文章编号：1000-4750(2010)07-0131-11

粉土地层中桶形基础水平动载响应的离心机实验研究

矫滨田[2]，时忠民[2]，*鲁晓兵[1]，张建红[3]

(1. 中国科学院力学研究所，北京 100080；2. 中海石油研究中心，北京 100027；3. 清华大学水利系，北京 100084)

摘　要：对动载作用下分层土中单桶基础动承载特性、四桶基础动承载特性进行了离心机实验模拟，并对动载后桶基静承载力进行了模拟。结果表明：桶顶与粘土面相同时，有上覆粘土层条件下的桶基动力响应较无上覆粘土层条件下的孔压增长小，但沉陷大；桶顶与粘土层下的砂土面相同时比与粘土面相同时的响应大。桶基在动载后的静承载力得到提高。由于液化区的滤波和对动载的衰减作用，发生沉降的范围有限，离桶壁约一倍桶高距离。超孔隙水压从桶基边沿水平向逐渐衰减，从土面开始往下逐渐衰减到零。桶基周围砂土完全液化的厚度随载荷幅值的增加而增加，最大值约为桶高的 40%。

关键词：分层土；离心机实验；多桶基础；动承载特性；粉土地层

中图分类号：TU435　　**文献标识码：**A

STUDY ON THE RESPONSES OF SUCTION BUCKET IN FINE SAND DEPOSIT UNDER HORIZONTAL DYNAMIC LOADING

JIAO Bin-tian[2], SHI Zhong-min[2], *LU Xiao-bing[1], ZHANG Jian-hong[3]

(1. Institute of mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100080, China; 2. Research Centre, China Ocean Oil Co., Beijing 100027, China;

3. Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: The centrifugal experiments are carried out to study the dynamic responses of suction buckets in fine silty sand under horizontal loading. The static bearing capacity after dynamic loading is investigated too. If there is a clay over-layer whose surface is at the same level with the bucket's top, the settlements of bucket and sand layer are bigger than that without an over-layer, but the increment of pore pressure is on the contrary. The static bearing capacity of the bucket increases after dynamic loading. With the increase of loading amplitude, the settlement of sand layer increases, but the affected zone with obvious deformation is limited (about one times the bucket's height)because of the filtering and decaying effects of the liquefaction zone on the vibration. The excess pore pressure decreases from the bucket's edge to the inside and from the surface of sand layer to the bottom. The complete liquefaction thickness of the sand layer increases with the increase of load amplitude whose maximum is about 40% of the bucket's height.

Key words: saturated sand; centrifugal experiment; settlement; dynamic load; fine sand layer

---

收稿日期：2009-02-18；修改日期：2009-04-26

基金项目：中国科学院重大项目(KZCX2-YW-302)；国家自然科学基金项目(10772182)

作者简介：矫滨田(1981－)，男，山东人，工程师，硕士，从事海洋工程研究和设计(E-mail: jiaobintian123@163.com)；
时忠民(1960－)，男，辽宁人，高工，博士，从事海洋工程结构研究(E-mail: shzm@cnooc.com.cn)；
*鲁晓兵(1968－)，男，湖北人，副研究员，博士，从事岩土力学研究(E-mail: xblu@imech.ac.cn)；
张建红(1967－)，女，河南人，副教授，博士，从事岩土力学研究(E-mail: zhangjh@tsinghua.edu.cn).

吸力式桶形基础是一种顶部封口的钢制圆管。一部分在自重作用下贯入海床中，其余部分是由桶中的水抽出后产生的吸力完全贯入海床中。近几年，吸力式桶形基础被越来越广泛地应用于重力式平台、自升式平台等[1−3]，而且具有应用于其他几种目的的潜力：如海上发电用的风车基础，海底系统和海床上的保护装置的基础[4−7]。吸力式桶形基础的优越性首先表现在安装方便和可重复使用。例如，一个尺寸为直径 9m，高 10m 的吸力式桶形基础仅用一个泵就可在 1h－3h 内沉贯到位；第二个优越性表现在一定条件下受到拉拔载荷时激发出明显的被动吸力[8]。尽管人们对桶形基础的安装和极限承载力进行了研究，但是关于桶形基础动载下的响应还存在许多未知[9−11]。当吸力式桶形基础作为海洋结构物基础时，风载荷、波浪载荷和冰载荷可对桶形基础产生显著的动载荷[12−13]。由于缺乏桶形基础在这些动载荷下响应的经验，我们计划进行实验研究以获得对这方面更深入的理解。原型实验所需要的巨大时间和经费花费意味着采用全尺度实验研究桶形基础承载力在实践上是非常受限制的；而小尺度实验中桶形基础的尺度和其他过程参数可以方便地改变。但是，在小尺度模型实验中，将产生与土体应力依赖有关的问题，即：1) 测量的载荷太小，使得测量的载荷不能准确地在实际设计中加以区分和应用；2) 由于土体行为是应力依赖的，因此小模型实验和原型实验不能承受同样的应力水平，也就不能显示同样的响应特征。如果在离心机中进行实验，这些限制就可以克服，因为在离心机实验中在一个相似深度的土体应力与原型条件下是相同的。离心机实验是“模型”实验，即实验结果可以被比例放大到原型尺度的桶形基础情况。或者说，离心机可以提供高的压力梯度，可以正确地模拟体积力，这个因素在原型尺度的土工问题中非常重要；同时离心机实验可以模拟不排水和部分排水的情况。

现有文献中只有少量关于吸力式桶形基础的现场实验报道[14]，大量的是关于小尺度的模型实验和离心机实验[15−18]。早期的这方面的实验多数用较刚性的土，在桶顶中心施加压载荷。Fuglsang 等人[19]进行过吸力式桩的离心机实验。Jones 等[20]和 Steensen-Bach[21]进行过 1g 条件下的粘土中的率相关的载荷实验。后来在深水浮式结构物设计中，由于涉及桶形基础受到系于其上的水平或倾斜的锚链线作用而导致对桶基侧向承载力研究需求的增加。

动态载荷经由平台传到土体，引起土体强度和模量的衰化，结果桶形基础的极限承载力降低。因此，为了能提供实际的设计方法和参数，对桶形基础在动载下的响应进行研究是非常重要的[22−23]。在文献[17]中介绍了单层土中单桶基础在动载下的承载力响应，本文中主要介绍多层土中单桶和单层土中多桶基础在动载下的响应结果。

