

DOI: 10.11779/CJGE2023S20008

核电厂房群桩地震动力响应振动台试验

陆新宇¹, 景立平¹, 齐文浩^{*1}, 夏峰^{1,2}

(1. 中国地震局工程力学研究所地震工程与工程振动重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150080; 2. 中国地震局第一监测中心, 天津 300180)

摘要: 采用大型振动台试验的方法, 建立了非基岩场地-群桩基础-核电安全厂房体系模型, 研究了核电结构群桩基础的地震响应、内力分布及破坏现象。试验的地基土体模型为均匀粉质黏土, 采用环形层叠剪切箱考虑土体的边界效应; 由9根基桩按照3×3对称布置, 组成群桩基础, 基桩的直径为10 cm、长度为200 cm; 核电安全厂房简化为3层框架-剪力墙结构模型。研究结果表明: 在水平地震荷载作用下, 群桩基础的主要破坏形式为弯曲拉伸破坏, 破坏范围为距承台以下4~7倍桩径范围内, 联结承台桩顶部的破坏最为严重, 所承受的弯矩也大于其他位置。

关键词: 群桩基础; 核电厂房; 土质地基; 振动台试验

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2023)S2-0091-07

作者简介: 陆新宇(1995—), 男, 博士研究生, 主要从事土-结构动力相互作用方面的研究工作。E-mail: luxinyu@nuaa.edu.cn。

Shaking table tests on seismic dynamic response of pile groups under nuclear structures

LU Xinyu¹, JING Liping¹, QI Wenhao¹, XIA Feng^{1,2}

(1. Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 2. First Crust Monitoring and Application Center, China Earthquake Administration, Tianjin 300180, China)

Abstract: A non-rock site-pile group foundation-safety-related nuclear structure system model is established by using the large-scale shaking table test method to study the seismic response, distribution of internal force and failure of pile-group foundation under nuclear power structures. The soil model in the tests is the uniform silted clay, and the circular laminar shear container is used to take the boundary effects of soil into consideration. The pile-group foundation is composed of 9 piles with a diameter of 10 cm and a length of 200 cm, arranged symmetrically according to 3×3. The actual safety-related nuclear structures are simplified into a three-layer frame-shear wall structure model. The research results show that the main failure mode of the pile-group foundation is bending tensile failure, most of which is located in the depth range of 4~7 times the pile diameter from junction between the pile top and the cap, and damage of the junction is the most serious, where the bending moment is also greater than that at other positions.

Key words: pile-group foundation; nuclear structure; non-rock site; shaking table test

0 引言

近年来, 核电以其高效、清洁、稳定等优势, 成为中国实现能源改革、构建新能源体系的重要部分。

《“十四五”现代能源体系规划》中明确提出, 将积极安全有序地发展核电事业。目前, 中国大多数建成或在建核电站均位于沿海地区, 随着核电建设的快速发展, 符合核电厂房建设要求的厂址日益减少。沿海核电的装机容量已无法满足电力需求, 发展内陆核电对满足未来电力供给需求有着重要意义^[1]。因此, 将核电建设的选址范围拓展至内陆地区是一个必然的选择。尽管世界范围内一半以上的核电机组分布在内陆

地区, 美国、法国、俄罗斯内陆核电数量占比分别为88%, 69%, 58%^[2], 但中国尚缺乏内陆非基岩场地核电的建设经验^[1]。

在发展内陆核电的同时, 要注重提升核电结构的安全性能。核电结构的抗震设计是其中的关键问题。桩基础具有较强的地基适应性和良好的抗震性能, 是非基岩场地核电结构的首选基础形式。然而, 震害调

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资助项目 (2019B10)

收稿日期: 2023-11-30

*通信作者 (E-mail: qwhsky@163.com)

查表明, 强震作用下桩基础也可能产生严重的破坏而导致上部结构丧失其功能。而且, 桩基础的震害具有隐蔽性, 破坏后修复困难^[3]。因此, 有必要对桩基础的地震反应特征进行研究。同时, 非基岩场地中桩基础地震反应分析应考虑到桩基础与地基土体以及上部结构之间相互作用的影响。针对这一问题, 国内外学者已开展大量的试验研究。

