DOI：10.16285/j.rsm.2016.0231

无黏性土中筒型基础负压下沉模型试验

祁 越[1, 2]，刘 润[1]，练继建[1]

（1. 天津大学 水利工程仿真与安全国家重点实验室，天津 300072；2. 天津市市政工程设计研究院，天津 300051）

摘 要：筒型基础是海洋结构物特别是海上风力机的重要基础型式之一，其下沉阻力的研究是该种基础型式成功应用的关键。目前对于无黏性土中下沉负压的计算方法主要有以静力触探为基础的(CPT-Based)方法与基于贯入过程中筒体受力平衡的解析方法，但计算结果与工程实测数据均存在偏差。开展了 3 种不同厚径比筒型基础的负压下沉模型试验，测量了下沉过程中筒内外侧壁、端部土压力以及周围土体的孔压变化；分析了 2 种方法中计算参数对结果的影响，给出了推荐的参数取值范围；根据实测孔压与数值模拟结果建立了临界负压计算公式。研究表明：砂土中筒型基础负压下沉时筒土间摩擦系数约为 0.2，推荐 CPT-Based 方法中的外侧摩阻力系数为 0.002 6～0.007 0，内侧摩阻力系数为 0.001，端阻力系数为 0.2～0.6；解析法中侧向土压力系数介于静止土压力系数与被动土压力系数之间，端阻力承载系数为 40；考虑土体渗透破坏保护机制的临界负压计算公式可以有效地提高筒型基础下沉控制的临界负压，更加接近实际情况。

关 键 词：海上风电；筒型基础；下沉阻力；临界负压

中图分类号：TU 411 **文献标识码：**A **文章编号：**1000－7598 (2018) 01－0139－12

Model test of bucket foundation suction installation in cohesionless soil

QI Yue[1, 2], LIU Run[1], LIAN Ji-jian[1]

（1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China;
2. Tianjin Municipal Engineering Design & Research Institute, Tianjin 300051, China）

Abstract: Bucket foundation is an important foundation type of offshore structures, especially for offshore wind turbines. Study on its penetration law is the key to successful application of this kind of foundation type. Previous methods for penetration suction are CPT-Based method and analytical calculation method, which are based on cone penetration test (CPT) and force balance in the penetration process, respectively. However, results from previous methods deviate from practical engineering data. In this paper, three bucket foundations with different wall thicknesses were penetrated by suction pressure. Earth pressure and pore pressure inside and outside the bucket wall, as well as the tip resistance were measured in the experiments. The influence of key parameters on the two calculation methods was analyzed and reasonable suggestions were given. According to measured pore pressure compared with numerical simulation analysis, a critical pressure calculation formula is established. Studies have shown that coefficient of friction between side wall and the soil is about 0.2. For CPT-Based method，outside-wall friction parameter k_f is in the range of 0.002 6–0.007 0；inside-wall friction parameter k_f is 0.001; tip resistance coefficient k_p is in the range of 0.2–0.6. For analytical calculation method, lateral earth pressure coefficient K should be between the stationary earth pressure coefficient and passive earth pressure coefficient, and tip resistance coefficient N_q is 40. The critical suction pressure formula based on protection mechanism for seepage failure can effectively increase the critical suction pressure，which is close to the actual situation.

Keywords: offshore wind turbines; bucket foundation; penetration resistance; critical suction pressure

1 引 言

在海洋工程中，筒型基础是一种新型的基础型式，早期主要应用于深海锚固及海底地质勘测等水下工程中，由于其便捷的吸力式安装方法而逐渐受到近海基础工程的青睐。1980 年至今，全球 50 多个国家地区已经成功安装了近 500 个筒型基础[1]。沉放阶段的控制是筒型基础成功应用的关键。筒型基础的安装过程主要由自重下沉与负压下沉两个阶段组成。负压的应用使得筒型基础的施工具有了其

收稿日期：2016-01-28
基金项目：创新方法工作专项(No. 2016IM030100)；国家重点基础研究发展计划(973 计划)(No. 2014CB046802)。
This work was supported by the Innovation Method Fund of China (2016IM030100) and the National Key Basic Research Program of China (973 Program) (2014CB046802).
第一作者简介：祁越，男，1990 年生，硕士，主要从事岩土工程方面的研究。E-mail: 332667469@qq.com

他海上基础型式无可比拟的优势。合理的负压能在保证地基稳定的前提下大幅度地减少基础的下沉阻力，并实现沉放到位。在无黏性土中，负压作用会引起由筒外至筒内的渗流，渗流力一方面削弱了筒体的下沉阻力，另一方面会影响筒内土体的整体稳定，因此，筒型基础的安全沉放离不开对施工负压的合理控制。但是负压的设计并不尽如人意，在筒型基础的安装过程中出现了地基土体发生渗透破坏、超高土塞、不能沉放到位甚至筒壁屈曲等工程事故[2−3]。因此，合理下沉负压的确定是筒型基础研究的热点问题。

目前下沉负压的计算方法主要有两种，一种是基于静力触探实测数据的 CPT-Based 方法，该方法采用静压锥尖阻力乘以侧摩阻系数 k_f 与端阻系数 k_p 计算下沉阻力并反算下沉负压，它起源于 DNV 规范[4]中裙板基础静压下沉阻力的计算方法。Senders 等[5]通过离心机模型试验对密实砂土中筒型基础的吸力下沉阻力进行了研究，并推荐 k_f 取 0.001 8～0.002 6，k_p =0.2，其计算结果虽然与离心模型试验吻合良好，与工程实际数据却存在偏差[6]。另一种方法是 Houlsby 等[7]基于贯入过程中筒体受力平衡分析提出的解析计算方法。该方法计算侧壁阻力时考虑土体与筒壁间联动作用，采用传统基础承载力公式计算筒端部阻力，依靠数值方法分析负压引起的渗流力，并将其引入到有效应力的计算中，是目前应用较多的解析方法，但其计算结果受侧向土压力系数 K 与承载力系数 N_q 等关键参数的影响较大。

确定合理的临界负压是筒型基础负压下沉的另一重要课题，由于无黏性土的渗透性好，在负压作用下容易形成稳定的渗流场，根据太沙基有效应力原理，筒内渗流梯度达到临界水力梯度 i_{crit} 时，会引发流土、管涌等土体破坏，此时的负压为临界负压 p_{crit}。由于实际贯入过程中筒内外形成的渗流场很难观测到，前人[5, 7−8]多采用数值方法对渗流场进行模拟，根据渗流出口的水力梯度变化规律得到不同贯入深度的临界负压。由于未考虑渗流对土体渗透性的影响，这些分析得到的临界负压往往过于保守。Erbrich 等[9]在密砂中的试验以及 Europipe 16/11−E 实际工程中发现施工负压达到临界负压时筒内并没有发生渗透破坏，杨少丽等[10]在粉土的试验中也得到了同样的结果，将此现象称为砂性土的保护机制，认为渗流会导致筒内砂土变得疏松反而使水力梯度下降到非临界状态。许多学者[11−13]对筒型基础负压下沉阶段筒内外流场变化影响因素进行了数值模拟及试验研究，但对下沉过程中筒−土相互作用少有分析。Lian 等[14]通过模型试验发现静压下沉筒体内外壁土体阻力差异较大，并根据与负压下沉试验的对比得到各部分土阻力的减阻系数，对负压作用下的筒−土作用效果及孔压变化规律未深入分析。

为了深度解析筒型基础负压下沉过程中受到的土阻力与筒内外孔压的变化，并为 CPT-Based 方法与静力平衡分析法提供更为准确的计算参数，本文开展了系列的筒型基础负压下沉试验，旨在揭示负压下沉过程中筒体内、外土压力增长、端部阻力发挥，以及筒内外土体孔压变化规律，从而得到合理的下沉负压计算方法。

