

DOI: 10.11779/CJGE201412003

基于非线性运动硬化模型的饱和黏土桩基础竖向循环弱化数值分析

黄茂松^{1, 2}, 刘莹^{1, 2, 3}

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092;
3. 广西大学土木工程学院, 广西 南宁 530004)

摘要: 针对饱和黏土的循环弱化特性, 在商用有限元软件的基础上, 建立了基于非线性运动硬化准则的饱和黏土循环弱化模型, 在各向同性的硬化准则中引入了以等效塑性变形为变量的弱化规律, 采用非线性运动硬化准则描述土体的循环滞回特性, 同时考虑土体刚度的弱化。通过与饱和黏土单向循环三轴试验结果对比, 验证了该模型的有效性。应用本模型, 对竖向循环荷载作用下的单桩进行了二维有限元数值模拟, 研究了不同循环荷载水平、不同循环次数、在不同土体刚度指数的地基中单桩竖向承载力的弱化情况。最后通过对有关文献模型试验的模拟对比验证了该数值方法的有效性。

关键词: 非线性运动硬化; 饱和黏土; 桩基础; 循环弱化; 有限单元法

中图分类号: TU473 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2014)12-2170-09

作者简介: 黄茂松(1965-), 男, 教授, 博士生导师, 从事岩土工程方面的科研和教学工作。E-mail: mshuang@tongji.edu.cn。

Numerical analysis of axial cyclic degradation of a single pile in saturated soft soil based on nonlinear kinematic hardening constitutive model

HUANG Mao-song^{1, 2}, LIU Ying^{1, 2, 3}

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. College of Civil and Architecture Engineering, Guangxi University, Nanning 530004, China)

Abstract: According to the cyclic degradation behavior of saturated clay, a nonlinear kinematic hardening constitutive model considering cyclic degradation for saturated clay is developed in commercial finite element software. A degradation law with the equivalent plastic strain as a variable is introduced in the isotropic hardening rule. The nonlinear kinematic hardening law is adopted to describe the cyclic hysteretic characteristics of clay. Degradation of soil stiffness is considered as well. The model is validated against the test results of saturated clay under one-way cyclic loading. Based on this model, 2D numerical simulations of a single pile under two-way axial cyclic loading by FEM are conducted. The degradation of axial bearing capacity of a single pile under different cyclic loading levels, cyclic loading numbers and stiffness indices of soil are studied. Finally, this numerical method is validated by simulating the results of model tests in the literatures.

Key words: nonlinear kinematic hardening; saturated clay; pile foundation; cyclic degradation; finite element method

0 引言

桩基础是海洋工程建设中常见的基础型式, 尽管桩基础的设计较为简单, 但在复杂荷载情况下的行为却难以预测。海洋环境非常复杂, 在风、浪、流等循环荷载作用下, 海床土体强度和变形特性的演变会极大的影响海上构筑物的工作性能和安全储备。饱和软黏土在中国东南近海海床广泛分布, 因此建立能够考虑饱和软黏土循环弱化特性的本构模型及相应桩基础

循环弱化数值分析方法, 对于合理预测海洋工程桩基础在设计使用年限内的承载能力具有重要意义。

循环加载下饱和黏土具有较为复杂的应力应变特性。大量的试验研究表明, 饱和黏土的刚度和强度在循

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973计划)项目(2013CB036304); 国家自然科学基金项目(41362016); 教育部博士点基金项目(20110072110008)

收稿日期: 2014-02-25

环荷载后出现弱化现象, 且伴随着塑性变形的累积^[1-6]。刚度和强度的弱化程度受到固结历史、循环加载幅值、循环加载次数等加载方式影响, 而塑性变形的累积也与固结历史、循环加载幅值、循环加载次数等加载方式有关。因此不难推测, 土的累积塑性变形与刚度和强度的弱化密切相关。为了合理描述黏土的循环加载特性, 往往采用基于有效应力的运动硬化模型和边界面模型, Mroz 等^[7]和胡存等^[8]通过引入退化参数或损失变量进一步考虑了土体的循环弱化。虽然这些有效应力模型理论上比较完善, 但通常参数较多, 在不排水分析中还需要引入体变约束条件或需要结合固结方程。在土与结构相互作用的分析中, 为了简化计算过程, 可以将不排水条件下的黏土看成单相介质材料, 也就是所谓的总应力模型, 但为了描述土体的循环加载特性, 还是有必要引入运动硬化准则或边界的概念^[9-10]。但这些模型参数仍然较多, 也需要编程进行数值计算实现, 因而不易应用于实际工程中。近年来, 随着商业化有限元软件的发展, 借助商业化程序已有的本构模型可以非常便利地进行土与结构相互作用的计算, ABAQUS 软件提供了一个相对简单的运动硬化模型, 这个模型已被应用于浅基础和深基础的循环响应分析^[11-12], 但均没有考虑土体的循环弱化。

Poulos^[13]和 Lee^[14]对桩基础承载力循环弱化特性展开了一系列的理论研究及试验研究, 建立了承载力衰减与循环次数的经验公式, 得出了一些有价值的结论。近年来, Lombardi 等^[15]进行了一系列的 1g 模型试验来研究循环荷载下饱和软黏土地基中海上风机基础的长期力学行为, 发现循环荷载后桩周土出现了明显的弱化行为, 桩周土含水率的提高表明了其不排水抗剪强度和刚度的弱化, 但缺乏完善的数值分析方法进行比较分析。

本文首先借助于 ABAQUS 有限元软件平台, 建立了基于非线性运动硬化的饱和黏土循环弱化模型, 并利用有关文献中的循环三轴试验数据对该模型进行验证。再应用本模型, 对竖向循环荷载作用下的单桩进行了二维有限元数值模拟。最后通过对有关文献中的模型试验的模拟对比验证了该数值方法的有效性。

1 基于非线性运动硬化的饱和黏土不排水循环弱化模型

1.1 基本方程

为简化起见, 不排水情况下的饱和黏土的特性可以借助单相介质金属材料的弹塑性本构模型来进行描述。组合硬化涵括了运动硬化与等向硬化的特性, 可以较好地反应循环荷载下土体的某些特性。借助

ABAQUS 中的组合硬化总应力材料模型, 引入本文建立的衰减比公式, 可以较为方便快捷地进行循环荷载下土体及土-结构相互作用的计算。本模型可以应用于不排水条件时循环荷载作用下饱和黏土的特性分析。

总应变率 $\dot{\epsilon}_{ij}$ 包括弹性应变率 $\dot{\epsilon}_{ij}^e$ 与塑性应变率 $\dot{\epsilon}_{ij}^p$, 即