Meymand^[4]在圆柱体容器外侧设置钢箍, 以考虑边界效应, 并按照相似比设计了试验模型, 开展了早期较为合理的桩-土-结构体系振动台试验研究; 陈跃庆等^[5]的模型试验, 试验后桩基上部区段出现较多的水平裂缝, 呈现出典型的弯曲裂缝的形态; Shirato 等^[6]根据试验结果, 提出考虑群桩效应后桩侧土体抗力相对于单桩工况的折减系数不随深度而变化, 随着基桩位移的增加而减小, 直到位移达到某一定值, 折减系数不再发生变化; Chau 等^[7]通过振动台试验和有限元分析, 认为桩基破坏的可能原因之一是桩基在承台附近的部分与周围土体的碰撞; 李雨润等^[8]将振动台试验所得非液化土中桩基 $p-y$ 曲线主干线与 API 规范推荐方法进行对比, 二者倾斜度较为一致; Durante 等^[9]认为, 惯性相互作用主要影响桩上部的响应, 桩下部的响应主要由运动相互作用控制; Sun 等^[10]发现桩-土-结构相互作用效应随地震波频率成分的变化而产生显著变化; 许成顺等^[11]发现, 在不同土层交界面附近, 桩身弯矩存在突变; 赵晓光等^[12]发现, 埋入式低承台桩沿桩身的最大弯矩位于桩顶截面, 角桩的弯矩包络值大于中桩; Lim 等^[13]观察到, 土-桩系统反应的拟静力分析结果较动力分析结果保守。

不同于一般工程结构, 核电结构的质量和刚度较大, 会导致其群桩基础受到更大的惯性力的作用。相对于严格符合抗震设计要求的核电结构自身, 非基岩地基-群桩基础部分的地震安全性能更应引起重视。目前, 关于非基岩场地群桩基础核电结构地震响应的研究工作, 多数采用数值计算方法完成^[14-16], 而试验研究相对较少。本文开展了地基土体-群桩基础-核电安全厂房动力相互作用振动台试验, 主要分析了模型中群桩基础的动力反应及破坏情况, 并对其破坏机理进行了讨论。本文的研究结果可为非基岩场地核电结构群桩基础的抗震设计提供参考。

1 试验介绍

1.1 项目背景

本项目所研究某核岛厂房包括反应堆厂房、燃料厂房、电气厂房、安全厂房等, 共用一个筏板基础, 如图 1 所示。本文主要以其中的安全厂房 B 列为研究

对象, 总高度约 40 m, 共 10 层。

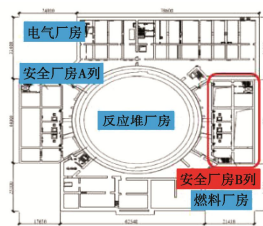


图1 核岛厂房示意图

Fig. 1 Diagram of nuclear power plant

1.2 振动台系统

本试验在中国地震局工程力学研究所恢先地震工程与工程振动重点实验室进行。振动台台面尺寸为 $5\text{ m} \times 5\text{ m}$, 水平向最大加速度为 $2g$, 竖向最大加速度为 $1.5g$, 最高频率为 50 Hz 。

1.3 层叠剪切箱

为合理模拟实际场地地基土体的无限边界条件, 本试验采用了自行设计的圆筒状层叠剪切模型箱, 如图 2 所示。该模型箱高度 2.5 m , 内径 2.8 m , 由底板、三向移动支撑件和 H 型框架组成。H 型框架各层之间保留空隙并设置多个三向移动支撑件, 因此可以相互独立运动, 且其质量较轻, 惯性力对试验结果影响较小。

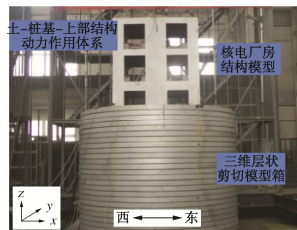


图2 试验模型

Fig. 2 Test model

1.4 核电结构模型

在常重力加速度条件下开展大型地震模拟振动台土-桩-结构相互作用试验时, 由于土是具有强非线性体的离散体, 原状土具有较强的结构性, 无法满足土体结构和常重力下的相似关系。因此难以在模型体系与原型之间构建严格的相似关系, 并将试验结果定量的返回原型结构, 仅可以定性研究土-结构动力相互作用规律和特征^[3]。在这种情况下, 试验中对上部结构采用 $1:20$ 的几何相似比, 对原型结构进行缩尺, 建立核电厂房试验模型, 如图 2 所示。试验模型的长度为 160 cm , 宽度为 110 cm , 高度为 185 cm , 共有 3 层, 首层高度为 65 cm , 其余两层高度均为 60 cm 。结构模型制作材料为强度等级 C30 的微粒混凝土, 配筋材料为直径 2 mm , 网格间距 10 mm 的双向双排镀锌

