

可液化地基上桩基基础小高宽比隔震结构体系 振动特性试验研究

于 旭^{1,2}, 赵 畅³, 庄海洋^{2,3}, 陈国兴²

(1. 南京工程学院建筑工程学院, 江苏 南京 211167; 2. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009;
3. 华东交通大学土木建筑学院, 江西 南昌 330013)

摘要: 为研究地基液化对小高宽比隔震结构体系振动特性的影响, 通过振动台模型试验再现了桩基基础小高宽比隔震结构体系在液化场地上的地震反应过程, 分析了地基液化过程中基础及隔震层振动特性和隔震结构地震响应规律。结果表明: 地基液化后小高宽比隔震结构的一阶自振频率较刚性地基时大幅增加, 阻尼比较刚性地基时也明显增加; 液化地基上隔震层对群桩基础水平向加速度反应起明显的放大作用, 隔震效能消失, 但隔震层对桩基承台转动角加速度反应起显著的减震作用; 液化地基上小高宽比隔震结构楼层加速度峰值放大系数的分布规律与非液化地基上隔震结构相比也具有明显差异, 呈现出弯曲放大的特点, 隔震结构顶层加速度峰值放大系数增大尤为明显; 液化地基上小高宽比隔震结构的最大层间位移反应远超刚性地基上隔震结构在强震作用下的最大层间位移反应, 可能导致基于刚性地基假定设计的隔震结构在地基液化时不满足抗震设计要求。

关键词: 隔震结构; 振动台试验; 液化地基; 动力特性; 地震反应

中图分类号: TU311 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2023)04-1125-11

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2023.04.026

引 言

隔震技术已经被列为对未来地震工程有重要影响的先进技术, 目前中国已建成超过 1.5 万幢的隔震建筑。实际工程中隔震结构可建于砂土地基上, 而强震作用下砂土地基可能出现砂土液化的灾害。历次地震表明: 砂土液化会对建筑结构、桥梁、公路、铁路等基础设施产生巨大的破坏作用^[1-3], 由此可见砂土液化可能对隔震结构的地震反应特征有着相当大的影响。

目前, 对可液化地基上隔震结构地震反应的研究还相对较少, 文献[4]采用有限元分析软件 ABAQUS 研究了砂土液化对基础隔震结构地震反应的影响, 初步给出了砂土液化对隔震结构地震反应的影响规律, 但研究成果缺乏实测数据及模型试验的验证。近年来国内外学者对不同地基上的隔震结构抗震性能进行了大量研究, 主要研究方法可分为理论分析、模型试验和数值模拟^[5-9], 其中基于地基土-隔震结构相互作用的模型试验能够有效验证相关的理论分析和数值模拟的正确性, 模型试验是现阶段分析地基土-结构动力相互作用的有效方法。

李昌平等^[10]对刚性地基和软土地基条件下的高层隔震结构模型开展了振动台试验研究, 分析了高层隔震结构在软土地基条件下的振动反应特性及隔震效果, 为相关理论研究提供了试验依据, 但其高层隔震结构模型的高宽比为大高宽比。文献[8]分别对刚性地基和一般地基上隔震结构的地震反应进行了系列模型试验研究, 对比分析了模型地基刚度变化对隔震层的隔震效率和隔震结构动力反应的影响规律。同时, Zhuang 等^[11]对软夹层地基上基础隔震结构体系进行振动台模型试验, 表明软夹层地基上土-结构动力相互作用效应 (SSI 效应) 可增大也可减小隔震结构的地震反应, 与输入地震动的特性相关。吴应雄等^[12]进行了软土地基条件下层间隔震结构振动台试验, 研究了远场长周期地震动下桩-土-层间隔震结构动力反应规律及减震效果。综上所述, 目前已进行的隔震结构模型试验中, 地基均未考虑可液化地基, 而已有的可液化地基上隔震结构有限元计算分析的初步研究成果有待模型试验验证。鉴于《建筑抗震设计规范》^[13]要求隔震结构宜为小高宽比结构, 有必要开展可液化地基上小高宽比隔震结构振动台试验, 探究可液化地基上小高宽比隔震结构的地震反应特征及其抗震性能。

收稿日期: 2021-11-02; **修订日期:** 2022-03-12

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (51778282, 51978333)。

本文以可液化地基上小高宽比隔震结构动力反应特征以及地基液化后隔震结构的隔震效果为研究目标,考虑到铅芯橡胶支座隔震是目前技术成熟、应用较多且可单独使用的一种隔震结构,结合《建筑抗震设计规范》对隔震结构宜为小高宽比结构(高宽比小于4.0)的要求,设计了可液化地基上桩基基础小高宽比铅芯橡胶支座隔震结构(简称小高宽比隔震结构)振动台模型试验方案。试验主要获取了土体水平位移和沉降、土体加速度和动孔压、桩基动力应变、隔震结构加速度和动态位移等试验数据。本文重点分析地基液化过程中桩基基础小高宽比隔震结构体系的动力学特性和地震反应规律。

1 振动台模型试验概况

1.1 相似比设计

在土-结构动力相互作用的振动台模型试验中将涉及到两种或多种材料,要在试验中使模型的试验参数和原型参数完全满足相似关系是十分困难的。试验中需研究多介质耦合作用体系的相似比确定方法,根据试验目的,考虑地基土-隔震结构相互作用体系主要参数的相似性,本文模型结构选取几何长度、弹性模量和加速度为基本物理量。模型地基选取剪切波速、密度和加速度为基本物理量,根据 Buckingham 定理,导出其他物理量的相似比。根据已有的研究,模型试验液化场地的剪切波速与原场地剪切波速之比约为 $1/2^{[14]}$;在可液化场地的振动台试验中,地震动持时压缩比对试验结果有显著影响,许成顺等^[15]建议在涉及可液化场地的振动台模型试验中所输入的地震记录采用原始持时地震动记录或按照较大时间相似比压缩的地震动记录。因此,为保证模型地基液化效果,本次试验采用原始持时地震动记录作为输入地震动。模型体系相似关系如表 1 所示。

1.2 模型地基与结构

本文模型结构的相似比与文献[16]非液化砂土地基上模型结构的相似比相同,本文模型结构尺寸、楼层配重同非液化砂土地基上铅芯橡胶支座隔震钢框架模型,详见文献[16]。试验中隔震结构模型的上部结构采用 4 层钢框架体系,纵向边长为 0.8 m,横向边长为 0.6 m,钢框架高度为 2.1 m,底层层高为 0.6 m,其他各层层高为 0.5 m,激振方向模型高宽比为 2.625,垂直激振方向模型高宽比为 3.5,隔震结构模型高宽比符合小高宽比隔震结构要求。模型每层配重为 736 kg,总配重为 3.68 t。

试验中隔震支座采用直径为 100 mm 的铅芯橡

表 1 模型与原型相似比

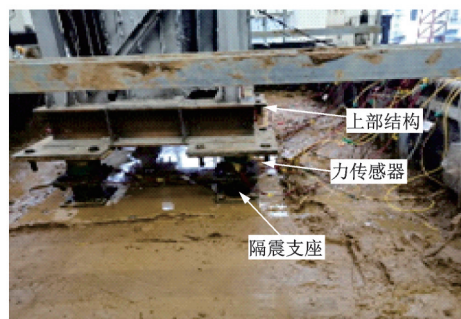
Tab. 1 Similarity ratio between model and prototype