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (1)$$

屈服面通过以下函数定义:

$$F = f(\sigma_{ij} - \alpha_{ij}) - A = 0 \quad (2)$$

式中, σ_{ij} 为应力张量, A 为表示屈服面大小的量, α_{ij} 为反应力张量, 是运动硬化参数, 决定了屈服面在应力空间的运动规律, 公式中采用的应力皆为总应力。 $f(\sigma_{ij} - \alpha_{ij})$ 是对应于反应力的等效 Mises 应力, 即

$$f(\sigma_{ij} - \alpha_{ij}) = \sqrt{\frac{3}{2}(s_{ij} - \alpha_{ij}^{\text{dev}}) \cdot (s_{ij} - \alpha_{ij}^{\text{dev}})} \quad (3)$$

式中, s_{ij} 为应力偏量, $s_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij}\sigma_{kk}/3$, α_{ij}^{dev} 为反应力的偏应力张量。在不排水加载过程中, 黏土的屈服与平均体应力 $p = \sigma_{ii}/3$ 无关, 只与偏应力 s_{ij} 有关。

基于相关联流动法则, 塑性应变率 $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ 可表示为

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \dot{\epsilon}_{\text{eff}}^p \frac{\partial f(\sigma_{ij} - \alpha_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4)$$

式中, $\dot{\epsilon}_{\text{eff}}^p$ 为等效塑性应变率, $\dot{\epsilon}_{\text{eff}}^p = \sqrt{\frac{2}{3}\dot{\epsilon}_{ij}^p \dot{\epsilon}_{ij}^p}$ 。

在三轴试验中发现, 循环荷载作用后黏土不排水抗剪强度和剪切模量会发生弱化, 因此, 在模型中引入一个由循环加载期间产生的等效塑性变形 $\epsilon_{\text{eff},c}^p$ ($\epsilon_{\text{eff},c}^p = \int \dot{\epsilon}_{\text{eff},c}^p dt$) 控制的衰减比公式, 如下式所示:

$$\delta = \delta_{\text{res}} + (1 - \delta_{\text{res}}) e^{-b\epsilon_{\text{eff},c}^p} \quad (5)$$

式中, b 为衰减系数, 反映了循环加载时由超孔压和结构损伤导致的土体弱化的快慢。衰减比 δ 与残余衰减比 δ_{res} 的概念如下:

$$\delta = \frac{S_u}{S_{u0}} = \frac{q_u}{q_{u\max}} \quad (6)$$

$$\delta_{\text{res}} = \frac{S_{u\text{res}}}{S_{u0}} = \frac{q_{u\text{res}}}{q_{u\max}} \quad (7)$$

式(5)可写为

$$S_u = S_{u0} + (S_{u0} - S_{u\text{res}}) e^{-b\epsilon_{\text{eff},c}^p} \quad (8)$$

或

$$S_u = S_{u0} + (S_{u0} - S_{u\text{res}})(1 - e^{-b\epsilon_{\text{eff},c}^p}) \quad (9)$$

式中 S_{u0} 为黏土初始不排水抗剪强度, S_u 为循环荷载后衰减的不排水抗剪强度, $S_{u\text{res}}$ 为循环荷载后的最终残余强度; $q = \sqrt{1.5s_{ij}s_{ij}}$, 在三轴不排水条件下, $q_u = 2S_u$ 。在缺少相关试验数据的情况下, 可以简单

地认为土体的刚度与强度遵循相同的衰减规律, $E = \delta E_0$, 其中 E 为循环衰减后的弹性模量, E_0 为初始弹性模量, 在 ABAQUS 软件中材料刚度的弱化可以利用用户子程序 USDFLD 中场变量实现。

本模型的屈服应力由等向硬化准则和运动硬化准则共同控制, 令等向硬化部分随循环加载期间产生的等效塑性变形 $\varepsilon_{\text{eff},c}^p$ 的增长而收缩:

$$A = A_0 + Q(1 - e^{-b\varepsilon_{\text{eff},c}^p}) \quad (10)$$

式中, A_0 为塑性应变为零时初始屈服面的大小, Q 为材料参数, b 的含义与式 (5) 中的相同。 Q 为正表示屈服面变大。而在弱化模型中, Q 为负, $A_0 + Q$ 决定了最终状态时屈服面的最小值。根据 Carter 等^[16]的研究, 在弹性卸载之前, 屈服面大小不变, 换言之, 在单向加载过程中屈服面不会发生收缩, 土体强度不会发生弱化。在此本模型采用了相同的处理方法, 也通过用户子程序 USDFLD 中的场变量实现。

非线性运动硬化部分在应力空间中的表达式为

$$\dot{\alpha}_{ij} = \frac{C\varepsilon_{\text{eff}}^p}{A}(\sigma_{ij} - \alpha_{ij}) - \gamma\alpha_{ij}\dot{\varepsilon}_{\text{eff}}^p, \quad (11)$$

式中, C 为初始运动硬化模量, 一般取值与弹性模量相同, γ 是决定反应力随塑性变形的增长和反应力发展而后退的运动硬化率, 引入 $\gamma\alpha_{ij}\dot{\varepsilon}_{\text{eff}}^p$ 项可以使运动硬化部分呈现出非线性的特征, 并且当 $\varepsilon_{\text{eff}}^p$ 无穷大时反应力的极值 $\alpha_s = C/\gamma$ 。

综上所述, 最大屈服应力和残余屈服应力可以确定:

$$q_{\text{umax}} = A_0 + \alpha_s, \quad (12)$$

$$q_{\text{ures}} = A_0 + Q + \alpha_s. \quad (13)$$

图 1 揭示了本模型在循环荷载下屈服应力的演变过程, 图 1 (a) 为循环荷载下屈服应力与等效塑性变形的关系, 图 1 (b) 为循环荷载下屈服面在 π 平面上的演变。只对土体施加单向荷载时, 土体产生非线性运动硬化, 偏应力达到其初始最大值 q_{umax} 。当循环荷载作用时, 一旦发生弹性卸载, 屈服面的等向弱化随即发生, 并且随循环加载期间产生的等效塑性变形 $\varepsilon_{\text{eff},c}^p$ 的增加弱化程度加大。如果此时再施加单向加载, 屈服应力将会降低至 q_u 。当循环荷载累积产生的 $\varepsilon_{\text{eff},c}^p$ 持续增加时, 屈服面的大小将会无限接近其最小值 $A_0 + Q$, 因而屈服应力将会达到其残余值 q_{ures} 。如图 1 (b) 所示, 屈服面圆心的活动范围在半径为 $\sqrt{2/3}\alpha_s$ 的圆之内, 整个屈服面包含在半径为 $\sqrt{2/3}q_{\text{umax}}$ 的大圆之内, 土体强度发生弱化时, 这个大圆的半径将会收缩至 $\sqrt{2/3}q_{\text{ures}}$ 。因此, 可以预测在不同的等幅循环荷载作用下, 土体可能出现 3 种不同状态。当循环偏应力幅值 $q_d \leq A_0$ 时, 土体处于弹性状态, 土体不会发生

