中心对称剖面(如图 1 所示的  $xoz$  平面)内地基附加应力.

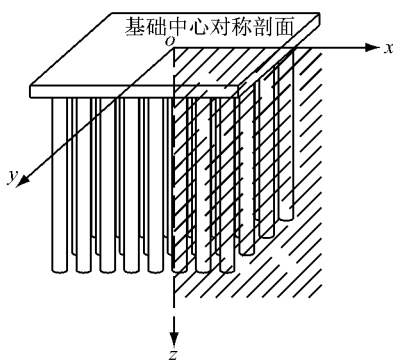


图 1 桩筏基础中心对称剖面  
Fig.1 Center symmetric section for piled raft

(2) 采用文献<sup>[13]</sup>的建议, 假定初始超孔隙水压力完全由地基中的附加应力引起, 并且在基础中心对称平面内沿竖直和水平方向同时发生消散, 即满足二维 Terzaghi-Rendulic 固结理论要求. 如图 2 所示, 在  $xoz$  平面内确定二维固结计算区域边界, 水平计算宽度<sup>[14]</sup>取  $3.5B_r$  ( $B_r$  为筏板宽度), 竖直方向由

地表(或筏板底面)到桩端以下砂层或基岩顶面. 黏土层表面(顶面边界)和右侧(远离基础一侧竖直边界)为透水边界, 底部边界透水性与下卧土层渗透性有关, 基础左侧边界(基础中心竖直边界)为完全不透水边界.

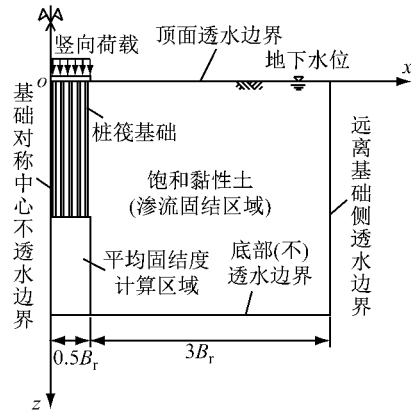


图 2 二维固结计算域示意图  
Fig.2 Schematic diagram for two-dimensional consolidation computation domain

(3) 群桩基础固结沉降主要由桩端以下土体压缩变形引起的, 地基附加应力和超孔隙水压力具有明显的空间分布特征, 基础中心和边缘位置孔压大小和消散速率并不一致<sup>[15]</sup>. 考虑到筏板刚度对基础沉降和应力分布的调整作用, 本文将基础半宽 ( $B_r/2$ ) 范围内桩端下卧土层的平均固结度用于固结沉降计算, 其他区域土体作为一般的排水渗流通道.

假设图示平均固结度计算区域内共包含  $k$  个计算结点, 土结点  $i$  在任意时刻  $t$  的固结度

$$U_{i,t} = \frac{u_{i,0} - u_{i,t}}{u_{i,0}}, \quad i = 1, 2, \dots, k \quad (1)$$

式中:  $u_{i,0}$  为初始时刻结点  $i$  的超孔隙水压力;  $u_{i,t}$  为  $t$  时刻结点  $i$  的超孔隙水压力.

为考虑计算区域内各结点孔压的影响, 桩端以下土层平均固结度

$$U_z = \frac{\sum_{i=1}^k (u_{i,0} - u_{i,t})}{\sum_{i=1}^k u_{i,0}} \quad (2)$$

施工期结束后任意时刻  $t$  桩筏基础的工后固结沉降  $s_{tot}$  可由下式计算:

$$s_{tot} = s_u + s_d U_z \quad (3)$$

### 1.2 桩-土非线性共同作用模型

对大部分采用桩筏基础的建筑物来讲, 群桩和上部结构对筏板刚度的贡献程度很大, 为简化建模过程和提高计算效率, 本文假定筏板为完全刚性, 采

用以下步骤计算桩筏基础的瞬时沉降和最终沉降:

对筏板和桩基进行计算单元剖分,建立反映桩-土-筏共同作用的土体位移方程,如下所示:

$$\mathbf{w}_s = \mathbf{F}\mathbf{P}_s \quad (4)$$

式中: $\mathbf{F}$ 为土体柔度系数矩阵,矩阵各元素反映桩、土、筏之间的相互作用; $\mathbf{w}_s$ 和 $\mathbf{P}_s$ 分别为土体竖向位移和土体反力列向量.筏-土相互作用柔度系数按下式<sup>[16]</sup>计算:

$$F_{sr} = \frac{(1-\nu_s)(1-\exp(-H_s/2r_{\text{equ}}))}{4G_s r_{\text{equ}}} \quad (5)$$

式中: $H_s$ 为可压缩土层深度,该深度以下为不可压缩土层; $r_{\text{equ}}$ 为筏板单元等效半径(按方形筏板与圆形筏板单元面积相等原则计算得到); $G_s$ 和 $\nu_s$ 分别为土体剪切模量和泊松比.当筏板位于非均质地基和分层地基中时,需按文献<sup>[17]</sup>的建议对 $G_s$ 和 $\nu_s$ 进行修正.