类型	物理量	相似关系	相似比	
			结构	地基
几何特性	长度	S_l	1/20	1/4
	位移	$S_x = S_l$	1/20	1/4
材料特性	弹性模量	S_E	1	-
	等效密度	S_ρ	20	1
	质量	$S_m = S_\rho S_l^3$	1/400	-
	应力	$S_\sigma = S_E S_\epsilon$	1	-
	应变	S_ϵ	1	-
	剪切波速	S_V	-	1/2
	剪切模量	S_G	1	1/4
	有效覆土压力	S_z	-	1/4
	刚度	$S_k = S_E S_l$	1/20	-
	时间	S_t	1/4.47	1
动力特性	频率	$S_f = 1/S_t$	4.47	1
	加速度	S_a	1	1/4
	孔隙水压力	$S_u = S_l S_a S_\rho$	-	1/16

胶支座,铅芯橡胶支座的橡胶层数为 22 层,钢板层数为 21 层,橡胶层厚为 1.2 mm,叠层钢板层厚为 1.5 mm,铅芯直径为 8 mm,隔震支座性能参数详见文献[8],隔震支座的布置如图 1 所示。



(a) 隔震支座的平面布置
(a) Plane layout of the isolation bearings



(b) 隔震支座与上部结构的连接
(b) Connection of the isolation bearing and superstructure

图 1 隔震支座的布置

Fig. 1 Layout of the isolation bearings

模型基础采用桩基础,桩承台平面尺寸为 $1.2 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 0.1 \text{ m}$ 。桩基础共设 6 根桩,桩长为 0.8 m,截面为 $0.035 \text{ m} \times 0.035 \text{ m}$,桩基础模型如图 2(a) 所示。

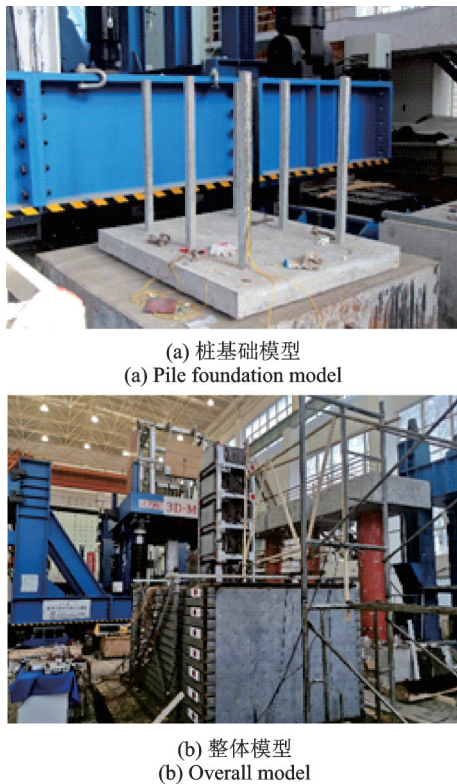


图2 土-桩-隔震结构整体试验模型

Fig. 2 Overall test model of the soil-pile-isolation structure

可液化场地的振动台试验以模型场地达到液化为主要目标,结合《建筑抗震设计规范》第4.3.7条:采用桩基时,桩端应伸入到液化深度以下的稳定土层中。本文中可液化地基土层采用饱和砂土层模拟,其上覆不排水层采用一定厚度黏土模拟,在饱和砂土层以下设置一定厚度的黏土和碎石来模拟不透水层和基岩。本次试验模型地基整体尺寸为3.5 m(长)×2 m(宽)×1.3 m(高),土层分为4层,自上而下设置为:100 mm厚黏土覆盖层,700 mm厚可液化的饱和松散砂土层,300 mm厚的硬黏土层,200 mm厚的碎石层。模型地基碎石层均匀平铺于模型箱底部,碎石层铺设完成后采用分层压实法铺设硬黏土层,模型地基饱和砂土层采用水沉法进行铺设,饱和砂土层铺设完成后,铺设上覆黏土层然后注水,使地基土层充分饱和,装填结束后静置固结2天,最后抽走土箱内多余存水。模型地基及上部结构安装完成后的整体试验模型如图2(b)所示。试验所用的模型土箱为层状剪切变形土箱。该模型箱的净尺寸为3.5 m(振动方向)×2 m(横向)×1.7 m(高度),由于该模型土箱的各层框架间可以自由地产生水平相对变形,对土的剪切变形几乎没有约束,大大减小了边界对波的反射,故能较好地模拟土的边界条件。

试验前对土层进行取样,通过室内试验测定模型土层物理参数,地表黏土层含水量为30.8%~33.7%,密度为1.78 g/cm³;地基饱和砂土含水量为40.5%~

41.3%,密度为1.83 g/cm³,砂土颗粒级配曲线如图3所示,其中细砂粒径主要分布在0.075~1.0 mm,粒径小于0.075 mm的颗粒含量为0.98%;地基下部硬黏土含水量为8.3%~9.2%,密度为1.87 g/cm³。

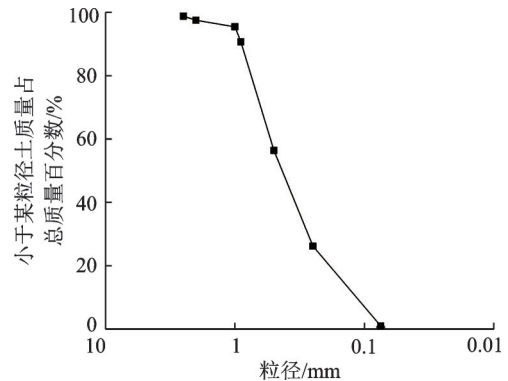


图3 砂土颗粒级配曲线

Fig. 3 Grain gradation curve of sand

1.3 试验测点与加载方案

根据此次振动台试验目的,试验中测试模型结构的加速度及水平位移、隔震支座的压力及水平力、模型地基土的加速度、孔隙水压力、水平位移和地表沉降、模型基础承台竖向加速度分量、水平向加速度分量、桩土界面的接触压力及桩身应变。鉴于可液化地基-隔震结构模型体系的振动方向为沿模型结构纵向,本次试验沿模型体系振动方向(纵向)和垂直模型体系振动方向(横向)各设置一个观测面,如图4所示,其中模型体系纵向为主观测面,模型体系横向为次观测面。

试验共设置土压力计6只、孔压计10只、竖向激光位移计2只、光纤光栅测点16个、非接触动态位移标靶12个、力传感器4个、水平加速度计17只、竖向加速度计4只、水平向激光位移计4只、摄像头2个、摄像机1部。

考虑到可液化地基上振动台模型试验中应尽量减少振动次数的原则同时结合以往国内外同类试验经验^[14,17],本次振动台试验仅选用普通地震动El Centro波的原始持时地震动记录作为台面输入地震动。