弱化; 当偏应力幅值 $A_0 < q_d \leq q_{\text{ures}}$ 时, 土体处于弹塑性状态, 塑性变形逐渐积累, 弱化产生, 最后达到平衡状态, 此时的最大偏应力弱化到残余值; 当偏应力幅值 $q_d > q_{\text{ures}}$ 时, 土体弱化的速度加快, 循环加载期间土体即可发生破坏。

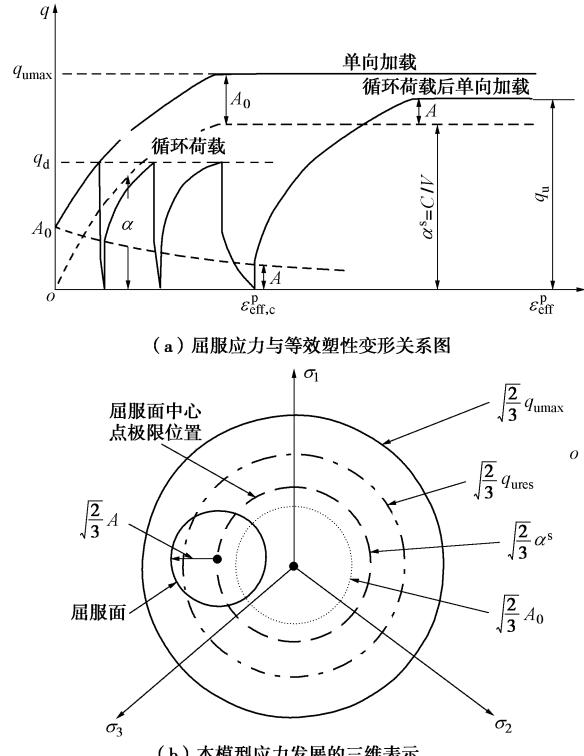


图 1 屈服应力与等效塑性变形关系图与本模型应力发展的三维表示.

Fig. 1 Stress-equivalent plastic strain relations of proposed constitutive model and three-dimensional representation of key stresses of proposed constitutive model

1.2 与已有试验结果的验证

为了进一步验证模型的有效性与合理性, 采用本文模型模拟 Sangrey 等^[1]的饱和黏土单向循环试验结果。在 ABAQUS 中建立了饱和黏土的动三轴试样有限元模型 (图 2), 首先施加围压模拟黏土的各向等压固结过程, 然后施加等幅的单向循环偏应力 q_d , 偏应力幅值与试验保持一致, 分别为 180, 330 kPa。最后施加单向荷载以确定循环荷载作用后土样的强度和模量弱化情况。

首先通过试验结果确定初始强度 q_{umax} 与残余强度 q_{ures} 。图 3 给出了试验中的总体应力水平与变形关系图, 实线表示初始加载的应力应变曲线, 虚线表示达到最终平衡状态时滞回圈应力顶点的连线与变形的关系。从这两条曲线中可以得到, $q_{\text{umax}} = 380$ kPa, $q_{\text{ures}} = 247$ kPa。根据两条曲线的初始重合部分, 可确定初始弹性阶段 $A_0 = 133$ kPa, 弹性模量 E 为 40000 kPa, 衰减系数大致估算为 3.2, 其他模型参数可根据

1.1节公式计算得到, 见表1。假定模量弱化规律与强度弱化规律相同。

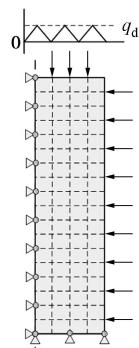


图2 动三轴试样有限元模型

Fig. 2 Finite element model of dynamic triaxial tests

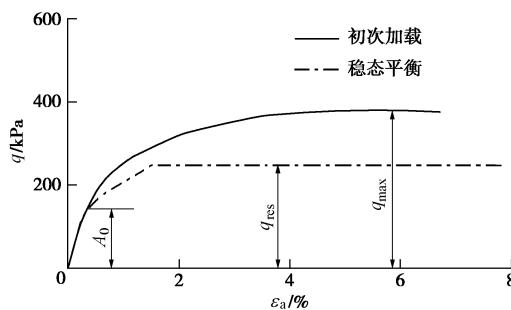


图3 试验中的应力应变关系曲线^[1]

Fig. 3 Stress-strain behavior in tests^[1]

表1 模型验证所需参数

Table 1 Parameters needed in model verification

本模型的预测结果与试验结果对比见图4~6。如图4所示, 模型预测的初次单向加载下土体的应力应变关系曲线与试验曲线吻合良好。图5, 6分别给出了循环偏应力幅值 $q_d = 180 \text{ kPa}$ 和 $q_d = 330 \text{ kPa}$ 时模型预测与试验结果的对比图。当偏应力幅值较小时 ($q_d = 180 \text{ kPa}$), 试验中应力应变滞回圈在第6次循环之后即保持不变, 土体此时处于弹塑性稳定状态, 而本模型也成功预测出在当前偏应力幅值下土体处于弹塑性稳定状态。当偏应力幅值较大时 ($q_d = 330 \text{ kPa}$), 试验结果和模型预测结果揭示了同样的规律: 应力-应变滞回圈随着循环次数的增大不断变大并向应变轴倾斜, 割线刚度减小。图6(b)中同时给出了不考虑弱化时单向循环荷载下的应力应变关系曲线, 可以看到, 在不考虑强度和模量弱化的情况下, 滞回圈的形状从第二圈开始即保持不变。

图7给出了不同循环偏应力幅值的循环荷载作用后土体强度和模量的弱化情况, 当偏应力幅值较小时 ($q_d = 180 \text{ kPa}$), 土体基本上处于弹性状态, 因此循

环荷载后静载下的应力应变曲线几乎与初次加载曲线重合, 土体的强度和模量弱化不明显。当偏应力幅值较大时 ($q_d = 330 \text{ kPa}$), 土体产生了较大的塑性变形, 循环荷载后静载下的应力应变曲线在初次加载曲线之下, 土体的强度和模量弱化显著。