2 筒型基础的负压下沉试验

2.1 试验装置与土体条件

模型试验在天津大学水利馆风电试验室展开，如图 1 所示。



图 1 试验装置
Fig.1 Testing apparatus

负压加载装置采用能保存稳定负压的储压罐，采用导气管与筒体相连，模型筒的移动与安放采用起重机操作进行。下沉过程中所需负压及位移变化情况分别通过负压传感器（CYG1400）、拉线位移传感器（DH801−750）进行测量，依靠倾角仪（DXL360/S）控制筒体的倾斜保证其竖直下沉。筒−土压力采用土压力盒（BWT−5）进行测量，土内孔压采用微型孔压计（CYG4100ST）进行测量，试验所有数据通过 DH3817F 数据采集仪进行传输。

试验池为方形（边长 4 m），模型池内土体深度为 1.5 m，试验前对池内砂土进行了颗粒分析，其结果如图 2 所示。由图可知，细砂（粒径小于 0.25 mm）含量为 3%，中砂（粒径在 0.25～0.50 mm 之间）含量为 75%，粗砂（粒径在大于 0.50 mm）含量为 22%。根据粒径分析结果计算，不均匀系数 C_u 为 3.6，曲率系数 C_c 为 1.1，可见土体为级配均匀的中砂。通

过土工试验得到了试验用土物理性质指标和强度参数，如表 1 所示。

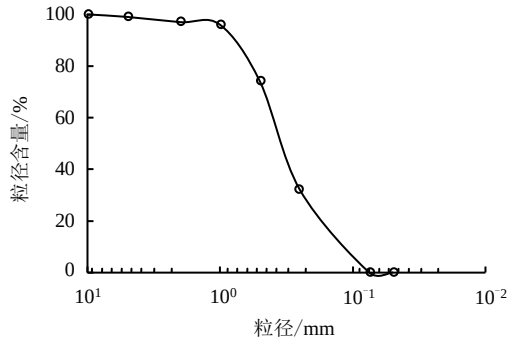


图 2　粒径分布曲线

Fig.2　Grain size curve

表 1　土体参数

Table 1　Soil parameters

土质	土体深度 H/m	饱和重度 γ_{sat}/(kN/m³)	内摩擦角 φ/(°)	孔隙比 e	压缩模量 E_s/MPa	相对密度 D_r
中砂	1.5	20.5	33.3	0.61	27.9	0.68

2.2　试验模型与仪器布设

模型筒体详细尺寸如表 2 所示。

表 2　模型尺寸和重量

Table 2　Sizes and weights of test models

模型编号	外径 D_o/mm	内径 D_i/mm	壁厚 t/mm	厚径比 t/D	裙高 L/mm	高径比 L/D	重量 W/(kN)
1	508	502	3	0.006	500	0.98	0.490
2	505	485	10	0.020	500	0.99	1.176
3	508	472	18	0.035	500	0.98	1.666

试验用小比尺模型为长径比 L/D =1 的标准筒型基础，为了研究筒体厚度对贯入阻力的影响，采用了 3 种壁厚的模型筒，厚径比 t/D 分别为 0.006、0.020、0.035。

为了研究基础筒下沉过程中筒土间的相互作用，在筒体内外侧壁以及筒体端部布置了土压力盒，如图 3 所示。

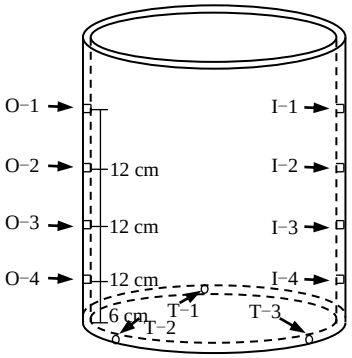


图 3　土压力盒布置

Fig.3　Layout of earth pressure sensors

筒壁内外沿高度方向分别布设 4 个土压力盒，间距为 12 cm，最下部的压力盒距筒底端为 6 cm。端部压力盒等间距分布于圆环上，模型 1 由于壁厚过小没有布置端部的土压力盒。

为研究负压引起的筒内外渗流变化，对筒型基础在负压下沉过程中筒内外孔压变化进行了测量，孔压计布置如图 4 所示。

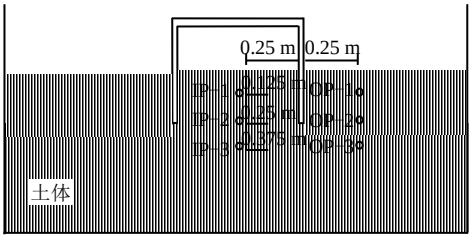


图 4　孔压计布置

Fig.4　Layout of pore pressure cell

在筒内外距筒壁为 0.25 m 处，分别布置了两列共 6 个微型孔压计（CYG4100ST），入土深度分别为 0.125、0.250、0.375 m。

2.3　负压下沉的实施

试验中筒型基础的下沉过程由自重下沉与负压下沉两阶段组成，首先依靠起重机将模型筒吊至指定位置后放下，筒体依靠自重下沉并依靠倾角仪调平，完成自重下沉；负压下沉阶段采用分级施加负压的加载方式，先采用储压罐存储一定量级的负压，待模型就位完成后连接模型顶盖与储压罐之间的导气管，利用存储的负压抽气下沉到模型不能继续下沉为止，此时的下沉位移即在当前量级负压所能达到的最大下沉位移，然后关闭通气阀，继续存储下一量级负压的抽气下沉，直至模型完全下沉或筒内土塞达到顶盖位置时停止试验。

以模型 3 为例对负压试验进行分析，筒体下沉过程中位移及所需负压如图 5 所示。

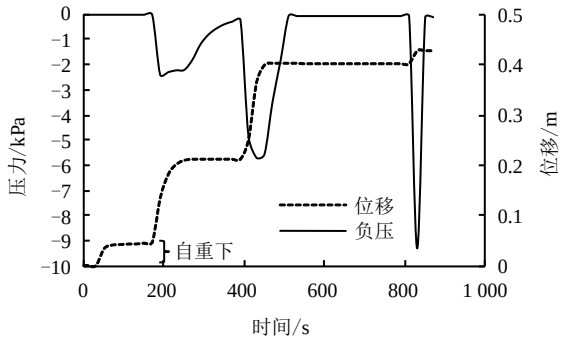


图 5　模型 3 位移及负压

Fig.5　Displacement and suction pressure of model 3

模型 3 自重下沉 0.043 m，在 2.09 kPa 负压作用下沉贯至 0.210 m，在 5.39 kPa 负压作用下沉贯至 0.400 m，在 9.04 kPa 负压作用下沉贯至 0.428 m，最终筒内土塞接触到筒顶盖，抽气管开始抽水，拔掉导气管。

模型 3 沉放到位后，测量未贯入筒裙高度，拔出筒体观察内外土体位移变化，如图 6 所示。

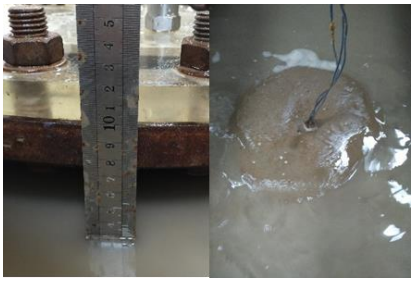


图 6 模型 3 土塞情况
Fig.6 Soil plug of model 3

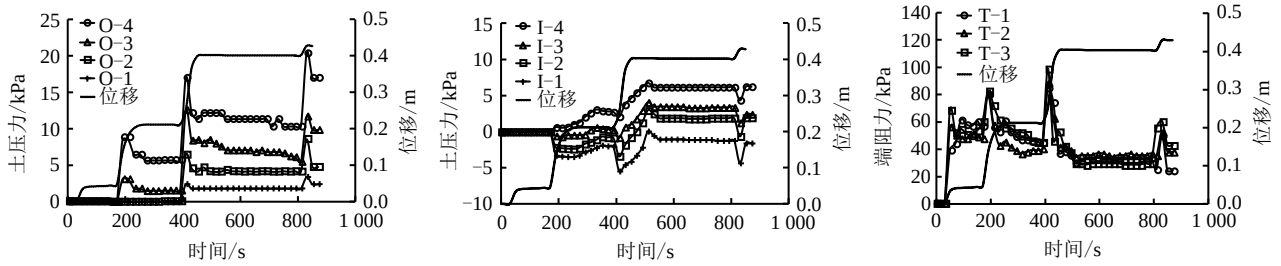
由未贯入筒裙高度与筒内土塞高度相等可知，负压下沉引起的筒内土塞高度约 0.07 m，可见吸力容易引起筒内土塞超出原土面的情况。