El Centro波为1940年美国Imperial山谷地震时记录的地震波,该波原始峰值加速度为0.349g,强震部分持续时间约为26 s,El Centro波的加速度时程及其对应的傅氏谱如图5所示。此外,根据文献[18]对于地震动的分类标准,1)PGA/PGV>1.2,属于高频波;2)0.8<PGA/PGV<1.2,属于中频波;3)PGA/PGV<0.8,属于低频波,上述分类标准中PGA为地表地震动峰值加速度,PGV为地表地震动峰值速度。据此计算出El Centro波的PGA/PGV=0.92,属于中频地震波。

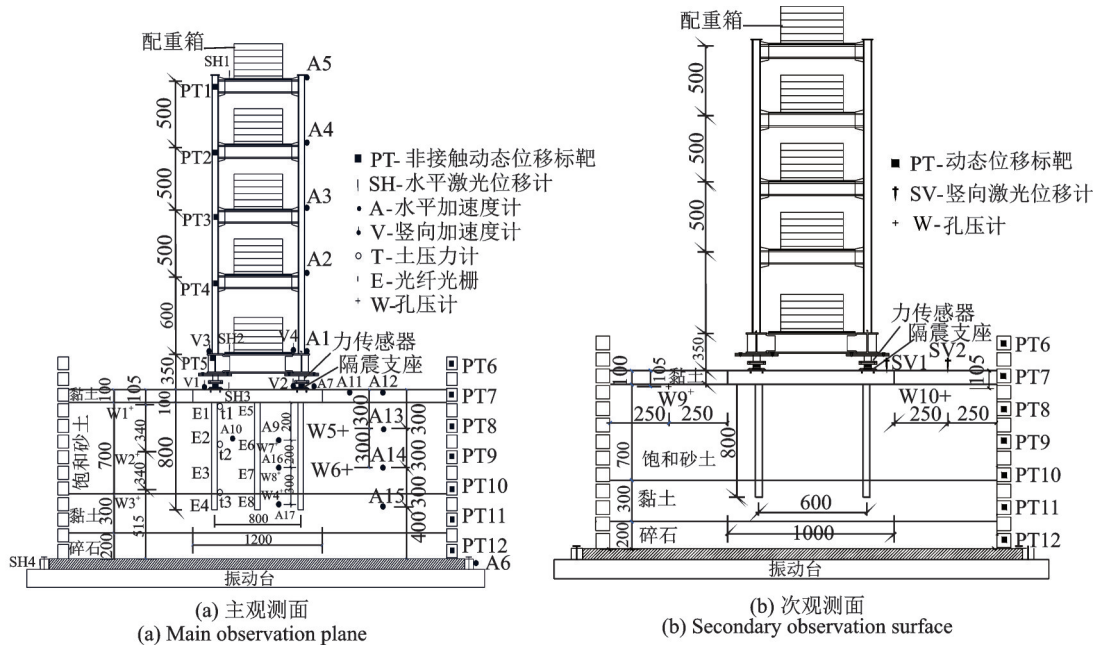


图4 模型体系测点布置(单位:mm)

Fig. 4 Arrangement of the measuring points in model system (Unit:mm)

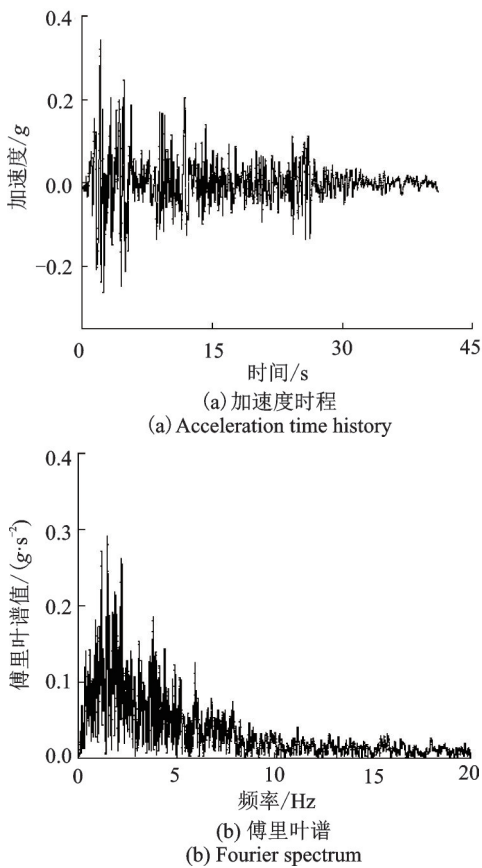


图5 El Centro波加速度时程及傅里叶谱

Fig. 5 Time-history of acceleration and Fourier spectra of El Centro Earthquake wave

为测定可液化场地上隔震结构模型体系动力特性参数的变化,试验前后采用白噪声对模型体系进行扫描,以获取模型体系的自振频率和阻尼比。鉴于可液化场地条件下振动台试验应尽量减少激振次数,试验过程中按照逐级加载的方式加载,基岩地震

动峰值加速度(PBA)取0.1g,0.2g和0.3g,为保证模型地基中孔隙水压力的充分消散,各加载工况之间的时间间隔不小于50 min,振动台试验的加载方案如表2所示。

表2 振动台试验加载工况

Tab. 2 Loading programs of the shaking table tests			
序号	地震波	输入基岩峰值加速度/g	持时/s
1	白噪声	0.05	60
2	El Centro	0.1	40.9
3	El Centro	0.2	40.9
4	白噪声	0.05	60

2 试验结果分析

2.1 地基液化过程分析

为判定模型地基的液化状态,定义动孔压比为土体空隙水压力与土体有效自重应力之比值,本文采用动孔压比作为描述模型地基液化状态的无量纲参数,动孔压比能合理反映可液化模型地基的液化状态^[14-15]。图6给出了不同输入峰值加速度时模型地基各测点的动孔压比反应时程曲线。总体来看,动孔压比随输入峰值加速度的增大而增大。当PBA=0.1g时,不同深度处各测点的动孔压比峰值基本保持在0.6以内,模型地基未发生明显液化,模型地基不同深度测点的孔压比峰值随埋深的增加呈逐渐减小趋势,符合可液化地基动孔压比随深度变化的一般规律。

