

DOI: 10.11779/CJGE202201016

# 土 - 桩基 - 核岛体系动力相互作用振动台试验及数值模拟

景立平<sup>1, 2</sup>, 汪刚<sup>2</sup>, 李嘉瑞<sup>2</sup>, 孙运轮<sup>3</sup>, 周中一<sup>2</sup>, 齐文浩<sup>2</sup>

(1. 防灾科技学院, 河北 三河 065201; 2. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江 哈尔滨 150080; 3. 中核能源科技有限公司, 北京 100094)

**摘要:** 利用振动台试验研究了土 - 桩基 - 核岛体系动力反应规律, 分析了桩身内力分布特征、变形规律和桩身破坏模式。试验结果表明: 输入不同幅值的地震动时土层与桩基础结构均出现加速度放大情况, 其中远离结构自由场放大系数峰值出现在土层表面, 桩间土层放大系数峰值出现在土层中部, 表明桩基础对土层加速度放大情况有一定影响; 桩身在中部出现加速度放大峰值后在靠近承台位置出现减小, 表明上部结构对桩身加速度放大分布有显著影响。桩身剪力在桩-承台连接处最大并随深度增加而减小, 弯矩在桩顶部及中上部位置较大。桩-承台连接处、桩中部(约6倍桩径)为桩身薄弱环节, 破坏形式为拉伸剪切破坏及弯曲破坏。群桩各桩的破坏顺序为沿振动方向一侧边桩先出现破坏并引起中部角桩破坏, 后中柱破坏, 另一侧边柱最后破坏。水平地震荷载作用下群桩的可能破坏机制是沿振动方向的边桩由于受桩周土的约束较弱、最先受到地震的作用, 更容易先发生破坏, 并引起其它位置的桩发生破坏。

**关键词:** 核岛; 桩基础结构; 振动台试验; 动力响应; 数值模拟

中图分类号: TU411.93 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2022)01-0163-10

作者简介: 景立平(1963—), 男, 博士, 研究员, 主要从事岩土地震工程方面的研究工作。E-mail: jing\_liping@126.com。

## Shaking table tests and numerical simulations of dynamic interaction of soil-pile-nuclear island system

JING Li-ping<sup>1,2</sup>, WANG Gang<sup>2</sup>, LI Jia-rui<sup>2</sup>, SUN Yun-lun<sup>3</sup>, ZHOU Zhong-yi<sup>2</sup>, QI Wen-hao<sup>2</sup>

(1. School of Disaster Prevention Science and Technology, Sanhe 065201, China; 2. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 3. China Nuclear Energy Technology Co., Ltd., Beijing 100094, China)

**Abstract:** The dynamic response characteristics of soil-pile-nuclear island system are studied through the shaking table tests. The distribution pattern of internal force, deformation mode and failure mechanism of piles are analyzed. The test results show that when the RG160 artificial waves of different amplitudes are input, acceleration amplification occurs in both the soil layer and the pile foundation structure. The peak value of the amplification coefficient of the free field far away from the structure appears on the soil surface, while the peak value of the amplification coefficient of the soil layers between piles appears in the middle part, which indicates that the pile foundation has a certain influence on the acceleration amplification of the soil layers. The peak value of the amplification coefficient along pile appears in the middle part and then decreases near the pile cap indicating that the superstructure has a significant effect on the acceleration amplification distribution along the piles. The shear force of pile body is the maximum at the pile-cap connection and decreases with the increase of depth, while the bending moment is larger at the top and middle upper positions of the piles. The pile-cap joint and the middle part of the piles (about 6 times the diameter of the piles) are the weak point of the piles, and the failure modes are tensile shear failure and bending failure. The failure sequence of the pile groups is that the piles at one side along the vibration direction are damaged first and cause the failure of the middle corner piles, then the middle piles are damaged, and the piles at the other side are destroyed finally. The possible failure mechanism of the pile groups under horizontal seismic loads is that the piles at one side along the vibration direction are more likely to be affected and damaged first by the earthquake because of the weak constraint of the around soils, and then cause the destruction of other piles. The conclusion can provide reference for the seismic design of pile foundation of nuclear island plants.

**Key words:** nuclear island; pile foundation structure; shaking table test; dynamic response; numerical simulation

## 0 引言

由于核电建设的快速发展, 沿海基岩场地已不能

基金项目: 中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项项目  
(2019B10); 国家科技重大专项项目(2018ZX06902016)

收稿日期: 2021-04-06

\*通信作者(E-mail: wanggang198903@126.com)

满足选址的需要，在非基岩场地建设核电站已成为一个不可避免的问题。出于核电发电的安全性考虑，核电结构的设计和建造安全等级是最高的。非基岩核电站包含地基-基础和上部结构两部分，现有的上部结构设计保证了其具备抵抗大飞机撞击和导弹打击等极端作用的能力，因此，核电站上部结构往往具有较高的抗震能力，难以在地震过程中产生破坏。为了确保核电结构在地震中的安全，非基岩场地的地基和基础的抗震设计则成为关键的问题。

桩基础是一种应用广泛的深基础形式，具有承载能力大、稳定性好、差异沉降小等优点而被广泛应用于桥梁结构、高层建筑、港口码头、海洋平台和核电站结构中。震害调查表明桩基础具有良好的抗震性能，但同时也存在一定的地震破坏实例，而且桩基础的震害具有隐蔽性，且破坏后修复困难。因此，很多学者开展了对桩基抗震性能的试验和理论研究。

早年的试验研究多集中在对桩基竖向承载力及抗倾覆滑移中，上部结构多以民用建筑、码头、厂房等建筑形式为主。近年来专家学者将研究目光聚集在桩基础侧向承载力及桩-土动力响应相互作用问题，并取得了一系列实用的研究成果。与常见建筑结构形式不同，核电结构一般采用钢板混凝土制作，墙体厚重，具有“质量大、刚度大”等自身独有特点，因此对结构体系动力相互作用有巨大的影响。现有桩基础理论是否适用核电核岛厂房结构存疑，所以桩基础在核电中的应用还有很多问题有待研究、阐明和解决。

现有的震害调查报告及理论研究明确了在地震过程中桩基础可能出现的常见震害形式，但是对于其破坏机理还没有明确的研究结论。国内外学者通过连续介质力学模型、结构简化模型、有限元模型等对桩-土动力相互作用及桩基础结构破坏机理等问题进行了理论和数值模拟研究，取得了一些有益的结论。目前，大型振动台地震模拟试验方法作为一种切实有效的结构动力响应研究方法被广泛应用在岩土结构领域。近年来，国内外专家学者利用大型振动台试验对动力荷载下桩身内力分布及桩-土-结构地震响应分析进行了大量研究，取得了许多阶段性的研究结论。

赵晓光等<sup>[1]</sup>开展了入土式承台群桩振动台试验，结果表明承台结构的正侧面动土压力显著发挥，反映了在承台、基桩和地基土协同工作中承台侧面水平抗力的贡献不容忽视。谢文等<sup>[2]</sup>通过振动台试验研究桩-土-结构相互作用，指出随地震动峰值的增大结构-土-结构相互作用减小，上部结构的高阶振型对其地震响应的贡献明显。许成顺等<sup>[3]</sup>通过振动台试验研究指出，在动力响应过程中桩基弯矩幅值呈现出桩顶弯矩小（靠近桩顶处）、下部弯矩大（靠近桩端处）

的规律，且在土层交界面附近弯矩存在突变。陈跃庆等<sup>[4]</sup>指出在不同地基土性条件下，结构-地基动力相互作用具有相似的规律，但其效果和机理存在差异。Barbara 等<sup>[5-6]</sup>开展嵌岩单桩动力体系地震响应振动台试验，试验主要分析地震荷载下土体的水平位移及桩的地震响应，并分析土体加速度的频谱特征。Mohsen 等<sup>[7]</sup>采用矩形刚性土箱开展了一组研究桩基在液化引起的侧向大变形场地中地震响应的大型振动台试验，研究单桩和群桩基础在发生液化大变形时的反应规律和破坏机理。

