

DOI: 10.11779/CJGE202005003

# 筒型基础-砂土地基动力响应的离心振动台试验研究

刘润<sup>1</sup>, 李成凤<sup>1</sup>, 练继建<sup>1</sup>, 马鹏程<sup>2</sup>

(1. 水利工程仿真与安全国家重点实验室(天津大学), 天津 300072; 2. 长江勘测规划设计研究院, 湖北 武汉 430010)

**摘要:** 抗震规范要求对地震烈度大于Ⅷ度地区 15 m 以内的土层进行砂土液化判断。新型海上风电筒型基础入土深度较浅, 对地震作用下砂土地基的液化较为敏感。为研究砂土中新型筒型基础与地基的地震响应规律, 设计并开展了系列离心机振动台试验, 监测了砂土中新型筒型基础与地基在震中和震后的加速度变化和孔压响应, 分析了筒型基础影响砂土地基抗液化性能的规律性。结果表明: 地震荷载作用下, 砂土地基中筒型基础加速度响应系数大于 1.0, 且响应系数与基础重量呈正相关关系; 新型筒型基础因其直径通常大于 30 m, 质量大于 2000 t, 与上部荷载的联合作用显著增加了地基中的附加应力, 有利于提高砂土地基的抗液化能力; 基于超静孔压比建立了筒型基础影响区域地基抗液化性能的判别方法, 定量分析筒型基础提高砂土抗液化能力的程度。

**关键词:** 新型筒型基础; 离心振动台试验; 砂土地基; 加速度响应; 孔隙水压力

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)05-0817-10

**作者简介:** 刘润(1974—), 女, 教授, 博士, 主要从事海洋结构与地基耦合作用领域的教学和科研工作。E-mail: liurun@tju.edu.cn。

## Centrifugal shaking table tests on dynamic response of bucket foundation-sandy soil

LIU Run<sup>1</sup>, LI Cheng-feng<sup>1</sup>, LIAN Ji-jian<sup>1</sup>, MA Peng-cheng<sup>2</sup>

(1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Changjiang

Institute of Survey, Planning, Design and Research, Wuhan 430010, China)

**Abstract:** In the sites with seismic intensity greater than 7 degrees, liquefaction identification of sandy soil within 15 m is required by the relevant seismic codes. The shallow-buried bucket foundation, a new type of foundations for offshore wind turbines, is sensitive to the liquefaction of shallow sandy soil subjected to earthquake loads because of the shallow depth of its burial. To study the seismic response rules of shallow buried-bucket foundation-sandy soil, a series of centrifugal shaking table tests are designed and carried out. Acceleration changes of shallow-buried bucket foundation and sandy soil as well as the pore pressure responses of the sandy soil are monitored during and after earthquakes. Also, the influence rules of bucket foundation on the anti-liquefaction performance of sandy soil foundations are analyzed. The results show that the acceleration response factor of bucket foundation in sandy soil subjected to seismic loading is greater than 1.0, and the response coefficient is positively correlated with the bucket foundation weight. As the shallow-buried bucket foundations are usually larger than 30 m in diameter and 2000 t in weight, the combined effect with the upper loads significantly increases the additional stress in the sandy soil foundation, which is beneficial to improve the anti-liquefaction capability of sandy soil foundations. Based on the excess pore pressure ratio, the method for determining the anti-liquefaction performance of sandy soil affected by the bucket foundation is established. And the degree of improving the anti-liquefaction of sandy soil by the bucket foundation is quantitatively analyzed.

**Key words:** shallow-buried bucket foundation; centrifugal shaking table test; sandy soil foundation; acceleration response; pore water pressure

## 0 引言

中国近海海域风能资源丰富, 可开发量约 5 亿 kW, 开发潜力巨大。但海上风电的开发面临强台风、软地基、短施工窗口期的挑战, 如何保证软弱地基上

建设的大容量风机在巨大倾覆力矩作用下满足 5%倾

基金项目: 国家自然科学基金委杰出青年基金项目(51825904)

收稿日期: 2019-08-17

斜率的运行需求至关重要。为了解决这一技术难题,天津大学提出了新型筒型基础<sup>[1-3]</sup>,该基础长径比通常小于 0.4,基础直径可达 40 m,具有良好的软弱地基适用性和突出的抗倾覆力矩能力。但因其入土深度较浅,具有浅基础的承载特点,在有抗震设防需求的砂性土地基上使用时,其对砂土地基的抗液化能力提高程度备受关注。而目前关于新型筒型基础的研究多关注其极端荷载作用下的承载性能<sup>[4-6]</sup>,对地震作用下的筒土动力响应研究较少。

国内外学者对饱和砂土中桩-土-结构在地震作用下的动力响应开展了大量的研究工作<sup>[7-12]</sup>,而筒型基础的地震响应研究较少。2003 年,Yamazaki<sup>[13]</sup>开展了振动台试验,揭示了砂土中筒型基础的地震响应规律,提出了筒型基础在地震荷载作用下的拟静力设计方法。此后,Yu<sup>[14]</sup>对比了干砂和饱和砂中筒型基础的地震响应,发现地震作用下饱和砂中筒型基础的沉降明显大于干砂中的筒型基础。Wang<sup>[15]</sup>通过分析筒型基础的离心机振动台试验得到饱和砂中筒型基础下部土体的孔压累积程度略小于自由场地的结论。张浦阳<sup>[16]</sup>采用有限元法研究了筒型基础影响粉土地基地震液化的规律,提出筒型基础可以提高基础内部及下部粉土地基的抗液化能力。

上述分析表明,已有的关于筒型基础影响砂土液化程度的研究多是定性分析,缺乏对筒型基础影响区域地基抗液化性能进行定量判别的方法。针对该问题,本文开展了离心振动台模型试验,对地震作用下砂土地基和筒型基础的动力响应进行研究;并通过对比分析砂土中筒型基础影响区域地基和自由场地的孔压响应规律,提出筒型基础抗液化强度提升比的计算方法。

# 1 砂土离心机振动台试验

## 1.1 试验仪器

试验所涉及仪器主要包括 400 g·t 土工离心机、离心机振动台和不锈钢矩形层状剪切箱。离心机有效旋转半径为 4.5 m,吊篮有效容积为 1.5 m×1.5 m×1.2 m,离心机容量为 400 g·t,最大离心加速度为 150g。离心机振动台为伺服液压驱动,水平单向施振,最大振动加速度为 40g,有效频率为 10~200 Hz,最大负载 5 kN,最大振幅为±6 mm。不锈钢矩形层状剪切箱的结构如图 1 所示,其质量为 78 kg,内部尺寸为 600 mm×350 mm×450 mm(长×宽×高),剪切箱由 12 层矩形框堆叠而成,两层间有滑柱轴承,以减小运动时产生的摩擦力,剪切箱内铺设厚 2.5 mm 的橡皮膜,研究表明这种柔性边界可实现边壁消波作用<sup>[17-18]</sup>。