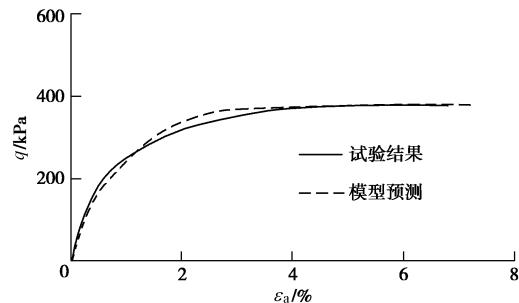
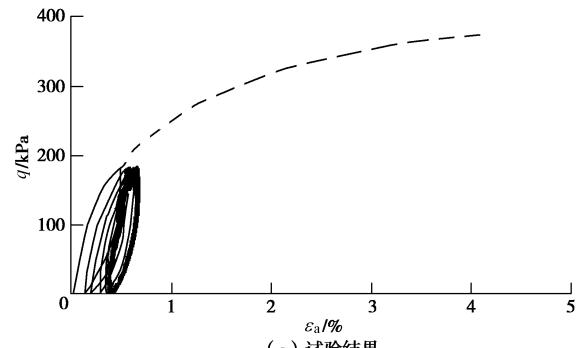
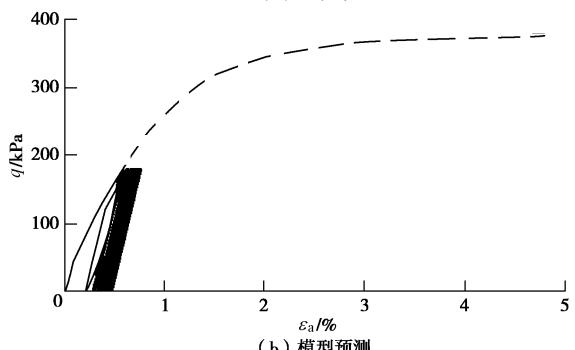


图4 初次单向加载下应力应变关系对比图

Fig. 4 Comparison of stress-strain curves under first monotonic loading



(a) 试验结果

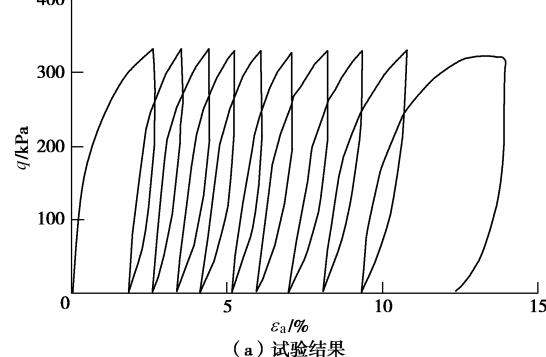


(b) 模型预测

图5 循环荷载作用下应力应变关系对比图 ($q_d = 180 \text{ kPa}$)

Fig. 5 Comparison of stress-strain curves under cyclic loading ($q_d = 180 \text{ kPa}$)

(a) 试验结果



(a) 试验结果

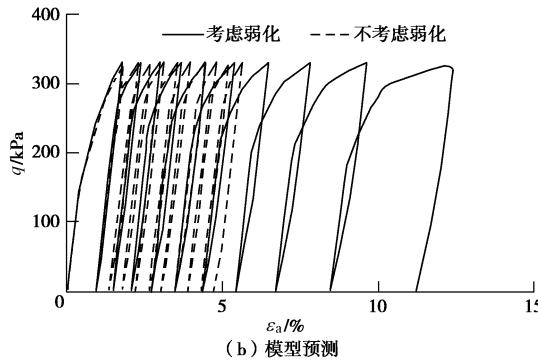


图 6 循环荷载作用下应力应变关系对比图 ($q_d = 330$ kPa)
Fig. 6 Comparison of stress-strain curves under cyclic loading
($q_d = 330$ kPa)

通过对土单元试验的模拟, 可见本模型尽管在细节方面仍与试验结果存在些许差异, 但是本模型仅需要 7 个参数, 即可有效的描述循环加载过程土体应力应变滞回圈的演化过程及土体强度和模量的弱化, 验证了本模型的合理性与有效性。

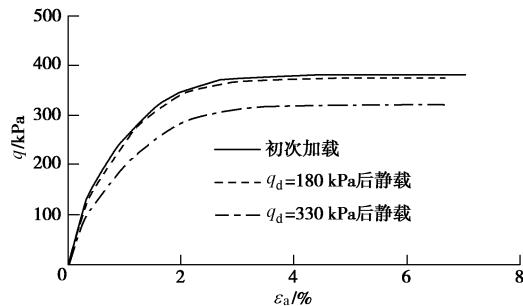


图 7 不同循环偏应力荷载作用后单向加载下应力应变关系曲线
Fig. 7 Stress-strain curves under monotonic loading after cyclic loading of different deviatoric stresses

2 桩基础竖向循环弱化的数值模拟

2.1 有限元模型及数值模拟方案

借助大型有限元软件 ABAQUS, 本文建立了单桩的轴对称分析模型。模型参数如下: 桩径 $D=0.5$ m, 桩长 $L=10$ m, 桩的弹性模量 $E_p=200$ GPa, 泊松比 $\nu_p=0.2$ 。地基土采用基于非线性运动硬化的饱和黏土循环弱化模型。假定地基土是均质的, 初始不排水剪切强度 $S_{u0}=10$ kPa, E_s 为地基土的弹性模量, 定义 E_s/S_{u0} 为刚度指数。在不排水分析中, 饱和软黏土的泊松比可取为 $\nu_s=0.49$ 。弱化参数为衰减系数 $b=1$ 与残余衰减比 $\delta_{res}=0.8$ 。在轴对称问题中, 取最大屈服应力 $q_{umax}=\sqrt{3}S_{u0}=17.3$ kPa, 初始屈服应力 $A_0=0.2q_{max}$, 取 $Q=-A_0=-3.5$ kPa, 则 $q_{res}=C/\gamma=13.8$ kPa, 初始运动硬化模量 $C=E_s$ 。轴对称模型的计算区域水平方向宽度为桩径的 20 倍, 垂直方向为桩端向下扩展 1 倍桩长。选用 8 节点四边形单元进行网格划分, 在桩的附近土体网格加密, 在桩-土界面上, 桩、土共节点, 没有考虑桩-土界面的相互滑移。土体水平

方向边界和中心轴处施加水平方向约束, 模型底部为固定约束 (见图 8)。

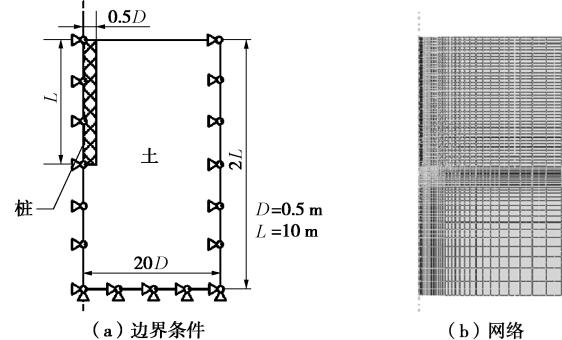


图 8 单桩有限元计算模型

Fig. 8 Finite element model with a single pile

加载方式为荷载控制, 进行逐步加载, 首先在桩顶施加轴向静压力求得单桩的抗压极限承载力, 然后分别施加拉压等幅的循环荷载 10 次、50 次, 如果在循环加载过程中没有发生破坏, 那么之后再次施加静压力求得循环荷载作用之后弱化的单桩抗压极限承载力。桩顶循环荷载水平 Q_c/Q_{us} 分别为 0.10, 0.20, 0.3, 0.40, 0.60, 0.8, Q_c 为循环荷载幅值, Q_{us} 为未受循环荷载作用的极限承载力。为了研究土体刚度指数 E_s/S_{u0} 对循环荷载作用后单桩的极限承载力的影响, 选取了两种土体刚度指数进行计算, 具体的循环加载数值计算方案见表 2。