2.4 土压力监测结果

筒体下沉过程中各部分所受土压力实测值如图 7 所示。由图可知，随着每次施加负压，筒外土压力迅速上升，筒内土压力迅速下降，下沉结束负压稳定后，两侧土压力又均恢复至稳定值，整个贯入过程，越靠近筒端的土压力盒实测值越大，筒外整体幅值要远大于筒壁土压力实测值；端部土压力在自重下沉阶段迅速上升至稳定，随后每次负压加载均会随着筒体下沉而迅速升高后回落，稳定值基本小于最初自重下沉引起的筒端压力。

2.5 筒土摩擦系数分析

在负压下沉过程中，筒体自重和负压引起的贯入力与受到的地基土反力如图 8 所示。



(a) 筒外壁土压力 (b) 筒内壁土压力 (c) 筒端土压力

图 7 模型 3 不同土体深度土压力实测值
Fig.7 Measured soil pressure of model 3 under different depths

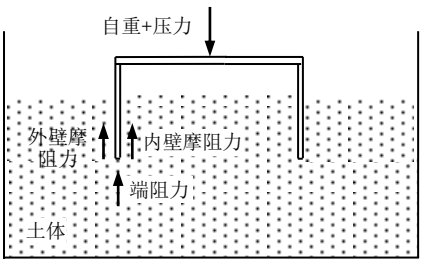


图 8 下沉过程受力分析
Fig.8 Force analysis during penetration

根据筒体受力情况，可得到如下的平衡条件：

$$s\cdot 0.25\pi D_{\mathrm{i}}^{2}+W'=\pi D_{\mathrm{o}}\mu_{\mathrm{i}}\int_0^h p_{\mathrm{o}}(l)\,\mathrm{d}l+\pi D_{\mathrm{i}}\mu_{\mathrm{o}}\int_0^h p_{\mathrm{i}}(l)\,\mathrm{d}l+q_{\mathrm{tip}}\pi D_{\mathrm{i}}t \tag{1}$$

式中：s 为负压；W' 为模型筒有效重力；D_{o}、D_{i}、t 分别为筒体外径、内径与壁厚；h 为贯入深度；p_{i}、p_{o}、q_{tip} 分别为试验测得的筒内、外壁及筒端土压力；μ_{i}、μ_{o} 分别为内、外筒−土摩擦系数。

将模型筒贯入至不同深度所需负压与各部分土压力的实测值代入式（1）可得筒−土摩擦系数为 $\mu_{\mathrm{i}}=\mu_{\mathrm{o}}=0.2$。采取相同的方法可得到模型 1 与模型 2 的筒−土摩擦系数，其中模型 1 的 $\mu_{\mathrm{i}}=\mu_{\mathrm{o}}=0.2$；模型 2 的 $\mu_{\mathrm{i}}=\mu_{\mathrm{o}}=0.2$。

3 负压下沉阻力研究

3.1 侧壁摩阻力

周龙等[15]运用 CEL 方法对桩靴下沉过程中的阻力进行了系统研究。由式（1）可知，计算筒侧壁摩阻力的关键在于确定筒壁随贯入深度所受到的土压力以及筒−土间摩擦系数。根据试验结果分别对现有方法中侧壁阻力计算方法进行分析。

3.1.1 CPT-Based 方法

CPT-Based 方法[5]中对于侧壁摩阻力的计算基于锥尖贯入阻力的原位勘测结果，内、外侧壁摩阻力采用相同的摩阻系数 k_{f}，其具体计算方法为

$$F_{\mathrm{s}}=\pi\left(D_{\mathrm{i}}+D_{\mathrm{o}}\right)k_{\mathrm{f}}\int_0^h q_{\mathrm{c}}(z)\mathrm{d}z \tag{2}$$

式中：F_s 为贯入过程中总侧壁摩阻力；q_c 为静力触探试验得到随深度变化的锥尖阻力（MPa）；k_f 为侧壁摩阻力系数。

根据试验前静力触探结果（图 9）计算了 3 个模型筒的内、外侧壁摩阻力，并与实测侧壁摩阻力进行了对比，见图 10、11。

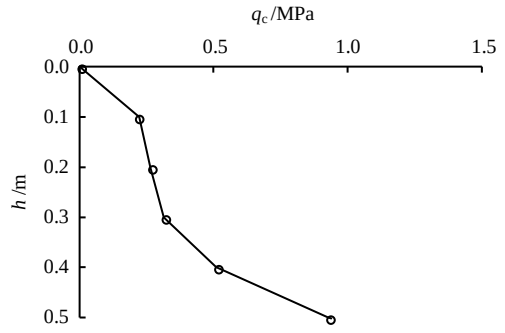


图 9　锥尖阻力变化

Fig.9　Cone resistance profile

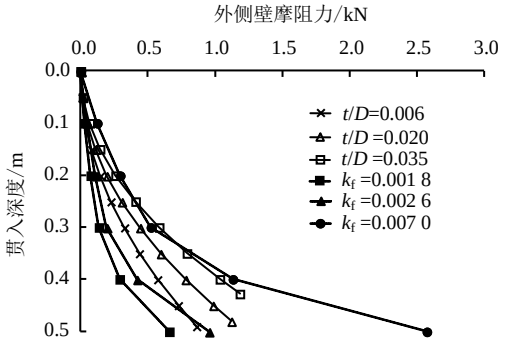


图 10　外侧壁摩阻力

Fig.10　Outside-wall skin friction resistance

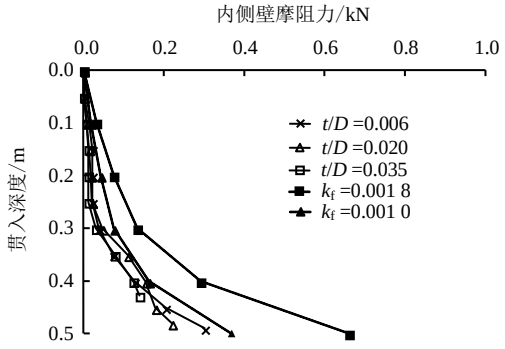


图 11　内侧壁摩阻力

Fig.11　Inside-wall skin friction resistance

由图 10 可知，模型筒外侧壁摩阻力随贯入深度增加，在相同贯入位置，厚径比 t/D 越大的筒体受到的外侧壁摩阻力越大，说明厚径比对外侧摩阻力影响较大。

若采用 Senders[5]推荐的 k_f=0.001 8～0.002 6 得到的计算值明显小于实测结果，由本次试验结果反推的 k_f 值在 0.002 6～0.007 0 之间。

同样的，按照公式计算本次试验的内侧壁摩阻力，见图 11。由图可知，模型筒内侧壁摩阻力随贯入深度增加，在相同的贯入位置，不同厚径比 t/D 的筒体内侧壁摩阻力较为接近，说明厚径比对内侧壁摩阻力影响较小。