试验在有效离心加速度  $n$  为 50  $g$  的试验工况下进

行,为方便结果展示,以下除传感器布置图外,其他试验结果均以原型比尺给出,土工离心机试验相似比尺如表 1 所示。



图 1 不锈钢矩形层状剪切箱

Fig. 1 Rectangular stainless-steel laminar shear box

表 1 土工离心机振动台试验相似比尺

Table 1 Scaling laws of dynamic centrifuge tests

类别	物理量	量纲	相似比(模型/原型)
几何尺寸	长度	$L$	$1/n$
	位移	$L$	$1/n$
材料特性	密度	$ML^{-3}$	1
	黏聚力	$ML^{-1}T^{-2}$	1
动力特性	内摩擦角	1	1
	阻尼比	1	1
	应变	1	1
	应力	$ML^{-1}T^{-2}$	1
	重力加速度	$LT^{-2}$	$n$
	加速度	$LT^{-2}$	$n$
	速度	$LT^{-1}$	1
	时间(动力)	$T$	$1/n$
	频率	$T^{-1}$	$n$
	动力黏滞性	$ML^{-1}T^{-1}$	$n$
渗流特性 (水饱和)	渗透系数	$LT^{-1}$	1
	时间(渗透)	$T$	$1/n$

## 1.2 试验模型

试验用土选用福建标准砂,地基采用有效宽度 2 mm 的鸭嘴式出砂头参照砂雨法<sup>[19]</sup>制备,相对密实度为 50%,其物理力学性质如表 2 所示。模型饱和流体为无色透明的黏度为 50 cst、密度为 1.00 g/cm<sup>3</sup> 的特种硅油。考虑到土样饱和度对其液化响应影响显著,模型制备完成后采用压力与流速精密可调的土工离心模型试验真空饱和装置进行抽真空饱和。为获得高饱和度和砂土地基且避免饱和过程对砂土地基的扰动,饱和过程中控制真空水头稳定并保持低流速渗流,砂土模型饱和耗时约 50 h。饱和后,在模型表面 4 个不同位置处测量模型的高度,然后取均值获得模型饱和密度并计算得对应干密度,由此得砂土模型的相对密实度为 51.0%。

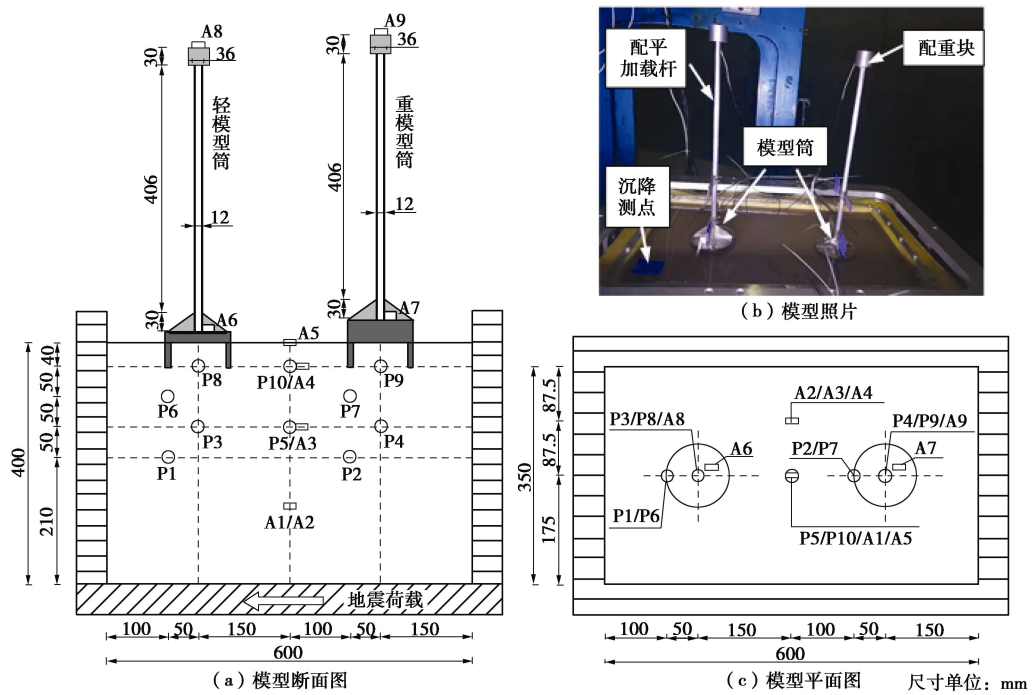


图 2 模型传感器布置

Fig. 2 Model configurations

表 2 福建标准砂参数

Table 2 Parameters of Fujian standard sand					
内摩擦角 /( $^{\circ}$ )	黏聚力 /kPa	相对密 实度/%	孔隙 比	干密度 /( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ )	饱和密度 /( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ )
30	0	51	0.780	1479	1920

为研究筒型基础安装后产生的附加应力对砂土抗液化能力的影响, 试验加工了两个重量不同的筒型基础模型。为等效原型筒的一阶自振频率, 模型筒上部设有配平加载杆和配重块, 如图 2 所示。模型筒采用 304 不锈钢加工而成, 加载杆和配重块采用 6061 铝合金加工而成。试验设定离心有效加速度为 50g, 模型筒和原型筒的参数如表 3 所示。

表 3 模型筒与原型筒参数

Table 3 Parameters of model bucket and prototype bucket							
类型	编号	筒径 /mm	裙高 /mm	壁厚 /mm	盖厚 /mm	一阶 自振 频率 /Hz	基底 附加 应力 /kPa
原型筒	—	5000	2000	50	—	0.335	100.0
轻模型筒	B1	100	40	1.0	15.0	16.75	71.3
重模型筒	B2	100	40	1.0	36.0	16.75	141.3

1.3 试验布置

试验中使用三轴加速度传感器 1 个(采用螺栓固定在振动台台面)、单轴加速度传感器 9 个(加速度计 A2 在试验中失效)、日本 TML KPE 型微型孔压计

10 个。试验中所用传感器及测试目的如表 4 所示, 模型内传感器布置方案如图 2 所示。

表 4 传感器汇总表

Table 4 Sensors for tests		
传感器类型	编号	测试目的
TML KPE 型 微型孔压计	P1, P3, P6, P8	监测轻模型筒周边土体的孔压响应
TML KPE 型 微型孔压计	P2, P4, P7, P9	监测重模型筒周边土体的孔压响应
TML KPE 型 微型孔压计	P5, P10	监测两模型筒间土体的孔压响应
三轴加速度传感器	TRI	监测台面加速度
单轴加速度传感器	A1-A5	监测模型土体内加速度响应
单轴加速度传感器	A6-A9	监测模型筒的加速度响应