现阶段由于各种因素和试验条件的限制，对于桩-土-结构大型振动台试验研究还相对较少。针对运用在核电站核岛厂房中的桩基础结构，群桩-土-结构动力体系的研究仅停留在桩基理论与数值模拟的研究<sup>[8-10]</sup>，对于大型振动台试验研究还处于空白阶段。

为研究不同地基土层中土-桩-核岛结构在水平地震荷载下的动力相互作用规律和桩基破坏机理及失效模式，拟开展中软土、中硬土和硬土单一土层的振动台试验研究。本文为该系列试验的中软土地条件下土-桩基-核岛结构体系的动力相互作用试验，主要分析了系统加速度的反应规律及桩基的内力，讨论了中软土中桩身的地震破坏机理和失效模式，并采用大型通用有限元软件 ABAQUS 对试验过程进行了数值模拟，定性地讨论了试验结果的合理性。

## 1 试验介绍

### 1.1 振动台系统

中国地震局工程力学研究所地震模拟振动台系统，台面尺寸为  $5\text{ m} \times 5\text{ m}$ ，承载能力为  $300\text{ kN}$ ，最大行程为  $\pm 0.5\text{ m}$ ，最大速度为  $1.5\text{ m/s}$ ，最大加速度达  $2g$ ，是三向六自由度大型振动台。

### 1.2 层状剪切模型箱

试验模型箱为自行研制的三维叠层剪切模型箱<sup>[11]</sup>，如图 1 所示。模型箱的外部尺寸为长  $\times$  宽  $\times$  高 =  $3.7\text{ m} \times 2.4\text{ m} \times 1.7\text{ m}$ ，箱体采用多层方形钢管框架等间距叠合而成，上下层框架之间的间距为  $20\text{ mm}$ 。剪切模型土箱空箱自振频率为  $7.5\text{ Hz}$ ，阻尼比约为  $22.6\%$ 。该模型箱已完成了多次土结动力相互作用试验，试验结果表明该剪切模型箱具有良好的边界模拟效果<sup>[12]</sup>。

### 1.3 桩基础结构与上部结构设计及制作

桩基础结构由下部群桩基础及上部入土式承台组成。群桩由 5 根桩呈“十字型”布置组成，桩-承台结构如图 2 所示。桩身长度为  $1.35\text{ m}$ ，桩径  $0.1\text{ m}$ ，配 4 根直径  $8\text{ mm}$  纵筋，使用直径  $4\text{ mm}$  铁丝作环形箍筋，间隔  $100\text{ mm}$  布置。桩间距  $0.6\text{ m}$  ( $6$  倍桩径)，

桩底设有 20 mm 厚钢板与模型箱底部焊接模拟实际嵌岩桩受力情况。承台模型尺寸为 1.9 m×1.9 m, 厚 0.15 m, 内部双向配有间距 100 mm 的直径 8 mm 钢筋。桩身和承台均使用 C30 细石混凝土浇筑, 实际测得混凝土轴心抗压强度为 35.6 MPa, 弹性模量为 22567 MPa。



图 1 试验模型体系图

Fig. 1 Diagram of test model system

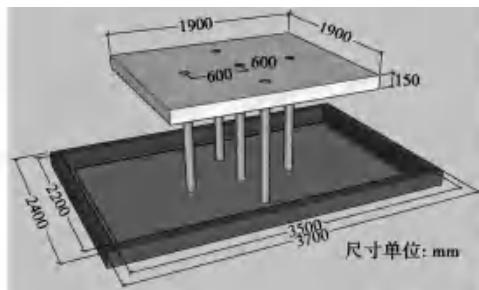


图 2 桩基础结构示意图

Fig. 2 Schematic diagram of pile foundation structure

上部结构由双钢板安全壳模型及混凝土底座组成, 总高度 1.769 m。安全壳按 1/20 缩尺模型设计, 高 1.619 m, 间隔 0.4 m 高度处设有隔层, 外径 1.5 m, 内径 1.368 m, 钢板间使用间距为 0.2 m×0.2 m 的直径为 4 mm 的螺栓对拉。混凝土底座尺寸、材料与承台一致, 并使用 4 根高强度螺栓与承台连接。安全壳内设有配重块, 上部结构设计总质量为 10 t, 如图 3 所示。

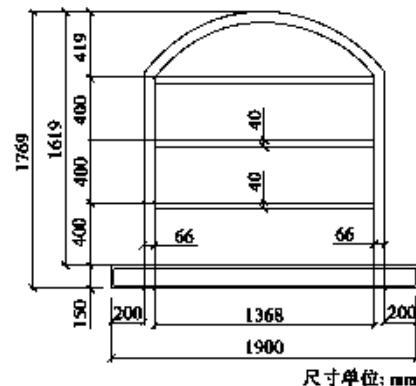


图 3 核岛厂房模型示意图

Fig. 3 Schematic diagram of nuclear island plant model

#### 1.4 地基基础模型及参数

试验用土为某场地粉质黏土, 模型箱中填土深度为 1.5 m。为保证土体密度和均匀性, 每填土 100 mm 厚时进行人工夯实, 用环刀法取样测试密度, 并取土样进行了共振柱试验。试验测得平均土密度为 1700 kg/m<sup>3</sup>, 剪切波速约为 175 m/s。

#### 1.5 监测方案设计

为研究地基土 - 桩基 - 核岛结构的动力相互作用规律, 试验中布置了拉线位移计、电阻应变片或光纤应变计、加速度计、土压力计等, 位置如图 4 所示。土样夯实成型过程中有部分传感器出现不同程度损坏, 本文依据实际获得的可信数据结果进行分析。土中和结构外表布设了加速度计来测试系统动力相互作用对加速度放大效应的影响; 通过在土中水平埋设直径为 8 mm 的钢管, 使用拉线位移计连接在#1 和#2 桩身直接测试了桩身位移; #1、#2 和#5 桩身粘贴了电阻式应变片, #3 桩身粘贴了光纤光栅式应变计来测试桩身内力。

#### 1.6 地震动输入方案

模型试验结果能定量地反映原型系统的动力相互作用规律, 需要建立试验相似关系。理论上重力离

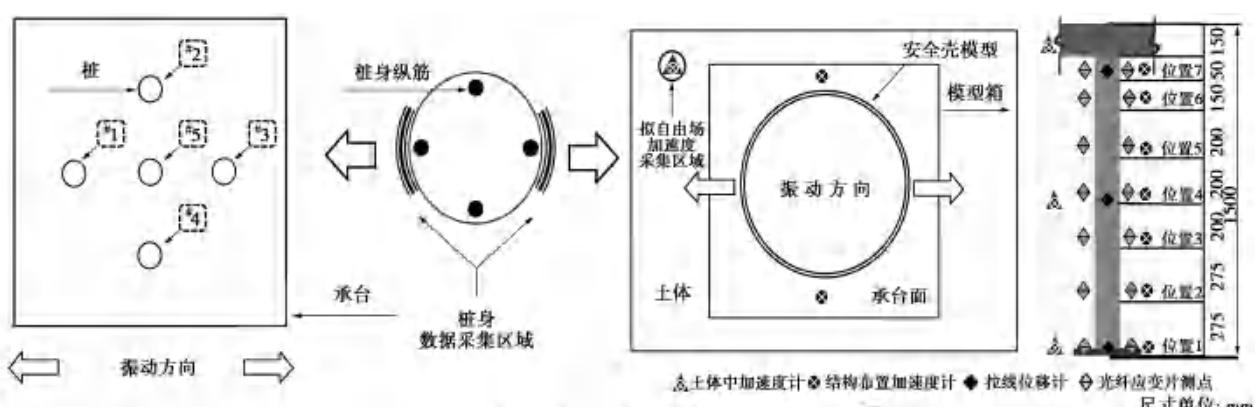


图 4 传感器布置示意图

Fig. 4 Layout of sensors

心机试验可以给出满足试验要求的相似关系，但对于常重力加速度条件下的大型地震模拟振动台试验，很难给出所有变量全部满足的相似关系，仅对结构的振动台试验而言，为了满足重力的相似要求，在线性条件下，一般采用人工质量模型或欠人工质量模型。众所周知，土是具有强非线性的离散体，原状土具有较强的结构性，在常重力加速度条件下，土体的振动台试验不可能给出模量和力等物理量的相似关系，因此，在土-结构大型地震振动台试验中不可能给出严格的相似关系，更不可能将试验结果定量地反演到原型结构。常重力加速度地震模拟振动台试验仅可以定性地研究土-结构动力相互作用规律和特征。基于此，本文试验过程中没有考虑结构和土的相似关系问题，仅是通过输入不同类型和幅值的地震动，定性研究土-桩-结构在水平荷载下的动力相互作用特征。