铁丝网片。模型下方底板尺寸为 $200\text{ cm} \times 150\text{ cm} \times 15\text{ cm}$, 由强度等级 C40 的微粒混凝土制作而成。

1.5 群桩基础模型

桩基模型制作采用 C30 混凝土, 桩体横截面均采用圆型截面, 直径 10 cm , 桩长 200 cm , 桩底部设置方形钢板, 桩纵筋与该钢板焊接, 桩底部钢板与土箱底部焊接, 模拟嵌固于基岩中的端承桩。基桩配筋见图 3。具体布置为 9 根桩沿承台板几何中心对称布置 (X 方向布置 3 排, 净距 60 cm ; Y 方向布置 3 排, 净距 40 cm)。承台尺寸为 $200\text{ cm} \times 150\text{ cm} \times 15\text{ cm}$, 与桩头整体浇筑, 与核电结构模型底板通过螺栓进行连接。

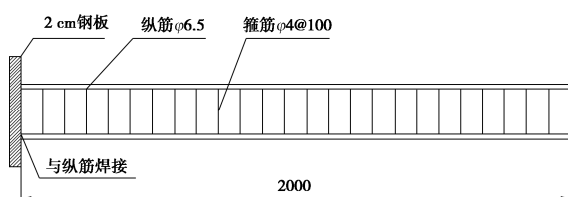


图 3 单根桩配筋纵断面图

Fig. 3 Vertical section of single pile reinforcement

1.6 地基土体模型

试验用土采用普通粉质黏土与中细砂按照质量配比 $2:1$ 进行混合, 重塑土样时分层击实, 通过环刀法测得各层土夯实后平均密度为 1.80 g/cm^3 , 通过共振柱试验测得土体剪切波速为 213 m/s 。地基土体模型高度为 2.3 m 。

1.7 传感器布置方案

各桩相对位置如图 4 (a) 所示, 其中 #1, #3, #7, #9 桩为角桩, #2, #4, #6, #8 桩为边桩, #5 桩为中心桩。试验中在 #1 桩西侧及承台上表面布置了 X 方向 (图 2) 的拉线位移计, #5 桩东西两侧布置了电阻式应变片, #2, #6 桩东西两侧布置了光纤光栅应变传感器, 应变测点如图 4 (b) 所示。

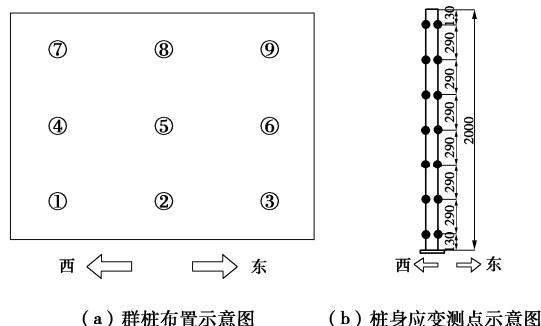


图 4 桩基传感器布置示意图

Fig. 4 Layout of sensors arranged on pile foundation

1.8 输入地震动选取

核电站厂址受到的一般是“大震远场”的地震作用。因此, 首先选用核电抗震设计中经常使用的根据

美国 RG1.60 设计反应谱给出的人工地震动, 其次选用两条大震远场的实际记录到的加速度时程: 美国加州 Landers 地震动和中国台湾 Chichi 地震动。上述地震动的归一化时程及其傅里叶谱如图 5 所示。试验中将地震动峰值分别调整为 $0.05g$, $0.10g$, $0.20g$, $0.30g$ 和 $0.40g$, 按照幅值由小到大的顺序依次输入模型体系。此外为分析桩-土-结构模型体系自振频率的变化, 在各级幅值加载前后分别输入幅值为 $0.05g$ 的白噪声。

2 试验结果分析

2.1 桩基破坏现象及结构体系自振频率分析

当输入加速度幅值为 $0.40g$ 的 RG1.60 地震动后, 多条光纤光栅应变计数据消失, 表明光纤发生了断裂, 试验结束。

采用白噪声法计算出各级幅值加载前后群桩-地基土-结构整体模型的自振频率见表 1。从表 1 中可以看出, 整体模型的频率在 $0.05g \sim 0.20g$ 幅值地震动输入后, 相比试验开始前基本无变化; 而在 $0.30g$ 幅值地震动输入后, 出现了明显降低, 表明模型开始出现损伤; $0.40g$ 幅值 RG1.60 地震动输入后进一步降低, 表明模型的损伤在地震动作用下继续发展。