由 Senders[5]推荐的下限值 k_f=0.001 8 计算得到的结果远大于实测结果，因此使用实测结果对 k_f 值进行了反推，反推值小于 0.001。

3.1.2 解析法

Houlsby 等[7]提出的解析法中对于内、外侧壁摩阻力分别计算，其计算方法如下：

$$\left.\begin{aligned} F_o &= \left(\gamma' + \frac{as}{h}\right) Z_o^2 \left[\exp\left(\frac{h}{Z_o}\right) - 1 - \frac{h}{Z_o}\right] (K\tan\delta)_o (\pi D)_o \\ F_i &= \left(\gamma' - \frac{(1-a)s}{h}\right) Z_i^2 \left[\exp\left(\frac{h}{Z_i}\right) - 1 - \frac{h}{Z_o}\right] (K\tan\delta)_i (\pi D)_i \end{aligned}\right\} \quad (3)$$

式中：F_o、F_i 分别为外、内侧壁摩阻力；γ' 为土体有效重度；a 为负压影响系数，具体算法参考原文公式；K 为侧向土压力系数；δ 为筒–土外摩擦角；Z_o、Z_i 按下式计算：

$$\left.\begin{aligned} Z_o &= \frac{D_o\left\{\left[1 + 2f_o h / D_o\right]^2 - 1\right\}}{4(K\tan\delta)_o} \\ Z_i &= \frac{D_i\left\{1 - \left[1 - 2f_i h / D_i\right]^2\right\}}{4(K\tan\delta)_i} \end{aligned}\right\} \quad (4)$$

式中：f_o、f_i 分别为外、内侧阻的加载速率系数，建议取 1。在进行计算时，可根据平衡关系求出对应不同贯入深度所需的负压，再计算对应的侧壁摩阻力，其中对结果影响较大的参数为 K 与 δ。

根据近海风电基础设计规范（DNV–OS–J101）[16]密实砂土中桩筒基础贯入过程中侧向压力系数 K 取值为 0.8～1.0；δ 取 30°，代入式（3），计算值与实测结果如图 12、13 所示。

根据《DNV–OS–J101》推荐的计算参数，厚径比为 0.006 的模型筒外侧壁摩阻力实测结果大于解析法计算值，厚径比为 0.020 与 0.035 的模型筒外侧壁摩阻力计算结果相近，位于两模型筒实测值之间。3 个模型筒解析法计算的内侧摩阻力均大于实测值，且厚径比越小差距越大。

3.1.3 侧向土压力系数

根据贯入过程中土压力盒实测结果，采用水–土分算的方法分别对内、外筒壁实受土压力进行计

算，得到内、外壁实际土压力系数 K_i、K_o，并与现有静止土压力系数（Jaky 公式）与被动土压力系数（Rankine 公式）进行对比如表 3 所示。

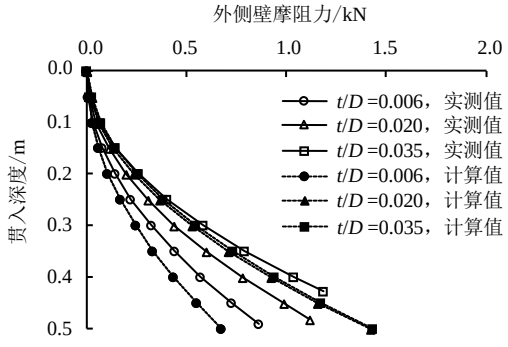


图 12 外侧摩阻力实测值与规范计算值对比

Fig.12 Comparisons of outside wall skin friction between test data and calculation results by code

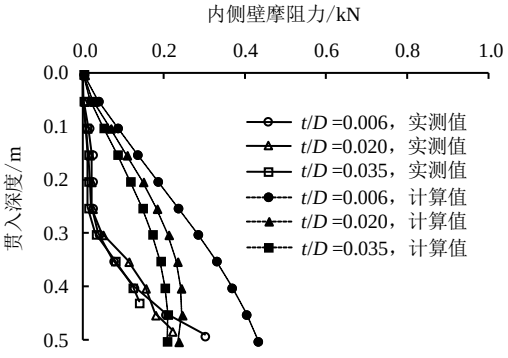


图 13 内侧摩阻力实测值与规范计算值对比

Fig.13 Comparisons of inside wall skin friction between test data and calculation results by code

表 3 侧向土压力系数

Table 3 Coefficients of lateral earth pressure

模型	厚径比 t/D	实测 K_i	实测 K_o	Jaky K_0	Rankine K_p
1	0.006	3	2	0.45	3.4
2	0.020	3	3	0.45	3.4
3	0.035	3	4	0.45	3.4

由表 3 可知，3 个模型筒外侧壁土压力系数分别为 2、3、4，随厚径比的增加而增加，均大于静止土压力系数，厚径比为 0.035 的模型筒侧壁土压力系数甚至超过了朗肯土压力系数。而内侧壁土压力系数实测结果均为 3，远大于静止土压力系数(K_0 = 0.45)，小于朗肯被动土压力系数(K_p=3.4)，由此可知，筒型基础在贯入过程中筒壁受到的土压力在动土压力与静止土压力之间，且筒内外由于渗流的影响所受土压力差别显著。

根据实测土压力计算得到 K_i、K_o、μ_i、μ_o，采用解析法分别对 3 个模型筒贯入过程中的内外侧壁摩阻力进行计算，与实测结果对比如图 14、15 所示。

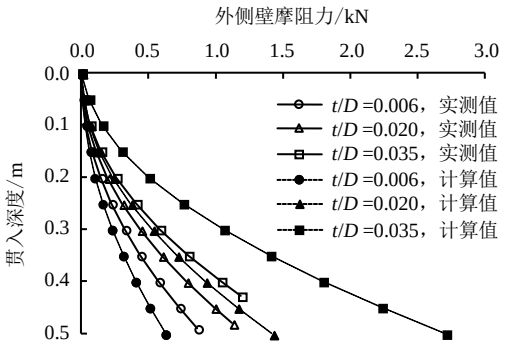


图 14 外侧摩阻力实测值与解析解对比

Fig.14 Comparisons of outside wall skin friction between test data and analytic solutions

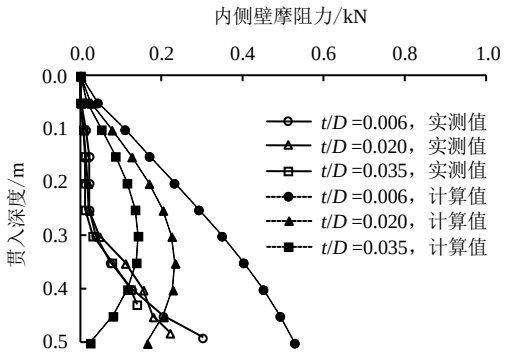


图 15 内侧摩阻力实测值与解析解对比

Fig.15 Comparisons of inside wall skin friction between test data and analytic solutions

由图可知，采用实测土压力系数与外摩擦角计算得到的筒外侧壁摩阻力随贯入深度的增加而明显增加，但厚径比为 0.006 的模型 1 计算结果小于实测值，另外两个模型的计算结果均大于实测值，造成这种差异的原因主要是解析法中高估了负压影响系数 a。

相比 DNV−OS−J101[16]规范推荐参数的计算结果，根据实测土压力系数与外摩擦角计算得到的外侧壁摩阻力有所减小，但与实测结果相比仍然较大，根据之前对外侧壁摩阻力的分析，外侧壁摩阻力增加是由 a 值过高估计造成的，与之对应，过高估计 a 值也会减小渗流对筒内土体应力的削弱作用，造成内侧壁摩阻力计算值过大。

由此可知，由于解析法中负压影响系数 a 值是考虑筒内土体不发生渗透破坏的前提下通过数值方法得到的，计算结果较为保守。筒型基础在负压下沉过程中负压引起的渗流作用对筒内影响要更大。