美国 RG1.60 设计反应谱是世界上最早的核电厂抗震设计反应谱之一，中国已建核电厂的抗震设计中，大多考虑了美国 RG1.60 设计反应谱。本次试验采用白噪声和根据 RG1.60 反应谱合成的地震动，如图 5 所示。试验前后输入的白噪声幅值为 0.05g，试验水平输入的地震动峰值分别调整为 0.1g, 0.2g, 0.4g，共进行 3 次振动台试验。

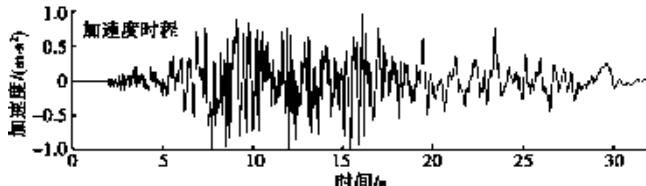


图 5 RG160 人工波示意图

Fig. 5 Schematic diagram of RG160 artificial waves

## 2 试验结果分析

### 2.1 结构体系自振频率分析

测试系统自振频率的方法有很多<sup>[13-14]</sup>，本文为研究上部结构对结构体系的影响，在试验前后输入峰值 0.05g 的白噪声分别对土-桩基相互作用体系、土-桩基-上部结构相互作用体系进行扫频，结果如表 1 所示。

从表 1 中可知，上部结构对土-桩基础结构体系的自振频率有一定影响，在加入上部结构后承台、桩间土层自振频率有一定的上升；对于远离结构的自由场土体的影响相对较小。在输入地震动试验后，因土-桩接触面发生分离，承台的自振频率进一步减小。

### 2.2 试验宏观现象及桩身结构破坏描述

每个工况试验前将土表面平整并与承台结构紧密贴合，图 6 为每个试验工况结束后承台结构与土体

表 1 结构体系自振频率表

Table 1 Natural frequencies structural system

试验阶段	部分名称	加载工况	有无上部结构	自振频率 /Hz
地震荷载 输入前	自由场土体	白噪声 0.05g	无	13.21
	承台			8.43
	桩间土			9.44
地震荷载 输入后	自由场土体	白噪声 0.05g	有	13.33
	承台			13.15
	桩间土			10.45
地震荷载 输入后	自由场土体	白噪声 0.05g	有	13.01
	承台			10.95
	桩间土			10.22

表面的情况。在 0.1g 地震动幅值输入下承台与土体间出现细微裂缝，0.2g 幅值输入后土体与承台间的间隙增大，沿振动方向距离承台 10 cm 区域内土体出现下陷，距离承台 10~20 cm 区域内土表面出现隆起现象。当地震动幅值增至 0.4g 时，土体下陷情况愈发明显，沿振动方向距离承台 15 cm 区域内土体下陷，距离承台 15~40 cm 区域内土体出现隆起现象，相较于 0.2g 地震动工况土体隆起的高度有明显增加。试验过程中上部结构未出现倾斜或与承台间发生相对位移的现象。



图 6 土体表面破坏图

Fig. 6 Failure of soil surface

试验结束后发现桩与承台连接处发生破坏，破坏形式包括桩与承台脱开、桩顶发生断裂、桩头出现环形裂缝及斜向断裂，见图 7。从图 7 中可以看出，#3、#4 桩在桩头连接处破坏比较明显；#5 桩主要出现桩头与承台连接处脱离；#1 桩出现环形裂缝和斜裂缝并有明显的裂纹发展趋势。其次在#3 桩桩身距承台 55~65 cm 处出现结构的弯曲破坏。#1~#5 桩在桩身每隔 100 mm 均出现了一道环形裂缝，裂缝位置位于两道箍筋中部区域。从桩-承台基础破坏形式而言，破坏严重程度由重到轻依次为#3 桩、#4 桩、#2 桩、#5 桩、#1 桩，推测试验中桩基的先在振动方向一侧发生破坏，然后向中部两角桩传递，接着中柱发生破坏，最后破坏的是沿振动方向的另一侧边桩。



图 7 桩基础结构破坏图

Fig. 7 Failure of pile foundation structure

### 2.3 土体加速度反应

试验中分别在远离结构土体中及桩间土中布设加速度计, 图 8 给出了各地震动幅值输入时 F-A1 (土层底部)、F-A4 (土表) 记录的加速度的反应谱。从图 8 中可以看出体系对输入地震动的反应谱形状影响不大, 但对其幅值有较大的放大作用, 相应的加速度峰值放大系数如表 2 所示。

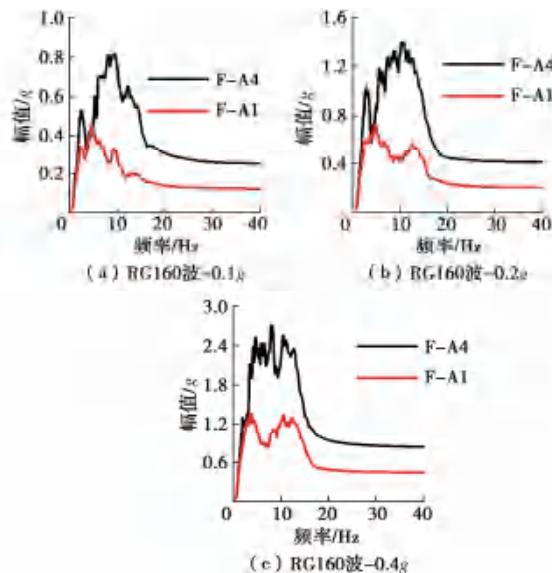


图 8 自由场加速度反应谱

Fig. 8 Response spectrum free-field acceleration

表 2 自由场土表加速度记录

Table 2 Records of free-field soil surface acceleration

地震动幅 值/g	台面加速度峰 值/g	自由场土表加 速度峰值/g	放大 倍数
0.1	0.101	0.193	1.911
0.2	0.208	0.395	1.901
0.4	0.411	0.779	1.895

由表 2 可以看出在远离结构土体中各工况加速度放大现象明显, 实际测得土表放大系数约为 1.9, 并随输入峰值的增加略有减小, 与垂直入射时地表放大系数为 2 的理论值相近。

图 9 为桩间土层中的加速度计 C-A1 (土层底部) 至 C-A4 (承台下部) 在不同工况下记录的加速度反应谱。从图中可以看到, 各工况反应谱的形状变化不大,

但在承台以下 60 cm 处幅值变大, 尤其在 0.4g 地震动幅值工况中该位置峰值放大系数可达 2.2, 随着距承台距离的减小峰值放大系数出现降低现象, 靠近承台位置加速度峰值放大系数明显小于自由场, 如图 10。