1 模型律

与其他模型实验一样，模型律在离心机实验中也很重要，尤其是涉及到固结和动载时间比尺间冲突的情况下。

固结与孔压的消散有关，故是一个扩散过程。固结速度由时间因子 T_v 来描述，即 $T_v=\dfrac{c_v t}{H^2}$，其中 c_v 是固结系数，t 是时间，H 是与排水路径有关的长度。很容易得到固结的时间比尺因子为 $t_m=\dfrac{1}{N^2}\dfrac{c_{vp}}{c_{vm}}t_p$。因此，如果在模型和原型实验中采用同样材料，时间比尺因子就为：$1/N^2$。如果由于某些原因使得原型和模型实验材料的渗透系数不同，则固结的时间尺度因子变为：$t_m=\dfrac{1}{N^2}\dfrac{k_p}{k_m}t_p$，其中 k_p、k_m 分别是原型和模型中的渗透系数[24]。

在需要考虑动载的问题中，很容易得到两个线性尺度的比尺关系，即加速度和频率的分别为：$1/N$ 和 $1/N^{-1}$。这样就出现了动态问题的时间比尺 $1/N$ 和渗流固结的时间比尺 $1/N^2$ 之间的矛盾[24]。

这种时间比尺间的冲突在动态效应和渗流效应需要同时考虑的情况下应特别考虑。解决这个冲突的方法通常是降低固相材料的有效渗透率，即改变固相材料的颗粒级配或增加孔隙流体的粘性。本文实验采用添加少量粘土，使渗透系数降低的办法。本文实验中需要考虑的主要的尺度因子见表 1。

表 1 主要的尺度因子

Table 1 Main scale factors

参数	模型对原型的比
长度	$1/N$
应力	1
应变	1
力	$1/N^2$
加速度	N
频率	N
时间(动态)	$1/N$
时间(渗流)	$1/N^2$

2　实验准备

实验是在清华大学 50g-ton 的离心机上进行的。该离心机的最大离心加速度为 200g，离心加速度为 200g 时的配重为 250kg。本文中的实验均在 80g 下进行，离心机从 0g 加速到 80g 的时间为 601s。

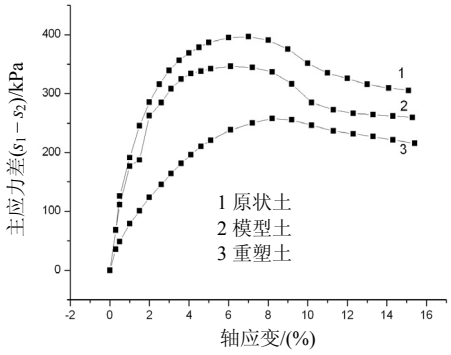
实验中使用的模型箱的内尺寸为长×宽×高=60cm×35cm×35cm。实验材料为粉细砂，比重 2.69，平均颗粒直径(D50)为 0.014cm。为了模拟渗流，在粉细砂中加入了 3.2%的粘粒而不改变孔隙水成份，使渗透系数降低了 40 倍，为1×10^{-4} cm/s 。由于没有降低 80 倍(那样做加入的粘粒会明显改变土体其他力学性质)，动载下孔压上升较实际慢。

为了使模型箱中的土样密度均匀，按照孔压计的位置土样分 5 层－6 层制备(动载实验制样时每层厚度根据孔压计位置确定)，总厚度为 21cm，制样时控制干密度为 1.52g/cm^3。制样过程中将模型桶埋入土中。桶顶与土层表面齐平。桶壁距离模型箱壁两侧的距离分别为 28cm 和 14.5cm，不会存在明显的边壁效应。当干土样制备好，桶埋入土体后，将水通过模型箱底部的阀门送入土体使其饱和。在模型箱底部预置 2cm 厚的粗砂层并上覆土工布，使水能均匀向上渗透以防止管涌。当水面超过土面 1cm 时，停止送水并用真空泵抽气 38h 以提高土体饱和度。经用孔压测量方法，得到实验中土体的饱和度在 98%以上。

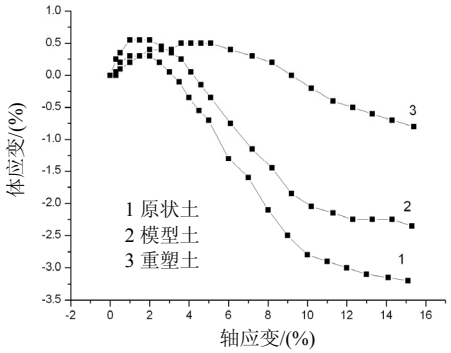
固结后的土体浮密度为γ'=9.71kN/m^3，密度是在 1g 条件下测量的。模型在 80g 条件下进行固结和加载实验，固结过程中土体发生了 1cm 的沉降。大部分固结发生在离心机加速度从起始到 80g 的过程中，当离心加速度达到 80g 后，沉降量已很小。实验中当土体密度达到 1600kg/m^3 的固结时间约需要 40 个月(原型时间)。当固结结束后，停止离心机以检查传感器的状态并连接激振头和桶基，然后开始进行静载或动载实验。

为了比较原型砂(从现场原位取得的非扰动样品)和模型砂在力学性质方面的区别，进行了三轴实验。同时作为比较，对原型砂的重塑砂的力学性质也进行了实验。实验得到的应力-应变曲线和体变曲线见图 1。结果表明，模型砂与原型砂的力学性质是接近的，甚至较重塑砂更接近。

在本文中，首先进行了垂向静载荷实验以获得桶基的垂向静极限承载力，同时该值可以作为动载荷幅值的参考；然后进行垂向动载荷实验以获得桶基的动态响应规律。



(a) 轴向应变和主应力差($\sigma_1-\sigma_2$)



(b) 轴向应变和体变

图 1　模型砂、原型砂和重塑砂的应力-应变特征比较

Fig.1　Comparison of the characteristics of stress-strain among model sand, prototype sand and remoulded sand

3　静载实验

桶基可受到动载荷作用，也可受到静载荷作用。为了研究桶基的静载响应特性，同时为施加的动载荷幅值提供参考，我们进行了水平静载荷实验。

土样抽气饱和后，安装静加载设备和测量仪器。钢制模型桶的内直径为 6cm，高 7.2cm，壁厚和顶盖厚均为 2cm。内直径 0.8cm，高 10cm 的圆管焊接在桶顶中央。静载模型实验布置见图 2。静载实验中模型桶的水平位移是由两个布置在桶顶细杆上相距 3.2m，沿加载力的方向布置的位移传感器测量的，离桶顶的距离分别为 10cm 和 6cm，加载位置离桶顶 8cm。在位移计的测量探头前端连接了一个端部呈月牙形的有机玻璃制的接头与桶杆接触，保证在加载过程中位移计与桶杆不会脱开。