表 2 循环加载数值模拟方案

Table 2 Numerical simulation programs of cyclic loading

算例 编号	土体刚度指数 E_s/S_{u0}	循环荷载水平 Q_c/Q_{us}	循环 次数
Case1	30	0.1	50
Case2	30	0.2	10, 50
Case3	30	0.3	10, 50
Case4	30	0.4	10, 50
Case5	30	0.6	10, 50
Case6	30	0.8	10
Case7	100	0.2	10, 50
Case8	100	0.4	10, 50
Case9	100	0.6	10, 50
Case10	100	0.8	10, 50

2.2 有限元计算结果分析

图 9 为在桩顶施加轴向静压力时不同刚度指数的饱和黏土地基中桩顶的轴力位移曲线。因为两种地基土的初始不排水剪切强度取值相同, 并且施加静荷载时地基土不发生弱化, 所以两种地基土中单桩的竖向承载力几乎是相同的, 都在 170 kN 左右。在刚度指数大的地基 $E_s/S_{u0}=100$ 中, 单桩达到极限承载力时对应的桩顶位移明显小于刚度指数小的地基 $E_s/S_{u0}=30$ 。图 10 为桩顶循环荷载水平 $Q_c/Q_{us}=0.1$ 时在 $E_s/S_{u0}=30$ 的地基中桩顶周边土体应力应变关系曲线, 在循环荷载水平很低的情况下桩顶周边土体应力应变关系曲线是一条直线, 说明桩土系统仍然处

于弹性阶段, 循环荷载 50 次之后没有塑性产生, 也没有发生弱化现象。在刚度更大的地基中 $E_s / S_{u0} = 100$, 循环荷载水平为 0.1 时桩土系统也处于弹性阶段。

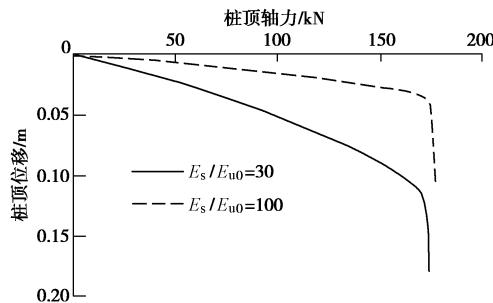


图 9 轴向静压下不同刚度指数的桩顶轴力位移图

Fig. 9 Axial force-displacement curves of pile top for different stiffness indices under axial static load

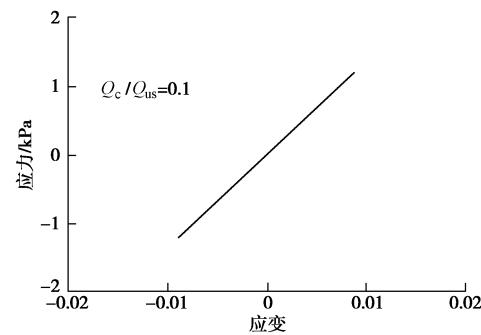


图 10 $Q_c / Q_{us} = 0.1$ 时桩顶周边土体应力应变关系曲线
($E_s / S_{u0} = 30$)

Fig. 10 Stress-strain curves of soil around pile top for $Q_c / Q_{us} = 0.1$ ($E_s / S_{u0} = 30$)

图 11~14 为两种地基中循环加载期间桩顶轴力位移曲线与桩顶周边土应变关系曲线。随着桩

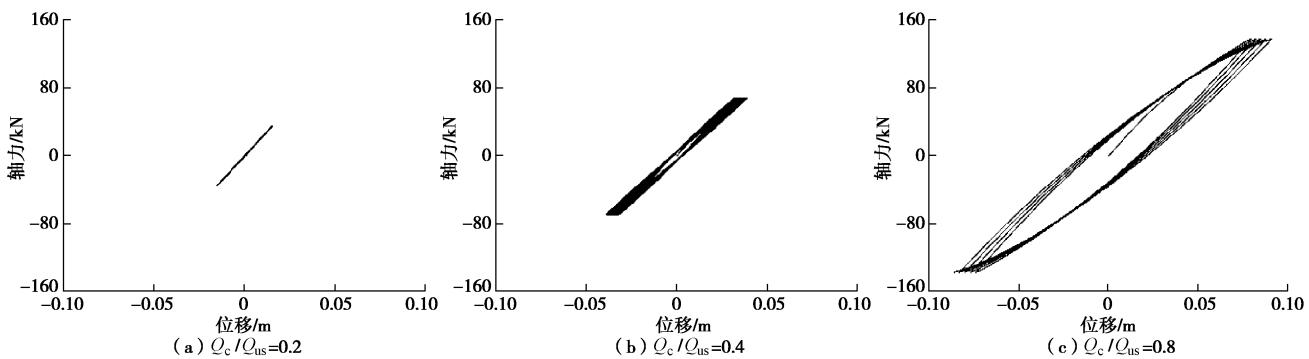


图 11 循环加载期间桩顶轴力位移曲线 $E_s / S_{u0} = 30$

Fig. 11 Axial force-displacement curves of pile top under cyclic loading $E_s / S_{u0} = 30$

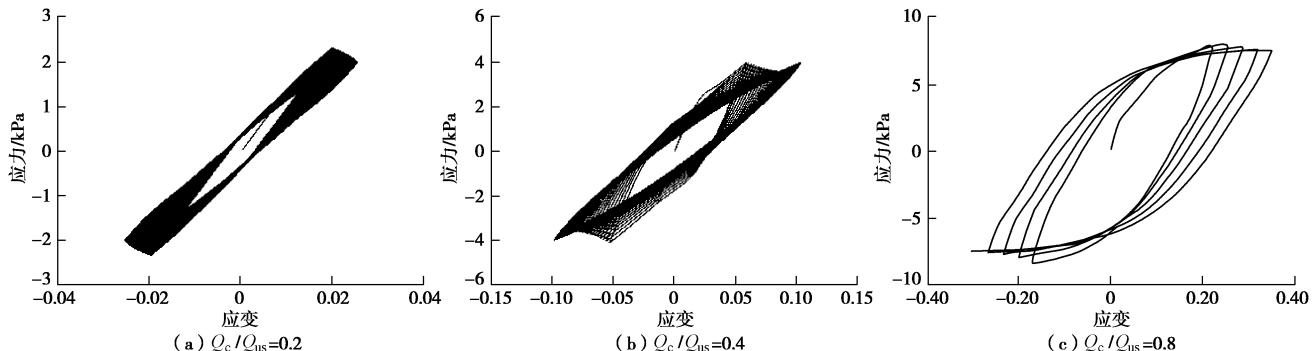


图 12 循环加载期间桩顶周边土体应力应变关系曲线 $E_s / S_{u0} = 30$

Fig. 12 Stress-strain curves of soil around pile top under cyclic loading $E_s / S_{u0} = 30$

