

# 地震序列对砂土液化场地条件影响的试验研究

李金宇<sup>1</sup>, 王伟<sup>1</sup>, 王浩宇<sup>1</sup>, 齐亚坤<sup>1</sup>, 张晓庆<sup>1</sup>, 赵梦瑶<sup>2</sup>

(1. 防灾科技学院 地质工程学院, 河北 廊坊 065201; 2. 中国地质大学 工程技术学院, 北京 100083)

**摘要:**地震序列作用下砂土液化和再液化趋势研究,对于工程场地的地震地质灾害评价具有重要意义。通过振动台试验,分析模拟地震序列作用下多次液化后场地条件的变化情况。基于试验过程中各类传感器的采集记录,结合轻型动力触探测试和液化前后的土工试验数据,得到场地模型土层振动液化过程中孔隙水压力、土压力、加速度、土壤含水率和土体相对密实度的变化规律。结果表明,在模拟地震序列作用下,随着振动次数的增加,相同深度的砂土密实度显著增加,增量逐渐变小,孔压增量逐渐降低;而不同深度的砂土密实度和孔压增量由深部到浅部逐渐降低,导致深部砂土的液化势显著低于浅部砂土。

**关键词:**地震序列;砂土液化;密实度;孔隙水压力;轻型动力触探测试

中图分类号:TU435; X43

文献标识码:A

## Experimental study on the influence of earthquake sequences on the conditions of sand liquefaction sites

LI Jinyu<sup>1</sup>, WANG Wei<sup>1</sup>, WANG Haoyu<sup>1</sup>, QI Yakun<sup>1</sup>, ZHANG Xiaoqing<sup>1</sup>, ZHAO Mengyao<sup>2</sup>

(1. College of Geological Engineering, Institute of Disaster Prevention, Langfang 065201, China;

2. College of Engineering and Technology, China University of Geosciences, Beijing 100083, China)

**Abstract:** The research on the liquefaction and reliquefaction trend of sand under the action of earthquake sequence is of great significance for the evaluation of seismic and geological disasters at engineering sites. Through the shaking table test, the changes in site conditions after multiple liquefaction under the action of a simulated earthquake sequence are analyzed. Based on the data collected and recorded by various sensors during the test, combined with the light dynamic penetration test and the geotechnical test data before and after liquefaction, the variation laws of pore water pressure, earth pressure, acceleration, soil moisture content, and relative compactness of soil in the process of site model soil liquefaction are obtained. The results show that under the action in simulated earthquake sequence, with the increase of vibration times, the sand compactness at the same depth increases significantly, the increment decreases gradually, and the pore water pressure increment decreases gradually. However, the sand compactness and pore water pressure increment at different depths gradually decreased from deep to shallow, resulting in the liquefaction potential of deep sand being significantly lower than that of shallow sand.

**Key words:** earthquake sequence; sand liquefaction; compactness; pore water pressure; light dynamic penetration test

收稿日期:2023-09-26; 修回日期:2023-11-08

基金项目:中央高校基本科研业务费研究生科技创新基金项目(ZY20230307);中国地震局地震科技星火计划项目(XH23062A)

作者简介:李金宇(1998—),男,硕士研究生,主要从事岩土地震工程研究。E-mail:21661228@st.cidp.edu.cn

通讯作者:王伟(1982—),男,副教授,博士,主要从事岩土地震工程、防震减灾研究。E-mail:wwiem@163.com

## 0 引言

近年来,地震序列导致的大面积液化现象及其再液化现象在世界各地的灾难性地震中屡屡发生。以坎特伯雷地震序列为例,WEAVER等<sup>[1]</sup>研究发现多次地震导致地面沉降、水位变化。GULLEY等<sup>[2]</sup>研究发现2010年 $M_w$  7.1的Darfield地震和2011年 $M_w$  6.3的Christchurch地震导致承压含水层水位下降,而非承压含水层水位上升,表明地下水向上移动。同样研究此次地震序列的ORENSE等<sup>[3-5]</sup>、QUIGLEY等<sup>[6]</sup>通过强振动加速度记录和钻孔资料,发现发生砂土液化后的场地也可能再次发生液化,并且第二次较弱震级Christchurch地震造成的破坏比第一次强地震更为严重。目前判断砂土液化的评价标准使用最广泛的是由SEED等<sup>[7]</sup>和WHITMAN<sup>[8]</sup>提出的循环应力法,也被称为“Seed简化法”。基于Seed简化法,许多学者也提出了不同的判断方法,例如:基于标贯试验的方法<sup>[9-12]</sup>,基于静力触探试验(cone penetration test, CPT)的方法<sup>[13-15]</sup>,基于剪切波速( $V_s$ )测试的方法<sup>[16-18]</sup>,并在实践中得到广泛应用。