试验结束后, 开挖发现所有基桩均发生了不同程度的破坏, 各桩损坏最严重的部位均位于桩顶与承台连接处, 大多发生了混凝土压碎现象; 而且从桩身上部向下到 $4 \sim 7$ 倍桩径, 所有桩身均出现了不同程度的环形贯通裂缝, 间隔大约 10 cm , 且随着基桩深度增加, 裂缝宽度逐渐减小, 直至肉眼难以察觉, 各基桩底部无明显裂缝, 基本保持完好。图 6 (a), (b), (c) 所示分别为试验后 #5 桩顶部、#9 桩顶部和群桩基础底部破坏情况。各桩的环形裂缝分布深度 (自桩顶开始计算) 见表 2, 总体上, 角桩的破坏情况较边桩严重, 中心桩破坏程度最轻。桩身的破坏形式为弯曲拉伸破坏。从桩-承台整体来看, 该群桩基础尚未完全丧失承载能力。

2.2 桩身应变反应

表 3 所示为各试验工况中应变片记录的拉应变大于 125×10^{-6} 的测点编号, 认为这些测点处的混凝土会在对应工况中地震动的作用下出现开裂。表 3 中各栏中冒号前为桩号, 冒号后为应变测点编号, 其中 E 和 W 分别表示桩身东侧和西侧, 数字 $1 \sim 7$ 分别表示自桩顶至桩底 7 个应变测点的高度。由表 3 可知, 不同地震动以相同幅值输入时, 出现混凝土开裂的位置基本相同; 随着同一地震动输入幅值的增大, 混凝土开裂的位置不断增加。即输入地震动幅值对桩身混凝土的开裂情况影响较大, 而输入地震动类型的影响较

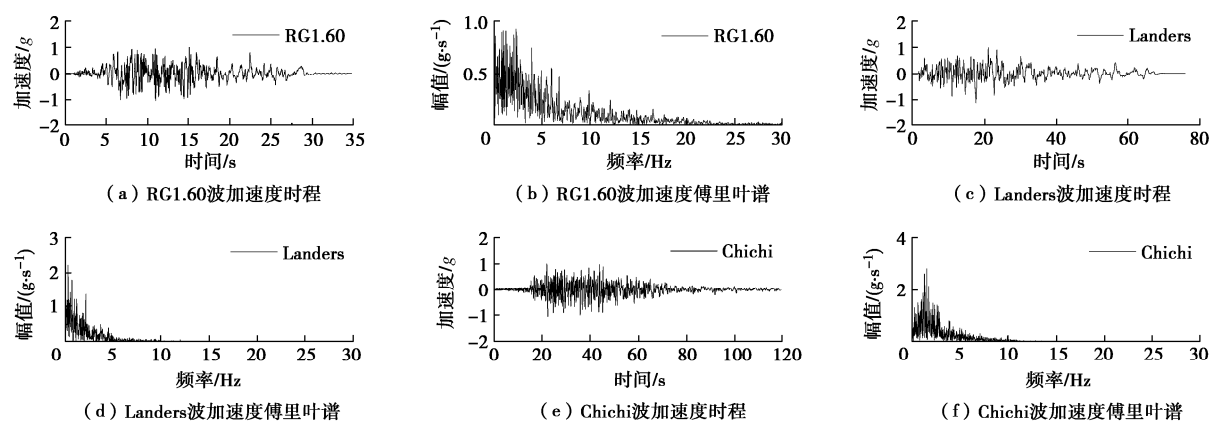


图5 试验输入地震动加速度时程及傅里叶谱

Fig. 5 Time histories of acceleration and Fourier spectra of input seismic motion

表 1 整体模型自振频率表

Table 1 Natural frequencies of whole model	
试验阶段	自振频率/Hz
试验开始前	16.1
0.05g 地震动输入后	15.9
0.10g 地震动输入后	16.1
0.20g 地震动输入后	16.0
0.30g 地震动输入后	14.4
试验结束后	13.7

表 2 各桩的环形裂缝分布深度

Table 2 Distribution depth of annular cracks of each pile									
桩号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
深度/m	0.7	0.7	0.5	0.4	0.3	0.3	0.6	0.5	0.6



图 6 试验后群桩基础破坏情况

Fig. 6 Damage of pile-group foundation after tests

小。图 7 为#2 桩和#6 桩混凝土各测点的开裂顺序，序号越小表示越早产生开裂。序号的黑、红、蓝、绿 4 种颜色分别代表该测点混凝土是在 0.05g, 0.10g, 0.20g, 0.30g 地震动输入时发生开裂。