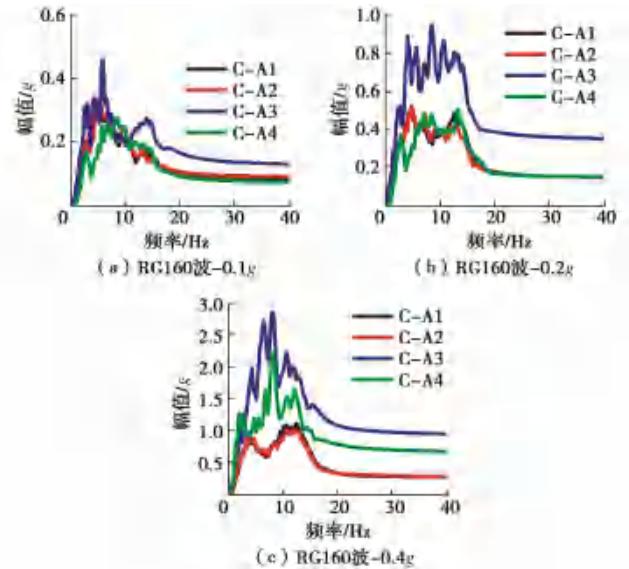


图 9 桩间土层加速度反应谱

Fig. 9 Response spectra of soil layers between piles

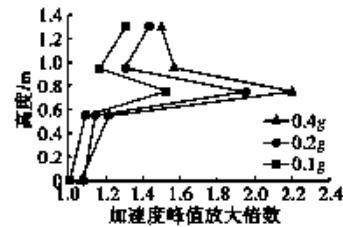
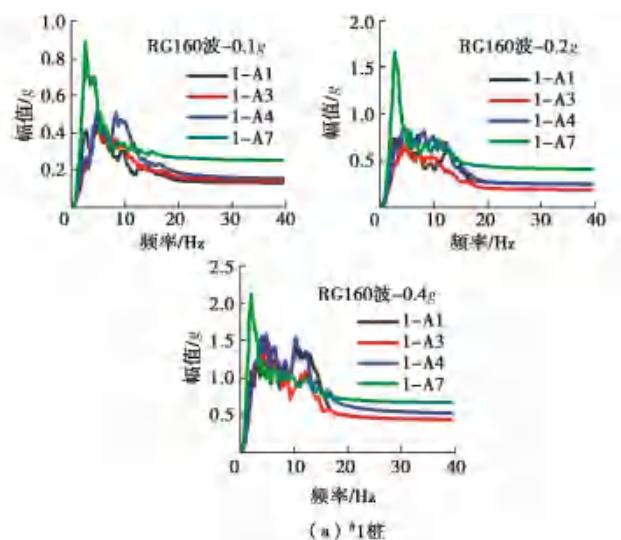


图 10 桩间土层加速度放大系数

Fig. 10 Acceleration amplification factors of soils between piles

### 2.4 结构加速度反应

图 11 为不同工况各桩附近土中测点的加速度反应谱。从图中可以看出, 随着地震动输入幅值的增大, 反应谱幅值有增大的趋势, 而且在桩头处加速度峰值放大明显。



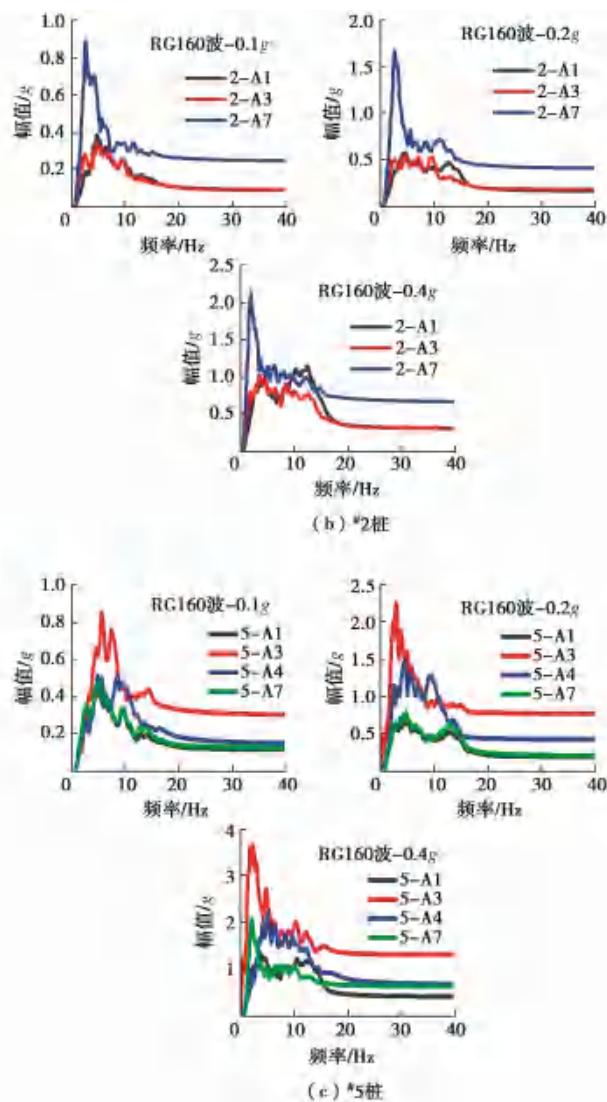


图 11 桩身加速度反应谱

Fig. 11 Response spectra of acceleration of piles

图 12 为桩身各测点加速度峰值放大系数。#1 桩身上各测点的加速度自下而上不断放大，在桩底至 55 cm 高度处增加速度较慢，在 55~75 cm 高度处增加速率变大，后由于上部承台及结构的影响在 75 cm 高度至桩顶段加速度增加速率又明显降低。同时随着输入加速度幅值的增加桩身各测点加速度峰值放大系数略有下降。#2 桩加速度放大系数的变化规律和 1 号桩基本相同。但#5 中心桩的加速度峰值出现于 55~75 cm 高度段，而且其值明显高于桩底和桩顶，在 55 cm 高度内放大系数增长缓慢，55~75 cm 高度段增加速率明显增大，在 75 cm 高度处达到最大值，之后呈现逐渐降低趋势。

由图 11、12 可知：桩身加速度峰值放大系数小于自由场中土体放大系数，但略大于桩间土中的放大系数。中桩放大系数最大值出现在桩身中部，角桩和边桩的放大系数最大值出现在桩顶处。由于模型土成形时部分加速度计损坏，桩身放大系数的分布规律还

需结合数值模拟结果进行进一步讨论。

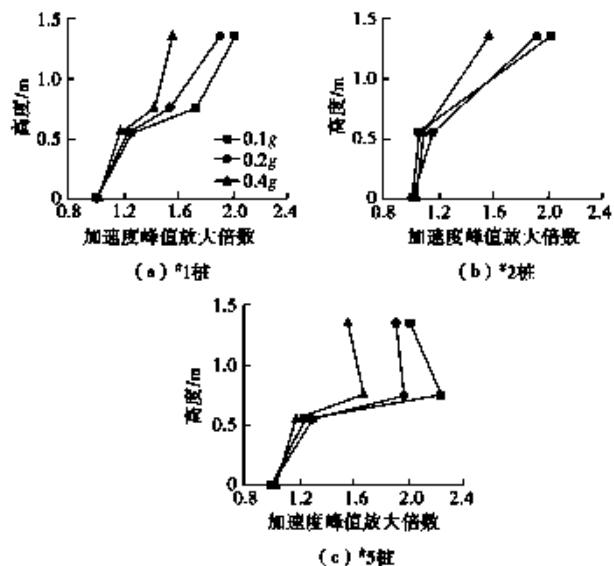


图 12 桩身加速度放大系数

Fig. 12 Acceleration amplification factors of piles

## 2.5 桩身弯矩反应

目前桩基设计主要考虑的影响因素除上部结构所需的地基竖向承载力、水平承载力外，最重要的影响因素是弯矩；同时动力荷载作用下弯矩变化也是导致桩结构破坏及不同破坏形式的重要影响因素。本文通过沿桩身布置的电阻应变片及光纤应变片数据计算沿桩身的峰值弯矩分布。

根据梁单元的基本假设，利用桩身两侧应变计算桩身弯矩为

$$M = \frac{EI(\varepsilon_t - \varepsilon_c)}{2r} , \quad (1)$$

式中， $EI$  为单桩抗弯刚度， $r$  为桩基半径， $\varepsilon_t$  为受拉侧应变， $\varepsilon_c$  为受压侧应变。

本次试验#1、#2、#5 桩使用电阻应变片，#3 桩使用光纤应变计，测点均沿振动方向布置在桩身两侧，实际每侧布设了 7 个测点，但是由于应变片损坏，地震动幅值为 0.1g 和 0.2g 时实际可使用测点数为 6 个；地震动幅值为 0.4g 时实际可使用测点数为 5 个；所有工况中光纤应变计实际可使用测点数为 4 个。