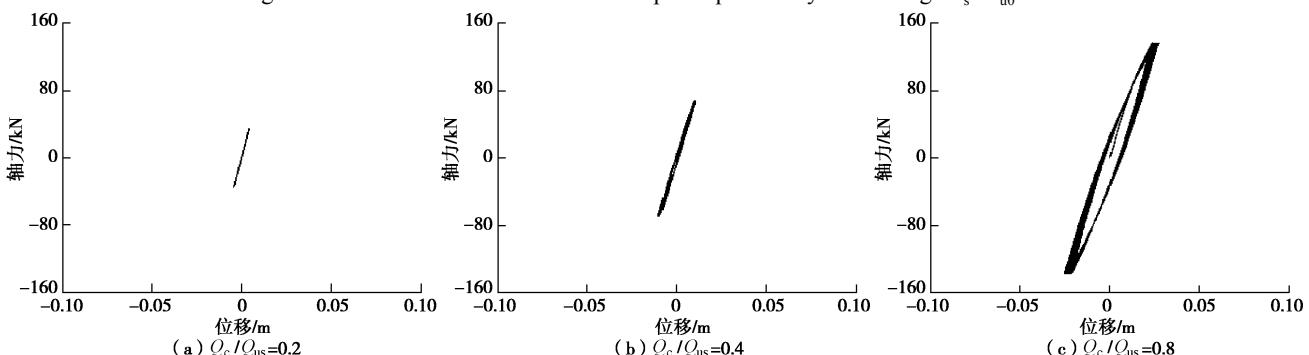
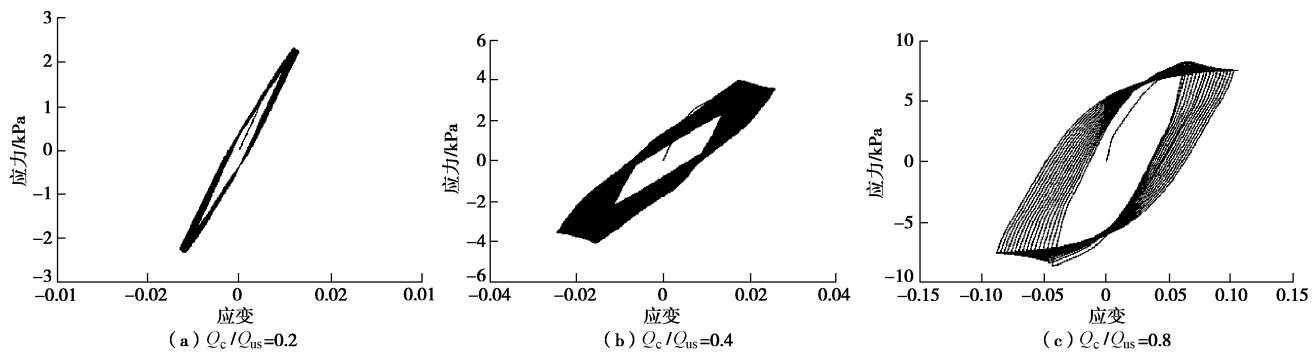


图 13 循环加载期间桩顶轴力位移曲线 $E_s / S_{u0} = 100$

Fig. 13 Axial force-displacement curves of pile top under cyclic loading $E_s / S_{u0} = 100$

图 14 循环加载期间桩顶周边土体剪应力剪应变关系曲线 $E_s / S_{u0} = 100$ Fig. 14 Stress-strain curves of soil around pile top under cyclic loading $E_s / S_{u0} = 100$

顶循环荷载水平的提高, 桩顶轴力位移曲线逐渐形成滞回圈, 并且向水平轴倾斜, 说明单桩刚度随循环荷载次数的增加逐渐降低。当循环荷载水平为 $Q_c / Q_{us} = 0.8$, 循环加载期间单桩即发生破坏, 在刚度小的地基中破坏发生的更早一些, 当 $E_s / S_{u0} = 30$ 时, 循环加载 5 次时破坏发生, 当 $E_s / S_{u0} = 100$ 时, 循环加载 15 次时才会发生破坏。相同循环荷载水平下, 在两种不同刚度指数的地基土中桩顶周边土体的应力应变滞回圈均比桩顶轴力位移滞回圈更加显著。大多数情况下随着循环次数的增加, 剪应力幅值逐渐减小, 证明了土体强度弱化正不断发生, 同时应力逐渐向周围土体传递扩散。当 $Q_c / Q_{us} = 0.4$, 在 $E_s / S_{u0} = 30$ 的地基中, 随着循环次数的增加桩顶周边土体的剪应力出现了先减小后增长至稳定值的趋势, 应力应变滞回圈最后保持形状不变, 说明此时土体达到了一种塑性稳定状态。相同循环荷载水平下, 无论是桩顶轴力位移滞回圈还是应力应变滞回圈, 刚度指数小的地基中的滞回圈比刚度指数大的地基中的滞回圈大。进而相同荷载水平下较软的地基土产生的累积塑性变形要大于较硬的地基土, 土体强度和刚度的弱化更大, 因而可以预测在较软的地基中, 单桩承载力弱化速度更快。

图 15 为在不同的循环荷载水平加载 10 次后两种地基土中单桩的桩顶轴力位移曲线。其中 $Q_c / Q_{us} = 0$ 的曲线代表初始静压力下桩顶的轴力位移曲线。随着循环荷载水平的提高, 单桩轴向抗压极限承载力弱化程度加剧, 在刚度指数小的较软的地基土中, 弱化速度更快。循环加载后, 不仅单桩轴向抗压承载力发生了弱化, 单桩轴向抗压刚度也发生了弱化, 这一现象在图 15 (a) 中更加明显一些。图 16 揭示了不同循环荷载水平加载 10 次和 50 次后, 两种刚度指数地基中单桩抗压极限承载力的弱化情况。 Q_{uc} / Q_{us} 为归一化量, 即循环作用后的极限承载力与未受循环荷载作用的极限承载力的比值。循环荷载水平非常小时 ($Q_c / Q_{us} = 0.1$), 单桩的极限承载力几乎不发生衰减, 循环荷载水平达到一定程度后, 单桩的极限承载力才会发生衰减, 并且衰减程度随循环荷载水平的增大而增大, 随着循环加载次数的增加而增大。图 16 再一次

