

DOI: 10.16285/j.rsm.2017.07.004

利用地震动强度指标评价场地液化的离心模型试验研究

周燕国¹, 谭晓明^{1,2}, 梁 甜³, 黄 博¹, 凌道盛¹, 陈云敏¹

(1. 浙江大学 软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058;
2. 中建三局投资发展有限公司, 湖北 武汉 430070; 3. 中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司, 湖南 长沙 410014)

摘 要: 场地地震液化灾变(液化触发与震后变形)评价对基础设施抗震设计和安全服役有重要意义。为研究目前常用地震动强度指标 IM 的液化灾变评价能力, 开展水平饱和砂土地离心振动台模型试验, 对模型在 50 g 离心加速度下进行了 20 次不同幅值的振动, 得到了液化与非液化响应数据。基于振动台面输入建立峰值加速度 a_{\max} 、地震剪应力比 CSR、阿里亚斯强度 I_a 和累积绝对速度 CAV_5 的算法, 并利用模型试验数据检验了这几种 IM 与液化触发和震后变形的相关性。分析表明, 几类 IM 对液化触发的评价能力接近, 且从超静孔压产生到初始液化触发都存在明显的 IM 阈值; 几类 IM 对震后沉降评价能力有一定差异, 其中 I_a 和 CAV_5 优于 a_{\max} 和 CSR, 并对造成上述差异的原因做了初步分析。文中研究为选择合理的地震动强度指标评价场地液化灾变提供了科学依据。

关 键 词: 地震液化; 离心模型试验; 地震动强度指标; 峰值加速度; 地震剪应力比; 阿里亚斯强度; 累积绝对速度
中图分类号: TU 435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-7598 (2017) 07-1869-09

Evaluation of soil liquefaction by ground motion intensity index by centrifuge model test

ZHOU Yan-guo¹, TAN Xiao-ming^{1,2}, LIANG Tian³, HUANG Bo¹, LING Dao-sheng¹, CHEN Yun-min¹

(1. MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou, Zhejiang 310058, China; 2. Investment Development Co., Ltd, CCTEB, Wuhan, Hubei 430070, China; 3. PowerChina Zhongnan Engineering Corporation Limited, Changsha, Hunan 410014, China)

Abstract: Evaluation of ground liquefaction hazards (e.g. the triggering and the post-liquefaction consequences) is essential for the seismic design and operational safety of infrastructures. To investigate the evaluation capability of different ground motion intensity measures (IM), the present study conducts a series of dynamic centrifuge model tests under 50 g centrifugal acceleration. A level saturated sand model ground is shaken 20 times with different amplitudes of input motion to obtain both liquefied and non-liquefied case histories. Then the calculation procedures of the peak ground acceleration a_{\max} , the earthquake-induced cyclic stress ratio CSR, the Arias intensity I_a and the filtered accumulative absolute velocity CAV_5 are presented based on the recorded base motion. All these IMs are processed and checked by the model test data. The analyses indicate that, several types of IMs have similar ability to evaluate the liquefaction triggering. There are obvious IM thresholds from the generation of excess pore pressure to the initial liquefaction trigger. Several types of IMs have differences in the evaluation ability of post-earthquake settlement. I_a and CAV_5 perform better than a_{\max} and CSR, and the possible reasons are preliminary explained. This study presents basis for reliable evaluation of liquefaction catastrophe by selecting appropriate ground motion intensity index.

Keywords: seismic liquefaction; centrifuge model test; ground motion intensity index; peak ground acceleration; earthquake-induced cyclic stress ratio; Arias intensity; accumulative absolute velocity

1 引 言

砂土地震液化是主要场地震害类型, 在近年来

的历次大震中都造成了重大破坏和损失^[1-3]。场地地震液化灾变评价, 包括地震液化触发与震后变形, 对场地与地下基础设施抗震设计有重要意义^[4]。水

收稿日期: 2016-01-25

基金项目: 国家自然科学基金项目(No. 51578501); 浙江省自然科学基金资助(No. LR15E080001); “国家特支计划”青年拔尖人才项目(2013); 国家重点基础研究发展计划(973)项目课题(No. 2014CB047005); 浙江大学曹光彪高科技发展基金资助(2014)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (51578501), Zhejiang Provincial Natural Science Foundation of China (LR15E080001), National Program for Special Support of Top-Notch Young Professionals (2013), National Basis Research Program of China (973 Project) (2014CB047005) and Zhejiang University K.P. Chao's High Technology Development Foundation (2014).

第一作者简介: 周燕国, 男, 1978 年生, 博士, 副教授, 博士生导师, 主要从事土动力学与岩土地震工程、土工离心机物理模拟方面的研究和教学工作。E-mail: qzking@zju.edu.cn

平地地震液化评价涉及两个主要参数,一是作用在场地土体的地震动荷载(通常用地震动强度指标 IM 表示);二是场地土体抗力。当荷载强度大于土的极限抗力时就可能发生液化,反之则不液化。据此定义场地土体抗液化安全系数 F_s 为

$$F_s = \frac{\text{土体抗力}}{\text{地震动荷载}} \quad (1)$$

国内外已有研究主要围绕通过室内试验和震害调查确定土体抗力(即抗液化强度)^[5-6],对地震动荷载的研究则相对较少^[7]。以最典型的 Seed 简化方法(剪应力方法)为例,根据可变形土柱假设得到土层底部地震剪应力比 CSR ^[8]为

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} \cong 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \frac{1}{MSF} \quad (2)$$

式中: τ_{av} 和 τ_{max} 分别是地震动时程上土层底部受到的平均剪应力和最大剪应力; a_{max} 为地表峰值加速度; g 为重力加速度; σ_{v0} 和 σ'_{v0} 分别为计算深度处的竖向总应力和有效应力; r_d 为剪应力折减系数, MSF 为用于考虑持时的震级影响因子(当震级 $M_w=7.5$ 时 $MSF=1.0$)。