筏-土-筏相互作用柔度系数按下式<sup>[18]</sup>计算:

$$F_{i,j} = \frac{(1-\nu_s^2)}{\pi E_s r_{\text{equ}}} \sin^{-1}\left(\frac{r_{\text{equ}}}{l_{i,j}}\right), \quad i \neq j \quad (6)$$

式中: $l_{i,j}$ 为筏板单元 $i$ 和 $j$ 中心点之间的水平距离; $E_s$ 为土体弹性模量.

桩-土、桩-土-桩和桩-土-筏相互作用柔度系数均采用 Mindlin 位移解<sup>[19]</sup>计算.对于非均质和分层地基,或可压缩土层深度有限的情况,需按文献<sup>[16, 20]</sup>建议的方法对上述土体柔度系数进行修正.

根据桩-土-筏体系的静力平衡条件和位移协调要求,可得到桩筏基础体系作用荷载与基础位移的数学关系式,即

$$\mathbf{K}_{\text{tot}} \mathbf{w}_p = \mathbf{Q}_{\text{top}} \quad (7)$$

式中: $\mathbf{K}_{\text{tot}}$ 为桩-土-筏体系整体刚度矩阵,是群桩竖向刚度矩阵 $\mathbf{K}_p$ 和地基土刚度矩阵 $\mathbf{K}_s$ 之和, $\mathbf{K}_p$ 通过杆系有限元方法计算得到,其维数应扩充至与所有桩、筏结点数目相同(筏-土结点所在行列元素均用0代替), $\mathbf{K}_s$ 通过对土体柔度系数矩阵 $\mathbf{F}$ 求逆得到; $\mathbf{w}_p$ 为所有桩、筏计算结点的竖向位移列向量; $\mathbf{Q}_{\text{top}}$ 为基础外荷载列向量.

对于筏板完全刚性的桩筏基础,已知筏板和桩顶结点的竖向沉降,按乘大数法<sup>[21]</sup>对式(7)两侧基础体系刚度矩阵 $\mathbf{K}_p + \mathbf{K}_s$ 和荷载向量 $\mathbf{Q}_{\text{top}}$ 进行修正.若已知筏板和桩顶竖向沉降为 $w_0$ ,将 $\mathbf{K}_{\text{tot}}$ 中对应筏板和桩顶结点位置的主对角线元素 $k_{\text{tot}}$ 修改为 $k_{\text{tot}} b$ ( $b$ 可取 $10^{16} \sim 10^{18}$ ),将 $\mathbf{Q}_{\text{top}}$ 中相同位置的元素 $q_{\text{top}}$ 改为 $w_0 b k_{\text{tot}}$ ,其余元素均为零.此时,式(7)在基础顶部满足位移边界条件,对该式进行计算可获得基础各结点处的竖向位移和相互作用力,以及基础顶面作

用的总荷载.

考虑桩-土界面可能出现滑移和土体进入塑性,按位移增量法求解不同荷载作用下的基础内力与变形.在每个增量步内,将求得的结点反力增量与之前各增量步内的结点反力增量累加,并与(桩-土、筏-土)界面反力极限值进行对比.若计算结点力超过界面极限反力,用极限反力值代替该结点力,并将土体柔度系数矩阵中相同位置主对角线元素补充一大数,非主对角线元素置零(进入极限状态的结点不再引起相邻结点的附加位移),重复该过程直至完成所有增量步.通过上述求解步骤,可得到桩筏基础非线性荷载-沉降关系,以及各级荷载作用下的结构-地基相互作用力.

### 1.3 二维固结算法实现

本文采用 Terzaghi-Rendulic 固结理论进行平面应变条件下的地基土固结排水分析,计算过程不考虑土骨架变形与渗流的耦合作用,直接求解任意时刻地基不同位置结点的孔隙水压力.平面应变问题的二维固结方程如下所示:

$$v_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + v_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (8)$$

式中: $t$ 为固结时间; $u$ 为土体超孔隙水压力; $v_x$ 和 $v_z$ 分别为 $x$ 和 $z$ 方向的固结系数,文献<sup>[13]</sup>证实二维条件下的固结系数与一维和三维时具有相同的数学表达式.

由于初始孔隙水压力值在整个计算域内并不具有明确的数学表达式,需采用数值算法求解式(8).显式差分格式虽然求解过程简便,但需要满足稳定性条件,当渗透系数较大或网格划分较密时,计算精度和收敛性较难保证.因此,本文采用交替方向的隐式差分算法<sup>[22-24]</sup>进行编程求解.