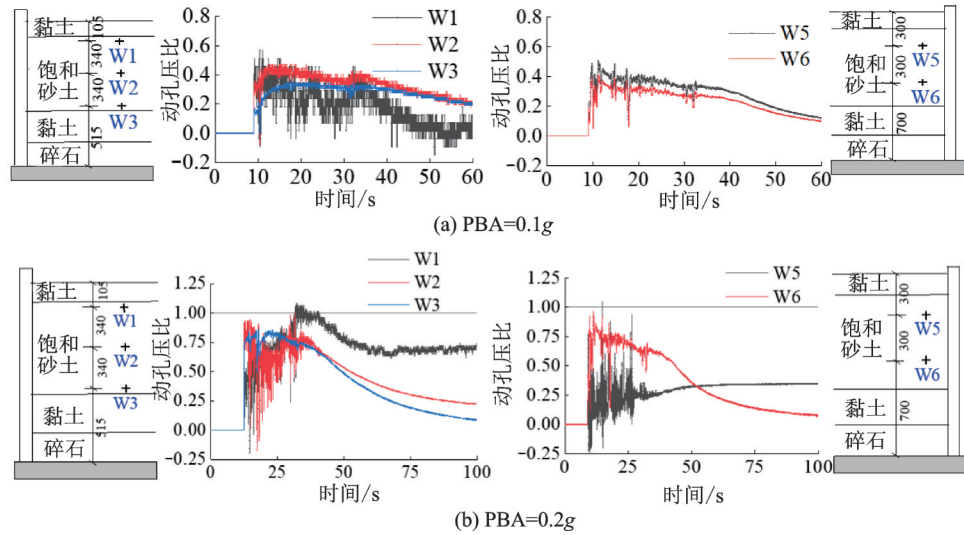


图6 不同深度处孔压比反应历程

Fig. 6 Pore pressure ratio time history in different buried depths

当PBA=0.2g时,除砂土层底部W3测点外其他各测点的动孔压比峰值均达到或接近1.0,W3测点的动孔压比峰值也大于0.8。已有的研究指出^[19]:在振动作用下,一般认为动孔压比达到0.8左右时土体产生初始液化,动孔压比达到1.0时土体达到完全液化,这表明本文模型地基已基本达到完全液化状态,故模型试验终止加载。进一步分析图6可以看出,饱和砂土层顶部测点W1的动孔压比峰值最大,但测点W1需要相对较长的时间才达到动孔压比峰值,孔隙水压力发展明显滞后;饱和砂土层中下部测点W3和W6均在较短的时间即达到动孔压比峰值;上述分析表明:模型地基的液化程度与地震动强度和测点深度相关,强地震动作用下模型地基液化程度较高,动孔压比反应幅值呈现出随土层深度自上而下不断减小的变化规律,埋深越深,测点孔压比增长到峰值所需的时间越短、发展越快。上述分析结果与许成顺等^[14]关于可液化场地-群桩基础-

结构体系地震反应的研究结果基本吻合。此外,模型试验中还观测到了地基液化诱发的地基震陷、喷水冒砂等宏观现象(隔震结构液化地基的动力反应特征见文献[20]),上述分析说明本文模型试验中模型地基的设计完全达到了研究模型地基液化及其规律的试验目的。

2.2 模型结构体系的动力学特性

采用白噪声对模型体系试验前后进行扫描,得到可液化地基上隔震结构模型体系的一阶自振频率和阻尼比,如表3所示。表3中刚性地基、非液化砂土地基上隔震结构及非隔震结构的一阶自振频率和阻尼比为文献[16]已完成的不同地基上隔震结构体系振动台模型试验的结果。与刚性地基上隔震结构的一阶自振频率和阻尼比相比,可液化地基和非液化砂土地基上隔震结构一阶自振频率和阻尼比的变化规律明显不同。

表3 模型结构的一阶自振频率和阻尼比

Tab. 3 First order natural frequency and damping ratio of the model system

工况	可液化地基上隔震结构		刚性地基上隔震结构		非液化砂土地基上隔震结构		非液化砂土地基上非隔震结构	
	频率 f_i /Hz	阻尼比 ξ /%	频率 f_i /Hz	阻尼比 ξ /%	频率 f_i /Hz	阻尼比 ξ /%	频率 f_i /Hz	阻尼比 ξ /%
试验前	2.41	11.20	2.65	8.30	2.38	15.40	4.36	9.70
试验后	4.39	9.68	2.62	8.80	2.29	22.10	4.20	12.20

综合来看,主要有以下规律:可液化地基上隔震结构在试验前(地基液化前)的动力学特性变化规律与非液化砂土地基上隔震结构的动力学特性基本相似,其一阶自振频率较刚性地基时小幅降低,而阻尼比较刚性地基时明显增加;在试验后(地基液化后)

可液化地基上隔震结构动力特性发生了明显变化,其一阶自振频率较刚性地基时大幅增加,增幅高达67.6%,而阻尼比较刚性地基时也增加了约10%。值得注意的是,试验后可液化地基上隔震结构的动力特性参数($f_1=4.39$ Hz, $\xi=9.68$)与非液化砂土地

基上非隔震结构在试验前的动力特性参数($f_1=4.36$ Hz, $\xi=9.70$)基本吻合。从结构动力学特性参数的角度来看,地基液化前后隔震结构的动力特性参数发生了质变,隔震结构在地基液化后已演变为“非隔震结构”。

上述可液化地基上隔震结构动力学特性参数的变化规律可做如下解释:可液化地基上与非液化砂土地基上的隔震结构均受到土与结构相互作用效应 SSI 的影响。已有的研究表明:考虑 SSI 效应时,建筑基础相对于地基产生平动和转动反应,改变了上部结构的动力反应方程,使上部结构的动力学特征发生较大变化。对于非液化地基上的隔震结构,其基础相对于地基的平动反应很小,转动反应也相对较小^[16],隔震结构的隔震层水平位移反应较大,上部结构相对于基础呈整体平动。因此,非液化地基上隔震结构的动力学特征没有发生较大变化,相应的动力学特性参数也未发生较大变化。然而,对于可液化砂土地基上的隔震结构,由于地基液化时基础承台下方的地基局部反力消失,基础相对于地基的转动反应增强,试验中观测到基础承台相对于地基产生剧烈摇摆,基础承台相对于地基的剧烈摇摆抑制了隔震层的水平变形,导致上部结构呈整体摇摆晃动,上述分析表明地基液化后隔震结构的动力特征已发生较大变化,其与非隔震结构的动力学特征相似,相应的动力学特性参数也与非隔震结构相近。

上述地基液化后隔震结构动力特性的变化将对隔震结构的隔震效能产生显著影响,隔震结构的隔震机理是在建筑的基础和上部结构之间设置柔性隔震层,延长上部结构的基本周期,从而避开地面地震动的主频带范围,减免共振效应,减小结构的水平地震反应。对于本文研究的可液化地基上的隔震结构,地基液化后隔震结构一阶自振频率较刚性地基时大幅增加(基本周期减小),其动力特性与非液化场地非隔震结构的动力特性相近,而非隔震结构的自振周期与地震动的卓越周期接近,共振效应将显著增大隔震结构的水平地震反应,这与本文隔震结构实测楼层加速度峰值放大系数相印证,上述分析表明地基液化后隔震结构的动力特性完全不符合隔震结构的隔震机理,导致隔震结构无法起到水平隔震的作用。

2.3 隔震层振动特性

已有的研究表明:土性地基上隔震结构的基础及隔震层存在转动效应,其对上部结构的隔震效果有较大影响^[16]。本次试验中在基础和隔震层顶面分别布置水平向加速度计 A1 和 A7,同时在隔震基础及隔震层顶部分别布置了竖向加速度计 V1, V2 和 V3, V4(测点布置如图 4(a)所示),参照文献[17]按

以下两式计算基础的转动角加速度 θ_1'' 和隔震层的转动角加速度 θ_2'' :

$$\theta_1'' = \frac{V_1'' + V_2''}{L_1} \quad (1)$$

$$\theta_2'' = \frac{V_3'' + V_4''}{L_2} \quad (2)$$

式中 L_1 为测点 V1 和 V2 的距离; L_2 为测点 V3 和 V4 的距离; $V_1'' \sim V_4''$ 为测点 V1~V4 的实测竖向加速度。