对于地震序列后液化场地条件的变化与恢复现象,尚缺乏具有足够理论依据的工程方法来对地震后场地液化发展和强度损失的趋势做出适宜的评价。如基于神经网络的液化判别算法<sup>[19-22]</sup>使用震后现场观测,地面运动记录以及场地土层参数等数据进行砂土液化判别。结果表明,无论地表是否出现过液化现象,大多数液化评估程序能正确预测。但由于受参数权重的影响,没有能够综合考虑各种土类和不同液化深度的液化评估模型。而THEVANAYAGAM等<sup>[23]</sup>提出地震中和地震后的孔隙水压力的积累、液化后消散与砂土密实度变化是分析可液化场地特征的重要数据。此外,FINNO等<sup>[24]</sup>在深部土层引爆炸药,观测液化砂土层中孔隙水压力的消散和爆炸后砂土的固结现象,发现在液化后的几个月甚至几年内,即使有相对密度的增加,也往往无法观察到贯入阻力的增加。相同的,MARSILIO等<sup>[25]</sup>研究爆破所引起的超孔隙水压力以及场地条件的变化,得出在连续爆破过程中土体致密程度逐渐降低,并趋向于极限密度。THQMANN等<sup>[26]</sup>对收到扰动后无黏性土的刚度和强度变化进行了试验研究,观察到爆炸后的部分饱和中密砂出现土壤强度和刚度的降低。HA等<sup>[27]</sup>使用不同级配的砂进行了一系列振动台试验,研究砂土级配特征对再液化的影响。学者们得出结论,液化事件发生后每种砂土仍会再次液化,并且砂土重新液化所需的循环次数显著减少。试验结果表明,砂土的抗液化和再液化能力与砂土的相对密度、 $D_{10}$ 、 $D_{50}$ 或 $C_u$ 没有很强的相关性。但也有试验表明孔隙水压力和砂土密实度的变化与场地的再液化现象有密切关联性,如WANG等<sup>[28]</sup>使用振动台和静力触探试验(CPTu)进行了4次振动试验,研究了振动历史对洁净砂液化和静力触探性能的影响。试验结果表明,经过振动,砂土相对密度增加,并且随着振动次数增多,砂土的抗液化性增强。研究还表明,在振动结束后,孔隙水压力会随时间增加,其增加的幅度与振动结束时的相对密度和孔隙压力比有关。

由于地震的发生难以预测,导致砂土液化的现场测试往往是地震发生之后进行的,进而基于液化后的场地测试资料建立液化判别公式,并用以判断地震之前场地的液化势。考虑到场地液化之后对土层结构、振动特性和土体物理力学性质的影响,对比分析液化前后场地土层条件变化规律是文章的研究重点。因此,本文基于小型振动台输入的模拟地震序列,通过监测土体参数、轻型动力触探和土工试验等方法,研究砂土液化前后场地条件的变化规律,为提高砂土液化判别结果的准确度提供参考。

## 1 小型振动台模型试验设计

### 1.1 场地模型设计

砂土液化试验振动台系统的模型箱由尺寸为1 m×1 m×1 m的钢化玻璃板组成,小型振动台的振动频率为2.7~5.0 Hz,额定载重为5 000 kg,如图1所示。可通过控制台调控输出荷载大小和激振频率,对模型箱体进行激振。试验用砂样为初筛后的河砂,砂样布设采用砂雨法,装土过程中始终保持模型箱内水面漫过土层顶面,保证砂样处于饱和状态。依次从下往上分层铺设,共分为4层,每层砂土制备完成后,均用光滑木板将土层表面扫平。静置1 d后放上制备好的粉质黏土。每层选取一组河砂试验样本,每组取300 g原始烘干砂样进行颗粒分析试验,砂土颗粒级配曲线如图2所示,表1为砂样粒径参数。饱和和细砂的粒径主要分布范围为0.075~1.000 mm,粒径小于0.075 mm的颗粒含量为6%。



图 1 砂土液化振动台系统

Fig. 1 Sand liquefaction shaking table system

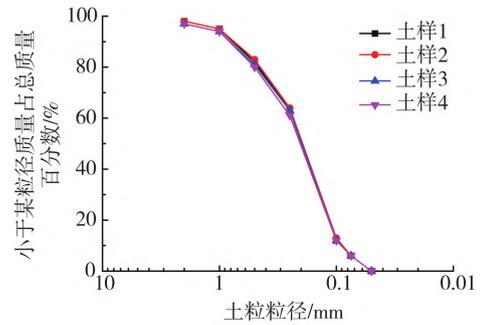


图 2 砂土颗粒级配曲线

Fig. 2 Sand grain grading curve

表 1 砂样粒径参数

Table 1 Sand particle size parameter

平均粒径 $d_{50}$ /mm	粒径 $d_{30}$ /mm	有效粒径 $d_{10}$ /mm	不均匀系数	曲率系数
0.190	0.145	0.090	2.560	1.016