由 $t$ 时刻的孔隙水压力计算 $t + \Delta t$ 时刻的孔隙水压力,在 $t$ 和 $t + \Delta t$ 时刻之间增加一个 $t + \Delta t/2$ 时刻.对于 $t$ 到 $t + \Delta t/2$ 时刻,将 $\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$ 取成隐式格式,把 $\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$ 取成显式格式.对图3中的结点 $u_{i,j,t}$ ,式(8)可以写成

$$v_x \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right)_{i,j,t} + v_z \left( \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)_{i,j,t+\Delta t/2} = \left( \frac{\partial u}{\partial t} \right)_{i,j,t+\Delta t/2} \quad (9)$$

式(9)的差分方程形式为

$$\begin{aligned} & \frac{v_x}{dx^2} (u_{i,j-1,t} - 2u_{i,j,t} + u_{i,j+1,t}) + \frac{v_z}{dz^2} (u_{i-1,j,t+\Delta t/2} - \\ & 2u_{i,j,t+\Delta t/2} + u_{i+1,j,t+\Delta t/2}) = \\ & \frac{2}{\Delta t} (u_{i,j,t+\Delta t/2} - u_{i,j,t}) \end{aligned} \quad (10)$$

式(10)可整理为

$$\begin{aligned} & \frac{v_z}{dz^2} u_{i-1,j,t+\Delta t/2} - 2\left(\frac{v_z}{dz^2} + \frac{1}{\Delta t}\right) u_{i,j,t+\Delta t/2} + \\ & \frac{v_z}{dz^2} u_{i+1,j,t+\Delta t/2} = -\frac{v_x}{dx^2} u_{i,j-1,t} + \\ & 2\left(\frac{v_x}{dx^2} - \frac{1}{\Delta t}\right) u_{i,j,t} - \frac{v_x}{dx^2} u_{i,j+1,t} \end{aligned} \quad (11)$$

将式(11)应用于  $xoz$  平面内所有内部结点(不包括所有边界结点),所有方程联立得到反映  $t$  时刻与  $t+\Delta t/2$  时刻孔隙水压力的方程组,该方程组孔隙水压力未知量的个数将超过所有内部结点个数.此时,引入已知边界条件,由于各结点孔隙水压力值与上下左右 4 个结点孔隙水压力值均有关,当中心结点与边界结点相邻时,需按如下方式处理式(10):

当边界完全透水时,边界结点孔隙水压力  $u=0$ ;当边界不透水时,边界结点孔隙水压力变化为 0,即  $\frac{\partial u}{\partial t}=0$ .

将上述边界条件写成差分格式,并代入式(10),孔隙水压力未知量的个数将缩减为与内部结点个数相等,方程组有唯一解.需要说明的是,对于五点十字型差分方程,边界上 4 个角点在求解过程中并不出现,可看作孔隙水压力已知的边界结点.

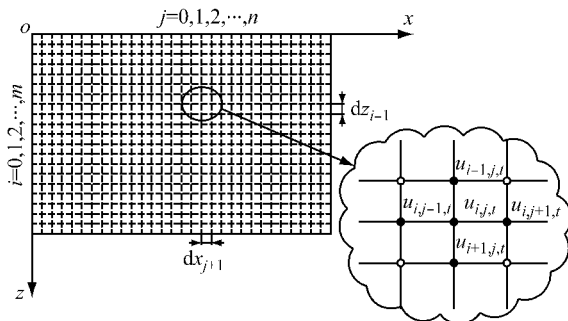


图 3 二维固结有限差分网格  
Fig.3 Finite difference meshes for two-dimensional consolidation

为保持对称性,在对  $t+\Delta t/2$  到  $t+\Delta t$  时刻进行计算时,将  $\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$  取成隐式格式,  $\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$  取成显式格式. 同样可将式(8)写成

$$v_x \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}\right)_{i,j,t+1} + v_z \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right)_{i,j,t+1/2} = \left(\frac{\partial u}{\partial t}\right)_{i,j,t+1} \quad (12)$$

与上述过程类似,式(12)的差分方程形式为

$$\begin{aligned} & \frac{v_x}{dx^2} u_{i,j-1,t+1} - 2\left(\frac{v_x}{dx^2} + \frac{1}{\Delta t}\right) u_{i,j,t+1} + \frac{v_x}{dx^2} u_{i,j+1,t+1} = \\ & -\frac{v_z}{dz^2} u_{i-1,j,t+1/2} + 2\left(\frac{v_z}{dz^2} - \frac{1}{\Delta t}\right) u_{i,j,t+1/2} - \\ & \frac{v_z}{dz^2} u_{i+1,j,t+1/2} \end{aligned} \quad (13)$$

通过求解式(12)和式(13),可获得  $t+\Delta t$  时刻的  $u$  值. 该差分格式解法在数值上是无条件稳定的,故可以采用较大的时间步长以提高算法的计算效率.