表 4 隔震层水平向加速度反应峰值

Tab. 4 Peak acceleration of the isolation layer

PBA	位置	加速度峰值/ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)	隔震效率 [(A7-A1)/A7]/%
0.1g	隔震层 A1	0.940	32.5
	基础 A7	1.393	
0.2g	隔震层 A1	21.545	-12.5
	基础 A7	19.142	

表 4 给出了基础 A7 测点及隔震层 A1 测点的水平向加速度反应峰值。表 5 给出了基础及隔震层的转动角加速度反应峰值。综合分析表 4 和 5 可知,当 PBA=0.1g(地基未液化)时,隔震层对基础水平向加速度反应具有明显的隔震作用(隔震效率为 32.5%),隔震层对基础转动角加速度反应起明显的放大作用,这与文献[16]非液化地基上隔震结构振动台试验的研究结果基本一致。

表 5 隔震层转动角加速度反应峰值

Tab. 5 Rotation angular acceleration peak of the isolation layer

PBA	位置	转动角加速度峰值/ ($\text{rad} \cdot \text{s}^{-2}$)	比值 $\theta_{2,\max}''/\theta_{1,\max}''$
0.1g	隔震层 θ_2''	0.369	2.288
	基础 θ_1''	0.162	
0.2g	隔震层 θ_2''	6.919	0.250
	基础 θ_1''	27.690	

当 PBA=0.2g(地基液化)时,基础的水平向加速度反应峰值及转动角加速度峰值较 PBA=0.1g 时剧增,其中 PBA=0.2g 时基础 A7 测点的加速度反应峰值较 PBA=0.1g 时增大了约 13 倍, PBA=0.2g 时基础转动角加速度 θ_1'' 的峰值较 PBA=0.1g 时增大了约 170 倍,其原因在于地基液化后基础承台底部局部支撑反力的消失以及桩侧阻力的减小,使基础相对于地基产生了较大的平动和剧烈的摆动。当 PBA=0.2g(地基液化)时,隔震层对基础水平向加速度反应没有隔震作用而有放大作用(隔震效率为 -12.5%),而隔震层转动角加速度 θ_2'' 与基础

转动角加速度 θ_1'' 的峰值比为0.25,隔震层转动角加速度 θ_2'' 的峰值较基础转动角加速度 θ_1'' 的峰值显著减小,但液化后隔震层转动角加速度 θ_2'' 的峰值仍然较大。上述分析表明:地基液化对隔震层的振动特性影响较大,地基液化后隔震层的水平向加速度反应峰值及转动角加速度峰值较地基液化前显著增大,地基液化后隔震层对基础水平向加速度反应起放大作用,但对基础转动角加速度反应起显著的减震作用。

为分析地基液化后隔震层对基础水平向加速度反应起放大作用的成因,图7也给出了基础A7测点和隔震层A1测点水平向加速度反应的时程及傅里叶谱。由图7可以看出,当PBA=0.1g(地基未液化)时,隔震层对基础A7测点傅里叶谱的影响表现为:隔震层使基础A7测点的中高频段(5.9~37.2 Hz)傅里叶谱值减小而低频段(1.46~2.1 Hz)傅里叶谱值放大,傅里叶谱值由高频向低频移动,这种振动特性与非液化场地上隔震层的振动特性测试结果一致。

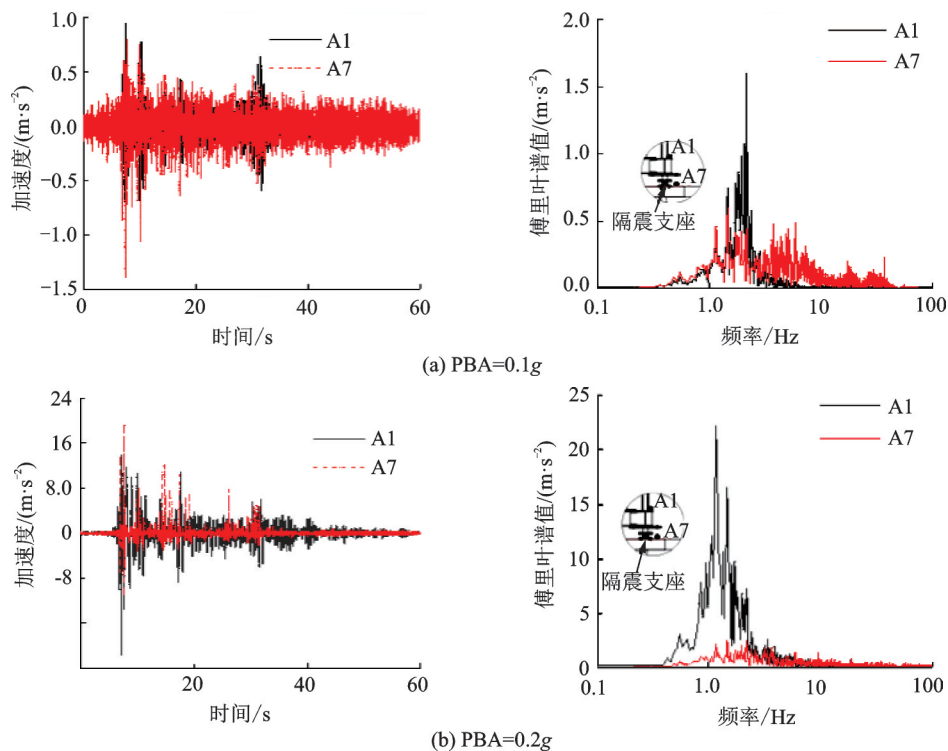


图7 基础及隔震层测点的加速度时程及傅里叶谱

Fig. 7 Acceleration time histories and Fourier spectra of the pile foundation and isolation layer

当PBA=0.2g(地基液化)时,隔震层对基础A7测点傅里叶谱的影响与液化前明显不同,其表现为:隔震层使基础A7测点的低频段(1.15~1.46 Hz)傅里叶谱值显著放大,傅里叶谱值由低频向更低频方向移动。上述分析表明:地基液化后隔震层对以低频分量为主的基础水平向加速度反应起放大作用。其原因与地基液化后液化土层的滤波效应有关,由文献[21]可知:液化土层具有吸收高频波放大低频波的作用,地基软弱土层也有类似作用,致使地震波传播到A7测点时,大量高频分量被吸收而低频分量被放大,隔震层的振动特性使A7测点的低频分量进一步被放大,从而使隔震层对基础水平向加速度反应起明显的放大作用。

为分析地基液化后隔震层对基础转动角加速度反应起减震作用的成因,图8给出了基础转动角加速度 θ_1'' 和隔震层转动角加速度 θ_2'' 的时程及傅里叶谱。由图8可以看出,当PBA=0.1g(地基未液化)时基础