1.4 试验方案

砂土地基中离心加速度沿竖向是变化的, 为减少离心加速度场分布不均带来的误差, 试验设定模型场地表面以下 1/3 土体厚度处离心加速度为 50g, 通过计算得台面离心加速度为 53g。为减少开机旋转对施振前模型场地的影响, 试验采用逐级加载方式。在离心加速度逐级加载至 53g 后, 稳定一段时间, 待孔隙水压力和沉降稳定后, 通过振动台控制系统向振动台发送水平振动激励信号。试验采用频率  $f=60\text{ Hz}$  的正

弦拍波及 EL centro 波<sup>[20-22]</sup>, 波形如图 3 所示。试验具体方案如表 5 所示, 地震波施加共计 7 个阶段, 每一阶段地震波的施加均待上一阶段所累积孔隙水压力完全消散后进行。

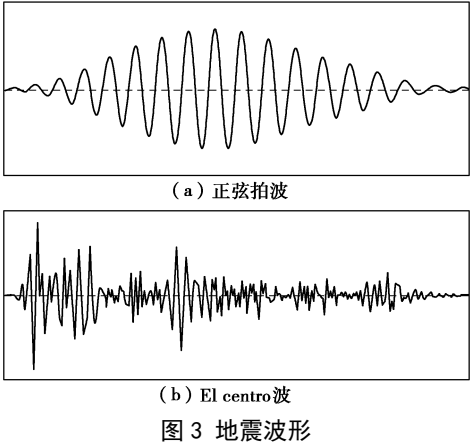


图 3 Seismic waveform

表 5 试验方案

Table 5 Test programs				
阶段	地震波波形	地震波峰值 /g	等效峰值 /g	烈度等级
1	正弦拍波	2.50	0.05	Ⅵ度
2	EL centro 波	2.50	0.05	Ⅵ度
3	正弦拍波	4.00	0.08	Ⅶ度弱
4	EL centro 波	4.00	0.08	Ⅶ度弱
5	正弦拍波	6.00	0.12	Ⅶ度强
6	EL centro 波	8.00	0.16	Ⅶ度强
7	EL centro 波	13.50	0.27	Ⅷ度

2 筒型基础 - 砂土地基加速度响应规律

振动台试验会受到随机噪声影响, 为消除该影响, 对所采集的数据进行带通滤波处理。鉴于 400 g·t 土工离心机振动台可靠施振频域为 10~200 Hz, 带通滤波起止频率取 10~200 Hz。

以阶段 1 和阶段 7 为例分析地基和筒型基础的加速度响应, 如图 4 所示。图中 TRI1 表示台面输入加速度, A1~A5 是地基中不同埋深处的加速度 (其中 A2 在试验中失效), A6 为轻筒筒身加速度, A7 为重筒筒身加速度, 详见图 2 所示的各加速度传感器安装位置。需要说明的是, 塔筒上的加速度传感器 A8, A9 所测得的加速度值过小, 即配重块处无明显加速度响应, 因此后续加速度响应分析中不考虑 A8, A9。

图 4 显示, 地基中各处的加速度传感器 (A1~A5) 与模型筒上的加速度传感器 (A6, A7) 所监测的加速时程曲线与台面输入加速度 TRI1 的形状相似, 说明地基和筒型基础均产生了加速度响应。

为分析地震作用下地基中不同埋深处的加速度响应规律, 提取各埋深处的加速度峰值, 如图 5 所示。

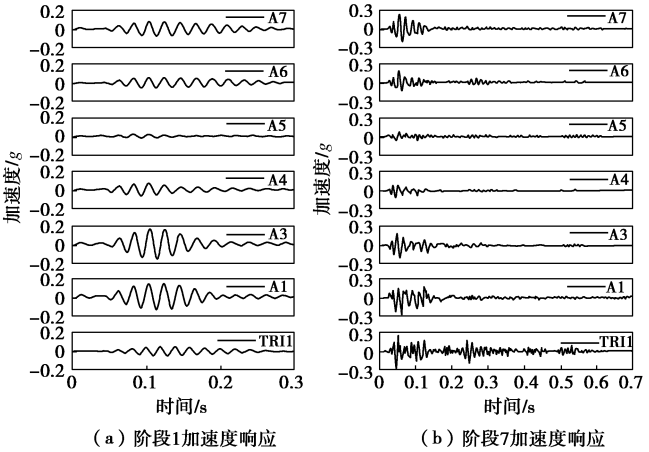


图 4 加速度响应图

Fig. 4 Acceleration response

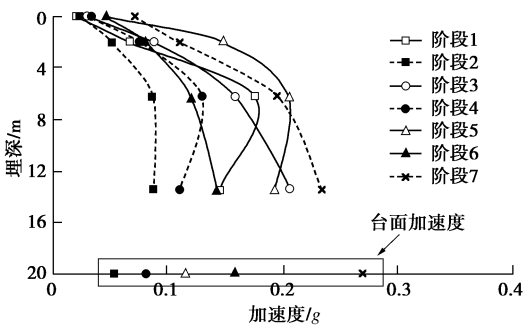


图 5 不同埋深处土体加速度峰值

Fig. 5 Maximum accelerations along depth

图 5 显示, 阶段 1—阶段 7 中 TRI1 所测台面加速度值与表 5 设计峰值一致, 说明了输入加速度值的可靠性。在阶段 1—阶段 5 的试验中, 靠近底部的土体 (A1 处) 加速度均大于台面加速度, 说明深层地基 (12~20 m) 对台面加速度具有放大效应。随着埋深的减小, 土体的峰值加速度逐渐减小, 在接近土体表面 (A5) 位置达到最小值, 这种现象的原因是地震波的作用下特定深度区域的砂土地基中产生超孔隙水压力超孔隙水压力可起到滤波和隔震的作用<sup>[23-25]</sup>。综上所述, 未液化土体对台面加速度有放大效应, 而砂土地基的液化会对地震波的传递产生衰减作用。

在阶段 6 和阶段 7 的试验中, 靠近底部的土体 (A1 处) 加速度小于台面加速度, 其原因在于自阶段 1 到阶段 7 的振动台试验过程中, 台面峰值加速度逐渐增大, 这使得砂土地基中的液化区域由表层扩展到深层,