图 13 为#1、#2、#5 桩在不同地震动幅值下的弯矩峰值分布情况。由图可以看出弯矩峰值为桩顶部最大、桩中部较大，桩底较小，各桩顶部弯矩随地震动幅值的增加不断加大。群桩各桩的弯矩峰值表现出边桩（#1）>角桩（#2）>中桩（#5）的特点。边桩桩底位置的弯矩峰值明显大于角桩与中桩，而中桩底部的弯矩峰值略小于角桩。#1 桩桩身在承台下 6 倍桩径处出现反向弯矩峰值，该位置与桩身中部破坏位置基本一致。#2、#5 桩桩身反向弯矩峰值出现位置与#1 桩一致。从弯矩时程推测，试验过程中桩身首先在与承台连接处发生破坏，然后在承台下约 6 倍桩径位置发生破坏。

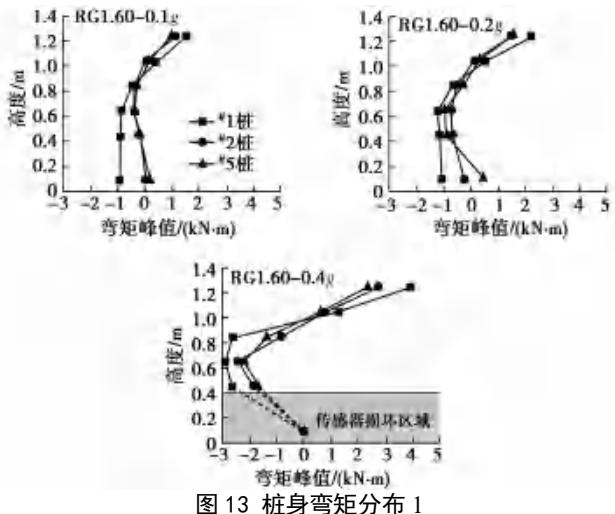


图 13 桩身弯矩分布 1

Fig. 13 Distribution 1 of bending moment of piles

图 14 为光纤应变采集到#3 桩的弯矩峰值分布。在不同工况下, 桩身弯矩峰值均位于桩顶位置, 在承台下 3.5~4.5 倍桩径位置出现反向弯矩峰值点。光纤应变与电阻应变计算后得到的弯矩峰值分布规律一致。

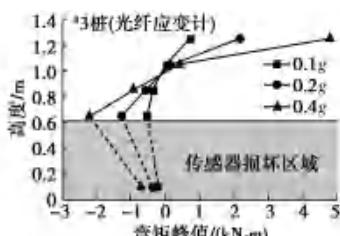


图 14 桩身弯矩分布 2

Fig. 14 Distribution 2 of bending moment of piles

## 2.6 桩基础结构桩身变形

土-结动力相互作用试验中, 土中结构的位移测量一直是监测的难点, 通常使用加速度计测量加速度后通过积分确定相应的位移。本次试验采用新的测试方法, 将拉线位移计拉线端固定在土箱外, 并通过土中埋设的钢管将拉线连接到桩身, 直接测得桩基振动过程中不同位置处的位移时程, 图 15 为#1 桩桩身测得的位移时程曲线。

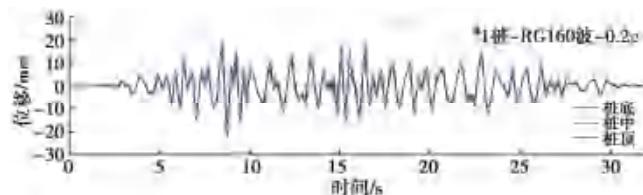


图 15 桩身位移时程图

Fig. 15 Time-history diagram of displacement of piles

图 16 为在不同工况下#1、#2 桩的桩身变形图。从图 16 中可知, 桩身结构上部变形明显大于桩身下部变形, 随着地震动幅值的增加, 桩变形逐渐增大, 且不同位置桩之间的变形差异逐渐减小。相同荷载工况下

#1 桩变形明显大于#2 桩。由此可推断试验中, 边桩先于角桩发生破坏。

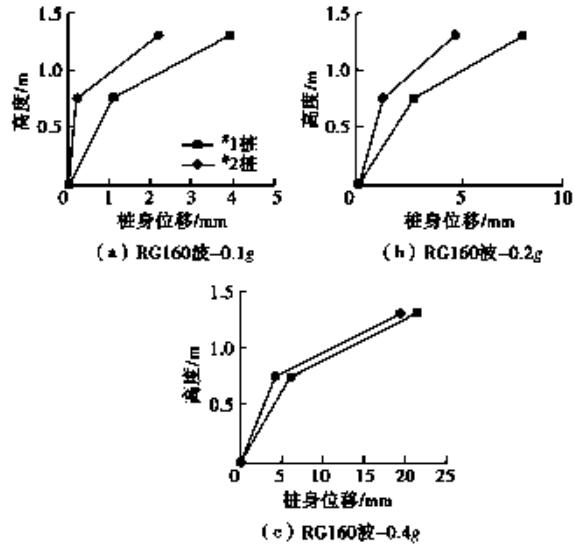


图 16 桩身变形

Fig. 16 Deformations of piles

## 3 数值模拟

有效的数值模拟可以对试验结果进行预估, 也可以定性地验证试验结果的有效性<sup>[15]</sup>。为进一步讨论土-桩基-核岛结构的动力相互作用规律, 本文利用 ABAQUS 有限元模拟了 0.4g 地震动幅值的工况。

土体、混凝土和上部结构均采用 48 自由度的全积分八节点实体单元模拟, 钢筋使用桁架单元进行模拟。对模型离散后最小单元尺寸 20 mm, 最大单元尺寸 50 mm。侧向边界采用绑定边界<sup>[16]</sup>, 底边界采用固定边界。混凝土本构采用损伤本构模型, 密度为 2500 kg/m<sup>3</sup>, 弹性模量为 22567 MPa, 泊松比为 0.2。土体采用莫尔-库仑本构模型, 弹性模量取为 125 MPa, 泊松比为 0.3, 密度为 1700 kg/m<sup>3</sup>, 剪切波速为 175 m/s, 黏聚力为 5 kPa, 内摩擦角为 15°。安全壳结构采用线弹性本构模型, 密度 7800 kg/m<sup>3</sup>, 弹性模量为 206 GPa, 泊松比为 0.25。钢筋采用双折线本构模型, 弹性模量为 206 GPa, 泊松比为 0.25, 屈服强度为 535 MPa, 屈服后应力-应变曲线强度取原强度 1/200, 钢筋单元整体置于混凝土单元中。模型如图 17 所示。

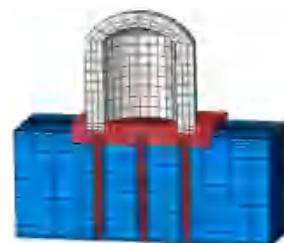


图 17 数值模拟模型

Fig. 17 Numerical simulation model

### 3.1 桩基础结构模拟破坏现象

计算过程中主要监测桩、承台结构在受拉和受压条件下的损伤分布及损伤发育过程，探讨桩基础结构在单向水平动力作用条件下破坏机理。

图 18 给出了桩-承台混凝土结构损伤分布。从损伤程度上而言，桩结构的拉损伤出现时间明显大于压损伤；拉损伤的最终损伤系数明显高于压损伤。拉损伤优先出现在桩-承台连接处，之后出现在桩中部位置，而且两个地方的破坏都是由两侧表面向桩心发育，破坏位置与实际试验相符；同时在桩身其他地方每 100 mm 出现环状损伤，但损伤均未向桩心发育，和试验中桩结构环状裂缝的现象相同。压损伤集中发生在桩顶位置，且一侧边桩的压损伤系数明显高于中部角桩、中心桩及另一侧边桩，这与之前根据破坏现象推断的群桩各桩破坏顺序一致。