转动角加速度 θ_1'' 的主频约为13.5 Hz,当PBA=0.2g(地基液化)时基础转动角加速度 θ_1'' 的主频约为1.17 Hz,这表明:地基未液化时基础转动角加速度反应的频谱特性以高频分量为主,而地基液化后地基转动角加速度反应的频谱特性以低频分量为主,其原因与基础承台下方土的密实性有关,地基土越密实,基础的摆动频率越高,反之,基础的摆动频率越低。地基液化前基础承台下方为饱和砂土,地基液化后基础承台下方变为液体状态。进一步分析图8可以看出,当PBA=0.1g(地基未液化)时隔震层对基础转动角加速度 θ_1'' 傅里叶谱的影响表现为:隔震层使基础 θ_1'' 的傅里叶谱值明显增大,其中中高频段(9.5~37.2 Hz)傅里叶谱值显著增大。当PBA=0.2g(地基液化)时隔震层对基础转动角加速度 θ_1'' 傅里叶谱的影响表现为:隔震层使基础 θ_1'' 的傅里叶谱值明显减小,其中低频段(0.34~2.47 Hz)傅里叶谱值大幅降低。上述分析表明:地基液化前隔震层对以高频分量为主的基础

转动角加速度反应起放大作用,地基液化后隔震层对以低频分量为主的基础转动角加速度反应起显著的减震作用。其原因在于:隔震支座自身水平向刚度较小但竖向刚度较大,相应的隔震支座水平向自振频率

为低频,竖向自振频率为高频,因此,由隔震支座组成的隔震层对水平向高频振动和竖向低频振动具有较好的隔震效果,反之,隔震层对水平向低频振动和竖向高频振动则起放大作用。

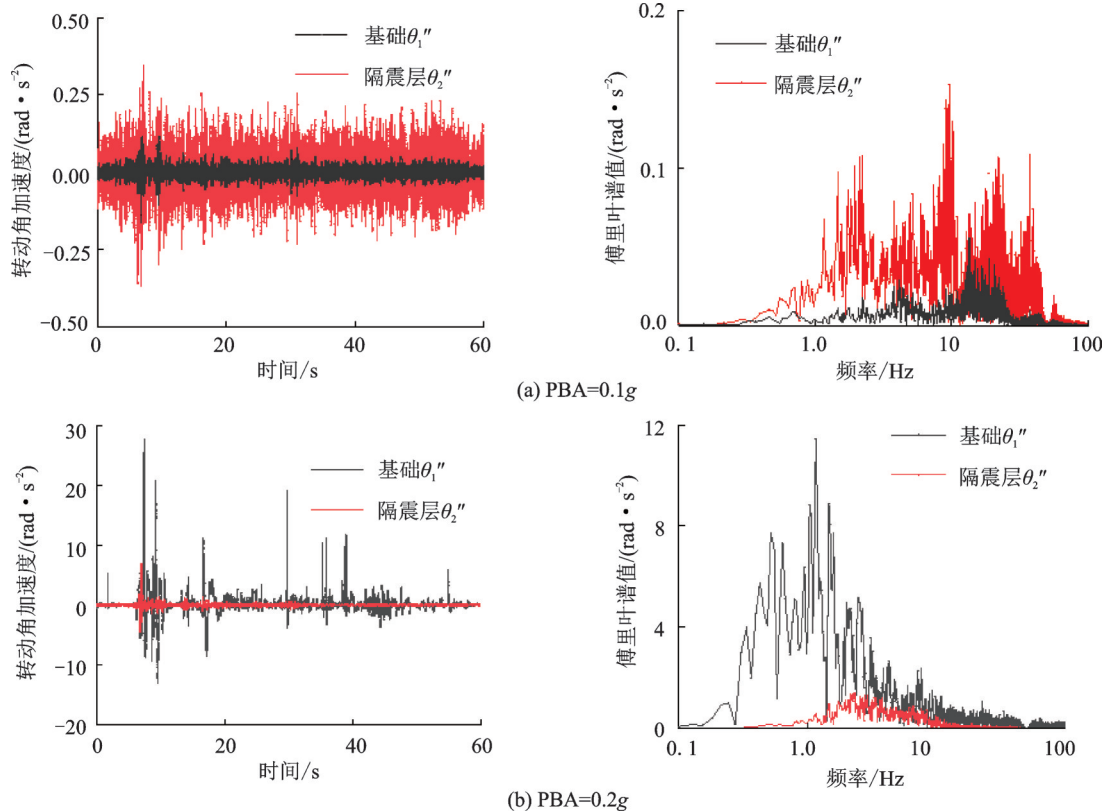


图8 基础及隔震层的转动角加速度时程及傅里叶谱

Fig. 8 Rotation angular acceleration time histories and Fourier spectra of the pile foundation and the isolation layer

2.4 模型结构地震反应

2.4.1 加速度反应

图9给出了隔震结构各楼层水平向的加速度反应放大系数,图中“0”层号代表基础顶面。由图9可以看出,当PBA=0.1g(地基未液化)时,隔震结构楼层加速度放大系数在0.58~0.77之间,隔震效果明显,隔震结构楼层加速度峰值放大系数的分布以底层和顶层较大,中间层相对较小。这与文献[16]中的非液化砂土地上隔震结构楼层加速度峰值放大系数的分布规律一致。当PBA=0.2g(地基液化)时,隔震结构楼层加速度峰值放大系数随楼层的增高而增大,其中1~5层楼层加速度峰值放大系数在1.12~3.96之间,地基液化后隔震结构楼层加速度放大系数的分布曲线呈现弯曲放大的特点,该分布规律与文献[16]中的非液化砂土地上非隔震结构楼层加速度峰值放大系数的分布规律相似,但液化地基上顶层加速度峰值放大系数显著增大,这可能是地基液化时隔震结构基础强烈的转动效应和隔震结构顶层“鞭梢效应”共同作用的结果。

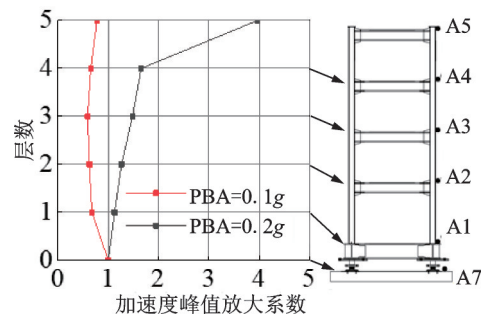


图9 隔震结构楼层加速度放大系数

Fig. 9 Acceleration amplification factor of the isolated structure

上述分析结果与本文2.2节的分析结果相吻合:地基液化后隔震结构失去原有的振动特性,其振动特性与非隔震结构相似。其主要原因在于液化地基上土-结构动力相互作用(SSi效应)的影响更为强烈,隔震基础相对于地基产生剧烈的平动和转动,隔震结构基础水平向加速度反应峰值及转动角加速度峰值在地基液化后剧增,隔震结构基础的水平向加速度反应及转动角加速度反应改变了隔震层的性能,使隔震结构上部结构的振动特性呈现出与非隔

震结构相似的特点。

2.4.2 最大层间位移反应

图10给出了可液化地基上隔震结构最大层间位移,图中楼层位置0代表隔震层。由图10可以看出,当PBA=0.1g(地基未液化)时,隔震结构最大层间位移的分布以底部隔震层较大,隔震层最大层间位移为4.35 mm,而上部其他层层间位移很小,隔震结构呈现整体平动的特点,这与非液化地基上隔震结构最大层间位移的分布规律一致^[16]。当PBA=0.2g(地基液化)时,隔震结构隔震层的层间位移显著增大,隔震层最大层间位移为18.76 mm,而上部其他层层间位移也显著增大,上部结构最大层间位移为7.07 mm,文献[16]中的刚性地基上隔震结构振动台模型试验中不同地震动强震(PBA=0.5g)作用下隔震结构隔震层最大层间位移为7.9~10.2 mm,上部结构最大层间位移为0.5~0.76 mm,由此可见,液化地基上隔震结构的最大层间位移反应远超刚性地基上隔震结构在强震作用下的最大层间位移反应,这可能导致基于刚性地基假定设计的隔震结构在地基液化后不满足抗震设计要求。