至阶段 7 时, 砂土地基 12 m 深处土体已液化(阶段 7 中 12 m 深处土体的液化可由图 9 中 P1 所示的超孔隙比佐证), 从而对地震波的传递产生衰减作用, 且该衰减作用随着埋深的减小而增强。

为分析地震作用下筒型基础的动力响应, 通过下式计算模型筒加速度响应系数:

$$\lambda_1 = \frac{\alpha_{A6}}{\alpha_{A5}},$$

$$\lambda_2 = \frac{\alpha_{A7}}{\alpha_{A5}}$$

(1)

式中,  $\lambda_1$  是轻筒加速度响应系数,  $\lambda_2$  是重筒加速度响应系数,  $\alpha_{A5}$  是表层土体的峰值加速度,  $\alpha_{A6}$  是轻筒上的峰值加速度,  $\alpha_{A7}$  是重筒上的峰值加速度。

各试验阶段模型筒加速度响应系数如图 6 所示。

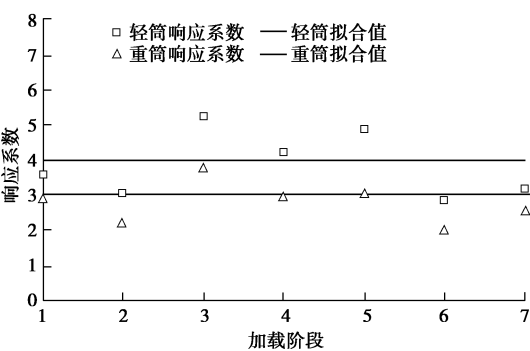


图 6 模型筒上加速度响应系数

Fig. 6 Acceleration response factors of model

由图 6 可知, 对于各加载阶段, 模型筒上的加速度响应系数均大于 1.0, 即模型筒加速度峰值大于浅层地基加速度峰值, 且同一试验阶段中, 重模型筒的加速度响应系数大于轻模型筒, 这说明筒型基础对地基表层加速度有放大效应, 且重筒的放大效应大于轻筒。

图 6 显示, 轻模型筒加速度响应系数可近似取值 3.0, 重模型筒加速度响应系数可近似取值 4.0。振动台试验中两模型筒基底附加应力分别为 71.4, 141.4 kPa, 而原型新型筒型基础的基底附加应力约为 100 kPa, 介于两模型筒之间。因此原型筒型基础相对于表层砂土的加速度响应系数在区间[3.0, 4.0]内。考虑到基础设计的安全性, 在校核新型筒型基础时, 可将基础上的加速度取为 4.0 倍浅层地基的加速度。

3 筒型基础附加应力对孔压的影响

3.1 孔隙水压力计位置校准

为校准离心加速度增大过程中各传感器的位置, 提取离心加速度增大过程中不同深度处的静止孔隙水压力值, 如图 7 所示。

图 7 显示, 同一层的孔压传感器数值相近, 说明试验传感器埋设较合理。根据图中所示的孔压实测值

和模型饱和后液面的高度 (0.034 m), 可得 P1~P10 孔压计的埋置深度, 如表 6 所示。

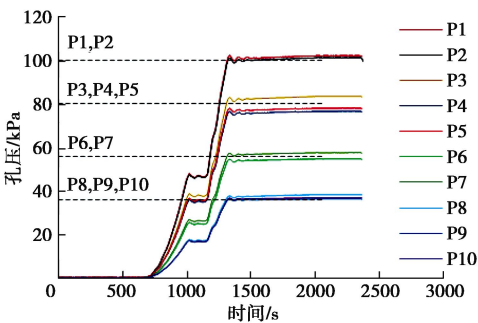


图 7 离心机加速旋转过程中孔隙水压力变化

Fig. 7 Pore water pressures of soil consolidation

表 6 孔压计埋深和距液面距离

Table 6 Buried depths of pore water pressure sensors

编号	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
距液面距离/m	0.200		0.160		0.110			0.074		
埋深/m	0.166		0.126		0.076			0.040		

对比分析发现, 表 6 所示各孔压传感器实测埋深与图 2 所示试验布置图中的孔压传感器预设埋深存在一定的差异, 其差值分别为 0.024, 0.014, 0.014, 0 m。该差异性产生的原因是安装误差, 各孔压计均在砂土逐层铺设过程中安装, 砂土的沉降和测量的误差都可能造成孔压计的安装误差。因此, 为了保证地震作用下孔压响应分析的准确性, 在后续分析中孔压计的埋深以表 6 所示实测数据为准。

3.2 震中孔压响应

由于各阶段孔压响应特点相近, 以阶段 1 为例分析正弦拍波作用下土体的孔压响应; 以阶段 7 为例分析 EL centro 地震波作用下土体的孔压响应。

为分析孔压的响应, 采用下式计算地震荷载作用下不同位置处的超静孔压比  $\eta$ :

$$\eta = \frac{\Delta P_w}{\sigma'_v}$$

(2)

式中,  $\Delta P_w$  为超孔压,  $\sigma'_v$  为地震作用前的上覆压力(自重应力+附加应力)。

阶段 1 土体加速度与超静孔压比的对应关系如图 8 所示, 图中孔压响应与加速度响应的同步性证明了孔压测试的合理性。需要说明的是, 埋深 0.166 m 处(对应原型 8.3 m 处)和 0.076 m 处(对应原型 3.8 m 处)的土体加速度是邻近埋深土体加速度的线性差值。

由图 8 (b), (d) 可知, 对于任意特定埋深的土层, 重模型筒下的土体超静孔压比<轻模型筒下的土体超静孔压比<两筒之间土体超静孔压比, 这说明模型筒所产生的附加应力增强了土体的抗液化能力。结合图 8 (a), (c) 发现, 重模型筒下的土体超静孔压