由图 7 可知，随着输入地震动幅值的增大，混凝土开裂呈现出自基桩顶部开始，底部随后，最后发展到中间区域的发展趋势。

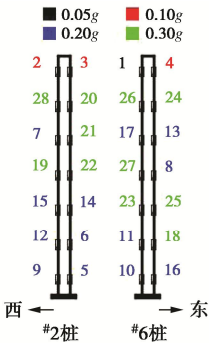


图 7 桩身混凝土各测点的开裂顺序

Fig. 7 Cracking sequence of monitoring sites of pile shaft concrete

2.3 桩身弯矩反应

根据梁单元的基本假设，利用桩身两侧应变计算桩身弯矩，计算公式为

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

式中： EI 为单桩抗弯刚度； r 为桩基半径； ε_t 为受拉侧应变； ε_c 为受压侧应变。

首先给出各桩顶部东侧测点拉应变达到最大值时刻桩身弯矩随深度的变化，如图 8 所示。由于输入幅值为 0.20g 的 RG1.60 地震动时，#5 桩上 5E-1 测点处的应变片损坏，因此仅给出各地震动输入幅值为 0.05g 和 0.10g 时的结果。各试验工况中弯矩的变化规律较为一致，桩顶的弯矩最大，远大于其他位置，然后沿深度逐渐减小，减小至 0 后反向逐渐增大，即出现了一个反弯点。反弯点位于高度 1.29~1.58 m (测点 2~3) (距离桩顶约 4~7 倍桩径范围内)。当输入地震动的幅值增大时，反弯点所在位置的深度有所增大，距离桩顶更远。

然后给出不同地震动以 0.10g 幅值输入时各桩弯矩最大值的分布情况，如图 9 所示。桩顶测点的弯矩远大于其他测点，结合对应变的分析，该测点处混凝土最早发生开裂，推测这是由于该区域桩身受到土体的约束作用最小，而且靠近承台，出现应力集中。桩顶测点的弯矩值为#6 桩最大，#2 桩次之，#5 桩最小。这与试验模型中不同基桩的桩身破坏程度一致。

2.4 桩身位移反应

在目前的土-桩-结构相互作用振动台试验中，埋置于土体中的桩的位移的直接测量是一个普遍存在的难点，大多通过加速度传感器记录的加速度进行积

表 3 各试验工况中记录到的拉应变大于 125×10^{-6} 的测点编号

地震动幅值	RG1.60	Landers	Chichi
0.05g	#6:W1	#6:W1	#6:W1
0.10g	#2:E1,W1; #5:W1; #6:E1,W1; #2:E1,E5~E7,W1,W3,W5~W7	#2:E1,W1; #5:W1; #6:W1; #2:E1,E5~E7,W1,W3,W5~W7	#2:E1,W1; #5:W1; #6:W1; #2:E1,E5~E7,W1,W3,W5~W7
0.20g	#5:E2~E7,W2,W5,W6 #6:E1,E3,E4,E7, W1,W3,W6,W7	#5:E2,E4~E7,W2,W5,W6 #6:E1,E3,E4,E7, W1,W6,W7	#5:E2~E7,W2,W5~W7 #6:E1,E3,E4,E7, W1,W3,W6,W7
0.30g	除#2:W2; #6:W2,W4 外的所有测点	除#2:W2; #5:W3; #6:W4 外的所有测点	所有测点
0.40g	除#2:W2 外的所有测点	—	—