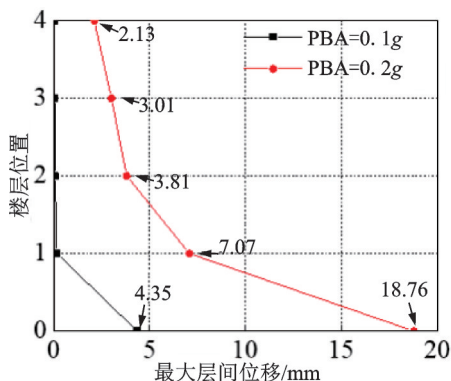


图10 可液化地基上隔震结构最大层间位移

Fig. 10 Maximal interlayer displacements of the isolated structure on liquefiable foundation

2.4.3 整体倾斜率

震害调查表明,地基液化会导致地面建筑物发生不均匀震陷和倾斜,甚至倒塌。为分析可液化地基上隔震结构的倾斜率,本文引入隔震结构整体倾斜率的概念,由于隔震结构的倾斜主要是上部结构相对隔震层顶板发生倾斜,本文定义隔震结构的整体倾斜率 β 按下式计算:

$$\beta = \frac{S_1 - S_2}{H} \quad (3)$$

式中 H 为隔震结构顶层处SH1测点和隔震层顶板处SH2的距离; S_1, S_2 为测点SH1和SH2的实测水平位移。

图11给出了可液化地基上隔震结构整体倾斜

率时程曲线。由图11可以看出,当PBA=0.1g(地基未液化)时,在地震动输入过程中隔震结构整体倾斜率幅值较小,地震动输入结束时整体倾斜率绝对值也很小,仅为0.00026,当PBA=0.2g(地基液化)时,在地震动输入过程中隔震结构整体倾斜率幅值显著增加,地震动输入结束时整体倾斜率绝对值为0.00228,上述分析表明:地基液化后隔震结构震后整体倾斜率较地基液化前明显增大,但地基液化后隔震结构震后整体倾斜率仍然较小,试验中隔震结构在震后没有明显的倾斜现象。这说明液化地基上隔震结构在震后可能不会出现明显的倾斜震害。

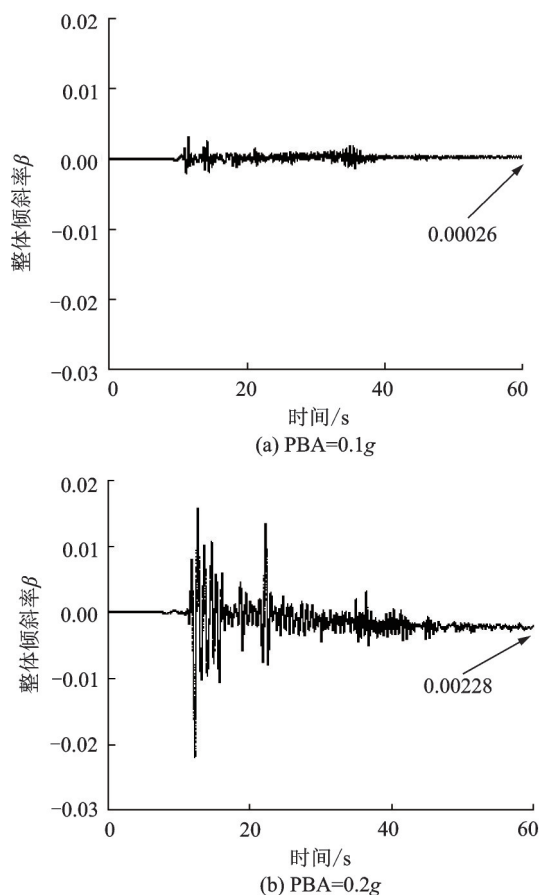


图11 可液化地基上隔震结构整体倾斜率时程

Fig. 11 Overall inclination ratio time history of the isolated structure on liquefiable foundation

文献[14,22]振动台模型试验的研究结果指出:液化地基条件下非隔震结构在震后出现了明显的倾斜震害。对比文献[14,22]与本文的试验结果可知:液化地基上隔震结构在震后的倾斜震害较非隔震结构明显降低,其原因在于:液化地基上隔震结构的隔震层对基础转动角加速度反应有显著的减震效果,其大幅降低了由基础转动效应引起的整体倾斜,相应的液化地基上隔震结构的倾斜震害较非隔震结构明显降低。

3 结 论

完成了可液化地基上桩基基础小高宽比隔震结构体系的振动台模型试验,将试验结果与已有非液化地基上隔震结构动力学特性的试验研究结果进行对比,系统分析了地基液化过程中桩基基础小高宽比隔震结构体系的动力学特性及其地震响应规律,得到的主要结论如下:

(1) 地基液化对桩基基础小高宽比隔震结构体系动力学特性的影响非常明显,其一阶自振频率较刚性地基时大幅增加,阻尼比较刚性地基时也增加明显,地基液化后隔震结构的动力学特性参数与非液化地基上非隔震结构的动力学特性参数基本接近。

(2) 地基液化后小高宽比隔震结构基础的水平向加速度反应峰值及转动角加速度峰值较地基液化前剧增,隔震层的水平向加速度反应峰值及转动角加速度峰值较地基液化前也显著增大。地基液化前隔震层对基础水平向加速度反应起隔震作用,但对基础转动角加速度反应起放大作用;地基液化后隔震层对基础水平向加速度反应起放大作用,但对基础转动角加速度反应起显著的减震作用。

(3) 地基液化前小高宽比隔震结构楼层加速度放大系数的分布以底层和顶层较大,中间层相对较小,隔震效果仍较为明显。地基液化后隔震结构楼层加速度放大系数随楼层的高度增大而增大,顶层加速度峰值放大系数显著增大,隔震作用基本消失。

(4) 液化地基上小高宽比隔震结构的最大层间位移反应远超刚性地基上隔震结构在强震作用下的最大层间位移反应,这可能导致基于刚性地基假定设计的隔震结构在地基液化时不满足抗震设计要求。

上述发现还有待于通过数值模拟和理论分析进一步分析和验证。

参考文献:

[1] Pender M J. Recent developments in earthquake geotechnical engineering [J]. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1997, 30(2): 167-173.

[2] Alexander Howden Group Limited, The Great Hanshin Earthquake, Japan—a report of the 1995 earthquake in Kobe and the Osaka Bay area and assessment of future insurance implications[R]. 1995.

[3] 曹振中, 侯龙清, 袁晓铭, 等. 汶川 8.0 级地震液化震害及特征[J]. 岩土力学, 2010, 31(11): 3549-3555. Cao Zhenzhong, Hou Longqing, Yuan Xiaoming, et al. The characteristics of liquefaction-induced damages in

the Wenchuan Ms8.0 earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(11): 3549-3555.