3.2　端阻力

根据试验结果分别对现有方法中筒端阻力计算方法进行分析。

3.2.1 CPT-Based 方法

CPT-Based 方法[5]中对于端阻力的计算基于锥尖贯入阻力的原位勘测结果，对于单位面积筒端阻力，其具体计算方法为

$$q_{\mathrm{T}} = k_{\mathrm{p}} q_{\mathrm{c}} \tag{5}$$

式中：q_{T} 为单位面积筒端阻力；q_{c} 为静力触探试验得到的随深度变化的锥尖阻力（MPa）；k_{p} 为端阻为系数。

根据图 9 的静力触探结果计算单位面积筒端阻力，与 3 个模型筒筒端阻力的实测结果对比如图 16 所示。

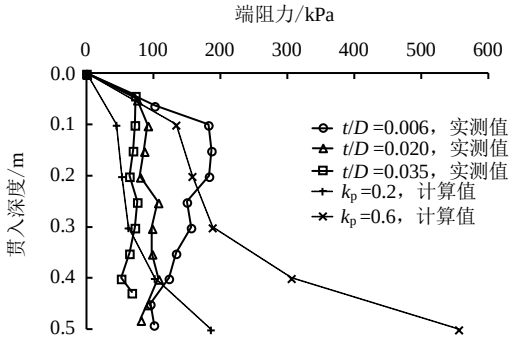


图 16　筒端阻力实测值与 CPT 方法计算值对比

Fig.16　Comparisons of tip resistance between measured values and CPT-Based method

由图 16 结果可知，在贯入深度小于 0.3 m 时，Senders 推荐的 k_{p} =0.2 得到的计算结果均小于 3 个模型的实测结果。由本次试验反分析可得，端阻系数 k_{p} 介于 0.2 与 0.6 之间，与早期 DNV 规范[4]推荐值 k_{p} =0.3～0.6 较为接近。当贯入深度大于 0.3 m 后，k_{p}=0.2 得到的计算结果与实测结果较为接近。由于 CPT-Based 方法中静力触探测定的是探头在静压下沉过程中土体阻力特性，与负压作用下的筒–土相互作用过程有较大差异，现有方法中的端阻系数参考范围基本可以覆盖实测结果，但从实测结果的变化规律可知，贯入越深筒端阻力受到负压的削弱作用越大，相应的端阻系数也越接近参考范围的下限值甚至更小。

3.2.2 解析法

Houlsby 等[7]提出的解析法中对于单位面积筒端阻力的计算方法如下：

$$q_{\mathrm{u}} = \left(\gamma' - \frac{(1-a)s}{h}\right) Z_{\mathrm{i}}^2 \left[\exp\left(\frac{h}{Z_{\mathrm{i}}}\right) - 1\right] N_{\mathrm{q}} + \gamma' t N_{\gamma} \tag{6}$$

式中：q_{u} 为单位面积筒端阻力；N_{q}、N_{γ} 为基于太沙基极限承载力理论的承载系数。

采用与侧摩阻力相同的计算过程对 3 个模型筒的筒端阻力进行计算，计算参数 K_{i}、K_{o} 的选取参考表 3 的实测结果，DNV−OS−J101 规范推荐密实砂土的承载系数 N_{q} =40[4]。所得计算结果与实测结果如图 17 所示。

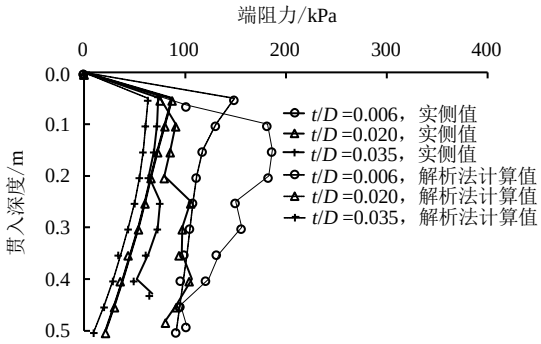


图 17　筒端阻力实测值与解析解对比

Fig.17　Comparisons of tip resistance between measured values and analytic solutions

由图 17 可知，解析法计算值与实测结果变化规律相近，但小于实测值，这是由于一方面负压影响系数 a 的取值较为保守（过高），另一方面承载力系数取值过小。实测结果中壁厚越小的模型在相同贯入深度所受到的单位面积筒端阻力越大，可见筒端的尺寸效应对端阻影响较大，在计算时可根据筒端尺寸考虑适当调整承载力系数。

3.3　筒壁厚度对下沉阻力的影响

对内外筒壁侧摩阻力进行归一化处理，将不同贯径比 h/D 下内外筒壁实测侧摩阻力归一化结果 $F/(\pi D\gamma' h)$ 随厚径比 t/D 的变化趋势绘于图 18、19 中。

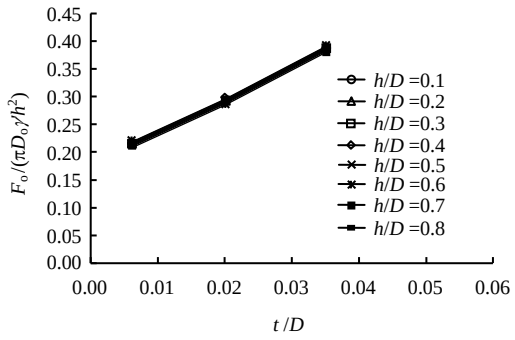


图 18　外侧壁摩阻力归一化结果

Fig.18　Normalization of outside-wall skin friction resistance

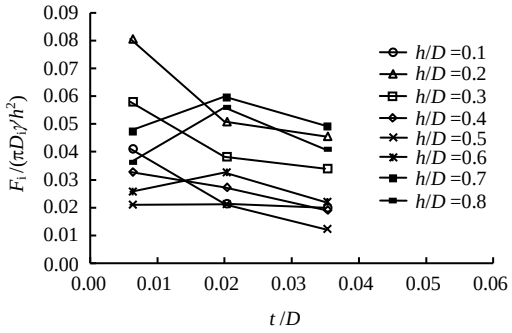


图 19 内侧壁摩阻力归一化结果

Fig.19 Normalization of inside-wall skin friction resistance

由图 18、19 可知，外侧壁摩阻力归一化结果 $F_o/(\pi D_o\gamma' h)$ 随厚径比 t/D 的增加而增加，且随着贯径比 h/D 的增加，不同厚径比下外侧壁摩阻力几乎不变，说明厚径比越大的筒体在贯入过程中外壁侧摩阻力越大。内侧壁摩阻力归一化结果 $F_i/(\pi D_i\gamma' h)$ 在不同贯径比 h/D 下受到厚径比的影响不同。贯径比小于 0.4 时，厚径比越小，内侧壁摩阻力越大，这主要是贯径比较小时，筒内土压力较小，厚径比越大的筒体贯入时负压越大，引起渗流力的削弱作用越明显。在贯径比大于 0.4 时，筒内逐渐形成的土塞加强了筒壁所受土压力，渗流减阻效应相比之前有所下降，且贯入后期不同厚径比所需负压差距减小，因此内侧壁摩阻力受厚径比影响减小。

对负压下沉过程中的筒端阻力进行归一化处理，将不同贯径比 h/D 下筒端阻力归一化 $q_{tip}/(\gamma' h)$ 结果随厚径比 t/D 的变化趋势绘于图 20。

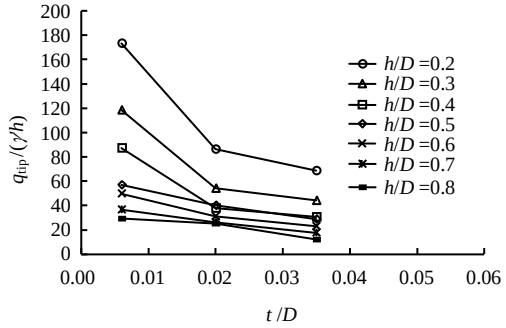


图 20 筒端阻力归一化结果

Fig.20 Normalization of tip resistance

由图 20 可知，筒端阻力归一化结果 $q_{tip}/(\gamma' h)$ 随厚径比 t/D 基本呈逐渐减小的趋势。说明厚径比越小的筒体在贯入过程中单位面积筒端阻力越大。由于筒型基础在吸力下沉过程中不断处于平衡与破坏再平衡的状态，筒端阻力受尺寸效应的影响较大。相同负压作用下，筒端面积越小，单位面积筒端压力越大，使得筒端阻力越大。