地震液化灾变的两大问题包括残余孔压上升导致液化触发和震后沉降(或侧移),都是土体累积损伤的结果,与地震动幅值、频谱及持时 3 要素密切相关。以动孔压应变模型为例,不排水条件下饱和砂土孔压增量与其排水条件下的塑性体应变增量直接关联,而该增量与累积塑性体应变和当前应力循环的剪应变幅值相关^[9];而地表沉降是塑性体应变的深度积分,也由累积损伤导致,与循环作用过程中不同类型的剪应变和体应变发展密切相关^[10]。用式(2)计算 CSR 符合上行剪切波循环作用的力学机制,能粗略考虑地震动幅值和持时的影响,比直接用地表峰值加速度 a_{max} 更合理,但对地震动致灾效应的表征仍然只是简化的。以 2011 年日本大地震为例,在震中距 400 km 的东京湾地震动持时长达 100~150 s,触发了大量场地液化^[11];而且,基于剪应力液化安全系数的简化评价方法显著低估了该地区场地地表沉降^[12]。可见,大震引起的长持时强地震动对砂土具有突出的累积损伤效应,这对液化灾变评价提出了新的挑战。

因此,在场地土体抗液化强度已知的前提下,有必要深入研究不同地震动强度指标对液化灾变表征的合理性与准确性,以提高液化灾变评价可靠性。除了前述地表峰值加速度 a_{max} 和据此估算的剪应力比 CSR ^[13]外,常用的 IM 还有阿里亚斯强度(Arias

intensity, I_a)^[14]和累积绝对速度(cumulative absolute velocity, CAV_x) (下标 x 代表计算阈值,本文根据文献取 $x=5 \text{ cm/s}^2$)等^[15]。其中, I_a 定义为

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a^2(t) dt \quad (3)$$

CAV_5 定义为

$$CAV_5 = \int_0^{t_0} \langle \chi \rangle |a(t)| dt \quad (4)$$

$$\text{其中} \quad \langle \chi \rangle = \begin{cases} 0 & \text{for } |a(t)| < 5 \text{ cm/s}^2 \\ 1 & \text{for } |a(t)| \geq 5 \text{ cm/s}^2 \end{cases} \quad (5)$$

由于 I_a 和 CAV_5 是加速度在某个持续时间 t_0 上的积分量,综合体现地震动 3 要素具有能量性质,对液化灾变累积损伤的表征能力理论上要比 CSR (或 a_{max}) 的更充分。为进一步验证上述推论,本文开展了离心机振动台试验,对水平饱和砂土地进行多次不同幅值的地震动输入,以得到液化与非液化响应数据。基于振动台台面输入建立各类 IM 指标算法,利用模型试验数据计算和比较了各类 IM 对场地液化触发以及震后沉降的表征能力,初步解释了各类 IM 表征能力差异的原因,为液化灾变评价中合理选择和应用各类 IM 提供科学依据。

2 模型试验介绍

2.1 试验设备及试验材料

模型试验在浙江大学 ZJU-400 离心机振动台上完成^[16]。该装置通过土工离心机高速旋转使模型土体恢复原型自重应力,然后通过机载振动台在模型底部实现地震动输入,模型土体的应力-应变及破坏机制与原型相似,从而模拟原位场地地震响应和液化灾变过程。当模型材料与原型材料相同时,离心机振动台模型试验主要相似律见表 1。

表 1 离心机振动台试验相似律
Table 1 Similarity laws of centrifuge shaking table tests

| 物理量 | 量纲 | 相似常数符号 | 相似常数值(原型/模型) |
|--------|-----------------|--------------|--------------|
| 离心加速度 | LT^{-2} | C_g | 1/N |
| 长度 | L | C_l | N |
| 质量 | M | C_m | N^3 |
| 密度 | ML^{-3} | C_ρ | 1 |
| 振动加速度 | LT^{-2} | C_a | 1/N |
| 振动频率 | T^{-1} | C_f | 1/N |
| 速度 | LT^{-1} | C_v | 1 |
| 位移 | L | C_δ | N |
| 应变 | / | C_ϵ | 1 |
| 应力 | $ML^{-1}T^{-2}$ | C_σ | 1 |
| 变形模量 | $ML^{-1}T^{-2}$ | C_E | 1 |
| 渗透系数 | LT^{-1} | C_k | 1/N |
| 时间(渗流) | T | C_t | N^2 |
| 时间(动力) | T | C_t | N |

为模拟自由场地边界条件，试验采用轻质高强度的层状剪切模型箱，内部尺寸为 730 mm×330 mm×425 mm（长×宽×高）。为合理模拟原位砂土物理力学行为，避免显著的粒径效应，选择福建标准细砂作为试验材料，其颗分曲线如图 1 所示，主要物理力学性质指标见表 2（其中 φ_p 为峰值内摩擦角、 φ_{cs} 为极限状态（残余）内摩擦角、相对密实度 $D_r = 60\%$ ）。为保证 50 g 离心机加速度下模型动力时间与渗流时间相似比尺一致，选用黏滞系数为水 50 倍的 50 cst 甲基硅油，密度为 0.96 g/cm³。

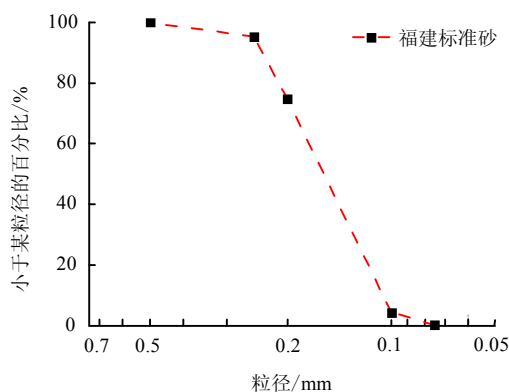


图 1 福建标准细砂颗粒级配曲线

Fig.1 Grain-size distribution curve of Fujian sand

表 2 福建标准细砂物理力学性质

Table 2 Physical properties of Fujian sand

| 土类 | G_s | D_{60}/mm | C_u | C_c | e_{\max} | e_{\min} | $\varphi_p/(\circ)$ | $\varphi_{cs}/(\circ)$ |
|-----|-------|--------------------|-------|-------|------------|------------|---------------------|------------------------|
| 标准砂 | 2.642 | 0.18 | 1.7 | 0.96 | 0.943 | 0.603 | 36 | 30 |