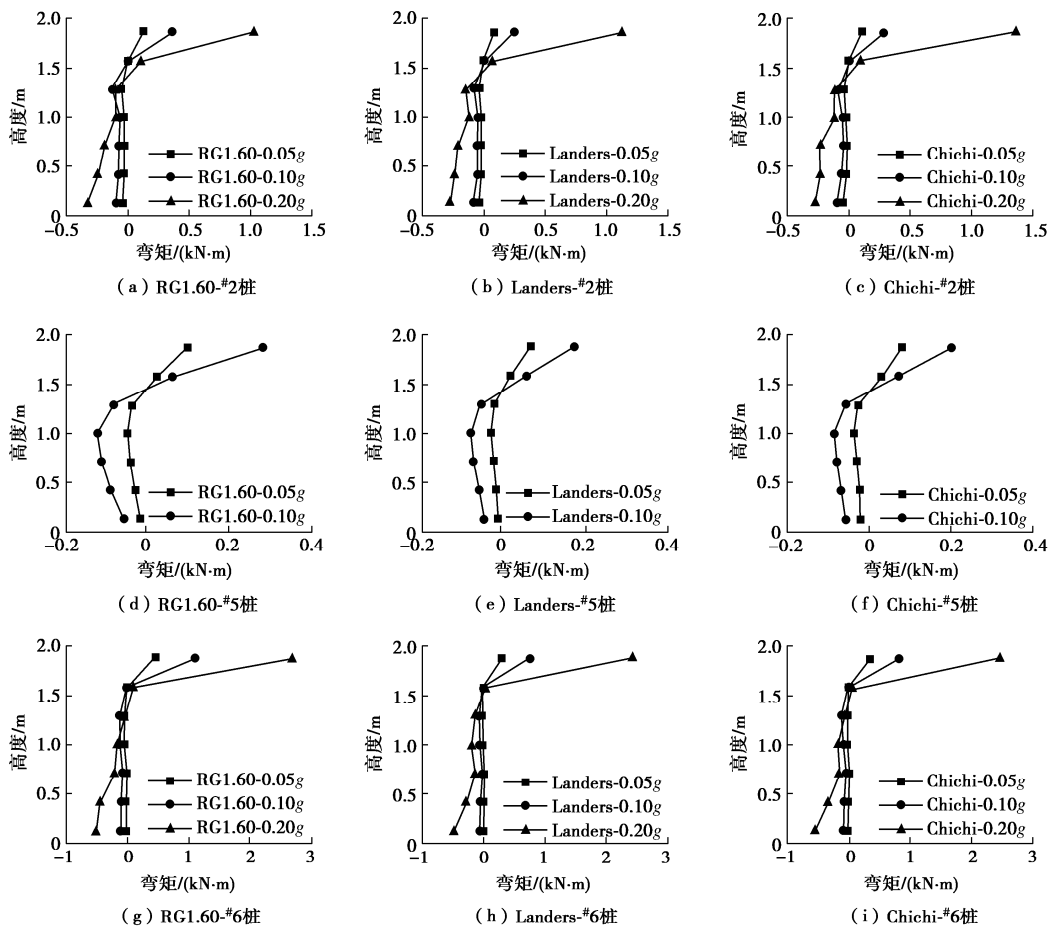


图 8 各桩顶部东侧测点拉应变达到最大值时刻的桩身弯矩

Fig. 8 Bending moments of piles when tensile strain at east side of each pile top reaches the maximum

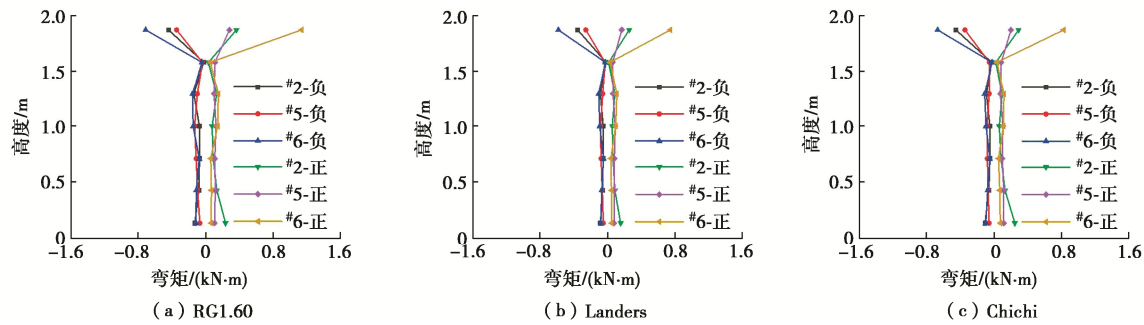


图 9 0.10g 幅值地震动输入时的弯矩最大值

Fig. 9 Maximum bending moments by 0.10g seismic motion input

分, 间接获取桩身位移。但是, 积分过程会导致试验误差的放大, 影响所得到位移的精度。因此, 本文采用了一种新的直接测量方法: 将拉线位移计的拉线的端部固定到桩身测点位置, 拉线经过埋置在土体中并通过土箱侧壁的空隙延伸到土箱外的细不锈钢管引出, 连接到土箱外的拉线位移计, 进行桩身位移测量。