### 1.2 场地模型的传感器布设

场地模型土层结构组成为上覆 50 mm 厚粉质黏土,下覆饱和砂土层 600 mm,布设如图 3 所示。试验主要测量的土体物理参数为模型土层表面和模型箱基底的加速度、模型土层各测点位置处的孔隙水压力和土压力等。在土箱场地模型的中心剖面设置一个竖向观测面,分别设置水平加速度计 4 个,其中 A4 布设在土箱外部的振动台面,用以记录基地加速度;在分别距表层黏土以及底部基地的 15 cm 厚度处的砂土层中布设 4 组孔隙水压力计和土压力计,上下两层仪器用于记录浅部与深部砂土在多次振动下不同土层条件变化情况,而平行排列的传感器用于分析边界效应对试验数据的影响。观测面的仪器布置如图 3 所示,图中传感器编号 A 代表加速度计、W 代表孔压力计、T 代表土压力计。

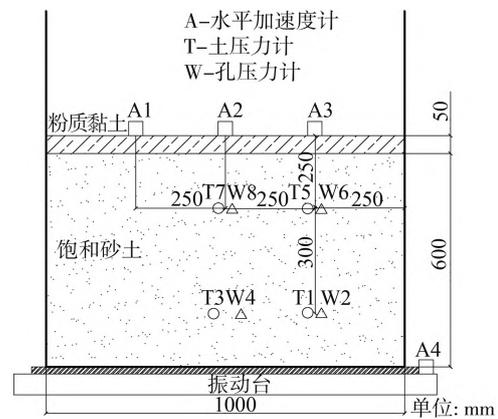


图 3 土箱观测剖面传感器布设示意图

Fig. 3 Schematic diagram of sensor layout of soil observation box profile

### 1.3 砂土密实度测试

轻型动力触探是密实度检测中一种有效的试验方法,规范中通常在相应的定量判别标准下利用标准贯入的方法来判断砂土密实度大小,如表 2 所示。

表 2 圆锥动力触探仪类型及规格

Table 2 Type and specification of cone dynamic probe

触探类型	落锤质量/kg	落锤距离/cm	圆锥头规格			触探杆外径/mm	触探指标	主要适用岩土
			锥角/(°)	锥底直径/mm	锥底面积/cm <sup>2</sup>			
轻型	10.0	50	60	40	12.6	25	贯入 30 cm 的锤击数 $N_{10}$	浅部的填土,砂土,粉土,黏性土
重型	63.5	76	60	74	43	42	贯入 10 cm 的锤击数 $N_{63.5}$	砂土,中密以下的碎石土,极软岩
超重型	120.0	100	60	74	43	50~60	贯入 10 cm 的锤击数 $N_{120}$	密实的碎石土,软岩,极软岩

由于轻型动力触探设备简单、操作方便、工作效率较高、适应性广,且基于模型深度较浅,本文利用轻型动力触探测试方法来评价砂土在液化之前和随后多次振动情况下密实度的变化规律。为精确分析砂土密实度变化情况,文中使用贯入 5 cm 的锤击数  $N$  为量化触探指标。试验中进行了 4 次轻型动力触探试验,分别为模型静置完毕(振动液化前)和每次振动之后。对初始和第三次振动后的场地使用  $V=100\text{ cm}^3$ 、 $H=5\text{ cm}$  的环刀取土钻取样,根据 GB/T 50123—2019《土工试验方法标准》<sup>[29]</sup> 密实度公式得出不同深度的相对密

实度( $D_r$ )大小,相对密度的计算公式为

$$D_r = \frac{(\rho_d - \rho_{dmin})\rho_{dmax}}{(\rho_{dmax} - \rho_{dmin})\rho_d} \quad (1)$$

式中: $\rho_d$  为干密度; $\rho_{dmin}$  和  $\rho_{dmax}$  分别为最小、最大干密度。干密度等参数需要通过各类土工试验计算得出,具体为对每 5 cm 砂土取样进行土工试验得到砂样的含水率  $\omega$  为

$$\omega = \frac{m_w}{m_1} \quad (2)$$

$$m_w = m_0 - m_1 \quad (3)$$

式中: $m_0$  为取样成试样的原始质量; $m_1$  为原始砂样烘干后的质量; $m_w$  为砂样中水的质量; $\omega$  为砂土含水率。从而得到砂土干密度  $\rho_d$  为

$$\rho_0 = \frac{m_0}{V} \quad (4)$$

$$\rho_d = \frac{\rho_0}{1 + \omega} \quad (5)$$

式中  $\rho_0$  为湿密度。再取一定质量  $m_d$  砂样,使用漏斗法和振动锤击法测得烘干砂样的最大、最小体积  $V_{max}$ 、 $V_{min}$ ,通过式(6)、式(7)得