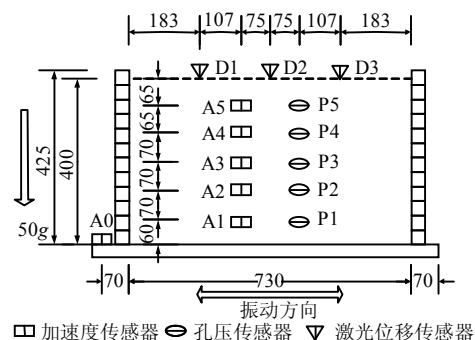
注： G_s 为土颗粒比重； D_{60} 为限制粒径； C_u 为不均匀系数； C_c 为曲率系数； e_{\max} 、 e_{\min} 分别为最大、最小孔隙比。

2.2 模型布置与试验方案

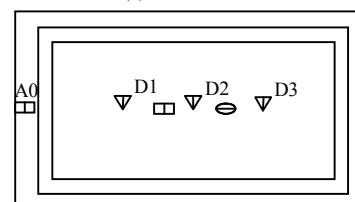
试验传感器布置如图 2 所示。模型土层厚度为 400 mm，在振动台台面布置一个三向加速度计，在中轴线左侧 75 mm 位置竖向布置 5 个水平向加速度计，在中轴线右侧对称布置孔压计，并在地表均匀布置 3 个激光位移传感器。模型在干砂状态分层制备，目标密实度 $D_r = 45\%$ 。干砂模型制备完成后放入饱和箱进行抽真空饱和。为获得高饱和度和避免渗流对模型的可能扰动，控制饱和箱内与饱和流体罐内的真空压差为 5~6 kPa，驱动饱和流体通过透水石从模型箱底部缓慢流入模型内部，直至溢出模型表面即完成饱和，然后将模型箱吊装到离心机吊篮，进行传感器接线和转机准备。

为避免场地土体抗力因土类不同而发生显著变化、更易于比较不同 IM 的表征能力，本试验采用一种砂土制备单个均匀模型，模型地表自由排水。

地震动输入选择 2008 年汶川地震德阳白马台站加速度记录 NS 分量，以模拟典型长持时强震致灾效应。在振动台台面（相当于实际场地的基岩）输入 20 次不同振幅的地震动，在模型中产生不同的孔压响应和沉降数据，以获得液化与非液化响应。注意实际场地通常具有透水性较差的地表土层且土层不均匀，根据表 1 相似律将均匀模型场地振动响应推算到原位场地时需考虑这些因素带来的差异。严格意义上仅能根据模型试验结果推算与模型土体物理力学性质及边界条件相同（相似）的“假想原位场地”的响应，而不宜直接定量指导复杂的实际工况。



(a) 剖面图



(b) 平面图

图 2 土层装配和传感器布置图（单位：mm）

Fig.2 Soil layers assembly and sensors arrangement (unit: mm)

2.3 试验结果与典型响应

试验时，首先将离心机加速到 50 g，等孔压和沉降监测表明，模型地基已经稳定 30 min 后，再开始逐次施振（静态数采频率 1 Hz，动态数采频率 5 000 Hz）。总共进行了 20 次不同幅值的振动试验，每次振动结束后，等待所有通道稳定 15 min 以上，再开始下一次施振。试验过程振动事件汇总于表 3，并选择其中 shake 2、5 和 15 作为小、中、大振的典型数据，将其加速度时程、加速度响应谱（阻尼比设定 5%）、孔压和沉降时程绘于图 3~5。这里将至少有一个孔压计时程达到“初始液化”状态（即超静孔压等于该深度处初始上覆有效应力）作为模型发生液化的判据。由表 3 可见，台面峰值加速度越大，液化工况的模型液化深度越深；多次施振对模型地基产生了累积损伤，平均孔隙比逐步减小。

由图 3 可见,小振工况下地震动自下而上呈现明显的加速度放大效应,且高频成分放大显著;模型内只有振动孔压而无残余孔压,也无明显地表沉降,呈现弹性响应特征。图 4、5 表明,随着台面输入幅值的增大,模型地基逐步表现出强非线性响应特征,高孔压(或液化)状态对高频成分滤波和对低频成分放大作用导致整体响应卓越频率降低,这

与以往研究认识一致^[17]。由图 3(c)~图 5 (c)可见,超静孔压比自下而上升高的趋势意味着地震瞬时和震后模型内孔隙水向上渗流,并伴随超静孔压的消散;地表沉降发展与超静孔压消散的时程具有对应性,地表沉降与超静孔压的累积主要发生在地震瞬时,震后固结沉降相对较小,当浅层超静孔压消散完毕时地表沉降才趋于稳定。

表 3 试验工况汇总(换算到原型单位)
Table 3 Test sequence (units in prototype scale)

| 工况 | 初始孔隙比 e_0 | 沉降 S/mm | 震后孔隙比 e | 最大加速度 a_{max}/g | 超静孔压比 $\bar{r}_{u,\text{max}}$ | 液化与否 | 液化深度 /m | 工况 | 初始孔隙比 e_0 | 沉降 S/mm | 震后孔隙比 e | 最大加速度 a_{max}/g | 超静孔压比 $\bar{r}_{u,\text{max}}$ | 液化与否 | 液化深度 /m |
|--------|-------------|------------------|-----------|---------------------------------|--------------------------------|------|---------|---------|-------------|------------------|-----------|---------------------------------|--------------------------------|------|---------|
| 1 g | 0.793 | 0 | 0.793 | | | | | shake10 | 0.727 | 0.6 | 0.727 | 0.017 | 0.059 | 无 | 0 |
| 50 g | 0.793 | 110.4 | 0.783 | | | | | shake11 | 0.727 | 337.9 | 0.697 | 0.327 | 1.079 | 有 | 18.0 |
| shake1 | 0.783 | 0 | 0.783 | 0.012 | 0.016 | 无 | 0 | shake12 | 0.697 | 1.4 | 0.696 | 0.018 | 0.066 | 无 | 0 |
| shake2 | 0.783 | 0 | 0.783 | 0.010 | 0.015 | 无 | 0 | shake13 | 0.696 | 5.3 | 0.696 | 0.025 | 0.084 | 无 | 0 |
| shake3 | 0.783 | 38.5 | 0.780 | 0.027 | 0.057 | 无 | 0 | shake14 | 0.696 | 137.3 | 0.684 | 0.130 | 0.988 | 有 | 13.9 |
| shake4 | 0.780 | 0 | 0.780 | 0.010 | 0.012 | 无 | 0 | shake15 | 0.684 | 144.4 | 0.671 | 0.183 | 1.004 | 有 | 14.6 |
| shake5 | 0.780 | 107.7 | 0.770 | 0.074 | 0.453 | 无 | 0 | shake16 | 0.671 | 154.1 | 0.657 | 0.253 | 1.080 | 有 | 20.0 |
| shake6 | 0.770 | 0 | 0.770 | 0.015 | 0.024 | 无 | 0 | shake17 | 0.657 | 56.0 | 0.652 | 0.104 | 0.799 | 有 | 7.4 |
| shake7 | 0.770 | 79.2 | 0.763 | 0.049 | 0.248 | 无 | 0 | shake18 | 0.652 | 34.8 | 0.649 | 0.079 | 0.423 | 无 | 0 |
| shake8 | 0.763 | 51.7 | 0.759 | 0.047 | 0.086 | 无 | 0 | shake19 | 0.649 | 80.2 | 0.642 | 0.177 | 1.024 | 有 | 14.5 |
| shake9 | 0.759 | 359.9 | 0.727 | 0.233 | 1.013 | 有 | 14.5 | shake20 | 0.642 | 83.9 | 0.634 | 0.253 | 1.087 | 有 | 16.2 |