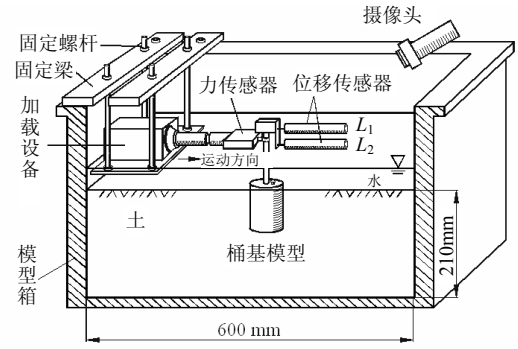


图 2 静承载力实验布置

Fig.2 Layout for static bearing capacity experiment

水平载荷按照分级加载的方式进行施加，每级载荷增量为 10N，当每一级载荷下水平位移变化趋于稳定时施加下一级载荷。实验结束的条件为：某一级载荷下，位移很大且长时间不容易稳定；或者位移增加但是土体反力即力传感器测到的力下降。因为静载实验中发生的位移较动载时大得多，实验时应保证位移计有足够的量程。

图 3 给出了几次重复实验的结果。可以看出，实验的重复性较好。载荷位移曲线可近似分为两个阶段：弹性变形阶段或线性变形阶段，该阶段载荷位移曲线基本呈线性，桶顶变形不大，约 0.13cm 左右，本实验中的单桶弹性极限承载力约为 31N－47N(桶对应的转角为 2°)；塑性变形阶段或非线性变形阶段，该阶段载荷位移曲线呈现非线性特征，对应每级载荷增量，位移增量明显增加，塑性极限承载力约为 94N－109N(桶对应的转角为 11°)，对应的位移约 2.0cm。

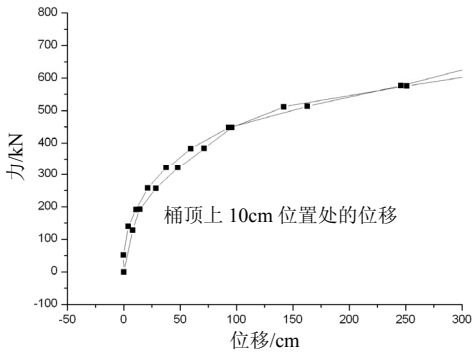


图 3 静载荷位移曲线

Fig.3 Static loading displacement curves

4 动载实验

动载实验中采用的模型桶基尺寸与前面进行的静载实验的桶基尺寸相同。实验中采用英国 Druck 公司生产的 PDCR82 型孔压传感器(PPT)非固定地放置于砂土中桶基周围。这样的放置方式使得孔压计在动载下会发生位置变化(表 2)。模型 1 和模型 2 中孔压计的布置见图 4(a)，模型 3 中的孔压计布置见图 4(b)，模型 4 中的孔压计布置见图 4(c)。两个位移计 LVDTs 放置于细管顶部测量水平和垂直位移，另两个 LVDTs 放置于砂土表面测量土体

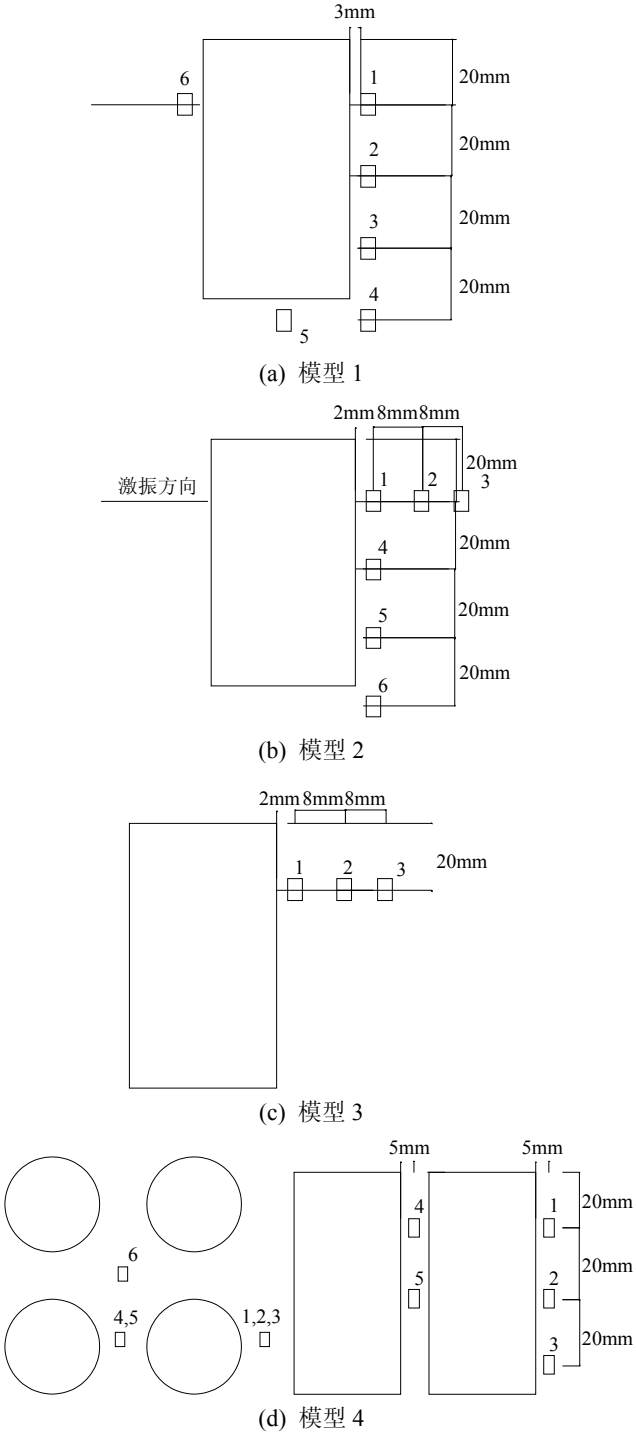


图 4 PPT 布置示意图

Fig.4 Layout of PPT

不同位置处的沉降。实验中采用英国 Druck 公司生产的 PDCR82 型孔压传感器(PPT)非固定地放置于砂土中桶基周围。桶顶加有一个 98g 重的砝码模拟结构重。

为考察试验的可靠性，在本次试验中进行了重复试验，结果表明重复性较好。图 5 给出了其中一种工况下 4 次重复试验中离桶壁 40cm(原型尺寸)处孔隙水压力沿深度变化的结果对比，对应的具体工况为：施加作用时间为 24h 的水平动荷载，载荷幅值为 60N，载荷频率为 0.8Hz。可以看到，试验的重复性较好，最大孔隙水压力比较一致。