$$\rho_{dmix} = \frac{m_d}{V_{max}} \quad (6)$$

$$\rho_{dmax} = \frac{m_d}{V_{min}} \quad (7)$$

### 1.4 模拟地震序列输入特性

本次振动台试验模拟地震序列采用三大段简谐波荷载时程输入,分别用 S1、S2 和 S3 来表示。在此基础上细分为小段时程 S1-1、S1-2、S1-3;S2-1、S2-2、S2-3;S3-1、S3-2、S3-3、S3-4、S3-5,振动频率均为 5 Hz,三大段时程的持续时间分别为 530、820、1370 s,各分段动荷载加速度峰值如表 3 所示。图 4 为振动台面 A4 的加速度时程曲线。每次大段激振时程结束后,模型静置 40 min,再施加下一次动荷载。

表 3 振动序列不同阶段监测加速度峰值

Table 3 Observation acceleration amplitude of the vibration sequence at different phases

地震时程	起止时间/s	A1/Gal	A2/Gal	A3/Gal	A4/Gal
S1-1	[0,150)	31.1	24.3	32.5	22.3
S1-2	[150,270)	283.9	197.1	352.5	198.8
S1-3	[270,530]	407.0	247.2	402.2	584.8
S2-1	[0,150)	51.8	38.2	77.8	31.2
S2-2	[150,320)	118.5	86.4	142.5	65.9
S2-3	[320,820]	217.6	103.2	206.5	130.8
S3-1	[0,340)	215.2	84.0	210.1	62.3
S3-2	[340,510)	273.7	189.7	194.1	114.4
S3-3	[510,760)	175.1	283.6	258.7	149.9
S3-4	[760,1040)	167.9	330.0	300.4	321.6
S3-5	[1040,1370]	118.2	339.8	247.4	505.9

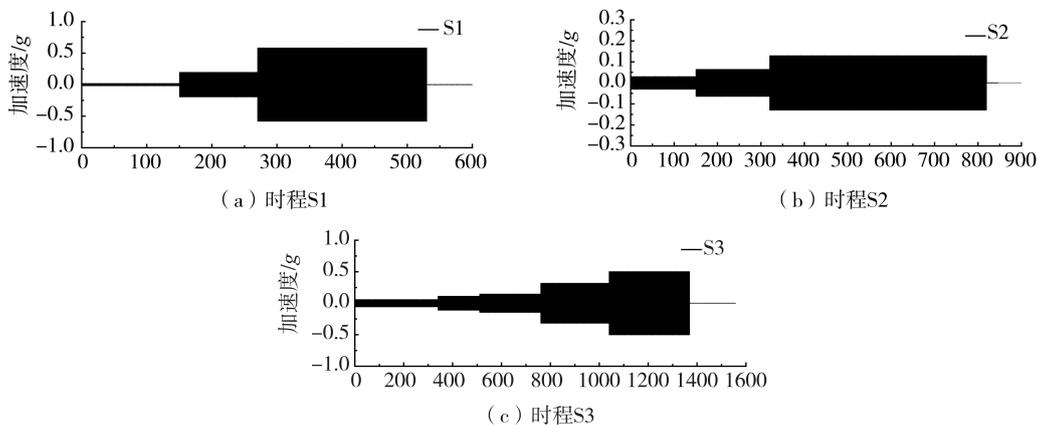


图 4 A4 基底加速度时程曲线

Fig. 4 Acceleration time history curve of A4

在强振动时程 S1 作用下,如图 5 中透过箱壁可见砂土、气泡在振动中不断向上运移,直至黏土层表面,大股水涌出,发生砂土液化现象。在第二次较弱振动(时程 S2)作用下,模型箱内砂土出现大振动幅度,并出现侧壁气泡涌出以及黏土层下陷且破裂的现象。振动停止后一段时间,仍可见砂土、气泡和水向上运移的现象。在时程 S3 作用下,输入较大激振力,在振动过程中仅有少量水从四周边缘慢速涌出,未发生其他显著现象。



图 5 涌砂路径

Fig. 5 Surge sand path

## 2 模拟地震序列对场地条件影响分析

### 2.1 砂土含水率变化

通过对比分析液化前后砂土含水率的变化,研究振动液化对砂土场地条件的影响,本文试验样本均为模型箱中所取不同深度砂样(每层取 3 次基本样),进行土工试验得到每层的平均砂土含水率  $\omega$ 。模型土箱不同深度处,砂土初始含水率与时程 S3 作用结束后的含水率如表 4 和图 6 所示。可以看出,液化后砂土内部 250 mm 和 500 mm 深度的含水率发生了显著降低,而砂土表层含水率没有发生变化,深部砂土的含水率变化值显著大于浅部,表明砂土场地模型在多次振动液化下,孔隙水由下而上发生迁移。