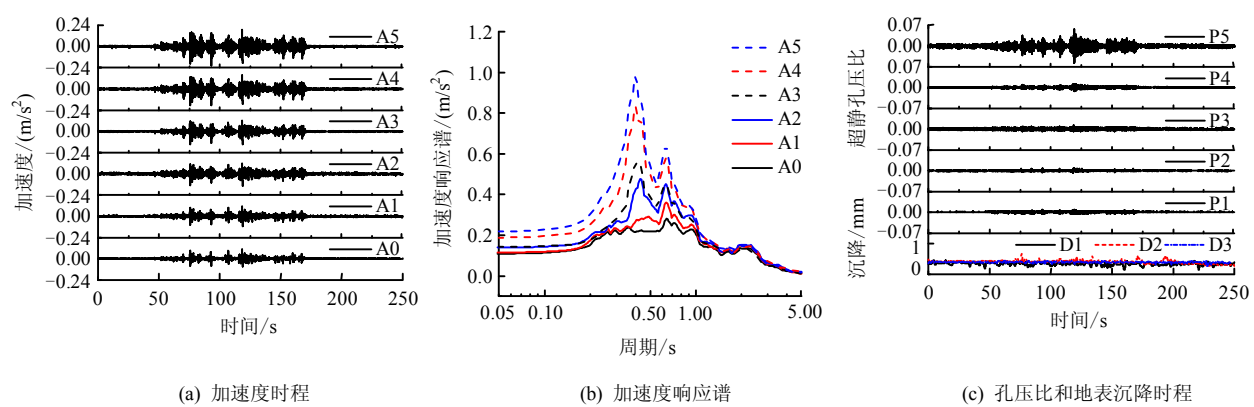


图 3 Shake2 模型响应数据
Fig.3 Dynamic responses of model ground during shake2

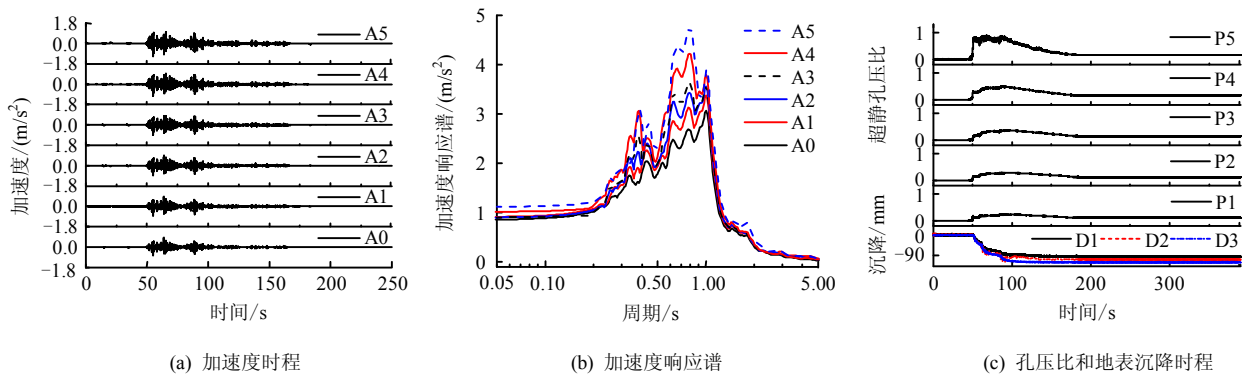


图 4 Shake5 模型响应数据
Fig.4 Dynamic responses of model ground during shake5

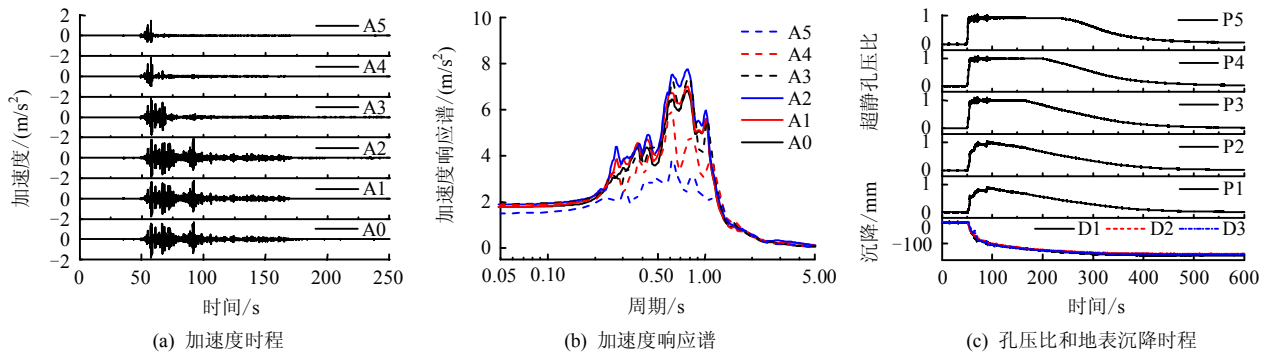


图 5 Shake15 模型响应数据
Fig.5 Dynamic responses of model ground during shake15

3 基于模型试验的 IM 指标

注意到图 5(a)的近地表加速度计 A5、A4 和 A3 在液化触发后加速度幅值产生剧烈的衰减, 可见在模型试验中难以可靠监测液化工况的地表加速度。而实际强震台站一般建在基岩场地或具有上覆非液化层的土类场地, 基本上不存在该问题^[18]。所以在液化工况下, 模型地表与实际台站的地表加速度记录差别显著, 难以用模型地表加速度定量分析液化灾变。注意到离心机振动台台面发挥着类似于实际场地基岩的作用, 本文据此建议了基于台面输入的地震动强度指标计算方法, 具体阐述如下。

这里将整个模型土体当做一个具有特定厚度和密度的易液化土层对待, 每次施振后模型场地将产生一个实例数据, 包含地震动 IM、场地土性、液化与否等信息, 这与原位场地通过震后调研获得实例数据^[16]相对应。土层底部(基岩)加速度峰值 a_{\max}

直接根据台面加速度时程确定, 该深度处的 I_a 和 CAV_5 指标根据式(3)~(5)和台面加速度记录算得, shake2、5 和 15 的计算结果见图 6(a)和图 6(b)。与此对应的 CSR 可按式(2)的前半部分得到, 即

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} \cong 0.65 \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{v0}} \quad (6)$$