4 临界负压

4.1 试验中孔压的观测

筒型基础在负压下沉过程中，土体不同位置孔压随施加负压变化如图 21 所示。

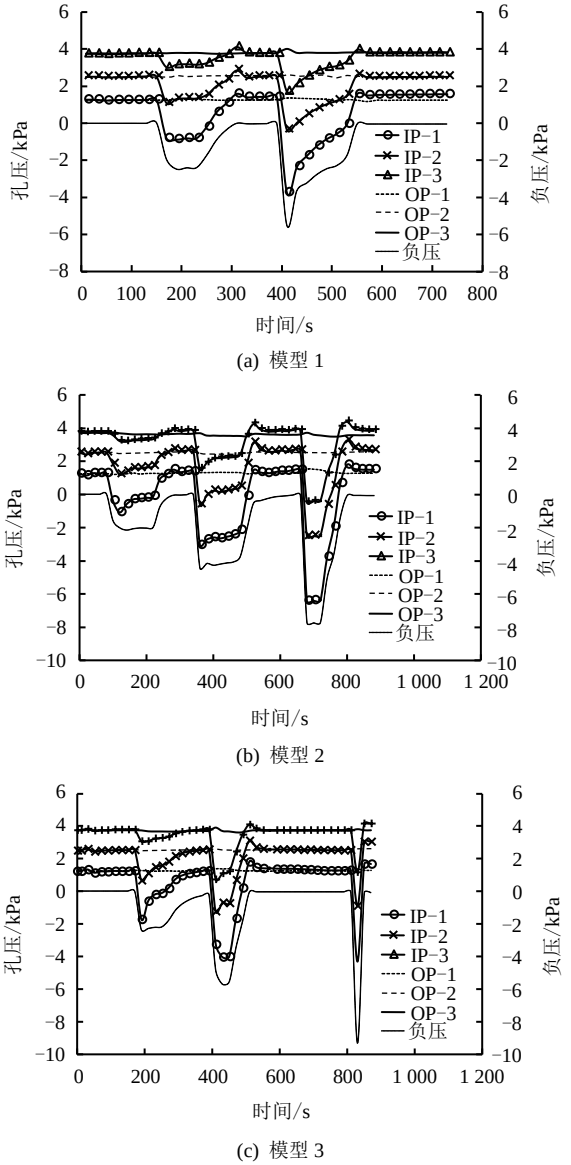


图 21 实测孔压

Fig.21 Measured soil pressure

由图 21 可知，筒内土中的孔压随着每次负压的施加而迅速下降，且越靠近土面，孔压下降幅度越大，说明越靠近负压源的土体中孔压受到的影响越大。在持续施加负压阶段，孔压会回升到一个稳定值，说明负压施加的瞬间，筒内外土体中由于未形成稳定的渗流场，瞬时负压源会引起土体内形成较大的孔压差。随着土体内渗流通道被打通，孔压差

也会随之下降，土体内渗流会在稳定的负压源下保持稳定，即形成稳定渗流；筒外孔压随着每次负压的施加略有提高，但变化相对筒内孔压可忽略，说明负压源对筒外孔压影响较小。

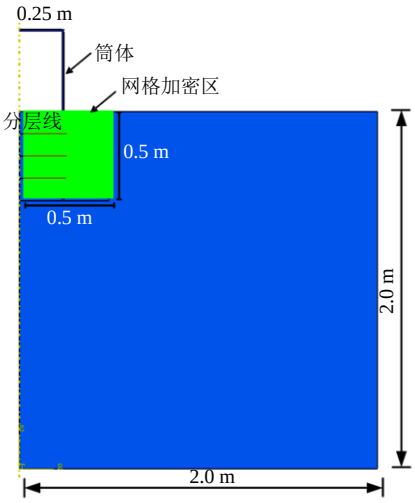
3 个模型筒在下沉过程中，均未出现砂沸等渗透破坏现象，说明整个负压下沉过程中所施加负压均在临界负压以内。

4.2　渗流场的数值模拟

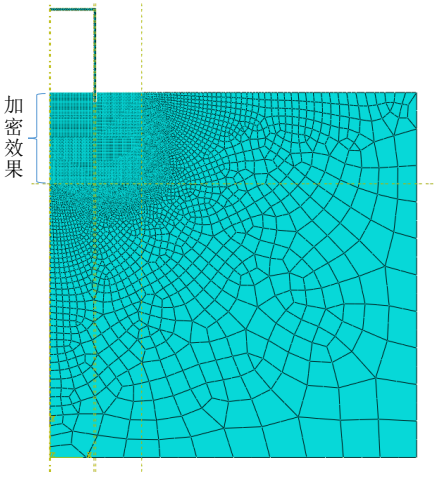
由于实际工程中很少观测筒内孔隙水压变化，对于吸力式筒型基础临界负压的研究多基于数值模拟的方法，因此采用 ABAQUS 中土体稳态分析功能对负压作用下的吸力筒内外孔压变化进行分析。

4.2.1　模型的建立

以模型 2 为原型，分别对贯入筒裙长度与筒体直径比 h/D 为 0.1、0.2、0.3、0.4、0.5、0.6、0.7、0.8、0.9、1.0 的 10 种情况进行渗流稳态分析。有限元模型如图 22 所示。



(a) 模型尺寸



(b) 网格划分

图 22　有限元模型

Fig.22　Finite element model

由图 22 可知，采用轴对称模型进行计算，筒体模型采用原型尺寸，土体高度取筒体的最终贯入深度的 4 倍，即 2.0 m。土体宽度取 4.0 m。模型中筒体密度 ρ 取 7.85×10^3 kg/m^3，弹性模量 E=210 GPa，泊松比 μ =0.3。土体的本构模型采用 Mohr-Coulomb 弹塑性模型，其中内摩擦角 φ 取 30°，中砂渗透系数取 10^{-4} cm/s。为便于分析筒内土体渗透性变化对渗流场的影响，将筒内土体从上到下等划分为 4 部分。筒−土之间的接触通过设置接触对来实现，并且采用有限滑移的 Coulomb 摩擦模型来描述接触面的摩擦行为，取摩擦系数为 0.5。网格划分基于主次原则，即筒−土接触界面网格适当密集，远离接触部位网格适当稀疏，土体采用 CAX8RP 单元。

4.2.2　数值计算结果

以模型 2 贯径比为 0.1 时筒内外稳定渗流数值模拟结果进行分析，如图 23 所示。

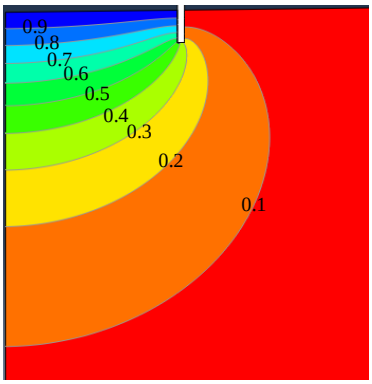


图 23　h/D=0.1 时筒内外等势线

Fig.23　Equipotential lines for caisson with h/D =0.1

图 23 为筒内外渗透性相同时，筒内外土体稳定渗流的孔压云图，取每条等势线上孔压与施加负压的比值 $\Delta p/p$ 作为孔压变化参考量，可见负压引起孔压变化由筒内向筒外减弱，筒内部土体孔压变化量较大，筒外土体孔压受影响相对较小，与模型试验得到的规律相同。