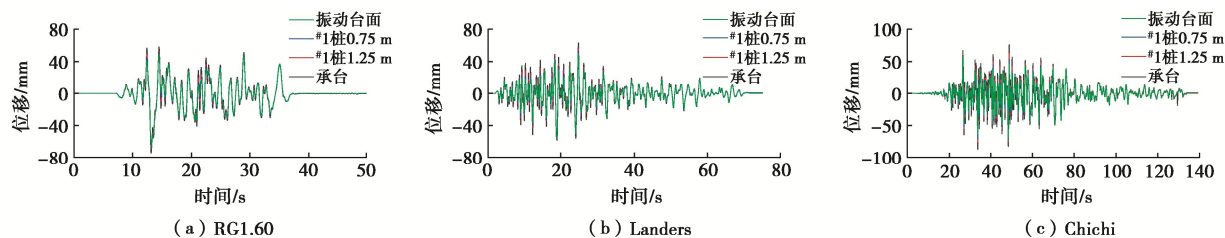


图 10 幅值 0.20g 地震动输入时群桩基础的位移时程

Fig. 10 Time histories of displacement of pile-group foundation by seismic motions input with amplitude of 0.20g

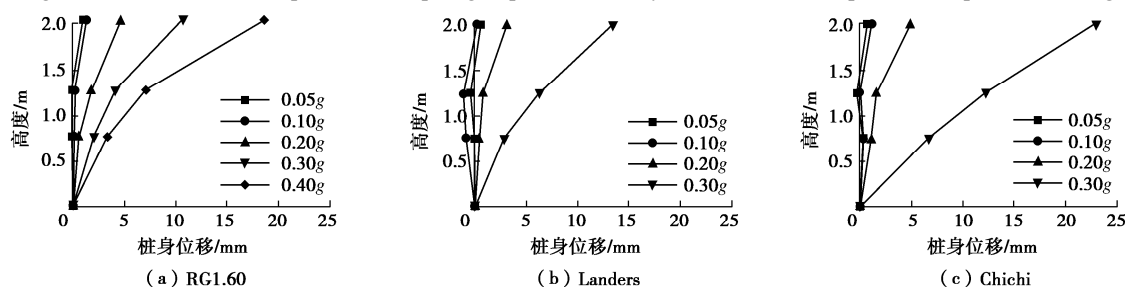


图 11 #1 桩顶部位移达到最大值时刻的桩身变形图

Fig. 11 Deformations of pile No. 1

图 10 为 0.20g 幅值不同地震动输入的工况中各位移测点记录的位移时程, 图例中的数值表示测点相对于基桩底部的高度。由图 10 可以看出, 两个桩身测点位移时程的形状与振动台面测点以及承台测点完全一致, 仅幅值存在一定差异, 证明了这种桩身位移的直接测量方法的有效性。

图 11 为不同工况下#1 桩顶部位移达到最大值时刻的桩身变形图。当输入地震动幅值较小时 (0.05g 和 0.10g), 桩身变形并不明显, 随着输入幅值增大, 桩身变形逐渐增大; 桩身上部的变形明显大于下部。相同幅值的地震动输入时, RG1.60 人工地震动引起的桩身变形最小。

3 结 论

本文对非基岩场地-群桩基础-核电安全厂房体系动力相互作用的振动台模型试验进行了研究, 分析了核电安全厂房群桩基础的地震动力反应, 重点讨论了桩身的内力分布形式和损伤发展过程, 主要得到以下 4 点结论。

(1) 群桩基础的破坏主要集中于各基桩上部, 自桩顶开始, 向下 4~7 倍桩径, 主要破坏形式为弯曲拉伸破坏。各基桩与承台连接部位的破坏最为严重, 出现了不同程度的混凝土压碎现象。比较各基桩的破坏情况, 角桩最为严重, 边桩次之, 中心桩破坏程度最低。

(2) 群桩基础混凝土的开裂首先发生在基桩顶部, 然后发生在底部, 逐渐由基桩两端向中间区域发展。出现混凝土开裂的部位受输入地震动类型的影响

较小, 主要取决于输入地震动的幅值。

(3) 试验中, 各桩最大的剪力和弯矩出现在顶部, 即与承台连接的位置。因此需要重点对该位置进行加强或保护。地震动输入过程中, 各桩均存在一个反弯点, 位于自桩顶向下 4~7 倍桩径深度范围内, 且随输入地震动幅值的增大而逐渐向下移动。

(4) 本文使用了一种可以在振动台试验中直接测量埋置于土体中桩基的位移的新方法, 即借助理置于土体中, 并通过环形剪切箱侧壁空隙到达箱外的细不锈钢管对拉线的保护, 完成拉线位移计对桩身位移时程的测量。本文的试验结果证明了这种方法的有效性。