## 2 计算程序验证

### 2.1 均布条形荷载地基固结计算(二维问题)

文献[25]采用 Biot 固结有限元方法对均布条形荷载下的地基固结变形问题进行计算. 饱和地基土层厚度为 12 m, 顶面透水, 底面不透水, 其上作用 20 kPa 竖向均布荷载, 荷载宽度为 6 m, 土体弹性模量和泊松比分别为 4 MPa 和 0.3, 渗透系数为  $2.5 \times 10^{-6} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ . 图 4~6 给出了本文方法和文献[25]有限元方法计算的不同位置土体孔隙水压力与时间的关系曲线. 不难看出, 虽然本文方法未考虑固结过程中总应力随时间的变化, 理论上不如 Biot 固结理论严密, 但对于基础竖向变形问题的计算值与严格的有限元解答之间的差异并不十分明显, 误差大小完全能够满足工程应用要求.

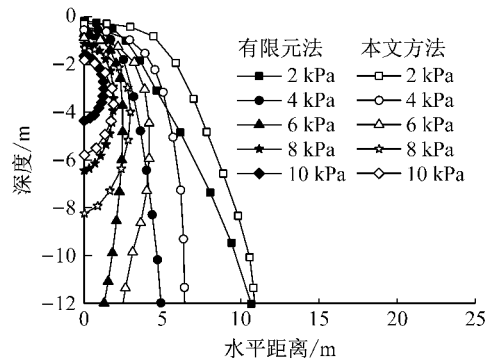


图 4 超孔隙水压力等值线 ( $t=1.4 \text{ d}$ )

Fig.4 Contour plot for excess pore water pressures ( $t=1.4 \text{ d}$ )

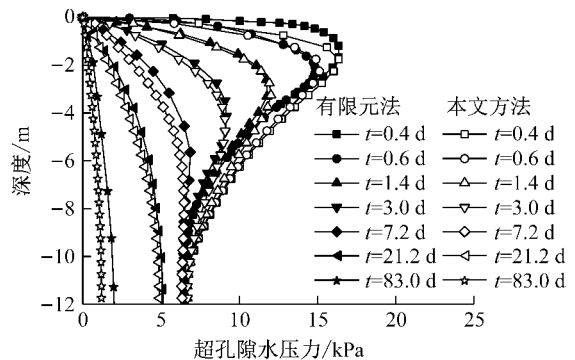


图 5 不同时刻中心位置超孔隙水压力分布曲线

Fig.5 Distribution curves for excess pore water pressures in central position at different moments

### 2.2 桩筏基础固结沉降计算(三维问题)

文献[5]对桩筏基础在均布竖向荷载作用下的固结沉降问题进行了数值计算分析.如图 7 所示,方形筏板宽度为  $5.0S$ ( $S$  为桩间距),厚为  $0.25S$ ,桩长和桩径分别为  $6S$  和  $0.2S$ ,筏板底面与地表面齐平且完全接触,计算土层厚度为  $15S$ ,底部假定为刚性不可压缩土层.桩与筏板的弹性模量为土体弹性模量的 1 000 倍,桩筏基础和土体的泊松比分别为 0.2 和 0.3.

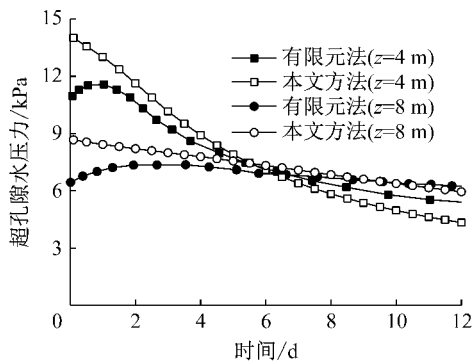


图 6 超孔隙水压力与时间关系曲线  
Fig.6 Relationship of excess pore water pressure and time

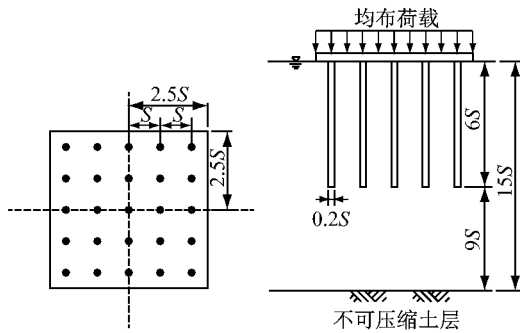


图 7 桩筏基础算例示意图  
Fig.7 Schematic diagram for piled raft example

图 8 给出了按不同方法计算的基础中心沉降固结度,时间因子  $T_v$  的表达式为

$$T_v = \frac{vt}{B^2} \quad (14)$$

式中: $v$  为固结系数,由  $v = \frac{kE'(1-\nu')}{\gamma_w(1+\nu')(1-2\nu')}$  计算得到,其中  $\gamma_w$  为土中水的容重, $k$  为土体渗透系数, $E'$ 、 $\nu'$  分别为排水条件下的土体弹性模量和泊松比; $B$  为筏板宽度的一半( $2.5S$ ).