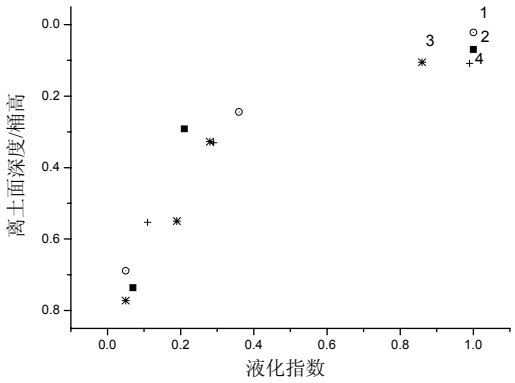


图 5　重复试验的液化指数对比

Fig.5　Comparison of liquefaction index for repeated experiments

4.1　实验工况

本文进行了如下 4 种情况下的实验，实验中频率均为 64Hz，只改变地基类型和加载方式。

1) 模型 1：使用的模型桶为 6cm×7.2cm，相当于原型 4.8m×5.76m。砂层厚 20cm，上覆 1cm 厚的粘土层，施加的动载荷单峰幅值为 60N。试验中一共使用了 6 个孔压传感器，布置如图 4(a)。桶的位置见图 6(a)。

2) 模型 2：桶顶与粘土层下的砂土表面平齐，加载点离桶顶仍为 8cm，其他与模型 1 相同，孔压传感器布置见图 4(b)。桶的位置见图 6(b)。

3) 模型 3：进行桶基先承受水平动载后承受静载的实验。使用的模型桶尺寸为 6cm×7.2cm，相当于原型尺寸 4.8m×5.76m。砂层厚 21cm，无上覆粘土层。先施加单峰幅值为 55N 的动载荷 20min，然后停止动载施加和离心机运行，持续时间约半小时，在这期间安装大量程位移传感器，然后施加静载。考察基础在激振后的静极限承载力。因担心静载变形大而破坏 PPT，试验中只使用了 3 个孔压传感器，布置如图 4(c)。模型桶的水平位移是由两个沿载荷方向水平布置位移传感器量测的，其距桶顶面的竖直高度分别为 11.5cm 和 7.5cm，激振头位于两者中间。水平静载分级施加，每级约为 150kN。

4) 模型 4：采用的基础为将 4 个尺寸为 6cm×7.2cm 的桶通过钢管连在一起。土体布置同模型 3。首先施加单峰幅值为 60N、频率为 64Hz 的动载荷，15min 后荷载峰值增加到 110N。试验中一共使用了 6 个孔压传感器，布置如图 4(d)。

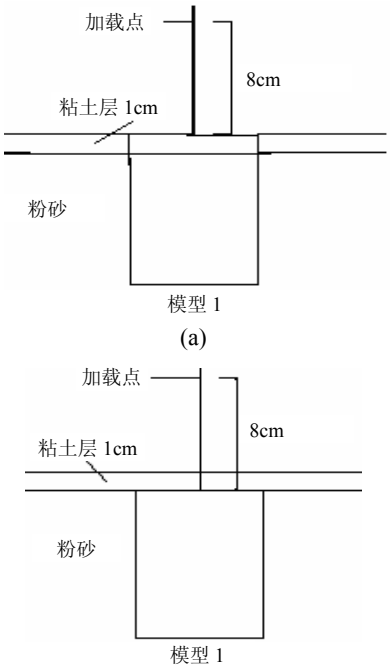
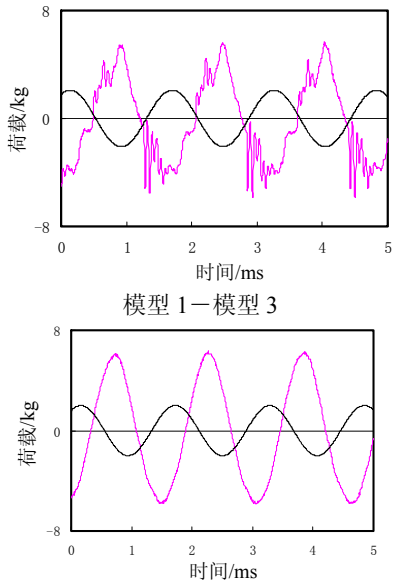


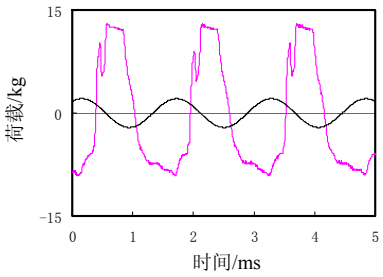
图 6　有粘土层时桶入土位置示意图

Fig.6　The position of bucket when there is a over clay layer

4.2　外载

实验中采用力加载控制方式，典型的加载波形如图 7。输入的是正弦波，实际反应则随载荷的增





模型 4(11kg)

图 7 加载波形图

Fig.7 Characteristics of load

加变得不规则。如模型 1 中出现小的锯齿，模型 4 中在 6kg 载荷幅值时为规则的谐波，在 11kg 幅值时上峰值处出现平台。总体来说，施加的是周期载荷。

由于与激振器连接的激振杆的高度是固定的，故在细钢管上固定一薄壁滑槽，激振杆与桶顶钢管相连的一端有一钢球，钢球可以在滑槽内上下移动，且可以绕水平轴在垂直面内转动，这样，当基础变形时，激振杆就不会被卡住。加载设备在文献[25]中有详细的介绍，这里略去。激振器加载位置距桶顶 6.5cm，这个相对位置会随桶的下沉而略有增加(表 2)。

表 2 孔压计在实验后的位置

Table 2 Positions of PPTs after experiments

模型 1						
PPT	1	2	3	4	5	6
深度/m	1.92	3.12	4.96	6.32	6.8	1.92
距桶壁/m	0.32	0.4	0.4	\	\	0.24
模型 2						
PPT	1	2	3	4	5	6
深度/m	2.4	2	2	4	5.6	7.2
距桶壁/m	0.48	2.4	3.6	0.48	0.48	\
模型 3						
PPT	1	2	3	4	5	6
深度/m	1.2	1.2	1.2	\	\	\
距桶壁/m	0.16	0.8	1.44	\	\	\
模型 4						
PPT	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
深度/m	1.68	3.52	5.12	1.68	3.28	1.76
距桶壁/m	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	桶中心

本文中实验的主要目的是模拟动冰载下桶形基础的响应。现场实测的已建平台在动冰载作用下的响应频率在 0.8Hz－1.2Hz 左右，故实验中取冰载引起的等效动冰载效应的频率为 0.8Hz。由于该研究的目的是为了得到动冰载下的桶基响应规律，并为理论和数值分析提供参考，而不是模拟实际某处的具体情况，故实验中施加的是正弦波载荷。