注意上式的 τ_{\max} 确定有别于现场基于地表加速度的算法, 首先通过地表以下加速度时程二阶差值得到地表加速度时程 $a_0(t)$, 然后根据下式计算^[19]:

$$\tau_{\max} = \max \left(\sum_{i=1}^n \rho_{i-1} \frac{a_i(t) + a_{i-1}(t)}{2} \Delta h_{i-1} \right) \quad (7)$$

式中: τ_{\max} 为土层底部最大剪应力; $a_i(t)$ 为第 i 个加速度计记录时程; Δh_{i-1} 为第 i 和第 $i-1$ 个加速度计之间的土层厚度; ρ_{i-1} 为第 i 与第 $i-1$ 个加速度计之间的土体平均质量密度(整个模型用同一个密度值)。典型 CSR 时程计算结果见图 6(c)。

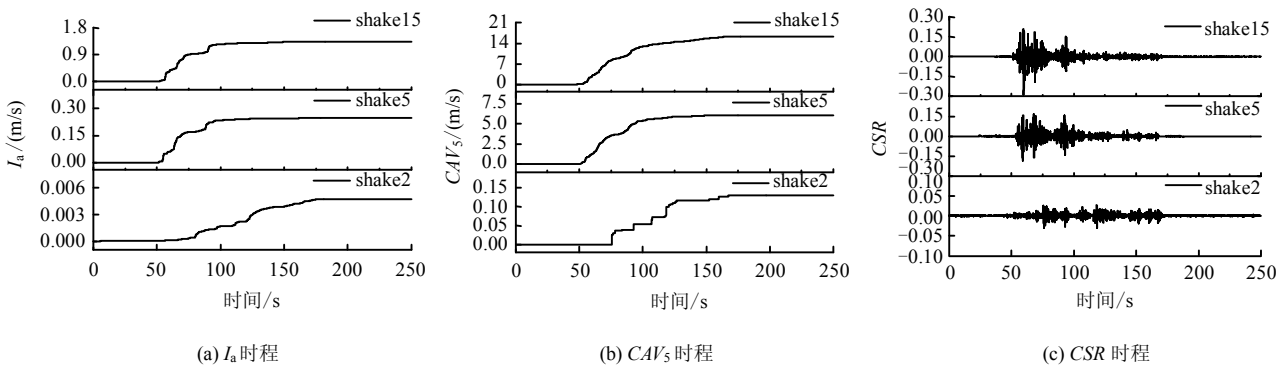


图 6 基于台面输入的各类 IM 时程
Fig.6 Motion-based time histories of IMs

4 试验结果分析

下面分析将每次振动视为独立事件, 只对每次施振前的模型土层平均密度进行归一化, 暂不考

虑先期地震历史引起的其他可能影响。另外, 由于离心机振动台只模拟给定场地的振动响应, 此次试验不针对特定地震震级, 为便于计算将震级统一假设为 $M_w=7.5$ 。

4.1 地震液化触发评价

由于将整个模型土体视为单个土层, 根据 Seed 等^[20]可将每次振动后超静孔压进行深度平均, 得到该次振动事件的模型土层峰值孔压比为

$$r_{u,i}(t) = \Delta u_i(t) / \sigma'_{v0,i} \quad (8)$$

$$\bar{r}_{u,\max} = \max \left(\sum_{i=1}^n r_{u,i}(t) \cdot \Delta h_i / \sum_{i=1}^N \Delta h_i \right) \quad (9)$$

式中: $\Delta u_i(t)$ 为第 i 个孔压计的超静孔压时程; $\sigma'_{v0,i}$ 为第 i 个孔压计深度处的初始有效应力; Δh_i 为第 i 个孔压计的深度影响范围; $\bar{r}_{u,\max}$ 为某次振动模型深度加权平均的超静孔压比峰值。