可以看出,本文方法与有限元数值计算结果在总体上具有较好的一致性,最大偏差不超过 20%,表明本文计算方法与假定具有一定合理性.

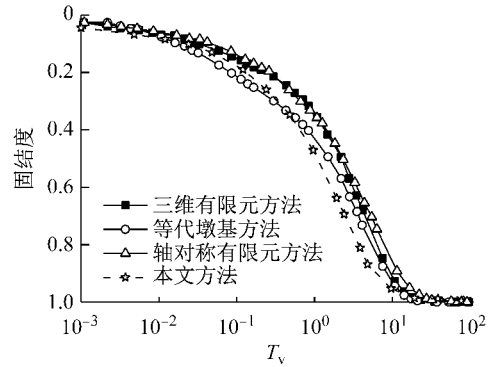


图 8 固结度计算结果对比  
Fig.8 Comparison of consolidation degrees with different methods

## 3 工程实例分析

### 3.1 案例 1

如图 9 所示,法兰克福 Messe-Torhaus 大厦桩筏基础平面尺寸  $24.5 \text{ m} \times 17.5 \text{ m}$ ,厚  $2.5 \text{ m}$ ,弹性模量  $34 \text{ MPa}$ ,筏板埋深  $5.5 \text{ m}$ ,筏板以下为 42 根钻孔灌注桩,桩长和桩径分别为  $20.0 \text{ m}$  和  $0.9 \text{ m}$ ,桩身弹性模量为  $23.5 \text{ GPa}$ ,沿筏板长边和短边的桩间距为  $3.5 \text{ m}$  和  $2.9 \text{ m}$ .

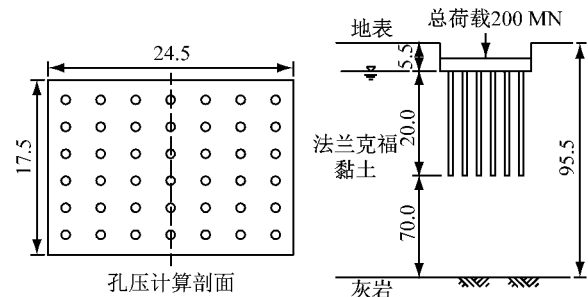


图 9 案例 1 桩筏基础和场地剖面示意图(单位:m)  
Fig.9 Schematic diagram of piled raft and site profile for case 1(unit:m)

该场地黏土为典型的 Gibson 地基土,土体弹性模量与深度之间具有较明确的数学关系.文献[5]采用阶梯状分布的土体弹性模量假定进行有限元建模分析(见图 10),本文用线性关系对其进行拟合,有

$$\begin{cases} E_u = 13.7 + 1.8z \\ E' = 10.5 + 1.4z \end{cases} \quad (15)$$

式中: $E_u$  和  $E'$  分别为土体不排水弹性模量和有效弹性模量,MPa; $z$  为深度,m.

类似地,土体不排水抗剪强度  $c_u$  (单位:kPa) 与深度  $z$  (单位:m) 具有如下关系:

$$c_u = 127 + 3.93z \quad (16)$$

按照文献[26]的建议,基础瞬时沉降计算取土

体泊松比为 0.5, 桩侧摩阻力系数  $\alpha$  为 0.56, 桩端和筏板底面地基极限压应力分别为  $9c_u$  和  $6c_u$ , 基础最终沉降计算时土体泊松比为 0.15. 由此可得, 基础瞬时沉降和最终沉降分别为 53 mm 和 110 mm, 在施工期结束后基础产生的平均固结沉降为 57 mm.

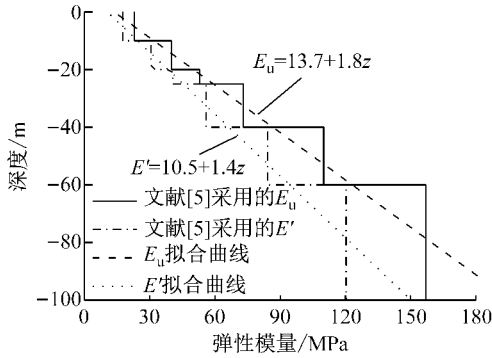


图 10 法兰克福黏土弹性模量与深度关系  
Fig.10 Relationship of Young's modulus and depth for Frankfurt clay

地基二维固结计算模型水平宽度为 60 m, 竖向宽度为 90 m(往下至基岩顶面). 土体渗透系数  $k$  为  $0.0077 \text{ m} \cdot \text{月}^{-1}$ , 体积压缩系数  $m_v$  为  $0.022 \text{ m}^2 \cdot \text{MN}^{-1}$ . 差分法网格间距设置为 1 m, 时间步长为 1 月. 表 1 给出了本文计算的不同时刻土体平均固结度和相应的桩筏基础沉降. 不难看出, 基础底面地基土固结速率相对较快, 在施工期结束后约 30 个月时固结度可达 90% 以上, 5 年后基础固结沉降过程基本完成.