- [4] 朱明轩. 柔性地基上桩基基础隔震结构动力特性研究[D]. 南京:南京工业大学, 2020. Zhu Mingxuan. Study of dynamic characteristics of pile base isolation structure on flexible ground [D]. Nanjing: Nanjing Tech University, 2020.
- [5] Luco J E. Effects of soil-structure interaction on seismic base isolation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, 66: 167-177.
- [6] Mahmoud S, Austrell P E, Jankowski R. Non-linear behavior of base-isolated building supported on flexible soil under damaging earthquakes [J]. Key Engineering Materials, 2012, 488-489: 142-145.
- [7] Yu Xu, Zhuang Haiyang, Liu Shuai. Simple method for dynamic responses of soil-pile-isolated structure interaction system [J]. Transactions of Nanjing University of Aeronautics & Astronautics, 2017, 34(4): 426-437.
- [8] Zhuang Haiyang, Yu Xu, Zhu Chao, et al. Shaking table tests for the seismic response of a base-isolated structure with the SSI effect [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, 67: 208-218.
- [9] Yu Xu, Zhuang Haiyang, Zhu Chao. Shaking table model test of isolated structure on soft site and analysis on its isolation efficiency [J]. Transactions of Nanjing University of Aeronautics & Astronautics, 2017, 34(2): 169-176.
- [10] 李昌平, 刘伟庆, 王曙光, 等. 软土地基上高层隔震结构模型振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(7): 72-78. Li Changping, Liu Weiqing, Wang Shuguang, et al. Shaking table test on high-rise isolated structure on soft soil foundation [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(7): 72-78.
- [11] Zhuang Haiyang, Fu Jisai, Yu Xu, et al. Earthquake responses of a base-isolated structure on a multi-layered soft soil foundation by using shaking table tests [J]. Engineering Structures, 2019, 179: 79-91.
- [12] 吴应雄, 郑泽炜, 颜桂云, 等. 远场长周期地震动下桩-土-层间隔震结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2020, 4(74): 1-12. Wu Yingxiong, Zheng Zewei, Yan Guiyun, et al. Shaking table test of pile-soil inter-storey isolated structure under far-field long-period ground motion [J]. Journal of Building Structure, 2020, 4(74): 1-12.
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. MOHURD. Technical code for seismic design of buildings: GB 50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [14] 许成顺, 豆鹏飞, 杜修力, 等. 液化场地-群桩基础-结构体系动力响应分析——大型振动台模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(12): 2173-2181. XU Chengshun, Dou Pengfei, Du Xiuli, et al. Dynamic response analysis of liquefied site-pile group foundation-structure system——large-scale shaking table mod-

- el test [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(12): 2173-2181.
- [15] 许成顺, 豆鹏飞, 高岫成, 等. 地震动时压缩比对可液化地基地震反应影响的振动台试验[J]. 岩土力学, 2019, 40(1): 147-155.
- Xu Chengshun, Dou Pengfei, Gao Liucheng, et al. Shaking table test on effects of ground motion duration compression ratio on seismic response of liquefied foundation [J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(1): 147-155.
- [16] 于旭. 考虑土与结构相互作用的隔震结构体系性能研究[D]. 南京:南京工业大学, 2009.
- Yu Xu. Performance research on seismic isolated structure system considering soil-structure dynamic interaction[D]. Nanjing: Nanjing Tech University, 2009.
- [17] 于旭, 宰金珉, 王志华. 考虑SSI效应的铅芯橡胶支座隔震结构体系振动台模型试验[J]. 南京航空航天大学学报, 2010, 42(6): 786-792.
- Yu Xu, Zai Jinming, Wang Zhihua. Shaking table model test on lead core rubber bearing in isolation structure system considering SSI[J]. Journal of Nanjing University of Aeronautics & Astronautics, 2010, 42(6): 786-792.
- [18] Tso W, Zhu T, Heidebrecht A. Engineering implication of ground motion A/V ratio[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1992, 11(3): 133-144.
- [19] 江开渡, 钱德玲, 戴启权. 基于FLAC3D液化场地桩-土动力相互作用研究[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2016, 39(10): 1372-1375.
- Jiang Kaidu, Qian Deling, Dai Qiquan. Analysis of dynamic interaction of piles and soil on liquefiable site by FLAC3D[J]. Journal of Hefei University of Technology(Natural Science), 2016, 39(10): 1372-1375.
- [20] 庄海洋, 赵畅, 于旭, 等. 液化地基上隔震结构群桩与土动力相互作用振动台模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2022, 44(6): 979-987.
- Zhuang Haiyang, Zhao Chang, Yu Xu, et al. Earthquake responses of piles-soil dynamic interaction system for base-isolated structure system based on shaking table test [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2022, 44(6): 979-987.
- [21] 何剑平, 陈卫忠. 自由液化场加速度反应数值试验[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(1): 3130-3137.
- He Jianping, Chen Weizhong. Numerical experiment of acceleration response in free liquefaction field I[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(1): 3130-3137.
- [22] 戴启权, 钱德玲, 张泽涵, 等. 液化场地超高层建筑群桩基础动力响应试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(12): 2572-2579.
- Dai Qiquan, Qian Deling, Zhang Zehan. Experimental research on dynamic response of pile group of super highrise building on liquefiable ground[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(12): 2572-2579.

Experimental research on vibration characteristics of small height-width ratio isolation structure system of pile foundation on liquefiable foundation

YU Xu^{1,2}, ZHAO Chang³, ZHUANG Hai-yang^{2,3}, CHEN Guo-xing²

(1.School of Civil Engineering and Architecture, Nanjing Institute of Technology, Nanjing 211167, China;

2.Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China;

3.School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China)

Abstract: In order to study the effect of foundation liquefaction on the vibration characteristics of a small height-width ratio isolation structure system, the seismic response process of a small height-width ratio isolation structure system of pile foundation on liquefaction site is reconstructed by shaking table model test. The seismic response of the isolated structure during the process of soil liquefaction is analyzed. The results show that: the first natural frequency of the isolated structure on the liquefiable soil foundation is significantly higher than that on the rigid foundation, and the damping ratio is also significantly higher than that on the rigid foundation. The isolation layer on the liquefiable soil foundation plays a significant role in amplifying the horizontal acceleration response of the pile foundation, and the isolation effect disappears. However, the isolation layer plays another significant role in reducing the rotational angular acceleration response of the pile foundation. The distribution law of the peak acceleration amplification factor of the floor of small height-width ratio isolation structures on the liquefiable soil foundation is obviously different from that on the non-liquefaction foundation, which shows the characteristics of bending amplification, and the amplification coefficient of peak acceleration on the top floor of the isolation structure increases obviously. The maximum inter-storey displacement response of isolated structures on the liquefiable soil foundation is far greater than that on the rigid foundation under strong earthquake action, which may lead to the isolation structures based on the assumption of the rigid foundation not meeting the requirements of seismic design when the soil foundation liquefies.

Key words: isolated structure; shaking table test; liquefiable soil foundation; dynamic characteristics; seismic response

作者简介: 于旭(1977—),男,博士,教授。E-mail: yuxurichard@sina.com。

通讯作者: 庄海洋(1978—),男,博士,教授。E-mail: zhuang7802@163.com。