5 实验结果和分析

5.1 桶和地基沉降

图 8 给出了 4 个实验中桶基在动载作用下随时间的沉降曲线。可以看出，模型 1 中，桶顶在粘土面上，在桶高的深度内，地基承载力较模型 2 的小，且桶与粘土的缝隙有利于排水，因此沉降大；模型 2 中桶顶在砂面上，桶顶上的细杆对粘土层的作用力由于接触面小而有限，故主要外载由强度较粘土层大的砂土层承担，且上覆粘土层不利于排水，这样桶产生的沉降就小。模型 3 中的载荷幅值较模型 1 和模型 2 中的小，地基承载力与模型 2 中桶深范围的砂层承载力相同，但是由于没有上覆粘土层而可以直接排水，故沉降较模型 2 中的大；模型 3 中桶深范围地基承载力较模型 1 中的大，故沉降较模型 1 小。虽然模型 4 中每个桶受力约为模型 1 中的 2.1 倍，桶沉降量确只有模型 1 中的约 1/10，这是因为模型 4 中平均每个桶受力小于前 3 个实验中的情况，且相互间的作用增强了整体的承载能力，故沉降最小。桶顶最大沉降(模型 1 中)约为桶高的 10%。

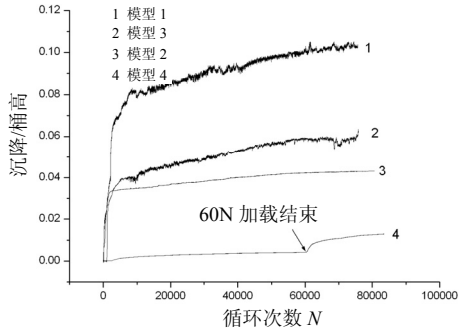


图 8 激振过程中桶基沉降曲线

Fig.8 Settlement of bucket during vibration

图 9 给出了模型 1、模型 2、模型 3 实验中沿模型箱长轴方向中心线上的泥面沉降情况。可以看出，模型 3 沉降量最大，模型 2 沉降最小。因为模

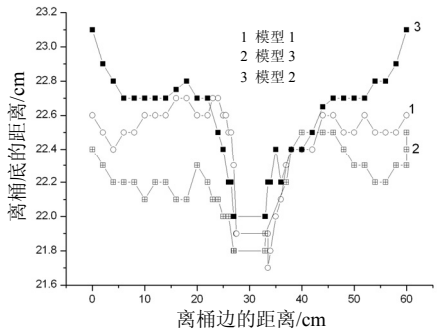
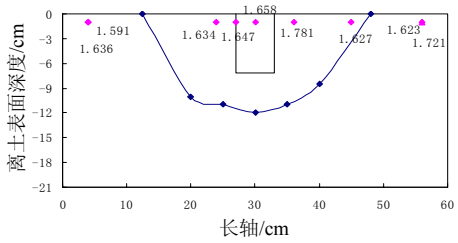


图 9 模型箱长轴上表面沉降

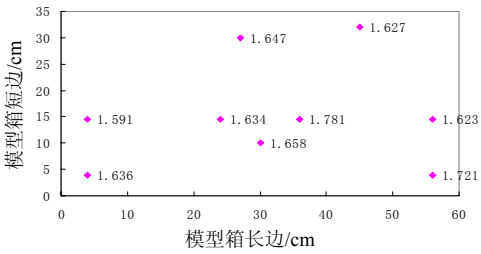
Fig.9 Settlement of sand layer in the direction of long axes

型 3 实验无上覆粘土层，孔隙水可容易排出，而且外载全部作用于砂层，故沉降大；模型 2 实验中，粘土层受到的扰动小，同时砂土中的孔隙水难以排出，而且下部砂层液化后可能有水层出现[26]，故总的沉降最小。模型 1 中桶基上部直接作用于强度低的粘土层，故沉降大。土体最大的沉降为桶高的 18%。

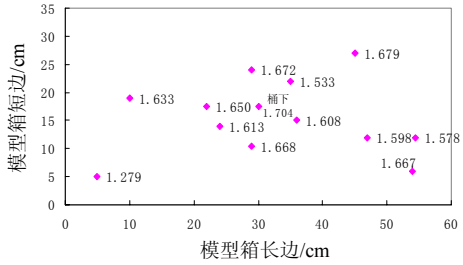
图 10 给出了实验后土层中的密度分布，可以看出，桶基周围一倍桶高范围内土体受影响最大，密度增加明显。图 10(a)中的圆弧线绘出了实验后经剖开土层后测出的土体明显变硬区域的边界。



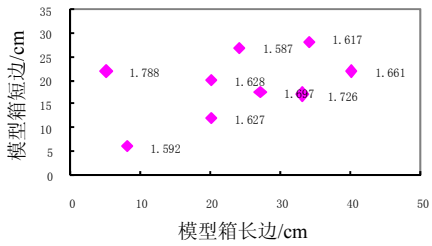
(a) 模型 1



(b) 模型 1



(c) 模型 3



(d) 模型 4

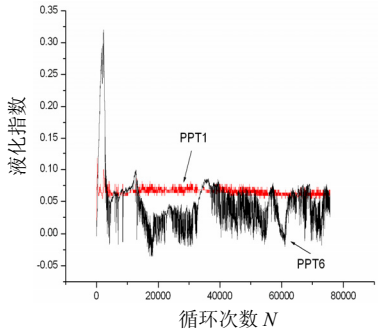
图 10　实验后土体密度分布

Fig.10　Distribution of density after experiment

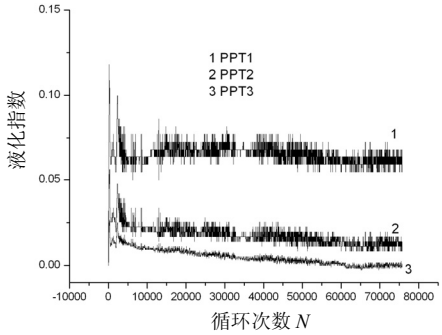
5.2　孔压发展

孔压传感器的记录结果如图 11—图 13 所示。总的来说，孔压上升速度很快，载荷作用约 100 周，孔压快速上升到最大值，然后下降到一个稳定值。

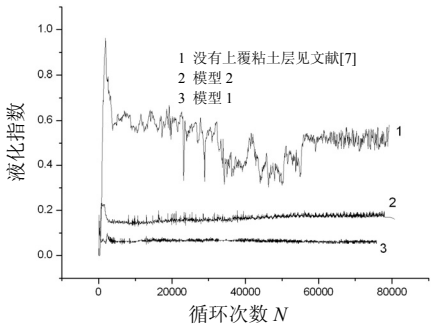
图 11(a)给出了模型 1 中孔压计 PPT1 和 PPT6 的记录结果。可以看出，虽然这两个孔压计是对称布置的，但是 PPT6 处的初始孔压上升高于 PPT1 处，最后的孔压值则相反。这是加载方法带来的。因为 PPT6 在激振头一侧(即与 PPT1 不对称)，激振