表 4 砂土含水率对比

Table 4 Comparison of moisture content of sand

深度/mm	液化前含水率/%	液化后含水率/%	相对变化值/%
100	0.176	0.176	0
250	0.174	0.169	0.005
500	0.180	0.162	0.018

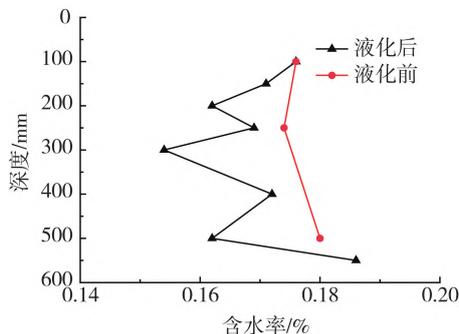


图 6 不同深度砂土含水率变化

Fig. 6 Change of moisture content of sand at different depths

### 2.2 砂土密实度变化规律

#### 2.2.1 砂土相对密实度

根据土工试验测得时程 S3 结束后砂土的最大、最小干密度为 1.787、1.435  $\text{g}/\text{cm}^3$ ,不同深度砂土的相对密度  $D_r$  数据如表 5 所示。根据相对密度可知在模拟地震序列引起的多次振动下,场地大部分砂土变为密实状态。

表 5 样本相对密度

Table 5 Relative compactness of the soil sample

贯入深度/mm	时程 S3 之后相对密实度 $D_r$	贯入深度/mm	时程 S3 之后相对密实度 $D_r$
[ 50, 100)	0.93	[ 250, 300)	0.91
[ 100, 150)	0.85	[ 350, 400)	0.91
[ 150, 200)	0.93	[ 450, 500)	0.71
[ 200, 250)	0.77	[ 500, 550]	0.93

### 2.2.2 轻型动力触探数据

贯入深度与累计锤击数的对应关系和拟合直线如图7所示,其中虚线表示的是在相同的贯入深度下累计的触探锤击数,如表6所示。可以看出,随着场地振动次数的增多,相同的贯入深度需要的锤击数逐渐增加,表明每次振动之后,砂土的密实度逐渐增大。此外,砂土在模拟地震序列荷载输入前后对应的拟合直线斜率逐渐变小,S2阶段贯入曲线斜率相对于S1变化显著,S3曲线斜率与S2比较接近,表明模拟地震序列的振动作用下,相同深度处的砂土除了愈加密实之外,其密实度增量逐渐变小。尽管S2低于S1、S3的振动强度,但此次振动引发的喷水冒砂现象较为明显,并且各深度处 $N$ 大幅度增长。结果表明砂土在第一次液化之后的抗液化强度显著上升。

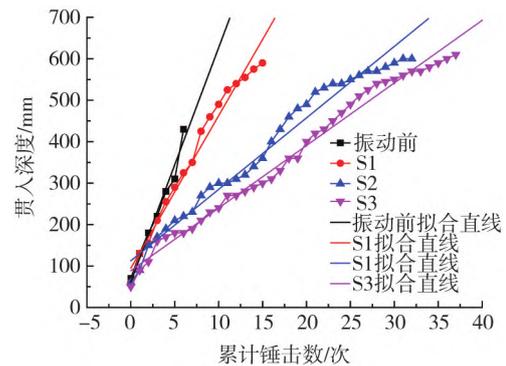


图7 轻型动力触探累计锤击数与贯入深度关系

Fig.7 Relationship of cumulative blow count and depth of light dynamic penetration test

表6 相同贯入深度累计锤击数

Table 6 Cumulative blow count at the same penetration depth

贯入深度/mm	振动前	第一次振动(S1)	第二次振动(S2)	第三次振动(S3)
100	1	1	2	2
300	4	5	10	15
500	7	10	20	25

### 2.2.3 试验结果分析

砂土在发生液化以及液化现象的前后,深部砂土的密实度增量明显高于浅部,液化对浅部密实度影响较弱,对深部密实度影响大,进而可推测液化场地在下次地震作用下,浅部砂土层相比于深部土层更容易液化。为了验证砂土相对密实度与轻型动力触探锤击数的定量定性关系,以及轻型动力触探在探究不同深度下密实度变化的适用情况,本文对S3动荷载时程作用之后,各深度处相对密实度( $D_r$ )大小与相同50 mm厚度下轻型动力触探锤击数( $N$ )进行分析。由图8(a)、(b)可知,砂样的相对密实度并不是随着深度的增加而变大,经过地震序列作用后,250 mm与500 mm处砂土密实度与触探锤击数均发生骤降,其原因为动荷载作用使该深度范围砂土发生了液化。