比始终小于轻模型筒,说明重模型筒下土体的抗液化能力较强。这是由于重模型筒所产生的附加应力较大,土体中的上覆压力较难完全转化为超孔压。

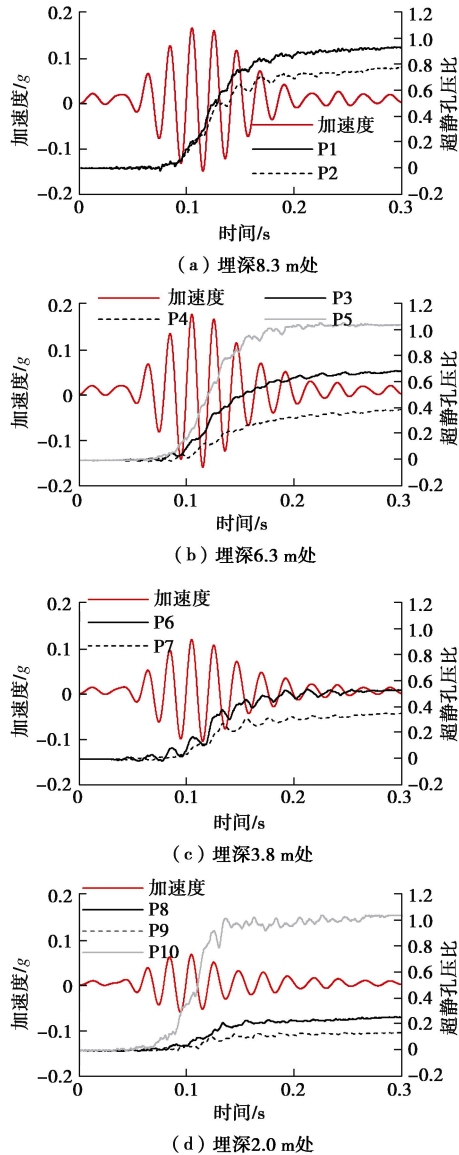


图8 阶段1超静孔压比响应

Fig. 8 Pore water pressure responses of period 1 during shaking

由图8中P1, P3, P6, P8的对比或P2, P4, P7, P9的对比可知,同一模型筒作用下的土体中的超静孔压比随埋深的增加而增加,埋深最深的P1, P2位置处土体已接近完全液化状态,这与地震作用下自由场地中超静孔压比随埋深的增加而减小的响应特点相反。筒型基础对其下土体的孔压累积可起到抑制作用,基础以下土体的超静孔压比约为自由场地处的20%~80%,这是由于基础产生的附加应力增加了土体中的上覆压力,越接近筒底位置处,附加应力越大,土体中的上覆压力越难完全转化为超孔压,从而造成筒底下土体的抗液化能力随着埋深的减小而增强。

由图8(b), (d)可知, P5, P10处土体的超静孔压比随地震波的施加逐渐增长为1.0,达到完全液化

状态,这是由于P5, P10处土体受基底附加应力的影响较小,其抗液化能力趋近于自由场地,在地震荷载作用下达到完全液化状态。

以阶段7为例,分析EL centro地震波作用下土体加速度与超静孔压比的对应关系,如图9所示。

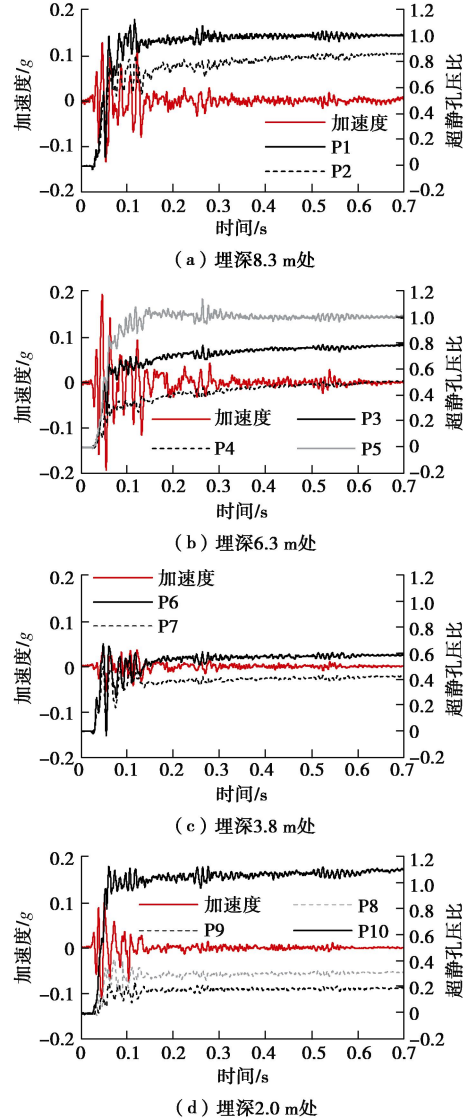


图9 阶段7超静孔压比响应

Fig. 9 Pore water pressure responses of period 7 during shaking

图9显示,在地震烈度相当于Ⅷ度的地震波作用下,两模型筒间土体中P5, P10位置处以及轻模型筒底P1位置处的超静孔压比均达到1.0,说明砂土地基中局部位置(P1, P5, P10位置)达到完全液化状态。而分别与P5, P10处于同一埋深的P3, P8位置处的液化程度较低,未达到完全液化状态,再次说明新型筒型基础的作用提高了土体的抗液化能力。

比较图8, 9可知, EL centro波作用下各处土体的液化规律相较于正弦拍波作用下的土体液化规律存在以下两点相同之处:对于任意特定埋深的土层,重模型筒下的土体的抗液化能力大于轻模型筒下土体;位于同一模型筒下的土体液化程度随埋深的增加而增

加。不同之处在于,EL centro 波作用下的砂土地基比正弦拍波作用下更快的达到液化极限,这是由于 EL centro 波的峰值加速度出现较快,在峰值加速度作用下砂土地基中孔压快速累积,更快达到液化极限。