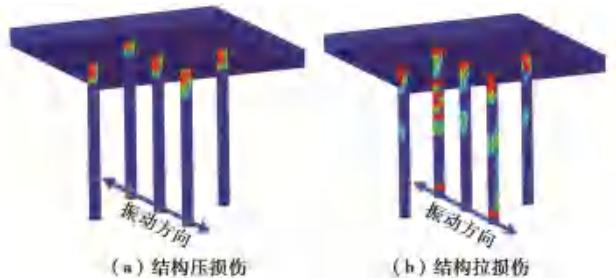


图 18 桩基础结构损伤示意

Fig. 18 Damage of pile foundation structure

### 3.2 桩身加速度反应特征

以输入地震动幅值为基准计算桩身各中心点加速度放大系数，结果如图 19 所示。加速度在距桩底 4 倍桩径附近开始加速放大，放大系数在桩中部区域（承台以下 5.0~6.0 倍桩径）处达到峰值，之后至顶部出现轻微下降，放大系数在桩顶部位置下降至 1.5 左右，此处放大系数的下降是输入地震波的主频与上部结构的自振频率差异较大，上部结构的振动对下部结构有一定影响，导致加速度峰值放大系数在桩-承台连接处一定范围内出现降低的情况。

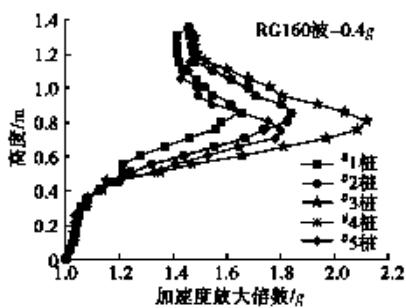


图 19 桩身加速度放大系数

Fig. 19 Amplification factors of acceleration of piles

各桩桩身中部的加速度峰值放大系数的大小顺序

为：一侧边桩>中部角桩>中桩>另一侧边桩，与推测的各桩破坏顺序一致。表明在动力相互作用中考虑群桩效应时，在总体规律一致的前提下不同位置桩的桩身加速度分布又存在一定差异，上部结构对群桩中各桩的影响与桩的位置有关。

### 3.3 桩身内力分布特征

试验中因受到测点位置及数量的限制只能得到桩身内力大致的分布规律。在数值模拟中可增加检测截面数量得到更为细致的内力分布情况，在此提取各桩身的剪力及弯矩峰值时刻的分布情况，如图 20 所示。

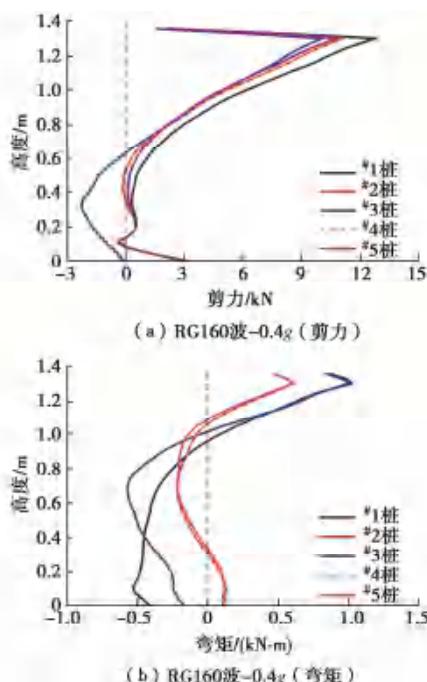


图 20 桩身内力分布计算结果

Fig. 20 Calculated results of distributions of internal force of piles

在动力相互作用体系中，剪力的峰值出现于桩与承台结构连接处，之后剪力随埋深的增加而加速减小，接着在 75 cm 高度以下逐渐趋于零，在靠近桩底位置时剪力又出现激增但其值远远小于桩顶位置。桩底剪力峰值出现的时刻与输入加速度峰值的时刻相同，而桩顶剪力峰值出现的时刻与上部结构加速度峰值出现的时刻相同，说明桩底的剪力峰值是桩-土运动相互作用的体现，而桩顶剪力峰值是上部结构与地基基础惯性相互作用的体现。

弯矩的分布：群桩结构在承台下 3~4 倍桩径处出现反弯点，中桩在距底部 3.5 倍桩径处再次出现反弯点而两侧边桩未见此现象。弯矩峰值出现在桩-承台结构的连接处，两侧边桩一侧在底部一侧在中部出现弯矩峰值，中桩在桩身中部有极值但其值远小于边桩弯矩峰值。

联系实际试验情况分析，与传统地基梁理论认为

桩在土中以纯弯破坏为主的破坏形式不同, 在单向水平动力相互作用时, 由于上部核岛结构质量大, 桩身的破坏是弯矩与剪力的联合破坏结果。

### 3.4 桩基础结构变形分析

图 21 为各桩在单向水平动力作用时候, 桩身相对于桩底部的变形。从图可知桩身上部的变形明显大于下部, 且变形随深度的增加逐渐降低, 体现了土体对桩身的约束作用。各桩变形大小顺序为: 运动方向一侧的边桩>中部角桩>中桩>另一侧边桩。在水平动力荷载作用下, 不同位置桩的变形有差异, 体现群桩变形的协调非一致性, 在相同动力输入条件下, 基桩在群桩中的位置会影响到桩的变形情况。

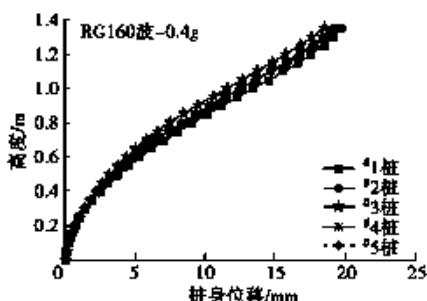


图 21 桩身变形

Fig. 21 Deformations of piles

## 4 结 论

本文通过中软土-群桩-核岛结构动力相互作用大型振动台试验及相应有限元数值模拟, 讨论了土体及基础结构加速度反应特征, 分析了桩身的内力分布形式与桩身的变形特性, 探讨了群桩基础中各桩破坏发生顺序及破坏模式, 得到以下 6 点结论。

(1) 在土-桩-结构动力相互作用系统中, 土体与桩身都会出现加速度放大情况, 桩间土层放大系数小于远离结构自由场土体的加速度放大系数。桩身的加速度放大系数的峰值出现位置位于桩中部区域。

(2) 桩-承台连接处的弯矩与剪力最大, 剪力随埋深增加而迅速减低, 承台下约 6 倍桩径处弯矩较大, 边桩底部弯矩也较大, 而中桩底部弯矩较小。承台以下 3~4 倍桩径区域各桩均有反弯点, 中桩在距桩底 3.5 倍桩径附近再次出现反弯点。

(3) 各桩在动力响应中表现出水平变形非一致性, 变形大小顺序为沿振动方向一侧的边桩>中部角桩>中桩>另一侧情况。

(4) 试验宏观破坏现象表明: 桩基础结构破坏发生于桩与承台结构连接位置, 破坏处出现环形裂缝和斜向裂缝, 为剪切与弯曲共同作用的结果; 同时桩身混凝土表面出现环形裂缝。群桩结构的破坏顺序为:

沿运动方向一侧的边桩先发生破坏, 然后中部角桩发生破坏, 接着中桩破坏, 最后另一侧边桩发生破坏。就各桩而言, 为先发生桩承台连接处的破坏后发生桩中部破坏。

(5) 数值模拟计算结果与试验实测结果有一定偏差但是反应规律一致。数值模拟对试验设计、试验结果预估、实际工程设计有一定指导意义。

(6) 在核岛桩基设计时应关注剪力和弯矩对桩-承台连接处的影响, 在此位置应对桩的设计进行抗剪切验算。均匀土层中承台下约 6 倍桩径处受力比较明显, 易发生桩身破坏, 设计时应特殊考虑。较重上部结构在水平地震作用下桩身出现明显的弯曲破坏特征, 设计时也应考虑。有些传统设计认为应该加强群桩中部区域桩的设计强度, 根据本文研究结论核岛厂房结构考虑地震水平动力相互作用影响时应加强边桩的水平承载力设计强度。