将数值计算结果取与模型试验中相应位置的实测结果进行对比，如表 4 所示。

表 4　孔压变化分析

Table 4　Analysis of pore pressure change

h/D	孔压计	孔压/kPa		相对误差/%
		实测结果	数值模拟	
0.37	IP−1	0.74	0.64	−13.5
	IP−2	0.44	0.35	−20.0
	IP−3	0.23	0.17	−26.0
0.64	IP−1	0.89	0.73	−18.0
	IP−2	0.53	0.48	−9.4
	IP−3	0.37	0.28	−24.0
0.98	IP−1	0.98	0.80	−18.3
	IP−2	0.64	0.60	−6.2
	IP−3	0.53	0.41	−22.6

由表 4 可知，当筒内外土体采用相同的渗透系数时数值模拟结果普遍小于实测结果，说明了数值计算中低估了筒内土体的渗透性，实际贯入过程中负压作用会使得筒内渗透性增大。

4.3 临界负压的计算

由于负压作用引起的向上渗流会削弱土体的有效应力容易引发流土、管涌等渗透破坏，因此筒型基础在负压下沉过程中需要确定临界负压。

4.3.1 临界负压分析方法

研究者在设计负压时基于太沙基的有效应力原理与达西定律提出了临界负压 p_{crit} 的计算方法，其推导过程如下：

$$i = p / \left(\frac{\gamma_{\mathrm{w}}}{l} \right) \tag{7}$$

$$\gamma_{\mathrm{w}} i_{\mathrm{crit}} = \gamma' \tag{8}$$

$$p_{\mathrm{crit}} = \gamma' l \tag{9}$$

式中：i 为渗流梯度；l 为渗流路径长度；p 为渗径两端压差；γ_{w} 为水的有效重度；i_{crit} 为临界水力梯度；p_{crit} 为临界负压。

由式（9）可知，对临界负压的确定关键在于渗流路径长度 l 的确定，Senders 等[5]在 CPT-Based 方法中对渗流路径采用的是经验公式：

$$\frac{l}{h} = \pi - \arctan\left[5(h/D)^{0.85}\right](2 - \frac{2}{\pi}) \tag{10}$$

式中：D 为筒体直径。

Houlsby[7]在解析法中采用有限元软件对渗流场进行模拟，得到了考虑筒内外土体渗透性变化的渗流路径变化关系：

$$\left.\begin{aligned} \frac{l}{h} &= \left(1 + \frac{a_1 k_1}{1 - a_1}\right)\left(\frac{h}{D}\right) \\ a_1 &= 0.45 - 0.36\left[1 - \exp\left(-\frac{h}{0.48D}\right)\right] \end{aligned}\right\} \tag{11}$$

式中：a_1 为由数值模拟得出的经验系数；k_1 为考虑内外渗透系数在负压作用下发生变化后的渗透系数比，已有工程经验表明，$k_1 = 3$。

不同贯入深度的数值计算结果如图 24 所示。

取靠近内筒壁，距土面 $0.005D$ 以上部位作为渗流出口段。假设破坏渗流梯度与该渗流出口段梯度相等，通过计算可以得到不同贯入深度下的破坏渗径长度 l 与贯入筒裙长度 h 的比值变化规律，将其与式（10）、（11）的计算结果同绘于图 25 中。

由图 25 可知，Abaqus 数值计算结果与 Senders 推荐的经验公式计算结果较为相符，渗径长度会随着贯入深度逐渐减小，由 Houlsby[7]根据筒内外土体渗透性变化得到的结果表明，筒内外渗透性差距越大，相同贯入深度下渗径长度越长。

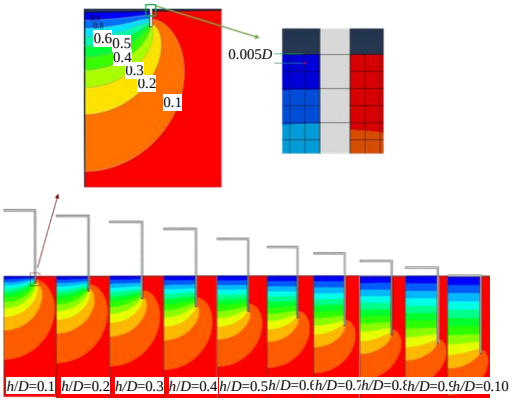


图 24 ABAQUS 数值计算结果

Fig.24 Numerical results of ABAQUS

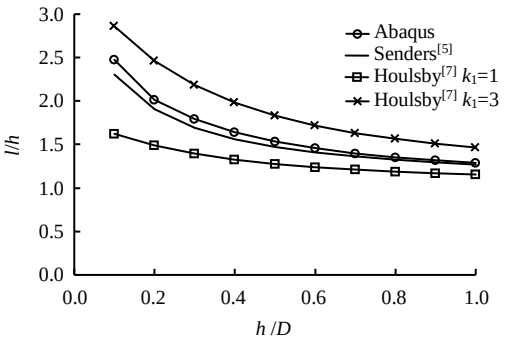


图 25 渗径长度变化规律

Fig.25 Variations of seepage path length

根据以上渗径长度变化规律计算 3 个模型在实际贯入中的临界负压，并与实测值进行对比如图 26 所示。

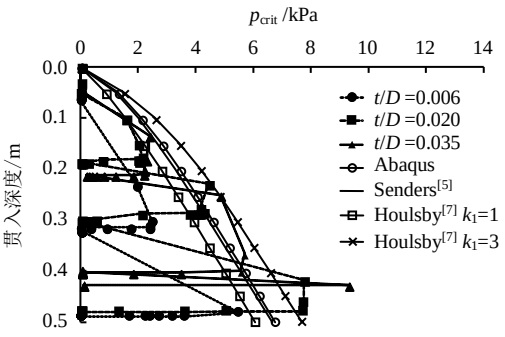


图 26 临界负压曲线

Fig.26 Curves of critical suction pressure

由图 26 可知，在不考虑筒内外渗透性变化的计算结果中，模型试验实测负压均超过了现有计算方法得到临界负压，根据筒内外土体渗透性变化差距

（Houlsby，k=3）计算得出的临界负压更大，但模型试验的实测值在贯入后期仍有超出其结果的趋势。因此，现有计算方法中对临界负压是比较保守的。

4.3.2 考虑渗透性变化的临界负压

由试验数据与模型试验的对比分析（表 4）可知，筒内土体的渗透性在渗流作用下会发生变化，因此在数值计算中将筒内土体按照由上到下分成 4 个部分，调整每部分的渗透系数，将计算结果与试验结果进行对比。通过反分析可得到筒内土体的渗透性规律，如图 27 所示。

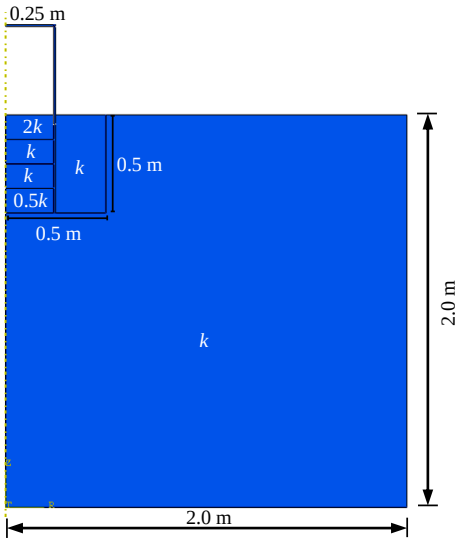


图 27　土体渗透性变化

Fig.27　Variation of soil permeability

改变土体渗透性后的数值模拟与试验结果对比如表 5 所示。

表 5　改变渗透系数的孔压变化

Table 5　Variations of pore pressure with permeability coefficient change

h/D	孔压计	孔压/kPa		相对误差
		实测结果	数值模拟	/%
0.37	IP−1	0.74	0.72	−2.7
	IP−2	0.44	0.4	−9.1
	IP−3	0.23	0.26	13.0
0.64	IP−1	0.89	0.85	−4.5
	IP−2	0.53	0.57	7.5
	IP−3	0.37	0.37	0.0
0.98	IP−1	0.98	0.91	−7.1
	IP−2	0.64	0.7	9.3
	IP−3	0.53	0.54	1.9