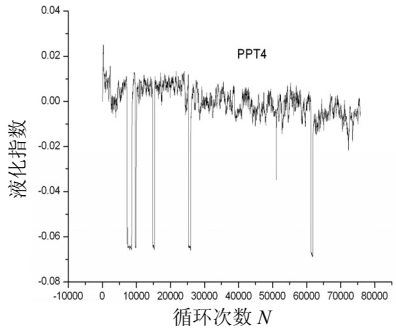
(a) PPT1 和 PPT6 记录的孔压



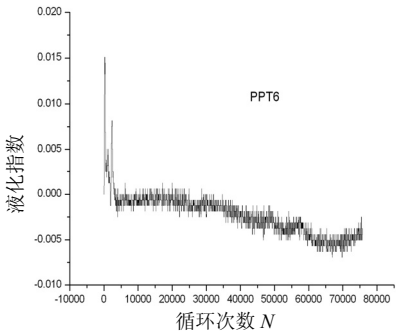
(b) 沿深度方向超孔压的



(c) 有无覆盖层时超孔压



(d) 桶内超孔压



(e) 桶底超孔压

图 11 模型 1 中超孔压的发展

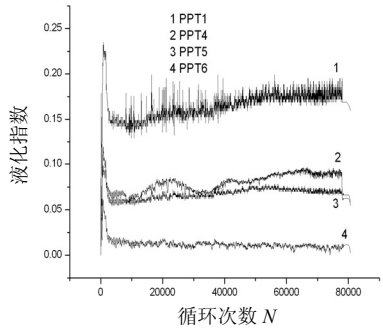
Fig.11 Development of pore pressure in Test 1

头的位置在加载过程中随桶的变形逐渐前移，使得 PPT1 处逐渐挤压加大，PPT6 处挤压减小甚至由于桶与该侧土体脱离接触，土体卸载，孔压出现负值。在初始时刻，PPT1 和 PPT6 处孔压增加大小取决于激振头初始运动方向，在本实验中，激振头首先向 PPT6 运动，该处受到挤压作用大而对侧土体卸载，对侧在受到随后的挤压时孔压上升就较小。

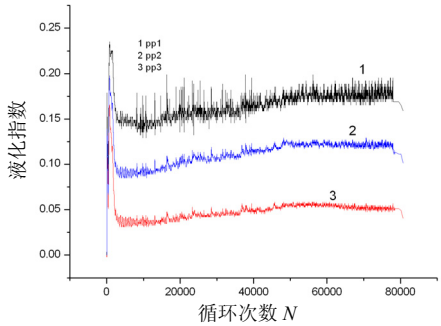
图 11(b)给出了模型 1 中桶基周围孔压沿深度的变化。可以看出，孔压均是首先很快上升，然后下降到一个稳定值或缓慢下降。孔压的响应随深度逐渐减小。图 11(c)给出了模型 1、模型 2 中孔压计 PPT21 与无覆盖层实验中同样位置处(见文献[17])的孔压历时对比。可以看出，无覆盖层情况下的超孔压较模型 2 的大，模型 2 中超孔压较模型 1 中的大。这是因为覆盖层吸收了部分外载作用，使砂层受到的作用力较无覆盖层时的小，同时覆盖层的压重使砂层强度增加。这样有覆盖层时砂层的动力响应就小一些。模型 2 中载荷作用点离砂面距离较模型 1 中的小，即砂层承受的作用力较模型 1 中的强。

图 11(d)、图 11(e)分别给出了模型 1 中 PPT4、PPT5 的孔压记录。可以看到，桶底位置处孔压开始略有上升，然后缓慢下降，甚至出现负压。原因是该处土体在外载作用下逐渐密实，在外载作用下出现剪胀，孔压出现负值。桶底孔压计记录扰动大，总的趋势是先增加，然后减小到一个近似的稳态。中间夹杂的大扰动可能与桶壁干扰有关。

图 12(a)给出了模型 2 中桶基周围超孔压沿深度的变化。可以看到，超孔压均在 20s 内达到最大值，然后在 20s 内很快下降。超孔压沿深度逐渐减小。图 12(b)给出了模型 2 中桶基周围超孔压随离桶壁水平距离的变化。可以看到，超孔压最大值和后期平衡值均随离桶基距离增加而减小。



(a) 沿深度



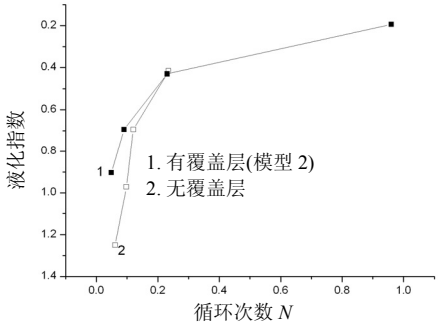
(b) 沿侧向

图 12 上覆粘土，桶顶与砂面平情况的孔压

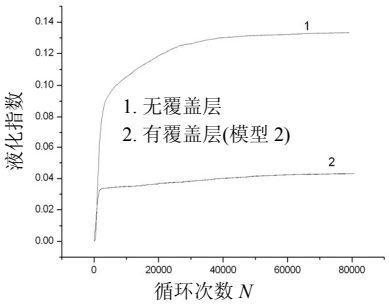
Fig.12 Development of excess pore pressure in Test2

图 13 给出了有上覆粘土(模型 2)与无覆盖层时的超孔压和沉降对比。可以看出，无覆盖层时超孔压大于有覆盖层情况，沉降则相反。这是因为有覆盖层时，排水受到限制，孔压上升就大一些，沉降就小一些。

图 14 给出了模型 4 中超孔压的发展。可以看到在第一阶段 60N 条件下，超孔压增长很小甚至降低，在第二阶段 110N 情况下增长明显，但是最后没有任何位置的土体发展到液化状态。在第一加载阶段，超孔压出现明显的幅值，说明在小载荷下，土体出现剪胀，引起孔压降低，PPT3 处于桶基下端，受到的载荷小，故超孔压一直是负值。