## 参 考 文 献:

- [1] 赵晓光, 高文生. 地震作用下高承台群桩基础振动台试验研究 [J]. 建筑结构, 2019, 49(17): 120–129. (ZHAO Xiao-guang, GAO Wen-sheng. Experimental study on seismic response of pile group foundation with high-cap by shaking table[J]. Building Structure, 2019, 49(17): 120–129. (in Chinese))
- [2] 谢文, 孙利民. 桩-土-斜拉桥动力相互作用体系振动反应特性试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2019, 41(7): 1319–1328. (XIE Wen, SUN Li-min. Experimental studies on seismic response characteristics of dynamic interaction system of pile-soil-cable-stayed bridges[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(7): 1319–1328. (in Chinese))
- [3] 许成顺, 豆鹏飞, 杜修力, 等. 非液化土-群桩基础-结构体系相互作用动力响应振动台试验研究 [J/OL]. 建筑结构学报: 1-11 [2020-10-16]. (XU Cheng-shun, DOU Peng-fei, DU Xiu-li, et al. Shaking table test study on dynamic response of non liquefiable soil pile group foundation structure system [J/OL]. Journal of Building Structure: 1-11 [2020-10-16]. (in Chinese))
- [4] 陈跃庆, 吕西林, 李培振, 等. 不同土性的地基-结构动力相互作用振动台模型试验对比研究 [J]. 土木工程学报, 2006, 39(5): 57–64. (CHEN Yue-qing, LÜ Xi-lin, LI Pei-zhen, et al. Comparative study on the dynamic soil-structure interaction system with various soils by using shaking table model tests[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(5): 57–64. (in Chinese))

- [5] CHANG B J, HUTCHINSON T C. Experimental investigation of plastic demands in piles embedded in multi-layered liquefiable soils[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, **49**: 146 – 156.
- [6] CHANG B J, HUTCHINSON T C. Tracking the dynamic characteristics of a nonlinear soil-pile system in multi-layered liquefiable soils[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, **49**: 89 – 95.
- [7] HAERI S M, KAVAND A, RAHMANI I, et al. Response of a group of piles to liquefaction-induced lateral spreading by large scale shake table testing[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012, **38**: 25 – 45.
- [8] KOBAYASHI K, YAO S, YOSHIDA N. Dynamic compliance of pile group considering nonlinear behavior around piles[C]// Proceedings of 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Missouri, 1991: 785 – 792.
- [9] ÁLAMO G M, PADRÓN L A, AZNÁREZ J J, et al. Structure-soil-structure interaction effects on the dynamic response of piled structures under obliquely incident seismic shear waves[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **78**: 142 – 153.
- [10] HUSSIEN M N, KARRAY M, TOBITA T, et al. Kinematic and inertial forces in pile foundations under seismic loading[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **69**: 166 – 181.
- [11] 孙海峰, 景立平, 孟宪春, 等. 振动台试验三维叠层剪切箱研制 [J]. 振动与冲击, 2012, **31**(17): 26 – 32. (SUN Hai-feng, JING Li-ping, MENG Xian-chun, et al. A three-dimensional laminar shear soil container for shaking table test[J]. Journal of Vibration and Shock, 2012, **31**(17): 26 – 32. (in Chinese))
- [12] 安军海, 陶连金. 振动台试验新型叠层剪切模型箱的设计与性能测试[J]. 振动与冲击, 2020, **39**(5): 201 – 207. (AN Jun-hai, TAO Lian-jin. Shaking table tests for design and performance of a new type laminar shear model box[J]. Journal of Vibration and Shock, 2020, **39**(5): 201 – 207. (in Chinese))
- [13] 尚守平, 卢华喜, 王海东, 等. 大比例模型结构-桩-土动力相互作用试验研究与理论分析[J]. 工程力学, 2006, **23**(增刊 2): 155 – 166. (SHANG Shou-ping, LU Hua-xi, WANG Hai-dong, et al. Experimental research and theoretical analysis of large-scale model structure-pile-soil dynamic-interaction[J]. Engineering Mechanics, 2006, **23**(S2): 155 – 166. (in Chinese))
- [14] MEDINA C, AZNÁREZ J J, PADRÓN L A, et al. Effects of soil-structure interaction on the dynamic properties and seismic response of piled structures[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, **53**: 160 – 175.
- [15] KAMPITSIS A E, GIANNAKOS S, GEROLYMOS N, et al. Soil-pile interaction considering structural yielding: Numerical modeling and experimental validation[J]. Engineering Structures, 2015, **99**: 319 – 333.
- [16] 李嘉瑞, 景立平, 董 瑞, 等. ABAQUS 模拟土-结构相互作用时人工边界的选取[J]. 地震工程与工程振动, 2020, **40**(3): 174 – 182. (LI Jia-rui, JING Li-ping, DONG Rui, et al. Artificial boundary selection when calculating soil-structure interaction with Abaqus[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2020, **40**(3): 174 – 182. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202201016 —文彩色插图