由表 5 可知，筒内土体渗透性改变后的数值模拟结果与实测结果更为接近。说明靠近表面的土体会因渗流而变得疏松，与之相反筒内底部土体由于上部荷载以及筒壁挤土作用而变得密实，因此负压作用更容易引起上部孔压的变化。

对改变渗透性后的土体模型进行渗径长度 l 的分析并得到新的计算结果，如图 28 所示。

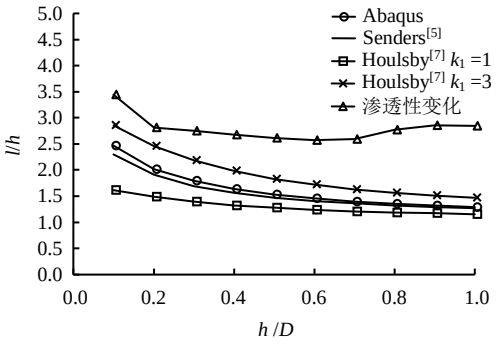


图 28　渗径长度

Fig.28　Seepage path lengths

由图 28 可知，相同贯入深度下渗透性变化后的破坏渗径变长，在原有孔压差的基础上渗流梯度会下降，说明土体自身渗透性的改变对渗透破坏有反作用。这就解释了之前许多工程均超过临界负压但并没有发生渗透破坏的原因[9]。

根据渗透性变化后渗径长度计算结果，得到了新的渗径长度拟合公式：

$$\frac{l}{h}=2.7\left(\frac{h}{D}\right)^{-0.06} \tag{12}$$

由式（12）得出的临界负压计算公式：

$$p_{\mathrm{crit}}=2.7\gamma'\cdot D^{0.06}\cdot h^{0.94} \tag{13}$$

将式（13）的计算得到临界负压与 3 组模型筒实测负压绘于图 29 中。

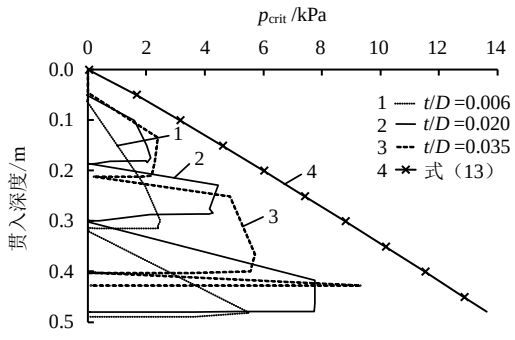


图 29　修正的临界负压

Fig.29　Modified critical suction pressure

由图 29 可知，模型试验实测负压均在式（13）计算得到的临界负压以内，说明考虑土体渗透性变化的临界负压分析方法是可行的。

5 结 论

通过模型试验研究了无黏性土中筒型基础负压下沉阻力及孔压变化规律，对现有计算方法中参数的取值提出了建议，基于数值模拟建立临界负压的计算方法，得到以下结论：

（1）在无黏性土中，随负压的施加筒内壁土压力下降，外壁土压力增加，说明负压作用对筒内外土体应力影响显著；筒端部土压力在自重下沉阶段迅速上升至稳定，随每次施加负压先升高再回落。

（2）密实砂土中筒型基础的负压下沉试验揭示，下沉过程中筒土间摩擦系数约为 0.2。CPT-Based 方法中的外侧摩阻力系数 k_f 介于 0.002 6～0.007 0，内侧摩阻力系数 k_f =0.001，端阻力系数 k_p =0.2～0.6，贯入越深越接近参考范围的下限值；解析法中侧向土压力系数 K 应介于静止土压力系数与被动土压力系数之间，筒内 K_i 受筒壁厚度影响较小，筒外 K_o 与筒壁厚度正相关，推荐端阻力承载力系数 N_q=40，在计算时可根据筒端尺寸考虑适当调整承载力系数。

（3）通过数值模拟结果与筒内实测孔压变化的对比分析，证明了在筒型基础负压下沉过程中，土体自身渗透性的改变对渗透破坏有抵抗作用，建立了考虑渗透性改变的临界负压计算公式，使得模型试验中的实测负压均在计算的临界负压范围内。

参 考 文 献

[1] ZHANG S, ZHENG Q, LIU X. Finite element analysis of suction penetration seepage field of bucket foundation platform with application to offshore oilfield development[J]. **Ocean Engineering**, 2004, 31(11): 1591－1599.

[2] LEBLANC C, AHLE K, NIELSEN S A, et al. The Monopod bucket foundation—recent experiences and challenges ahead[C]//European Offshore Wind Conference & Exhibition. Hamburg: [s. n.], 2009.

[3] 袁中立, 徐日庆, 唐海燕. 浅海桶形基础平台[M]. 北京: 石油工业出版, 2010.
YUAN Zhong-li, XU Ri-qing, TANG Hai-yan. Offshore bucket foundation platform[M]. Beijing: Petroleum Industry Press, 2010.

[4] Det Norske Veritas. Classification notes No. 30.4 Foundations[S]. [S. l.]: Det Norske Veritas, 1992.

[5] SENDERS M, RANDOLPH M F. CPT-based method for the installation of suction caissons in sand[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2009, 135(1): 14－25.

[6] VILLALOBOS F A. Discussion of ‘CPT-based method for the installation of suction caissons in sand’ by Marc Senders and Mark F. Randolph[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2010, 136(12): 1732－1734.

[7] HOULSBY G T, BYRNE B W. Design procedures for installation of suction caissons in sand[J]. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering**, 2005, 158(3): 135－144.

[8] FELD T. Suction buckets, a new innovative foundation concept, applied to offshore wind turbines[D]. Aalborg: Aalborg University, 2001.

[9] ERBRICH C T, TJELTA T I. Installation of bucket foundations and suction caissons in sand-geotechnical performance[C]//Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference. Texas: [s. n.], 1999.

[10] 杨少丽, Lars Grande, 齐剑峰, 等. 桶基负压沉贯下粉土中水力梯度的变化过程[J]. 岩土工程学报, 2003, 24(6): 662－665.
YANG Shao-li, LARS Grande, QI Jian-feng, et al. Process of hydraulic gradient in silt during penetration of bucket by suction[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2003, 24(6): 662－665.

[11] 吴梦喜, 赵京, 时忠民. 砂土地基中吸力式沉箱的极限沉贯深度分析[J]. 岩土力学, 2007, 28(9): 1779－1783.
WU Meng-xi, ZHAO Jing, SHI Zhong-ming. Analysis of ultimate penetration depth of suction caissons in sand[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2007, 28(9): 1779－1783.

[12] 丁红岩, 张超. 筒型基础负压下沉流固耦合渗流分析模型[J]. 岩土力学, 2006, 27(9): 1495－1500.
DING Hong-yan, ZHANG Chao. Fluid-solid coupling flow analytical model of bucket foundation suction penetration[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(9): 1495－1500.

[13] ZHANG P, DING H, LE C. Model tests on tilt adjustment techniques for a mooring dolphin platform with three suction caisson foundations in clay[J]. **Ocean Engineering**, 2013, 73(6): 96－105.

[14] LIAN Ji-jian, CHEN Fei, WANG Hai-jun. Laboratory tests on soil–skirt interaction and penetration resistance of suction caissons during installation in sand[J]. **Ocean Engineering**, 2014, 84(3): 1－13.

[15] 周龙, 刘润, 郭绍曾, 等. 桩靴连续贯入过程的动态模拟方法研究[J]. 地震工程学报, 2015, 37(2): 460－466.
ZHOU Long, LIU Run, GUO Shao-zeng, et al. A dynamic simulation method for continuous spudcan penetration[J]. **China Earthquake Engineering Journal**, 2015, 37(2): 460－466.

[16] Det Norske Veritas. DNV-OS-J101 Design of offshore wind turbine structures[S]. [S. l.]: Det Norske Veritas, 2010.