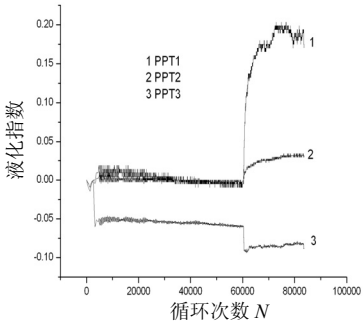
(a) 超孔压最大值沿深度分布



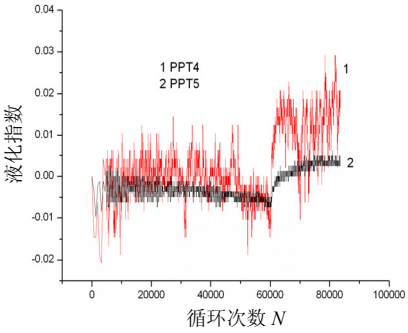
(b) 沉降

图 13　有无覆盖层超孔压和沉降对比

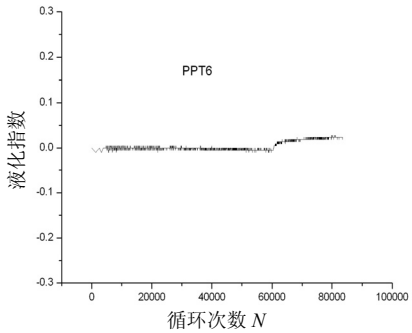
Fig.13　Comparison of excess pore pressure and settlement whether there is or not a over layer



(a) PPTs1, 2, 3 超孔压



(b) PPTs4, 5 超孔压

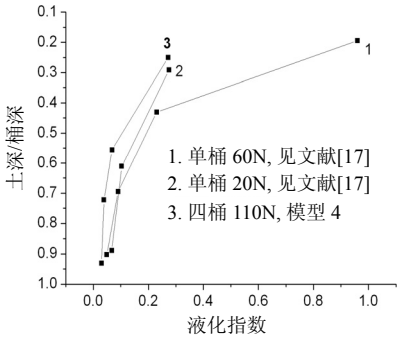


(c) PPT6 超孔压

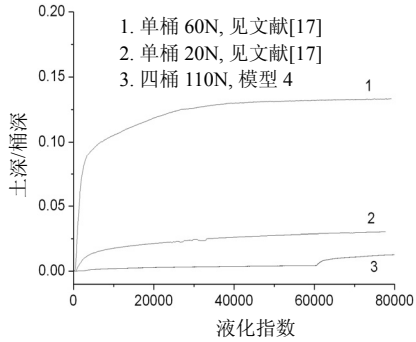
图 14　四桶基础实验超孔压随时间变化

Fig.14　Development of excess pore pressure of Test4

图 15 给出了单桶和四桶情况下超孔压和沉降的对比结果。可以看到，在单桶受到载荷 60N 情况下，超孔压与沉降均大于受到 20N 和四桶(受到总力 110N，平均每桶受到 27.5N)情况。虽然四桶每个桶受到的载荷比单桶受到 20N 时载荷略大，但是超孔压和变形略小，这是由于桩间的相互作用增强了承载力。



(a) 超孔压

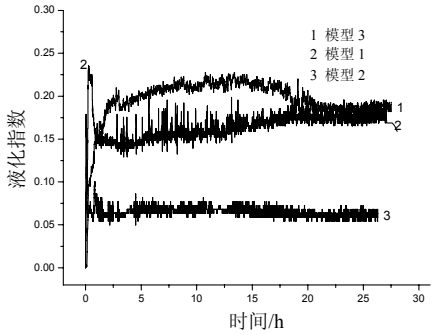


(b) 沉降

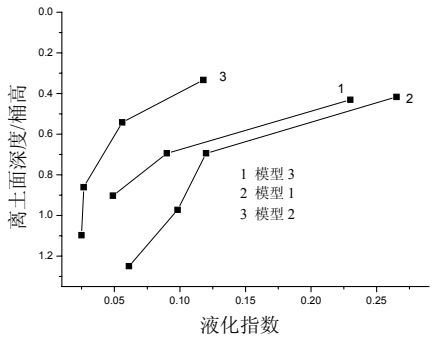
图 15　给出了单桶和四桶情况下超孔压和沉降的对比

Fig.15　Comparison of excess pore pressure between single and four buckets

为了考察粘土层对桶基和土体动力响应的影响，图 16 给出了模型 1、模型 2、模型 3 超静孔隙水压力的比较结果。



(a) 同一位置的液化指数随时间的变化



(b) 沿深度方向液化指数变化

图 16 有粘土和无粘土液化指数比较

Fig.16 Comparison of liquefaction index with and without clay layer

图 16(a)为土体中同一位置处的液化指数随时间的变化，可以看出，在同一位置处，桶与砂土层平齐时(模型 2)的超静孔隙水压力要比表面无粘土层(模型 3)的要大，且沿着深度方向，同一位置处模型 1 的超静孔隙水压力都要比模型 3 的情况要大一些(图16(b))。可见表面有粘土层时产生液化的可能性要大，桶形基础稳定性要差。这是因为在动载作用下，土体受到扰动，孔隙水要排出，而表面粘土层的渗透性要差，此时累积的超静孔隙水压力增大，液化指数增大，液化的可能性增大；当表面粘土层无法排出孔隙水时，深层的孔隙水就无法往浅层的砂土层渗透或者渗透很少，沿深度方向的超静孔隙水压力累积值增大，动载影响的深度增大。桶与粘土层平齐时(模型 1)，同一位置产生的超静孔隙水压力要比桶与砂土层平齐时(模型 2)小一些，且沿着深度方向，同一位置处的超静孔隙水压力都要小一些。这是因为桶与粘土层平齐时，加载点与砂土层的距离增大，从模型 2 中的 6.4m 增加到模型 1 中的 7.2m，且砂土层距离桶顶 0.8m，在相同的载荷幅值和频率下，桶形基础对砂土层的扰动减小，从而产生的超静孔隙水压力减小，虽然表面是粘土层，排水条件差，但是由于桶形基础振动过程中，桶壁会与周围土体产生一定的缝隙，孔隙水会沿着缝隙渗透到表面。

5.3 受动载后基础静承载力

图 17 为桶顶位移-荷载曲线。由图 17 可知，桶基静承载力在动载结束后有了很大提高，本次实验中提高了约 80%。这是由于激振后桶基附近土体液化，渗透性增加，然后重新固结，并且是在动载下动力固结，使得桶基周围土体较重力固结密实，从而使承载力有较大提高。