研究表明, 饱和砂土超静孔压增长与循环剪应变密切相关^[21]。而剪应变与剪切模量直接相关。根据 Hardin 公式 $G_{\max} = AF(e)(\sigma'_v)^n$ 可知, 剪切模量综合体现小应变下的结构性、密实度和应力状态^[22]。在模型土体状态没有显著改变的假设下, 可用孔隙比函数对密实度进行归一, 以消除不同振动事件中初始密实度不同对超静孔压累积的定量影响, 其表达式为

$$f(e_{j0}) = (2.973 - e_{j0})^2 / (1 + e_{j0}) \quad (10)$$

$$r_{u,N} = f(e_{j0}) \times \bar{r}_{u,\max} \quad (11)$$

式中: e_{j0} 为第 j 次施振前模型土层初始孔隙比平均值; $r_{u,N}$ 为密实度标准化后的超静孔压比。

20 次振动的 $\bar{r}_{u,\max}$ 、 $r_{u,N}$ 与地震动强度指标 a_{\max} 、 I_a 、 CAV_5 和 CSR 的关系见图 7, 图中空心图标代表非液化事件, 实心图标代表液化事件 (注意各点对应的液化深度/程度不同), 拟合线均采用 logistics 回归模型^[23]。图 7 表明, 模型初始密实度对孔压响应随地震动强度指标变化趋势的影响并不显著, 孔隙比函数 $f(e_i)$ 修正前后, 孔压数据都与 IM 呈现良好的相关性。由图 7(a)~7(c) 可见, 峰值加速度 a_{\max} 拟合标准差 (见图中的 σ) 比 I_a 和 CAV_5 的略大, 但 3 者对液化触发的评价能力整体相当, 这与 Kramer 等^[24]通过数值模拟得到的认识类似; 但图 7(d) 中 CSR 的标准差大于上述 3 个 IM (约为 2 倍), 主要原因在于 τ_{\max} 是深度积分值, 该值会受上部液化层加速度畸变的影响, 而且式 (6) 中对随机波峰值加速度进行等效循环荷载估算的系数 0.65 会进一步带入误差。

此外, 有两个规律值得注意: 首先是孔压显著上升之前数据存在平缓段, 意味着土骨架出现塑性

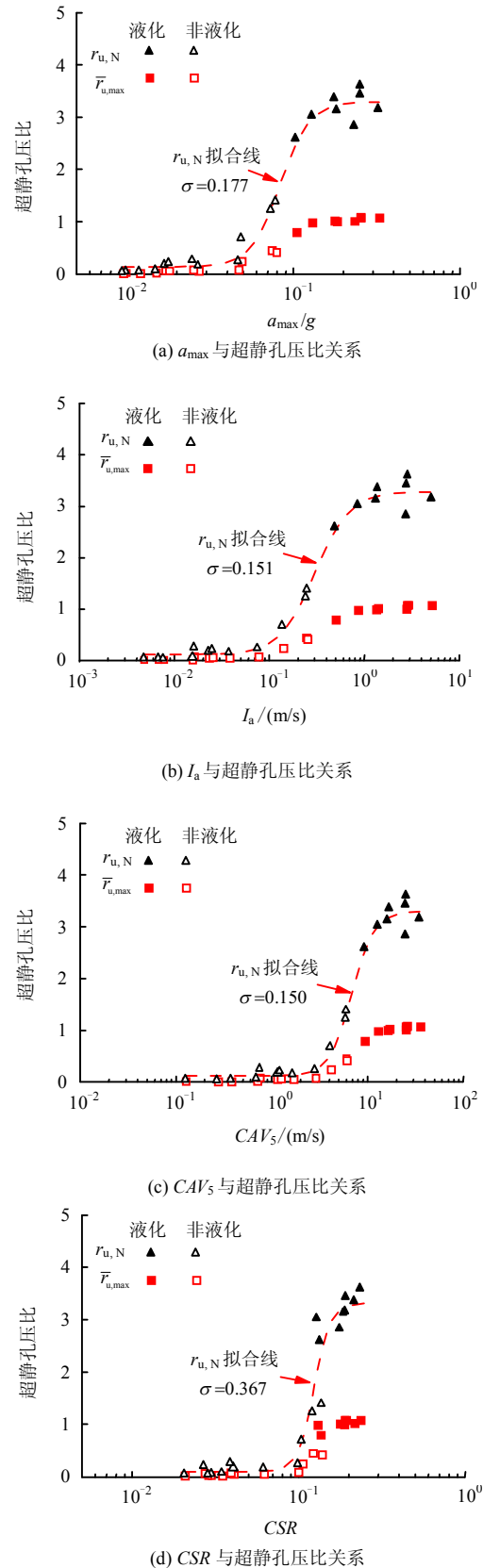


图 7 超静孔压比与各类 IM 关系图
Fig.7 Relationships between $r_{u,N}$ and different IMs

损伤、残余孔压产生具有 IM 阈值。对于本次试验砂土 (福建标准细砂) 和模型条件 (特定的砂土密实度和场地厚度) 而言, 该阈值为 $a_{\max} \approx 0.05 g$ 或

$CSR \approx 0.1$, $I_a \approx 0.1$ m/s 和 $CAV_5 \approx 3$ m/s; 其次, 当 IM 超过该阈值后, 土体孔压随 IM 迅速上升, 然后进入渐进平台段。土层大部深度内发生液化的振动事件数据点都集中在拟合线渐进平台段, 浅层局部液化振动事件在曲线的迅速上升段的后半段上, 可见触发土层的整体初始液化状态也存在 IM 阈值, 即 $a_{\max} \approx 0.1$ g 或 $CSR \approx 0.15$, $I_a \approx 1.0$ m/s 和 $CAV_5 \approx 15$ m/s。因此, 一旦通过室内外研究确定了某类土体孔压产生或者液化触发的 IM 阈值, 就可以根据强震台站记录或通过设计地震动输入计算场地土层的 IM, 进而判定其液化势^[24]。当地震动 IM 超过上述阈值, 就可以判为产生超静孔压或者液化。