### 3.3 震后孔压响应

以阶段 1 (正弦拍波)和阶段 7 (EL centro 波)为例分析震后孔压响应过程,阶段 1 和阶段 7 中土体的孔压消散过程分别如图 10 所示。

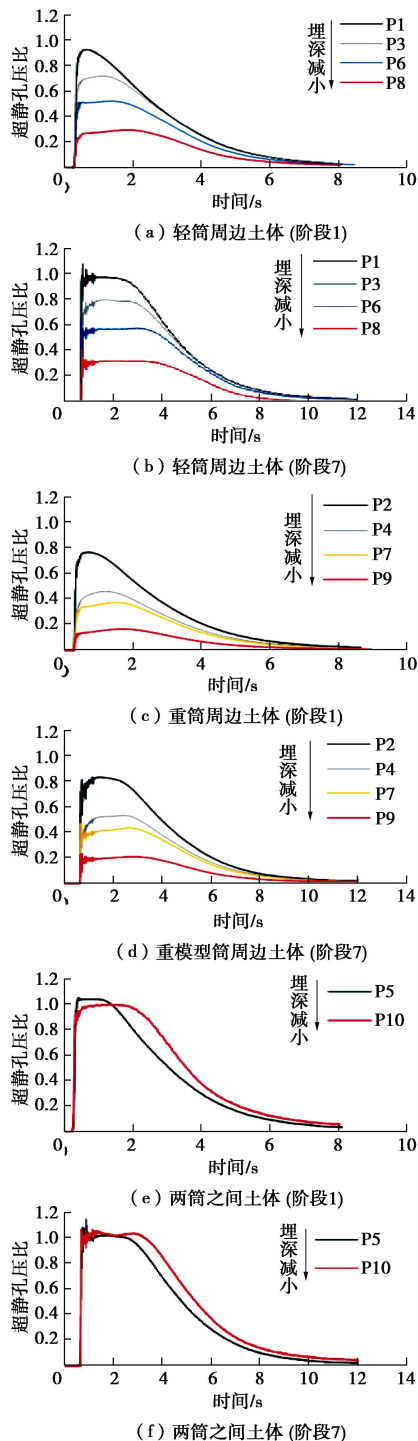


图 10 土体的超静孔压消散过程

Fig. 10 Dissipation of pore water pressure

由图 10 可知,同一竖直面内,浅层土体的超静孔

压的消散速度低于深层土体,出现上述现象的原因在于,砂土地基受到地震荷载时产生的超静孔压是由深层土层向上自由面消散,使得浅层土体原本应消散的超孔压被向上消散的深层孔压补充。对于阶段 1 (或阶段 7) 试验,位于同一土层的 P3, P4, P5 或者 P8, P9, P10 所在位置处土体的超静孔压的对比显示,两筒之间土体超静孔压比>轻筒周边土体超静孔压比>重筒周边土体超静孔压比,说明附加应力的增大使土体的超静孔压比减小,提高了基础影响区土体的抗液化能力;随着时间的增长,同一土层的孔压计 (P3, P4, P5 或者 P8, P9, P10) 所在位置处土体的超静孔压消散所耗时长相近,说明附加应力的对土体的超静孔压消散速度影响较小。综上所述,附加应力虽然会提高筒型基础影响区土体的抗液化能力,但对土体的渗透系数影响较小,对超静孔压的消散速度影响较小,因此轻、重模型筒周边超静孔压的消散均呈现出与自由场地相近的超静孔压消散规律。

## 4 筒型基础影响区域地基抗液化性能的评估

### 4.1 筒型基础抗液化特性提升比

图 8, 9 均表明新型筒型基础的作用提高了土体的抗液化能力,为了定量分析筒型基础对砂土地基抗液化能力提高的程度,基于可以定量反映土体液化程度的超静孔压比,定义筒型基础抗液化特性提升比为  $\delta$ :

$$\delta = \frac{\eta_f - \eta_l}{\eta_f}, \quad (3)$$

式中,  $\eta_f$  为两筒之间自由场地某埋深处的超静孔隙比,  $\eta_l$  为与自由场地位于同一埋深的筒型基础影响区域地基的超静孔隙比。

由图 2 所示模型传感器布置方案可知,孔压传感器 P3, P4, P5 位于同一埋置深度 (由表 6 可知其埋深为 6.3 m)。将阶段 1 中 P3, P4, P5 的超孔压  $\Delta p_w$  和上覆压力  $\sigma'_v$  分别代入式 (2), (3), 可分别得到 6.3 m 埋深的重模型筒 (P4) 相对于两筒之间自由场地 (P5) 的抗液化特性提升比  $\delta_{p4}$ , 以及轻模型筒 (P3) 相对于两筒之间自由场地 (P5) 的抗液化特性提升比  $\delta_{p3}$ , 绘制于图 11 中。同理可以得到处于同一埋深的 P8, P9 处 (2.0 m) 土体相对于 P10 处 (2.0 m) 土体的抗液化特性提升比。绘制阶段 1—阶段 7 中 P3, P4, P8, P9 处土体的抗液化特性提升比, 如图 11 所示。

图 11 显示,对于基底附加应力为 71.3 kPa 的轻筒基础,其抗液化提升比在埋深 6.3 m 处约为 21.3%~32.7%;在埋深 2 m 处约为 72.2%~76.6%。对于基底附加应力为 141.3 kPa 的重筒基础,其抗液化提升比

在埋深 6.3 m 处约为 47.6%~56.9%; 在埋深 2 m 处约为 83.3%~86.7%。对于任意阶段,  $\delta_{P4} > \delta_{P3}$ ,  $\delta_{P8} > \delta_{P9}$ , 说明对于同一埋深土层, 重模型筒的抗液化特性提升比始终大于轻模型筒;  $\delta_{P9} > \delta_{P4}$ ,  $\delta_{P8} > \delta_{P3}$ , 说明在同一筒型基础下, 其抗液化特性提升比随土层埋深减小而增大。即筒型基础的抗液化特性提升率受筒型基础自身附加应力大小和地基埋深影响。

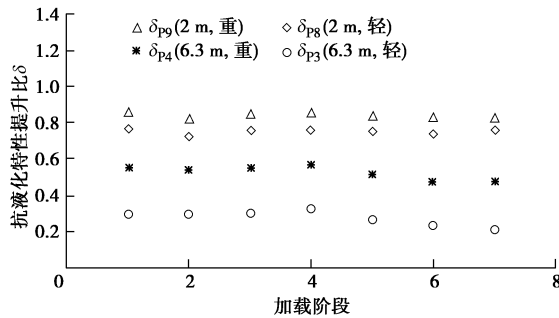


图 11 抗液化特性提升比

Fig. 11 Anti-liquefaction performance of sandy soil

#### 4.2 附加应力对抗液化特性提升比的影响规律

根据砂土液化机理, 砂土的液化性能受土体自身性质 (土的相对密实度、黏粒含量、颗粒级配、土体渗透性等)、初始限制压力、动荷载条件及边界条件等因素影响。在该试验的同一地震波加载阶段, 对于同一埋深的土体, 筒型基础影响区域与两筒间自由场地的主要区别是初始上覆压力大小和振动荷载施加过程中相对密实度的差异。首先分析筒型基础附加应力对砂土地基抗液化能力的影响规律, 定义筒型基础对砂土地基附加应力的提升比为  $\beta$ :

$$\beta = \frac{\sigma'_{vl} - \sigma'_{vf}}{\sigma'_{vl}}, \quad (4)$$

式中,  $\sigma'_{vf}$  为自由场地某埋深处的上覆压力,  $\sigma'_{vl}$  为与自由场地位于同一埋深的筒型基础影响区域地基的上覆压力。