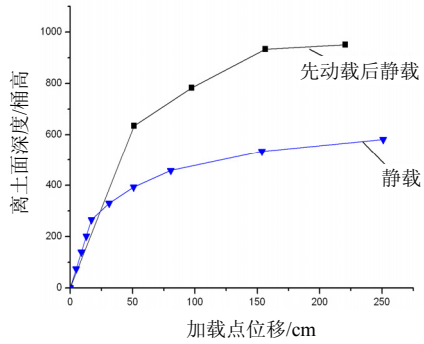


图 17 动载前后静载位移曲线

Fig.17 Static load-displacement curves before and after vibration

6 结论

对分层土中单桶基础和单层土中四桶基础进行了离心机实验。四桶基础较单桶基础的抗外载荷能力明显增强，且呈非线性关系。在同样载荷和地基条件下，四桶基础的孔压发展及沉降显著减小。当砂层上方覆盖有粘土层，其他条件相同时，砂层内的孔压发展减弱，沉降增加，最大沉降约为桶高的 18%。动载后基础附近出现一个明显的土体被振密的区域，该区域的半径约为桶高的一倍；静承载力有了很大提高，本文实验条件下，桶基承载力增加约 80%。桶基周围砂土完全液化的厚度随载荷幅值的增加而增加，最大值约为桶高的 40%。在单桶条件下，桶基周围土体中超静孔压上升快速，上部在约 100 周时达到液化状态，然后快速降低到一个稳定的值。

根据本文的实验结果，在桶形基础工程设计中考虑动载影响时，对桶基周围水平距离约一倍桶高、深度方向约 40%桶高范围内的土体应提高其抗液化的强度；在正常运行前，可适当施加动载荷，使桶基周围土体强度得到提高；如上覆粘土层，应尽可能增加盖层的排水能力，减轻下覆砂层的液化可能性；对于多桶基础，可选择合适的桶间距，使桶间作用增强以提高其整体承载力能力。

参考文献：

[1] Clukey E C, Morrison M J, Garnier J. The response of suction caissons in normally consolidated clays to cyclic TLP loading conditions [C]. Proceedings of Offshore Technology Conference, Houston, OTC 7796, 1995: 909－918.

[2] Allersma H G B, Plenevaux F J A, Wintgens J F P C M E. Simulation of suction pile installation in sand in a

geocentrifuge [C]. Proceedings of Offshore Technology Conference, Houston, 1997, 1: 761－765.

[3] Allersma H G B, Kierstein A A, Maes D. Centrifuge modeling on suction piles under cyclic and long term vertical loading [C]. Proc. Offshore and Polar Engrg. Conf., Seattle, USA, 2000: 334－341.

[4] Housby G T, Byrne B W. Suction caisson foundations for offshore wind turbines and anemometer masts [J]. Wind Engineering, 2000, 24(4): 249－255.

[5] Byrne B W, Housby G T, Martin C M, Fish P M. Suction caisson foundations for offshore wind turbines [J]. Wind Engineering, 2002, 26(3): 145－155.

[6] Byrne B W, Houlsby G T. Experimental investigations of the responses of suction caissons to transient combined loading [J]. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, 130(3): 240－253.

[7] Andersen K H, Jostad H P. Foundation design of skirted foundations and anchors in clay [C]. Proc. Offshore Tech. Conf., Houston, Texas, OTC 10824, 1999: 1－10.

[8] Housby G T, Puzrin A M. A thermomechanical frame-work for constitutive models for rate-independent dissipative materials [J]. Int. J. Plasticity, 2000, 16(9): 1017－1047.

[9] Senpere D, Auvergne G A. Suction anchor piles—A proven alternative to driving or drilling [C]. Proceedings of Offshore Technology Conference, Houston, OTC 4206, 1982: 483－493.

[10] Aas P M, Andersen K H. Skirted foundation for offshore structure [C]. 9th Offshore South East Asia Conf., Singapore, Singapore: World Trade Center Singapore, 1992: 1－7.

[11] Dyme W, Houlsby G T. Drained behavior of suction caisson on very dense sand [C]. Proceedings of Offshore Technology Conference. Houston, OTC10994, 1998: 765－782.

[12] Tjelta T L, Hermstad J, Andenaes E. The skirt piled gullfaks c platform installation [C]. Proceedings of Offshore Technology Conference. Houston, OTC 6473, 1990: 453－462.

[13] Bye A, Erbrich C, Earl K. Geotechnical design of bucket foundation [C]. Proceedings of Offshore Technology Conference. Houston, OTC7793, 1995: 869－883.

[14] Tjelta T I, Guttormsen T R, Hermstad J. Large-scale penetration test at a deepwater site [C]. Proceedings of Offshore Technology Conference. Houston, OTC 5103, 1986: 201－212.

[15] Clukey E C. Suction caisson design issues [C]. OTRC 2001, International Conference of Geotechnique, Geological and Geophysical Properties of Deepwater Sediments. Houston, 2001: 163－181.

[16] Cassidy M J, Byrne B W, Randolph M F. A comparison of the combined load behavior of spudcan and caisson foundations on soft normally consolidated clay [J]. Geotechnique, 2004, 54(2): 91－106.

[17] Lu Xiaobing, Wu Yongren, Jiao Bintian. Centrifugal experimental study of suction bucket foundations under dynamic loading [J]. Acta Mechanica Sinica, 2007, 23: 689－698.

[18] Wang Yihua, Lu Xiaobing. The responses of the bucket foundation under horizontal dynamic loading [J]. Ocean Engineering, 2006, 33: 964－973.

[19] Fuglsang L D, Steensen-Bach J O. Breakout resistance of suction piles in clay [C]// Ko H Y, Mclean F G. Proc. of the International Conf.: Centrifuge 91. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1991: 153－159.

[20] Jones W C, Iskander M G., Olson R E. Axial capacity of suction piles in sand [C]// Cambridge M A. Proc. 7th Int. Conf. on the Behavior of Offshore Strucutres, Pergamom, 1994: 63－75.

[21] Steensen-Bach J O. Recent model tests with suction piles in clay and in sand [C]. Proc. Offshore Technology Conference, Houston, OTC 6844, 1992: 323－330.

[22] Ding H Y, Qi L, Du X Z. Estimating soil liquefaction in ice-induced vibration of bucket foundation [J]. Journal of Cold and Regional Engineering, 2003, 17(2): 60－67.

[23] 鲁晓兵, 郑哲敏, 张金来. 桶形基础研究进展[J]. 力学进展, 2003, 33(1): 27－40.
Lu Xiaobing, Zheng Zhemin, Zhang Jinlai. Progress in the study on the bucket foundation of offshore platform [J]. Advances in Mechanics, 2003, 33(1): 27－40. (in Chinese)

[24] Taylor R N. Geotechnical centrifuge technology [M]. London: Blackie Academic & Professional, 1995.

[25] Wang Shuyun, Zhang Jianhong, Lu Xiaobing. A dynamic loading device for suction foundations in centrifuge modeling [J]. Journal of Experimental Mechanics, 2006, 21(4): 439－446.

[26] Lu Xiaobing, Zheng Zhemin. Formation of water film in saturated sand [J]. Acta Mechanica Sinica, 2006, 22: 377－383.