表 1 平均固结度和基础沉降(案例 1)

Tab.1 Average consolidation degree and foundation settlement(case 1)

时间/月	平均固结度/%	沉降/mm
8	0	53.0
10	29.8	70.0
12	44.2	78.2
14	55.2	84.5
16	63.8	89.4
18	70.7	93.3
20	76.2	96.4
22	80.7	99.0
25	85.9	102.0
30	91.5	105.2
35	94.9	107.1
40	96.9	108.2
45	97.9	108.7
50	98.8	109.3
60	99.6	109.8

图 11 为计算和实测的基础平均沉降与时间的关系曲线. 可以看出, 本文与有限元方法<sup>[5-6]</sup> 计算结

果总体上较为一致, 在基础沉降初期(30 个月以前)与实测值相差也很小. 随后, 基础实测沉降大于计算值, 这可能与该桩筏基础受到相邻高层建筑(间隔 10 m)基础荷载影响, 基底竖向附加应力水平进一步提高, 进而导致地基土发生蠕变变形有关, 故 3 种理论方法(仅考虑主固结变形)的计算沉降量均比实测值偏小.

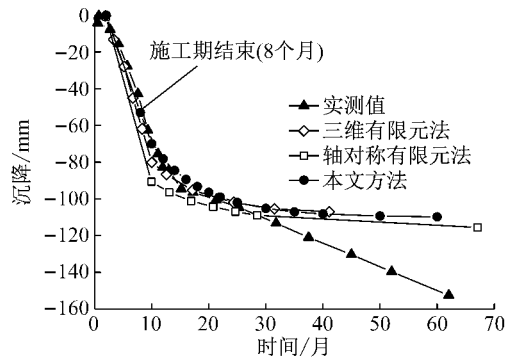


图 11 基础沉降与时间关系

Fig.11 Relationship of foundation settlement and time

### 3.2 案例 2

文献[27]提供了伦敦某高层建筑桩筏基础的现场实测资料. 筏板总面积约为  $621 \text{ m}^2$ , 埋深为 8.8 m, 筏板弹性模量为 34 GPa. 筏板下布置 51 根扩底灌注桩, 桩身直径为 0.91 m, 桩长为 24.80 m, 桩端扩径约为 2.44 m, 弹性模量为 23.5 GPa.

如图 12 所示, 地表 2.0 m 深度为填土, 填土以下为厚度约 89 m 的伦敦黏土. 由文献[27]可知, 该场地土体不排水弹性模量  $E_u$  与深度  $z$  具有以下关系<sup>[27]</sup>:

$$E_u = 10 + 5.2z \quad (17)$$

土体不排水抗剪强度  $c_u = E_u/600$ . 在排水条件下, 土体有效弹性模量  $E' = 0.75E_u$ , 泊松比为 0.12. 基础施工过程荷载工况列于表 2.

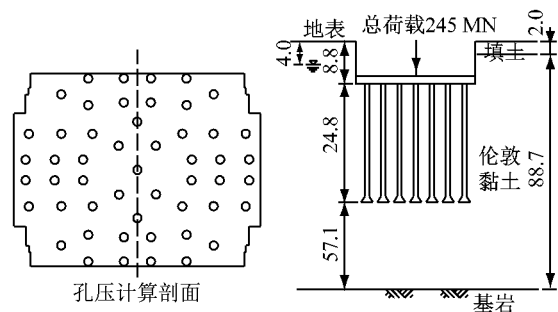


图 12 案例 2 桩筏基础和场地剖面示意图(单位:m)

Fig.12 Schematic diagram of piled raft and site profile for case 2(unit:m)

由于开挖深度较大, 地基土在不同施工阶段所

处的应力状态不同,需考虑基坑开挖卸荷对土体变形参数的影响. 本文基础施工阶段和结构施工阶段 A 过程采用土体卸荷-再加荷模量<sup>[6]</sup>进行沉降计算; 结构施工阶段 B 采用不排水弹性模量进行计算, 桩侧极限摩阻力和桩端极限阻力等参数的确定方法同案例 1; 最终沉降采用土体有效参数进行计算. 由此可以得到不同阶段桩筏基础的平均沉降分别为 2.8 mm(基础施工阶段和结构施工阶段 A 产生的沉降)、10.5 mm(结构施工阶段 B 产生的沉降)、19.8 mm(基础最终长期沉降)、9.3 mm(工后基础固结沉降).