4.2 震后地表沉降评价

参考已有研究^[18], 采用体变势函数 $F(e_{j0})$ 归一化振动后沉降, 以考虑密实状态不同对模型地表沉降的影响, 其公式为

$$F(e_{j0}) = (e_{j0} - e_{\min}) / (1 + e_{j0}) \quad (12)$$

$$S_N = S / F(e_{j0}) \quad (13)$$

式中: S_N 为标准化沉降。

20 次振动事件的 S 、 S_N 与地震动强度指标 a_{\max} 、 I_a 、 CAV_5 以及 CSR 的关系见图 8。

由图 8 可见, 模型初始密实度对振后沉降影响显著 (各图的下半幅), 但经过体变势函数 $F(e_i)$ 修正后, 沉降数据与 IM 都呈现良好相关性 (各图的上半幅)。对比图 8 中各种 IM 指标, a_{\max} 比 CAV_5 和 I_a 指标的标准差略大, 而 CSR 的标准差显著大于其余 3 个指标, 可能原因同前 4.1 节所述。另外沉降出现之前在 0 附近有平缓段, 说明地表沉降也存在 IM 阈值, 对于本次试验砂土和模型而言, $a_{\max} \approx 0.02$ g 或 $CSR \approx 0.04$, $I_a \approx 0.03$ m/s 和 $CAV_5 \approx 1$ m/s。这些沉降 (或塑性体应变) 产生的 IM 阈值都明显低于残余孔压产生的阈值, 可能与模型地表自由排水边界条件有关。另外, 与前述液化触发规律不同, 右上方的液化数据点看不出明显渐进平台段, 原因在于震后沉降主要受土体的体变势和循环剪应变历史 (如振动过程经历的最大剪应变、累积剪应变等) 制约^[25], 而不是超静孔压比的函数。这可以部分解释为什么基于时程积分的 I_a 和 CAV_5 评价性能优于 a_{\max} 和 CSR 。可以推测, 当台面输入 IM 足够大, 场地体变势函数 $F(e_i)$ 得以充分发挥, 则地表沉降将趋于稳定值 (即对更大的 IM 不敏感)。

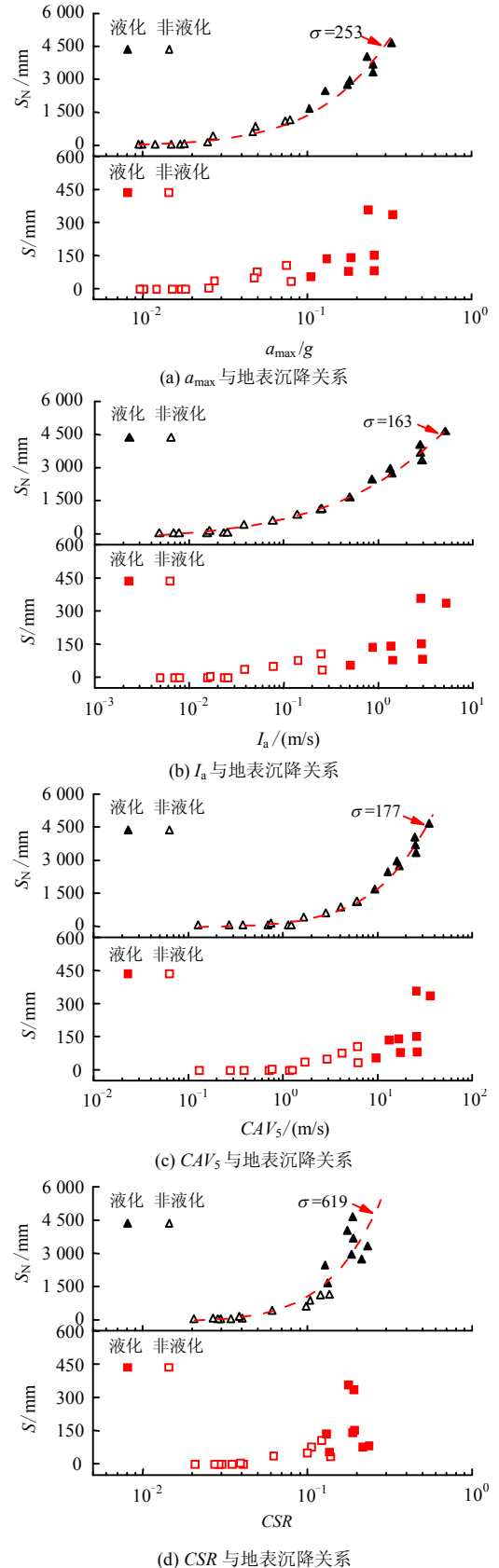


图 8 地表沉降与各类 IM 关系图

Fig.8 Relationships between settlement and different IMs

5 结 论

(1) 将离心机振动台试验的台面输入视为基岩

输入,将模型地基视为单个可液化土层,据此建议了根据台面输入建立各种地震动强度指标算法,用于评价地震液化灾变,并提出用孔隙比函数修正超静孔压、用体变势函数修正地表沉降的归一化方法,以考虑模型初始密实度对振动液化灾变的定量影响。

(2)对地震液化触发而言,从残余孔压产生到初始液化触发都存在相应的IM阈值。在两个阈值之间,几类IM评价能力相当,其中CSR拟合离散性略大。这为基于场地地震动IM判定土层液化势提供了依据。

(3)对震后沉降而言,几类IM评价能力有一定差异,其中基于加速度时程积分的 I_a 和 CAV_5 性能优于直接基于加速度时程的 a_{\max} 和CSR。同样,沉降产生也存在IM阈值,但在液化发生阶段不存在明显渐进平台段,表明液化后沉降主要受土体体变势和地震应力(应变)历史制约,而不仅是超静孔压水平。这有助于从机制上解释不同IM对震后沉降评价性能存在差异的原因。

需要指出的是,上述研究工作目标在于建立基于模型试验的IM算法并初步比较各类IM对液化灾变的评价能力,并未涉及对模型土体类型、场地土层深度和地震动频谱丰富性的检验,后面几项都是验证IM表征能力充分性的重要内容,值得深入研究。