将孔压传感器 P3, P4, P5 处的上覆压力  $\sigma'_v$  代入式 (4), 可分别得到 6.3 m 土层中重模型筒 (P4) 相对两筒之间自由场地 (P5) 的附加应力提升比  $\beta_{P4}$ , 以及轻模型筒 (P3) 相对两筒之间自由场地 (P5) 的附加应力提升比  $\beta_{P3}$ 。同理可以得到处于同一埋深的 P8 和 P9 处 (2.0 m) 土体相对于 P10 处 (2.0 m) 土体的附加应力提升比。将基于式 (4) 所得的 P3, P4, P8, P9 处土体的附加应力提升比绘制于图 11 中, 其结果如图 12 所示。

图 12 显示, 筒型基础对砂土地基某一点的抗液化特性提升比与其在该点的附加应力提升比在数值上较接近。尤其在浅层土体区域 (2 m), 重筒 (P9) 和轻筒 (P8) 的附加应力提升比  $\beta_{P9}$ ,  $\beta_{P8}$  与对应的抗液

化特性提升比  $\delta_{P9}$ ,  $\delta_{P8}$  的平均差值分别为 5.3%, 3.6%。对于埋深 6.3 m 处, 轻模型筒 (P3) 及重模型筒 (P4) 的附加应力提升比  $\beta_{P3}$ ,  $\beta_{P4}$  与对应抗液化特性提升比  $\delta_{P3}$ ,  $\delta_{P4}$  的差异稍大, 平均差值分别为 11.8%, 20.8%。

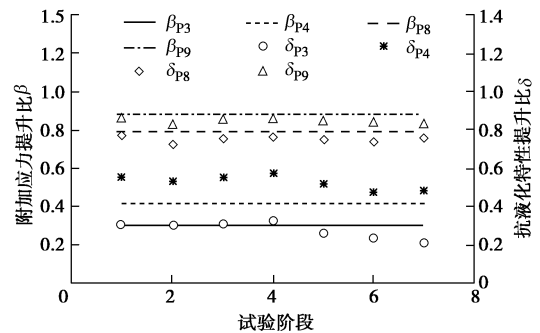


图 12 抗液化特性提升比与附加应力提升比的对比

Fig. 12 Comparison between anti-liquefaction performance of sandy soil and overburden pressure

由 12 可得 P3, P4, P8, P9 处土体的附加应力提升比与抗液化性能提升比的关系, 如图 13 所示。

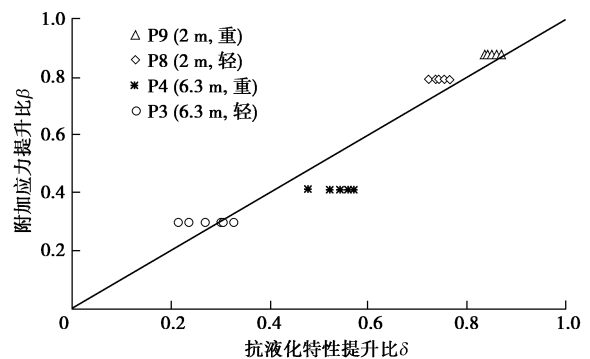


图 13 抗液化特性提升比与附加应力提升比的关系

Fig. 13 Relationship between anti-liquefaction performance and overburden pressure

图 13 显示,  $\beta$  与  $\delta$  对应关系散落分布于等值线周边, 说明筒型基础对砂土地基某一点的抗液化特性提升比与其在该点的附加应力提升比在数值上较接近, 表明附加应力是影响筒型基础提高地基抗液化能力的关键因素; 但是图 13 中  $\beta$  与  $\delta$  并不是严格地分布在等值线上, 说明附加应力之外的另一影响因素相对密实度也对筒型基础的抗液化特性比产生了一定的影响。

根据砂土振动液化机理, 基于超静孔压比能准确地对筒型基础影响区域地基抗液化性能进行评估, 但在实际工程中, 准确获取不同工况下土体中超静孔压的难度远大于求取其上覆压力的难度, 这使得基于超静孔压比对筒型基础影响区域地基抗液化性能进行评估的难度较大。根据图 13 可知, 筒型基础在某一点的抗液化特性提升比与其附加应力提升比的对应关系沿等值线散落分布, 上覆压力差异是同向基础影响地基



抗液化特性的主导因素。综上两点,采用筒型基础对砂土地基附加应力的提升比 $\beta$ 对筒型基础影响区域地基抗液化性能进行初步预估是一个可供选择的思路。

## 5 结 论

本文开展了砂土地基中筒型基础的离心机振动台试验研究,分析了筒型基础与砂土地基的动力响应规律,揭示了筒型基础对砂土的加速度、超静孔压和抗液化能力的影响规律。

(1)未液化的土体对地震加速度有放大效应,而砂土地基的液化对地震波的传递有衰减作用。地震作用下,砂土地基中筒型基础加速度响应系数大于1.0,且响应系数与基础重量呈正相关关系。模型筒的加速度响应系数介于[3.0, 4.0]。

(2)筒型基础对其下土体的孔压累积存在抑制作用,对于任意特定埋深的土层,重模型筒下的土体超静孔压比<轻模型筒下的土体超静孔压比<两筒之间土体超静孔压比,说明筒型基础的大面积附加荷载作用可以提高砂土的抗液化能力,且基础自重越大其影响区地基抗液化能力越强。

(3)基于超静孔压比建立了筒型基础影响区域地基抗液化性能的判别方法。发现同一埋深土层中重筒的抗液化特性提升比大于轻筒;同一筒型基础下其抗液化特性提升比随土层埋深的减小而增大。对于基底附加应力为71.3 kPa的轻筒,其抗液化提升比在埋深6.3 m处约为21.3%~32.7%;在埋深2 m处约为72.2%~76.6%。对于基底附加应力为141.3 kPa的重筒,其抗液化提升比在埋深6.3 m处约为47.6%~56.9%;在埋深2 m处约为83.3%~86.7%。

(4)筒型基础附加应力是影响筒型基础提升地基抗液化性能的关键因素。筒型基础在某一点的抗液化特性提升比与其附加应力提升比的对应关系沿等值线散落分布。这表明采用筒型基础对砂土地基附加应力的提升比 $\beta$ 对筒型基础影响区域地基抗液化性能进行初步预估是一个可供选择的思路。

## 参考文献:

[1] DING H, LIU Y, ZHANG P, et al. Model tests on the bearing capacity of wide-shallow composite bucket foundations for offshore wind turbines in clay[J]. Ocean Engineering, 2015, 103: 114 - 122.