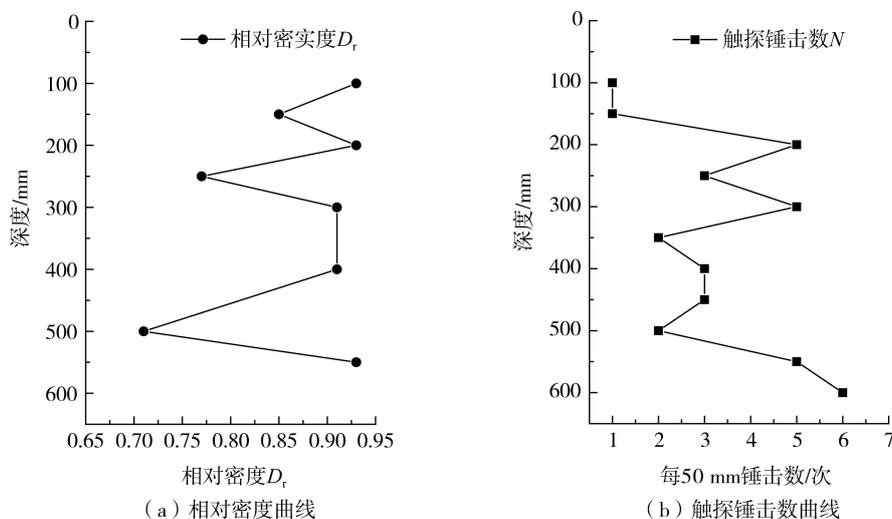


图8 模型箱中样本相对密度与锤击数的纵向变化

Fig.8 Longitudinal variation of the relative density of samples and the number of hits in the model box

### 2.3 孔隙水压力变化

W2、W4 与 W6、W8 为同一水平下深部与浅部砂土孔压计传感器,其中 W2 与 W6 靠近模型箱边界,见图 3。在场地砂土液化与振密过程中,S1~S3 这 3 次振动的相同水平位置的孔压增量基本一致,可知本次试验中模型箱边界对孔压增量影响较弱,如表 7 所示。

表 7 振动序列作用下孔隙水压增量

Table 7 Pore water pressure increment under the input of vibration sequence kPa

振动序列	测点			
	W2	W4	W6	W8
S1	3.3	3.4	2.3	2.1
S2	1.8	1.7	0.8	0.8
S3	0.7	0.8	0.6	0.4

为了判断砂土是否发生液化,通过孔隙水压增量除以初始竖向有效应力得到超孔压比  $R_u$ ,当  $R_u$  增长至 1 时,认为目标土层达到液化状态,由于孔压计传感器在振动液化下会发生位移,导致  $R_u$  大于 1。本次试验以 200 mm 与 500 mm 深度的 W8 和 W4 测点为例进行分析,振动序列对应的超孔压比时程曲线如图 9 所示。其中,图 9(a)、(b)、(c) 为各振动序列作用下中部砂土的超孔压比,图 9(d)、(e)、(f) 为各振动序列作用下模型箱边界的超孔压比。可以看出,前 2 次振动与第三次振动相比超孔压比明显增大,并且出现砂土液化现象,与观察现象相符。在 S1 振动序列,浅部土体超孔压比增量显著大于深部并发生液化,深部土体超孔压比达到 0.7 左右处于临界液化状态,在振动时程停止作用后,不同位置的孔压比均持续下降,在之后的 2 次振动下模型箱砂土整体孔压增量逐渐降低,并未发生液化。其原因为 S2 振动序列下的喷水冒沙现象导致覆盖层破裂,砂土层无法积累孔隙水压力,并且在振动结束后砂土的密实度大幅增加。因此,在 S2 振动序列下超孔压比无法达到 1。在 S1~S3 振动序列作用下,砂土相同位置的超孔压比增量逐渐降低,在液化现象的影响下,场地的液化势变弱。图 9(c) 中,S3 振动序列可以看出,由于深部砂土密实度增量显著大于浅部,因此在该阶段的动荷载输入下,W4、W6 的超孔压比增量变化很小,而 W8、W2 的超孔压比增量高于 W4、W6,表明在多次动荷载作用之后,浅部砂土层较深部土层更容易发生液化。