表 2 桩筏基础施工过程汇总

Tab.2 Summary of piled raft construction periods

工况名称	时间/月	总荷载/MN	说明
基础施工阶段(基坑开挖和基础施工)	2.50	22.0	总荷载小于开挖土体自重(地基卸荷回弹变形)
	4.40	36.7	
结构施工阶段 A	8.50	36.2	最大总荷载与开挖土体自重相等(地基再压缩变形)
	10.25	55.3	
	12.70	26.7	
结构施工阶段 B	15.70	75.0	最大总荷载达到结构恒载(地基正常压缩变形)
	18.80	83.8	
	24.80	121.0	
	>24.80	138.0	
正常使用阶段			总荷载包括结构恒载和活荷载(地基长期固结变形)

地基二维固结计算模型水平宽度为 84.0 m, 竖向宽度为 90.7 m(自筏板底面到基岩顶面). 土体渗透系数  $k$  为  $4.09 \times 10^{-4} \text{ m} \cdot \text{月}^{-1}$ , 体积压缩系数  $m_v$  为  $0.0072 \text{ m}^2 \cdot \text{MN}^{-1}$ . 表 3 给出了不同时刻的地基固结度和基础平均沉降. 可以看出, 施工结束后约 4.6 年(55 个月)桩端下卧土层的平均固结度还不足 60%, 距离基础沉降完成还需较长一段时间, 固结速率明显不如案例 1, 这与该场地土体渗透系数偏低有关. 图 13 为计算和实测基础平均沉降与时间的关系曲线. 可以看出, 本文方法由于考虑了基坑开挖卸荷

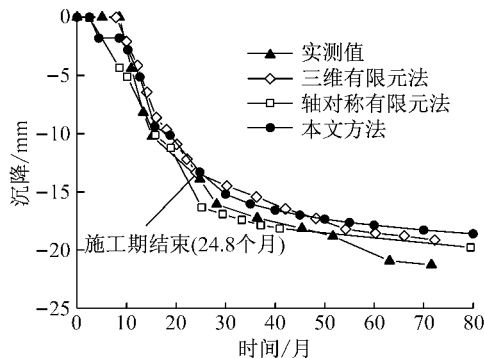


图 13 沉降与时间关系

Fig.13 Relationship of settlement and time

表 3 平均固结度和沉降(案例 2)

Tab.3 Average consolidation degree and settlement(case 2)

时间/月	平均固结度/%	沉降/mm
2.5	0	0
4.4	0	1.8
8.5	0	1.8
10.3	0	2.8
12.7	0	5.1
18.8	0	10.1
24.8	0	13.3
30.0	20.4	15.2
35.0	29.4	16.0
40.0	35.1	16.6
45.0	39.7	17.0
50.0	43.4	17.3
60.0	49.0	17.9
70.0	53.5	18.3
80.0	57.0	18.6

对土体变形参数的影响, 施工阶段计算沉降值与实测吻合较好, 工后沉降速率比实测结果略微偏小, 但与三维有限元方法比较接近.

## 4 结语

将桩-土非线性共同作用模型与二维固结理论结合, 建立求解饱和和深厚黏土地基中桩筏基础固结沉降的实用计算方法. 算例分析结果表明, 本文模型的建立与求解过程比固结有限元法大为简化, 计算的孔隙水压力和基础沉降固结度与有限元法总体较为接近, 初始超孔隙水压力分布和渗流边界假定具有一定合理性. 将本文方法用于模拟实际桩筏基础沉降量随时间的发展过程, 得到了与实测值较为接近的预测结果, 表明本文方法具有一定的工程应用价值. 需要指出的是, 本文方法不能考虑软土地基蠕变变形的影响.

## 参考文献:

[1] 程泽海, 凌道盛, 陈云敏. 桩筏基础在竖向荷载作用下的时间效应[J]. 土木工程学报, 2004, 37(2): 73.  
CHENG Zehai, LING Daosheng, CHEN Yunmin. Time effects on piled raft foundation under vertical loading[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(2): 73.

[2] 宰金珉, 戚科骏, 梅国雄, 等. 群桩-土-承台非线性共同作用固结过程分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(1): 5.  
ZAI Jinmin, QI Kejun, MEI Guoxiong, et al. Analyses of nonlinear interaction of pile group-soil-raft considering soil consolidation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(1): 5.

[3] 崔春义, 栾茂田, 杨庆, 等. 结构-桩筏-地基体系时间效应的三维数值分析[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(8): 1244.