参考文献

- [1] 陈国兴,金丹丹,常向东,等.最近20年地震中场地液化现象的回顾与土体液化可能性的评价准则[J].岩土力学,2013,34(10):2737—2755.
CHEN Guo-xing, JIN Dan-dan, CHANG Xiang-dong, et al. Review of soil liquefaction characteristics during major earthquakes in recent twenty years and liquefaction susceptibility criteria for soils[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2013, 34(10): 2737—2755.
- [2] 杜修力,路德春.土动力学与岩土地震工程研究进展[J].岩土力学,2011,32(增刊2):10—20.
DU Xiu-li, LU De-chun. Advances in soil dynamics and geotechnical earthquake engineering[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(Supp.2): 10—20.
- [3] 王刚,张建民.地震液化问题研究进展[J].力学进展,2007,37(4):575—589.
WANG Gang, ZHANG Jian-min. Recent advances in seismic liquefaction research[J]. **Advances in Mechanics**, 2007, 37(4): 575—589.
- [4] 高玉峰,刘汉龙,朱伟.地震液化引起的地面大位移研究进展[J].岩土力学,2000,21(3):294—298.
GAO Yu-feng, LIU Han-long, ZHU Wei. Advances in large ground displacement induced by seismic liquefaction[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2000, 21(3): 294—298.
- [5] 王志华,周恩全,吕丛,等.基于流动性的饱和砂砾土液化机理[J].岩土工程学报,2013,35(10):1816—1822.
WANG Zhi-hua, ZHOU En-quan, LÜ Cong, et al. Liquefaction mechanism of saturated gravelly soils based on flowing property[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2013, 35(10): 1816—1822.
- [6] 许成顺,高英,杜修力,等.双向耦合剪切条件下饱和砂土动强度特性试验研究[J].岩土工程学报,2014,36(12):2335—2340.
XU Cheng-shun, GAO Ying, DU Xiu-li, et al. Dynamic strength of saturated sand under bi-directional cyclic loading[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2014, 36(12): 2335—2340.
- [7] 袁晓铭,孙锐,孟上九.土体地震大变形分析中Seed有效循环次数方法的局限性[J].岩土工程学报,2004,26(2):207—211.
YUAN Xiao-ming, SUN Rui, MENG Shang-jiu. Limitation of the Seed's method of significant cyclic number in analyzing large deformation of soils during earthquake[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2004, 26(2): 207—211.
- [8] YOUNG T L, IDRIS I M, ANDRUS R D, et al. Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 2001, 127(4): 817—833.
- [9] BYRNE P M, PARK S S, BEATY M, et al. Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2004, 41(2): 193—211.
- [10] ZHANG J M, WANG G. Large post-liquefaction deformation of sand, part I: Physical mechanism, constitutive description and numerical algorithm[J]. **Acta Geotechnica**, 2012, 7(2): 69—113.
- [11] UNJOH S, KANEKO M, KATAOKA S, et al. Effect of earthquake ground motions on soil liquefaction[J]. **Soils and Foundations**, 2012, 52(5): 830—841.
- [12] ISHIHARA K, ARAKI K, BRADLEY B. Characteristics

- of liquefaction-induced damage in the 2011 great east Japan earthquake[C]//International Conference on Geotechnics for Sustainable Development[s. n.]: Geotec Hanoi, 2011: 1—22.
- [13] 孔梦云, 陈国兴, 李小军, 等. 以剪切波速与地表峰值加速度为依据的地震液化确定性及其概率判别法[J]. 岩土力学, 2015, 36(5): 1239—1252.
- KONG Meng-yun, CHEN Guo-xing, LI Xiao-jun, et al. Shear wave velocity and peak ground acceleration based deterministic and probabilistic assessment of seismic soil liquefaction potential[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015, 36(5): 1239—1252.
- [14] 陈苏, 陈国兴, 戚承志, 等. 可液化场地上三拱立柱式地铁地下车站结构地震反应特性振动台试验研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(7): 1899—1914.
- CHEN Su, CHEN Guo-xing, QI Cheng-zhi, et al. A shaking table-based experimental study of seismic response of three-arch type's underground subway station in liquefiable ground[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015, 36(7): 1899—1914.
- [15] 李志国, 潘华, 李金臣, 等. 累积绝对速度在核电厂地震危险性分析中的应用研究[J]. 地震学报, 2010, 32(1): 69—76.
- LI Zhi-guo, PAN Hua, LI Jin-chen, et al. Application of cumulative absolute velocity to probabilistic seismic hazard analysis for nuclear power plant[J]. **Acta Seismologica Sinica**, 2010, 32(1): 69—76.
- [16] 陈云敏, 韩超, 凌道盛, 等. ZJU400 离心机研制及其振动台性能评价[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(12): 1887—1894.
- CHEN Yun-min, HAN Chao, LING Dao-sheng, et al. Development of geotechnical centrifuge ZJU400 and performance assessment of its shaking table system[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2011, 33(12): 1887—1894.
- [17] 苏栋, 李相崧. 地震历史对砂土抗液化性能影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(10): 1815—1818.
- SU Dong, LI Xiang-song. Centrifuge investigation on effect of seismic history on resistance of sand to liquefaction[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(10): 1815—1818.
- [18] 孙锐, 赵倩玉, 袁晓铭. 液化与非液化场地加速度反应谱对比[J]. 岩土力学, 2014, 35(增刊 1): 299—305.
- SUN Rui, ZHAO Qian-yu, YUAN Xiao-ming. Comparison between acceleration response spectra on liquefaction and non-liquefaction sites[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(Supp.1): 299—305.
- [19] 王炳辉, 陈国兴, 孙田, 等. 砂砾土抗液化强度的小型土箱振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(11): 2094—2100.
- WANG Bing-hui, CHEN Guo-xing, SUN Tian, et al. Liquefaction resistance of sand-gravel soils using small soil-box shaking table tests[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2015, 37(11): 2094—2100.
- [20] SEED H B, BOOKER J R. Stabilization of potentially liquefaction sand deposits using gravel drains[J]. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, 1977, 103(7): 757—768.
- [21] DOBRY R, LADD R S, YOKEL F Y, et al. Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method[M]. US: US Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1982.
- [22] HARDIN B O, BLANFORD G E. Elasticity of particulate materials[J]. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, 1989, 115(6): 788—805.
- [23] 潘建平, 孔宪京, 邹德高. 基于 Logistic 回归模型的砂土液化概率评价[J]. 岩土力学, 2008, 29(9): 2567—2571.
- PAN Jian-ping, KONG Xian-jing, ZOU De-gao. Probabilistic evaluation of sand liquefaction based on Logistic regression model[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(9): 2567—2571.
- [24] KRAMER S L, MITCHELL R A. Ground motion intensity measures for liquefaction hazard evaluation[J]. **Earthquake Spectra**, 2006, 22(2): 413—438.
- [25] 周燕国, 李永刚, 丁海军, 等. 砂土液化后再固结体变规律表征与离心模型试验验证[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(10): 1838—1845.
- ZHOU Yan-guo, LI Yong-gang, DING Hai-jun, et al. Characterization of reconsolidation volumetric strain of liquefied sand and validation by centrifuge model tests[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2014, 36(10): 1838—1845.