[2] 刘梅梅, 练继建, 杨敏, 等. 宽浅式筒型基础竖向承载力研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(2): 379 - 384. (LIU Mei-mei, LIAN Ji-jian, YANG Min, et al. Vertical bearing

capacity of wide-shallow bucket foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(2): 379 - 384. (in Chinese))

[3] MA P, LIU R, LIAN J, et al. An investigation into the lateral loading response of shallow bucket foundations for offshore wind turbines through centrifuge modeling in sand[J]. Applied Ocean Research, 2019, 87: 192 - 203.

[4] 刘润, 王磊, 丁红岩, 等. 复合加载模式下不排水饱和和软黏土中宽浅式筒型基础地基承载力包络线研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(1): 146 - 154. (LIU Run, WANG Lei, DING Hong-yan, et al. Failure envelopes of large-diameter shallow buried bucket foundation in un-drained saturated soft clay under combined loading conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(1): 146 - 154. (in Chinese))

[5] 刘润, 陈广思, 刘禹臣, 等. 海上风电大直径宽浅式筒型基础抗弯特性分析[J]. 天津大学学报, 2013(5): 393 - 400. (LIU Run, CHEN Guang-si, LIU Yu-chen, et al. Resisting moment behavior of large diameter and shallow buried bucket foundation for offshore wind turbine[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2013(5): 393 - 400. (in Chinese))

[6] 闫澍旺, 霍知亮, 孙立强, 等. 海上风电机组筒型基础工作及承载特性研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(7): 2036 - 2042. (YAN Shu-wang, HUO Zhi-liang, SUN Li-qiang, et al. Study of working mechanism and bearing capacity behavior of bucket foundation for offshore wind turbine[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(7): 2036 - 2042. (in Chinese))

[7] YANG Z H, ZHANG X Y, YANG R L. Shake table modeling of laterally loaded piles in liquefiable soils with a frozen crust[J]. Applied Mechanics and Materials, 2012: 204 - 208, 654 - 658.

[8] 杨耀辉, 陈育民, 刘汉龙, 等. 排水刚性桩单桩抗液化性能的振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(2): 287 - 295. (YANG Yao-hui, CHEN Yu-min, LIU Han-long, et al. Shaking table tests on liquefaction resistance performance of single rigid-drainage pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(2): 287 - 295. (in Chinese))

[9] LI W, CHEN Y, STUEDLEIN A W, et al. Performance of X-shaped and circular pile-improved ground subject to liquefaction-induced lateral spreading[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, 109: 273 - 281.

[10] 陈跃庆. 结构-地基动力相互作用体系振动台试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2001. (CHEN Yue-qing. Shaking Table Test

- on Dynamic Interaction System of Structure and Foundation [D]. Shanghai: Tongji University, 2001. (in Chinese))
- [11] SUZUKI H, TOKIMATSU K, TABATA K. Factors affecting stress distribution of a 3×3 pile group in dry sand based on three-dimensional large shaking table tests[J]. Soils and Foundations, 2014, **54**(4): 699 – 712.
- [12] ZHANG Z, WEI H, QIN X. Experimental study on damping characteristics of soil-structure interaction system based on shaking table test[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, **98**: 183 – 190.
- [13] YAMAZAKI H, MORIKAWA Y, KOIKE F. Study on design method of suction foundation using model tests[J]. Soft Ground Engineering in Coastal Areas, 2003: 419 – 422.
- [14] YU H, ZENG X, LI B, et al. Centrifuge modeling of offshore wind foundations under earthquake loading[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **77**: 402 – 415.
- [15] WANG X, XU Y, ZENG X. Seismic centrifuge modelling of suction bucket foundation for offshore wind turbine[J]. Renewable Energy, 2017, **114**: 1013 – 1022.
- [16] 张浦阳, 丁红岩, 李 芳. 海上筒型风机基础地震荷载下的抗液化性能研究[J]. 太阳能学报, 2013, **34**(9): 1587 – 1593. (ZHANG Pu-yang, DING Hong-yan, LI Fang. Study on soil liquefaction of bucket foundation of offshore wind turbine[J]. Acta Energiae Solaris Sinica, 2013, **34**(9): 1587 – 1593. (in Chinese))
- [17] YANG Z, ELGAMAL A, ADALIER K, et al. Container boundary effect on seismic earth dam response in centrifuge model tests[C]// 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 2004, Vancouver: 669 – 675.
- [18] ELGAMAL A, YANG Z, ADALIER K, et al. Effect of rigid container size on dynamic earth dam response in centrifuge experiments[C]// 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, 2003, Seattle: 1 – 9.
- [19] 马险峰, 孔令刚, 方 薇, 等. 砂雨法试样制备平行试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(10): 1791 – 1801. (MA Xian-feng, KONG Ling-gang, FANG Wei, et al. Parallel tests on preparation of samples with sand pourer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(10): 1791 – 1801. (in Chinese))
- [20] 郝建斌, 李金和, 程 涛, 等. 锚杆格构支护边坡振动台模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(2): 293 – 304. (HAO Jian-bin, LI Jin-he, CHENG Tao, et al. Experimental study of slopes supported with framed anchors on shaking table[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(2): 293 – 304. (in Chinese))
- [21] 周燕国, 梁 甜, 李永刚, 等. 含黏粒砂土地液化离心机振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **35**(9): 1650 – 1658. (ZHOU Yan-guo, LIANG Tian, LI Yong-gang, et al. Dynamic centrifuge tests on liquefaction of clayey sand ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **35**(9): 1650 – 1658. (in Chinese))
- [22] ZHOU Y, CHEN J, CHEN Y, et al. Centrifuge modeling and numerical analysis on seismic site response of deep offshore clay deposits[J]. Engineering Geology, 2017, **227**: 54 – 68.
- [23] 吕西林, 任红梅, 李培振, 等. 液化场地自由场体系的数值分析及振动台试验验证[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **28**(增刊 2): 4046 – 4053. (LU Xi-lin, REN Hong-mei, LI Pei-zhen, et al. Numerical analysis of free field system in liquefiable site and validation of shaking table tests[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **28**(S2): 4046 – 4053. (in Chinese))
- [24] 陈国兴, 左 熹, 王志华, 等. 可液化场地地铁车站结构地震破坏特性振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, **33**(1): 128 – 137. (CHEN Guo-xing, ZUO Xi, WANG Zhi-hua, et al. Shaking table test on seismic failure characteristics of subway station structure at liquefiable ground[J]. Journal of Building Structures, 2012, **33**(1): 128 – 137. (in Chinese))
- [25] 苏 栋, 李相菰. 砂土自由场地震响应的离心机试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2006, **26**(2): 166 – 170. (SU Dong, LI Xiang-song. Centrifuge modeling of seismic response of free sand ground[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006, **26**(2): 166 – 170. (in Chinese))