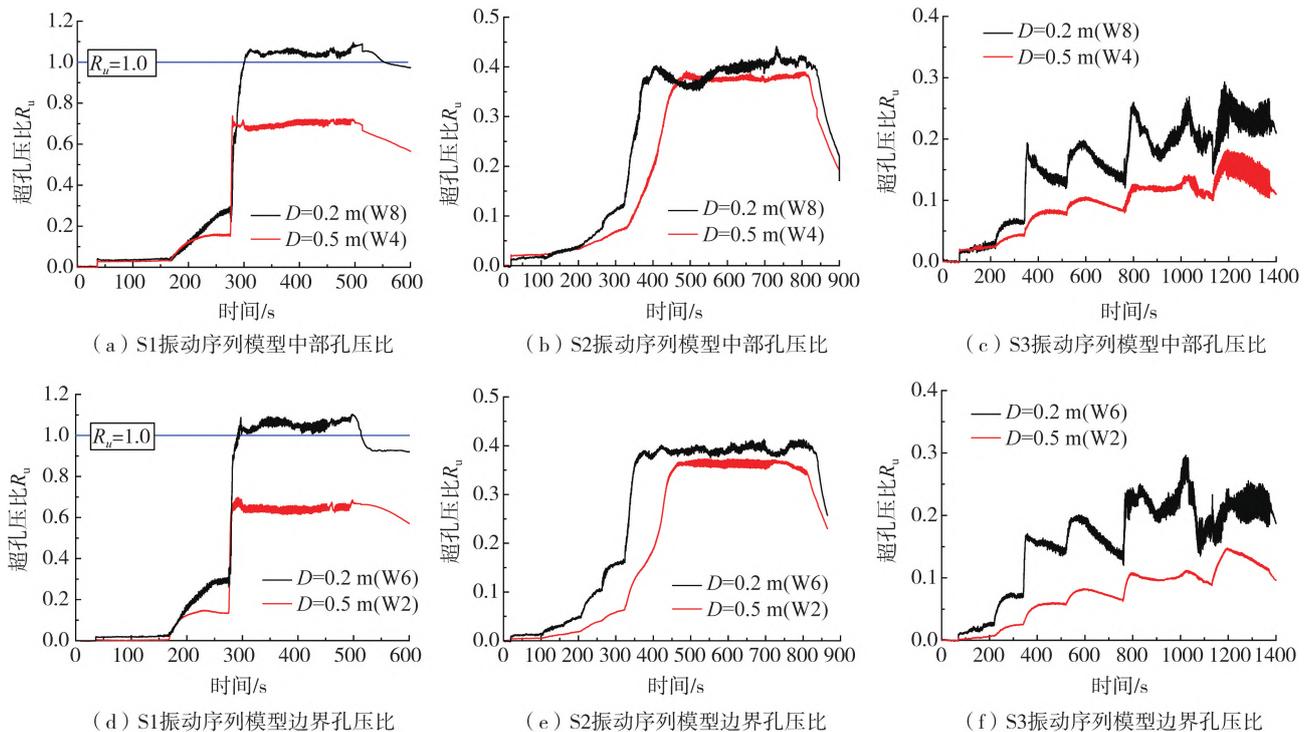


图 9 超孔压比时程曲线

Fig. 9 Time history curves of excess pore pressure ratio

### 3 结论

基于小型振动台研究地震序列作用下砂土液化场地条件的影响,在振动序列动荷载作用下,对砂土地模型的含水率、密实度、土压力、孔隙水压力和加速度等物理力学参数进行测试和监测,分析了砂土在经过液化、砂土密实过程之后场地条件的变化规律,得出的主要结论如下:

1)在模拟地震序列作用下,砂土表层含水率基本没有发生变化,深部砂土的含水率降低值明显大于浅部,表明在多次振动液化条件下,砂土中孔隙水由下而上发生渗流迁移。

2)砂土地经过多次振动液化之后,相同深度处的砂土密实度逐渐增加,同时密实度增量逐渐变小。相同深度的孔压增量逐渐降低,砂土液化势逐渐降低。深部砂土的密实度增量明显高于浅部,这一规律与砂土深部位置孔压增量大于浅部的监测结果一致。砂土液化后不同深度密实度增量的差异性对于震后基于静力触探和动力触探等原位测试资料建立液化判据具有参考意义。

3)液化砂土的超孔隙水压力在动荷载作用结束后迅速消散和下降,发生重新固结,导致砂土密实度增大,液化对浅部密实度影响较弱,对深部密实度影响大,进而可推测在下一次地震作用下,浅部砂土层相比于深部土层更容易液化。