- CUI Chunyi, LUAN Maotian, YANG Qing, *et al.* 3D numerical analysis of time effect of superstructure-piled raft-foundation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(8):1244.
- [4] 栾茂田, 崔春义, 杨庆. 考虑流变与固结效应的桩筏基础-地基共同作用分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(2):289.  
LUAN Maotian, CUI Chunyi, YANG Qing. Analysis of interaction of piled raft and foundation considering both effects of soil rheology and foundation consolidation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(2):289.
- [5] SMALL J C, LIU H L S. Time-settlement behaviour of piled raft foundations using infinite elements[J]. Computers and Geotechnics, 2008, 35(2):187.
- [6] SALES M M, SMALL J C, POULOS H G. Compensated piled rafts in clayey soils: behaviour, measurements, and predictions [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2010, 47(3):327.
- [7] 陈云敏, 程泽海, 凌道盛. 考虑固结过程的桩-土-筏三维相互作用分析[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(5):584.  
CHEN Yunmin, CHENG Zehai, LING Daosheng. 3D interaction analysis of pile-soil-raft considering the consolidation of substratum[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(5):584.
- [8] YANG Q, LENG W, ZHANG S, *et al.* Long-term settlement prediction of high-speed railway bridge pile foundation[J]. Journal of Central South University, 2014, 21:2415.
- [9] FENG S, WEI L, HE C, *et al.* A computational method for post-construction settlement of high-speed railway bridge pile foundation considering soil creep effect[J]. Journal of Central South University, 2014, 21:2921.
- [10] DAVIS E H, POULOS H G. Rate of settlement under two- and three-dimensional conditions [J]. Geotechnique, 1972, 22(1):95.
- [11] POULOS H G, CARTER J P, SMALL J C. Foundations and retaining structures: research and practice[C]//Proceedings of the 15th ISCMGE. Istanbul: AA Balkema Publishers, 2002: 2527-2606.
- [12] MINDLIN R D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid [J]. Journal of Applied Physics, 1936, 7(5):195.
- [13] 黄传志. 多维太沙基固结微分方程求解[J]. 岩土工程学报, 1991, 13(1):34.  
HUANG Chuanzhi. A solution to Terzaghi's multidimensional consolidation differential equation [J]. Yantu Gongcheng Xuebao, 1991, 13(1):34.
- [14] LEE J H, KIM Y, JEONG S. Three-dimensional analysis of bearing behavior of piled raft on soft clay[J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37(1):103.
- [15] DANNO K, KIMURA M. Evaluation of long-term displacements of pile foundation using coupled FEM and centrifuge model test [J]. Soils and Foundations, 2009, 49(6):941.
- [16] KITTYODOM P, MATSUMOTO T. A simplified analysis method for piled raft foundations in non-homogeneous soils[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2003, 27(2):85.
- [17] FRASER R A, WARDLE L J. Numerical analysis of rectangular rafts on layered foundations [J]. Geotechnique, 1976, 26(4):613.
- [18] CHOW Y K. Vertical deformation of rigid foundations of arbitrary shape on layered soil media[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1987, 11(1):1.
- [19] POULOS H G, DAVIS E H. Pile foundation analysis and design [M]. New York: John Wiley and Sons, 1980.
- [20] YAMASHITA K, TOMONO M, KAKURAI M. A method for estimating immediate settlement of piles and pile groups[J]. Soils and Foundations, 1987, 27(1):61.
- [21] SMITH I M, GRIFFITHS D V, MARGETTS L. Programming the finite element method [M]. New York: John Wiley and Sons, 2013.
- [22] DOUGLAS J, DUPONT T. Alternating-direction Galerkin methods on rectangles [C]//Proceedings of Symposium on Numerical Solution of Partial Differential Equation. New York: Academic Press, 1971:133-214.
- [23] 曹名葆, 王德纯. 用应力路径法分析路堤的稳定性[J]. 土木工程学报, 1988, 21(1):75.  
CAO Mingbao, WANG Dechun. Analysis of stability of embankment with stress path method [J]. China Civil Engineering Journal, 1988, 21(1):75.
- [24] 张明, 赵有明, 刘国楠, 等. 双层砂井地基大变形固结方程差分解[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(9):1666.  
ZHANG Ming, ZHAO Youming, LIU Guonan, *et al.* Finite difference solution to equation for large-strain consolidation of double-layered vertical drain ground [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(9):1666.
- [25] 殷宗泽, 徐鸿江, 朱泽民. 饱和土平面固结问题有限单元法[J]. 华东水利学院学报, 1978(1):71.  
YIN Zongze, XU Hongjiang, ZHU Zemin. Finite element method for plane strain consolidation of saturated soils [J]. Journal of Hohai University, 1978(1):71.
- [26] BASILE F. Non-linear analysis of vertically loaded piled rafts [J]. Computers and Geotechnics, 2015, 63:73.
- [27] HOOPER J A. Observations on the behaviour of a piled-raft foundation on London Clay [J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1973, 55(4):855.