说明了在刚度指数小的较软的地基中, 单桩承载力弱化速度更快。

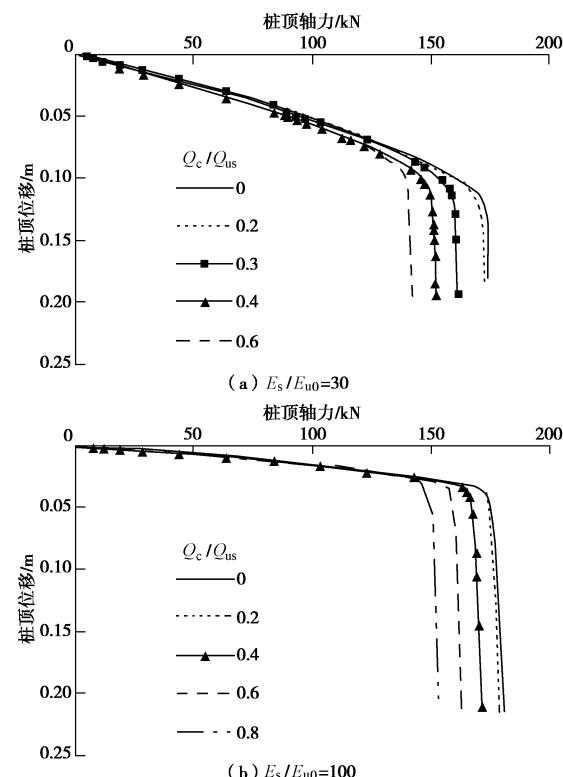


图 15 循环加载 10 次后静压下桩顶轴力位移曲线

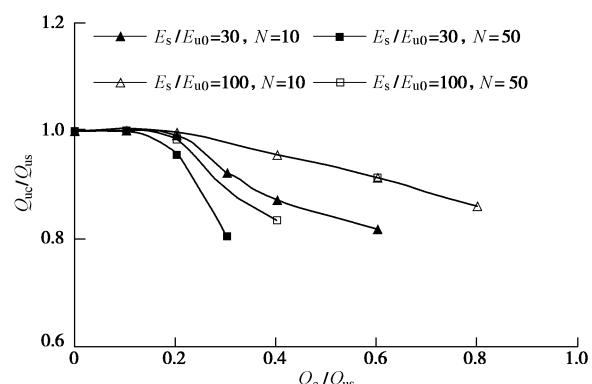
Fig. 15 Axial force-displacement curves of pile top under static loading after cyclic loading, $N=10$ 

图 16 循环加载后单桩轴向抗压极限承载力的弱化

Fig. 16 Degradation of ultimate bearing capacity of a single pile after cyclic loading

3 已有模型试验的验证

为了验证该数值方法用于研究循环荷载作用下单桩承载力特性的有效性, 本文运用该方法对 Poulos^[13]拉压双向循环荷载作用下重塑饱和软黏土中单桩的模型试验进行模拟。Poulos^[13]在重塑黏土中进行了一系列模型试验, 桩的直径为 $D=19$ mm, 桩长 $L=180$ mm, 桩身材料为铜管, 弹性模量 $E_p=110320$ MPa, 泊松比 $\nu_p=0.33$ 。饱和软黏土的不排水抗剪强度 $S_{u0}=35$ kPa, 土体的弹性模量 $E_s=9$ MPa, 泊松比 $\nu_s=0.49$ 。强度弱化参数 δ_{res} 和 b 不能直接从 Poulos 的试验中获取。然而, 通过前人的试验研究^[1-2], 饱和黏土循环加载后的不排水抗剪强度不会低于初始值的一半, 并且在模型试验中, 在循环荷载水平为 0.56 时加载 64 次后单桩基础失稳破坏, 通过调整参数之后最终 δ_{res} 确定为 0.55, 衰减系数 b 为 1。其他模型参数的计算过程与第 2 节相同, 为 $A_0=-Q=27.3$ kPa, $C=9$ MPa, $\gamma=270$ 。由于该模型试验的相关资料的局限性, 缺乏确定地基非均质系数的数据, 本节建立了均质地基中单桩基础在拉压双向循环荷载作用下的有限元计算模型来模拟模型试验。本节采用试验中的加载方式——荷载控制方法, 进行逐步加载, 循环荷载作用 100 次后施加单调荷载, 循环荷载水平 Q_c/Q_{us} 取值尽量与模型试验所施加的循环荷载接近, 分别为 0.3, 0.4, 0.5, 0.55 与 0.6。模型的建立方式与之前介绍的类似。图 17 展示了有限元计算的循环加载水平为 $Q_c/Q_{us}=0.4$ 和 $Q_c/Q_{us}=0.6$ 时桩顶轴力位移曲线, 图 18 为有限元计算的不同循环荷载水平加载后静压力下桩顶的轴力位移曲线。图 19 为对于单桩轴向抗压极限承载力的弱化计算预测结果与模型试验结果的对比图。二者吻合较好, 说明该数值计算方法是合理有效的。试验结果和数值计算的结果揭示了同一个规律: 随着循环荷载水平的增加, 单桩极限承载力的弱化程度逐渐加大。

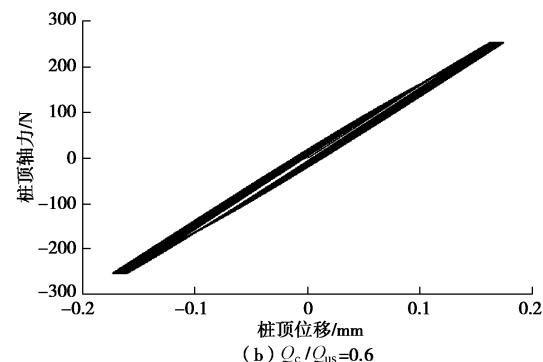
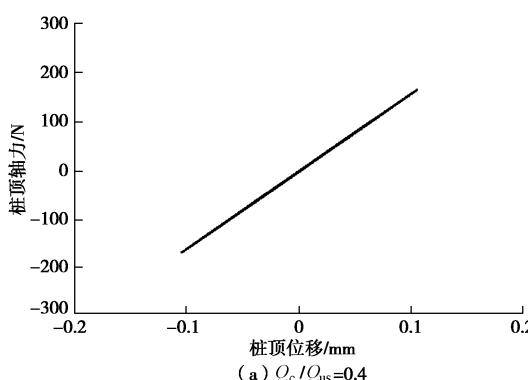