### 参考文献:

- [1] WEAVER K C, DOAN M L, COX S C, et al. Tidal behavior and water-level changes in gravel aquifers in response to multiple earthquakes: A case study from New Zealand[J]. *Water Resources Research*, 2019, 55(2): 1263-1278.
- [2] GULLEY A K, DUDLEY WARD N F, COX S C, et al. Groundwater responses to the recent Canterbury earthquakes: A comparison[J]. *Journal of Hydrology*, 2013, 504: 171-181.
- [3] ORENSE R P, KIYOTA T, YAMADA S, et al. Comparison of liquefaction Features observed during the 2010 and 2011 Canterbury earthquakes[J]. *Seismological Research Letters*, 2011, 82(6): 905-918.
- [4] LEES J J, BALLAGH R H, ORENSE R P, et al. CPT-based analysis of liquefaction and re-liquefaction following the Canterbury earthquake sequence[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2015, 79: 304-314.
- [5] ORENSE R P, PENDER M J, WOTHERSPOON L M. Analysis of soil liquefaction during the recent canterbury (New Zealand) earthquakes[J]. *Geotechnical Engineering: Journal of Southeast Asian Geotechnical Society*, 2012, 43(1/4): 8-17.
- [6] QUIGLEY M C, BASTIN S, BRADLEY B A. Recurrent liquefaction in Christchurch, New Zealand, during the Canterbury earthquake sequence[J]. *Geology*, 2013, 41(4): 419-422.
- [7] SEED H B, IDRIS I M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1971, 97(9): 1249-1273.
- [8] WHITMAN R V. Resistance of soil to liquefaction and settlement[J]. *Soils and Foundations*, 1971, 11(4): 59-68.
- [9] YOUD T L, IDRIS I M. 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*, 2001, 127(4): 297-313.
- [10] CETIN K O, SEED R B, DER KIUREGHIAN A, et al. Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2004, 130(12): 1314-1340.
- [11] IDRIS I M, BOULANGER R W. Examination of SPT-based liquefaction triggering correlations[J]. *Earthquake Spectra*, 2012, 28(3): 989-1018.
- [12] CHEN G X, XU L Y, KONG M Y, et al. Calibration of a CRR model based on an expanded SPT-based database for assessing soil liquefaction potential[J]. *Engineering Geology*, 2015, 196: 305-312.
- [13] STARK T D, OLSON S M. Liquefaction resistance using CPT and field case histories[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1995, 121(12): 856-869.
- [14] ROBERTSON P K, WRIDE C F. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, 35(3): 442-459.
- [15] BOULANGER R W, IDRIS I M. Probabilistic standard penetration test-based liquefaction-triggering procedure[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2012, 138(10): 1185-1195.
- [16] ANDRUS R D, STOKOE K H. Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000, 126(11): 1015-1025.
- [17] KAYEN R, MOSS R E S, THOMPSON E M, et al. Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2013, 139(3): 407-419.
- [18] CHEN G X, KONG M Y, KHOSHNEVISAN S, et al. Calibration of  $V_s$ -based empirical models for assessing soil liquefaction potential using expanded database[J]. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2019, 78(2): 945-957.

- [19] 陈国兴, 李方明. 基于 RBF 神经网络模型的砂土液化震陷预估法[J]. 自然灾害学报, 2008, 17(1): 180-185.  
CHEN Guoxing, LI Fangming. Seismic settlement estimation of sand liquefaction based on RBF neural network model[J]. Journal of Natural Disasters, 2008, 17(1): 180-185. (in Chinese)
- [20] 李方明, 陈国兴. 基于 BP 神经网络的饱和砂土液化判别方法[J]. 自然灾害学报, 2005, 14(2): 108-114.  
LI Fangming, CHEN Guoxing. Saturated sand liquefaction potential estimation method based on BP neural network[J]. Journal of Natural Disasters, 2005, 14(2): 108-114. (in Chinese)
- [21] 谭钦文, 尹光志, 魏作安. 基于混沌优化神经网络的砂土液化预测模型[J]. 自然灾害学报, 2009, 18(3): 111-116.  
TAN Qinwen, YIN Guangzhi, WEI Zuoan. Prediction model of sand liquefaction based on chaos optimization neural networks[J]. Journal of Natural Disasters, 2009, 18(3): 111-116. (in Chinese)
- [22] WOTHERSPOON L M, ORENSE R P, GREEN R A, et al. Assessment of liquefaction evaluation procedures and severity index frameworks at Christchurch strong motion stations[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, 79: 335-346.
- [23] THEVANAYAGAM S, MARTIN G R, SHENTHAN T, et al. Post-liquefaction pore pressure dissipation and densification in silty soils[C] // International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Columbia: University of Missouri-Rolla, 2001: 23.
- [24] FINNO R J, GALLANT A P, SABATINI P J. Evaluating ground improvement after blast densification: Performance at the oakridge landfill[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016, 142(1): 04015054.
- [25] NARSILIO G A, SANTAMARINA J C, HEBELER T, et al. Blast densification: Multi-instrumented case history[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(6): 723-734.
- [26] THOMANN T G, HRYCIW R D. Stiffness and strength changes in cohesionless soils due to disturbance[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, 29(5): 853-861.
- [27] HA I S, OLSON S M, SEO M W, et al. Evaluation of reliquefaction resistance using shaking table tests[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31(4): 682-691.
- [28] WANG J T, SALAM S, XIAO M. Evaluation of the effects of shaking history on liquefaction and cone penetration resistance using shake table tests[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020, 131: 106025.
- [29] GB/T 50123—2019 土工试验方法标准[S]. 北京: 中国计划出版社, 2019.  
GB/T 50123—2019 Standard for geotechnical testing method[S]. Beijing: China Planning Press, 2019. (in Chinese)