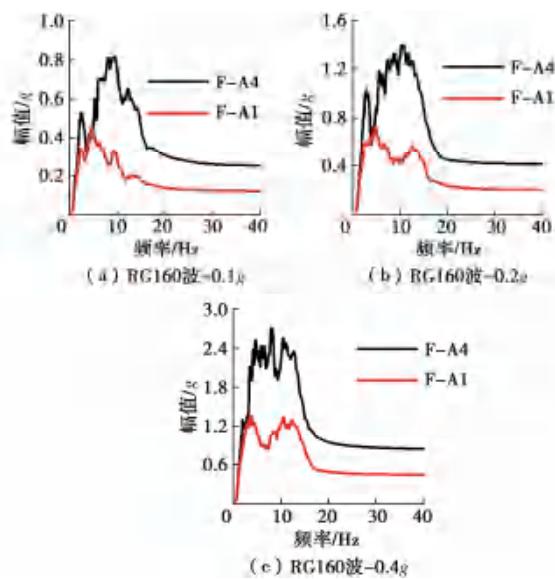


图8 自由场加速度反应谱

Fig. 8 Response spectrum free-field acceleration

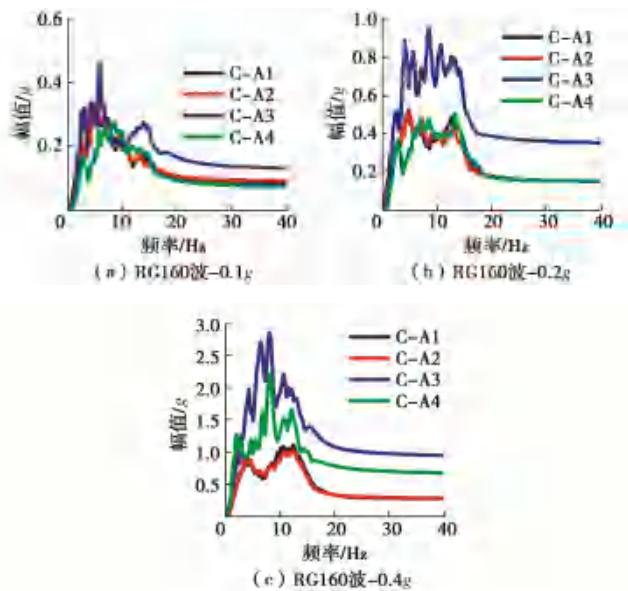


图9 桩间土层加速度反应谱

Fig. 9 Response spectra of soil layers between piles

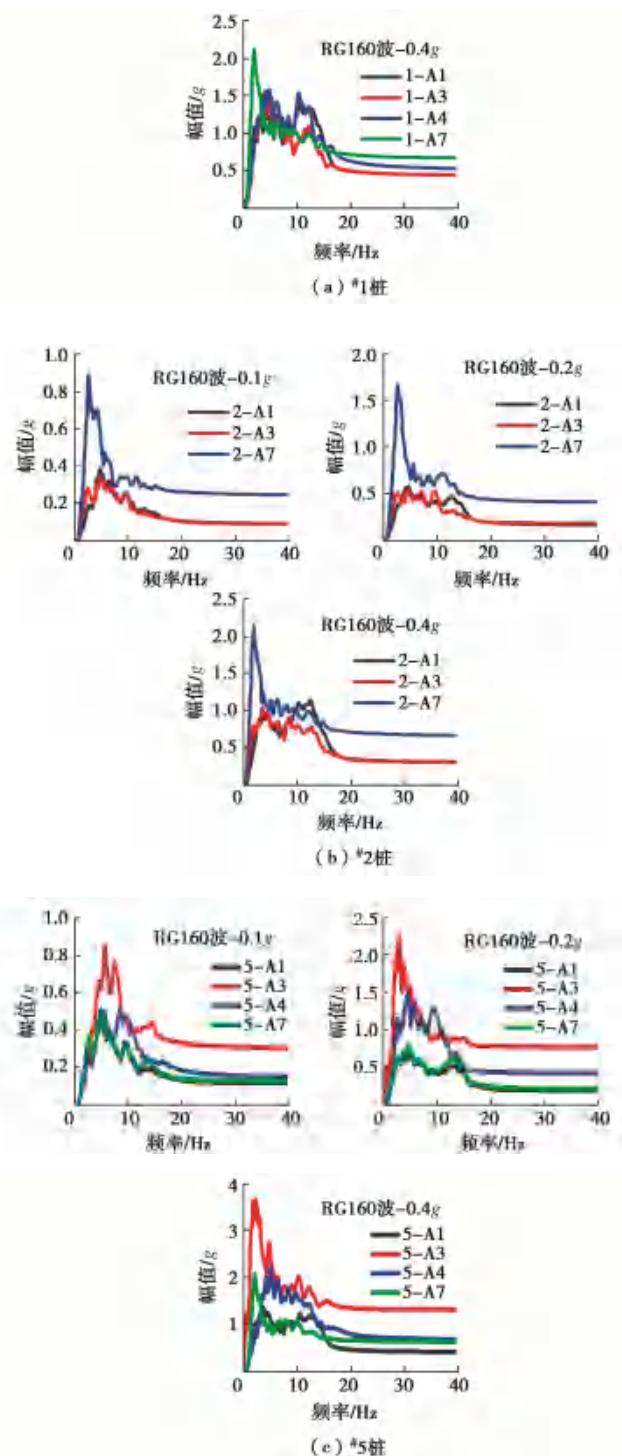
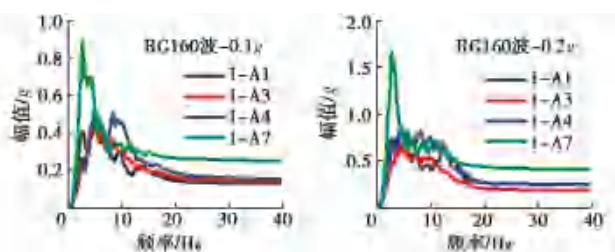


图11 桩身加速度反应谱

Fig. 11 Response spectra of acceleration of piles

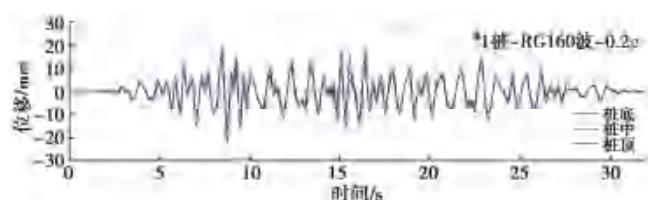


图15 桩身位移时程图

Fig. 15 Time-history diagram of displacement of piles

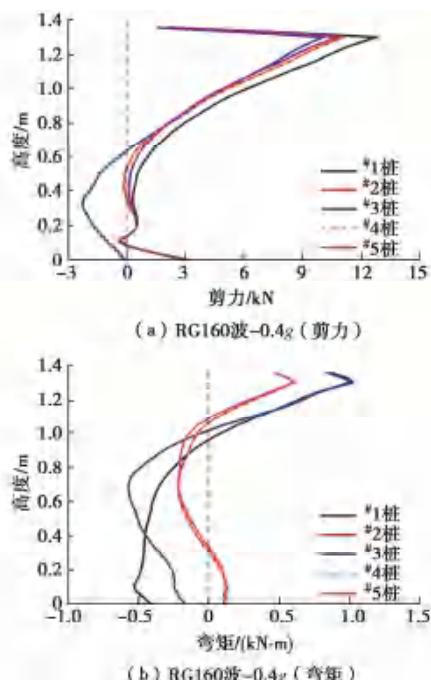


图 20 桩身内力分布计算结果

Fig. 20 Calculated results of distributions of internal force of piles

DOI: 10.11779/CJGE202201020 一文彩色插图

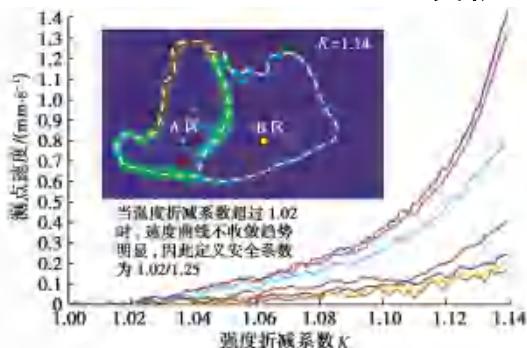


Fig. 8 Relationship between strength and deformation of accumulation



图 9 涌浪分析计算所用三维地质模型

Fig. 9 Three-dimensional geological model for surge analysis and calculation

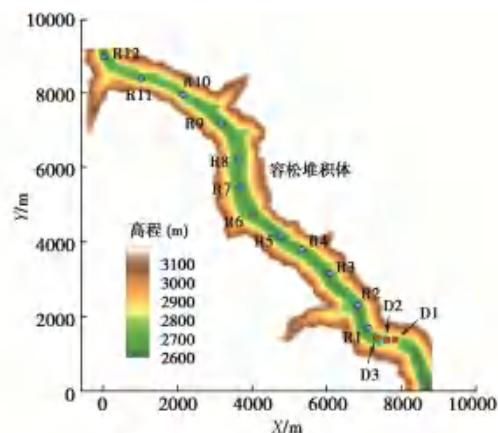


图 10 监测点分布情况示意图

Fig. 10 Distribution of monitoring points

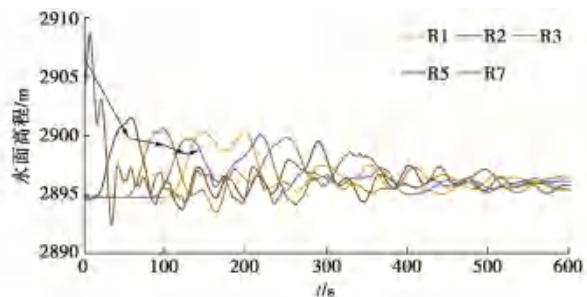


图 11 库区 RS 下游监测点的水位过程线

Fig. 11 Hydrograph of water level of RS downstream monitoring point

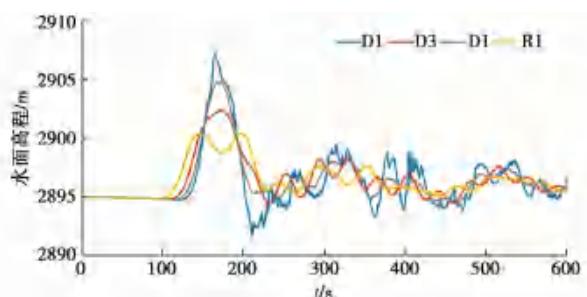


图 12 坝体周围监测点的水位过程线

Fig. 12 Hydrograph of water level of monitoring points around dam