图 17 循环加载下有限元计算的桩顶轴力位移曲线

Fig. 17 Axial force-displacement curves of pile top under cyclic loading by FEM

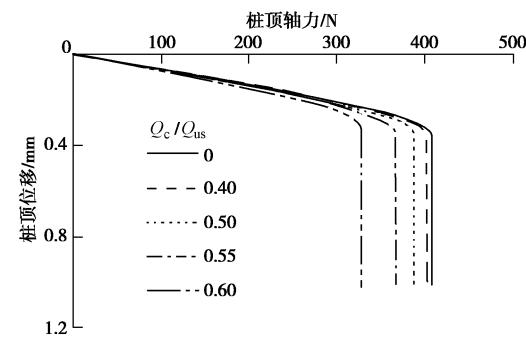


图 18 循环加载 100 次后静压下桩顶的轴力位移曲线

Fig. 18 Axial force-displacement curves of pile top under static loading after cyclic loading by FEM, $N=100$

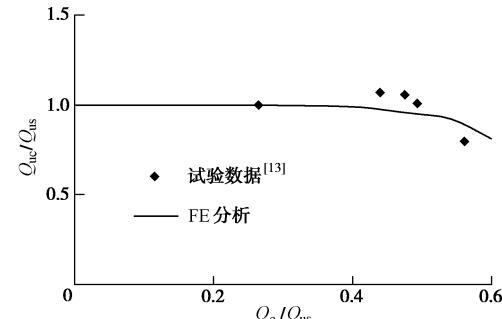


图 19 计算预测结果与模型试验结果对比图

Fig. 19 Model validation against Poulos' model tests

4 结论与建议

借助于 ABAQUS 有限元软件平台, 本文建立了基于非线性运动硬化的饱和黏土循环弱化模型, 模型中采用循环加载期间产生的等效塑性变形为变量来计算土体强度与刚度的弱化情况, 相较于前人建立的土体弱化与循环次数的函数关系, 本模型更具理论价值。在与饱和黏土循环试验结果对比之后, 该模型的有效性得到了验证。应用本模型, 本文对拉压轴向循环荷载作用下的单桩进行了二维有限元数值模拟, 并通过与文献中的模型试验进行模拟对比验证了该数值方法的有效性。得出以下 4 点结论与建议。

(1) 本文提出的基于非线性运动硬化的饱和黏土循环弱化模型, 能够有效的模拟循环荷载下饱和黏土的弱化行为。该模型仅仅需要 7 个参数, 通过常规的土单元的动静力学试验即可确定。利用本模型可以在 ABAQUS 有限元软件中快速有效地计算循环荷载下饱和软土地基中单桩承载力弱化问题。

(2) 在不排水抗剪强度相同的情况下, 土体的刚度指数对单桩极限承载力的影响极小, 但是对达到极限承载力时所对应位移的影响较大。

(3) 随着桩顶循环荷载水平的逐渐提高, 循环加载过程中饱和黏土地基中的单桩基础依次表现出弹性状态、逐渐弱化至弹塑性稳定状态, 逐渐弱化至破坏状态三种行为。在相同的循环荷载作用下, 刚度小的地基中单桩承载力弱化速度更快。

(4) 尽管本文提出的循环荷载下单桩承载力弱化的有限元计算方法得到了很多宝贵的结论, 但因计算量大的限制进行长期循环荷载的计算比较困难。因此建立能为今后实际海洋工程提供重要的借鉴的准确有效的简化方法是很有必要的。

参考文献:

- [1] SANGREY D A, HENKEL D J, ESRIG M I. The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1969, **6**(3): 241 – 252.
- [2] ANDERSEN K H, POOL J H, BROUN S F, et al. Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1998, **106**(5): 499 – 529.
- [3] ZERGOUN M, VAID Y P. Effective stress response of clay to undrained cyclic loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**: 714 – 727.
- [4] 黄茂松, 李进军, 李兴照. 饱和软黏土的不排水循环累积变形特性[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(7): 891 – 895. (HUANG Mao-song, LI Zin-jun, LI Xing-zhao. Cumulative deformation behaviour of soft clay in cyclic undrained tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(7): 891 – 895. (in Chinese))
- [5] SOROUSH A, SOLTANI J H. Pre- and post-cyclic behavior of mixed clayed soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, **46**: 115 – 128.
- [6] 郭林, 蔡袁强, 王军, 等. 长期循环荷载作用下温州结构性软黏土的应变特性研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(12): 2249 – 2254. (GUO Lin, CAI Yuan-qiang, WANG Jun, et al. Long-term cyclic strain behavior of Wenzhou structural soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(12): 2249 – 2254. (in Chinese))
- [7] MROZ Z, NORRIS V A, ZIENKIEWICZ O C. An anisotropic, critical state model for soils subject to cyclic loading[J]. Géotechnique, 1981, **31**(4): 451 – 469.
- [8] 胡存, 刘海晓, 黄维. 考虑循环载荷下饱和黏土软化的损伤边界模型研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(2): 459 – 466. (HU Chun, LIU Hai-xiao, HUANG Wei. Damage-dependent bounding surface model for cyclic degradation of saturated clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(2): 459 – 466. (in Chinese))
- [9] PREVOST, J H. Mathematical modeling of monotonic and cyclic undrained clay behavior[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1977(1): 195 – 216.
- [10] 王建华, 要明伦. 软黏土不排水循环特性的弹塑性模拟[J]. 岩土工程学报, 1996, **18**(3): 11 – 18. (WANG Jian-hua, YAO Ming-lun. Elastoplastic simulation of the cyclic undrained behavior of soft clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, **18**(3): 11 – 18. (in Chinese))
- [11] ANASTASOPOULOS I, GELAGOTI F, KOURKOULIS R, et al. Simplified constitutive model for simulation of cyclic response of shallow foundations: validation against laboratory tests[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **137**: 1154 – 1168.
- [12] GIANNAKOS S, GEROLYMOS N, GAZETAS G. Cyclic lateral response of piles in dry sand: finite element modeling and validation[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **44**: 116 – 131.
- [13] POULOS H G. Development of an analysis for cyclic axial loading of piles[C]//Proceedings of 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Rotterdam: A A Balkema, 1979: 1513 – 1530.
- [14] LEE C Y. Cyclic response of axially loaded pile groups[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **119**(9): 1399 – 1413.
- [15] LOMBARDI D, BHATTACHARYA S, WOOD D M. Dynamic soil-structure interaction of monopole supported wind turbines in cohesive soil[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, **49**: 165 – 180.
- [16] CARTER J P, BOOKER J R, WROTH C P. A critical state soil model for cyclic loading[C]// Soil Mechanics – Transient and Cyclic Loads. New York: John Wiley & Sons Ltd, 1982: 219 – 252.