参考文献:

- [1] 黄 欢, 丁文杰, 郭海兵. 影响中国内陆核电发展的关键性问题分析[J]. 南华大学学报(社会科学版), 2019, 20(3): 9-15. (HUANG Huan, DING Wenjie, GUO Haibing. Analysis on key issues of the inland nuclear power development in China[J]. Journal of University of South China (Social Science Edition), 2019, 20(3): 9-15. (in Chinese))
- [2] 李元丽. 全国政协常委王寿君: 加快启动内陆核电助力实现“双碳”目标[N]. 人民政协报, 2022-04-19(007). (LI Yuanli. Wang Shoujun, member of the Standing Committee of the CPPCC: Accelerate the launch of inland nuclear power to help achieve the goal of "double carbon" [N]. Journal of the Chinese People's Political Consultative Conference, 2022-04-19(007). (in Chinese))
- [3] 景立平, 汪 刚, 李嘉瑞, 等. 土-桩基-核岛体系动力相互作用振动台试验及数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2022,

- 44(1): 163-172. (JING Liping, WANG Gang, LI Jiarui, et al. Shaking table tests and numerical simulations of dynamic interaction of soil-pile-nuclear island system[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2022, 44(1): 163-172. (in Chinese))
- [4] MEYMAND P. Shake table tests seismic soil-pile-superstructure interaction[J]. PEER Center News, 1998, 1(2): 1-4.
- [5] 陈跃庆, 吕西林, 李培振, 等. 分层土-基础-高层框架结构相互作用体系振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2001, 21(3): 104-112. (CHEN Yueqing, LÜ Xilin, LI Peizhen, et al. Shaking table testing for layered soil-foundation-structure interaction system[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2001, 21(3): 104-112. (in Chinese))
- [6] SHIRATO M, NONOMURA Y, FUKUI J, et al. Large-scale shake table experiment and numerical simulation on the nonlinear behavior of pile-groups subjected to large-scale earthquakes[J]. Soils and foundations, 2008, 48(3): 375-396.
- [7] CHAU K T, SHEN C Y, GUO X. Nonlinear seismic soil-pile-structure interactions: shaking table tests and FEM analyses[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2009, 29(2): 300-310.
- [8] 李雨润, 孙伟民, 张建华, 等. 地震作用下群桩水平动力响应特性及 P - Y 曲线试验研究[J]. 地震工程学报, 2014, 36(3): 468-475. (LI Yurun, SUN Weimin, ZHANG Jianhua, et al. Experimental study of horizontal dynamic response and P - Y curves of piles during earthquakes[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2014, 36(3): 468-475. (in Chinese))
- [9] DURANTE M G, DI SARNO L, MYLONAKIS G, et al. Soil-pile-structure interaction: experimental outcomes from shaking table tests[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2016, 45(7):1041-1061.
- [10] SUN L, XIE W. Evaluation of pile-soil-structure interaction effects on the seismic responses of a super long-span cable-stayed bridge in the transverse direction: a shaking table investigation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, 125: 105755.
- [11] 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]. 建筑结构学报, 2022, 43(5): 185-194, 204. (XU Chengshun, DOU Pengfei, DU Xiuli, et al. Dynamic interaction and seismic response of non-liquefiable soil-pile group foundation-structure system from shaking table test[J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(5): 185-194, 204. (in Chinese))
- [12] 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 Xiaoguang, GAO Wensheng. 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))
- [13] LIM H, JEONG S. Effect of bedrock acceleration on dynamic and pseudo-static analyses of soil-pile systems[J]. Computers and Geotechnics, 2020, 126(2): 103657.
- [14] LUO C, YANG X, ZHAN C B, et al. Nonlinear 3D finite element analysis of soil-pile-structure interaction system subjected to horizontal earthquake excitation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, 84: 145-156.
- [15] ZOU D, SUI Y, CHEN K. Plastic damage analysis of pile foundation of nuclear power plants under beyond-design basis earthquake excitation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020, 136(2):106179.
- [16] 朱升冬, 陈国兴, 蒋鹏程, 等. 松软场地上桩筏基础 AP1000 核岛结构的三维非线性地震反应特性[J]. 工程力学, 2021, 38(1): 129-142. (ZHU Shengdong, CHEN Guoxing, JIANG Pengcheng, et al. 3d nonlinear response characteristics of the pile-raft-supported ap1000 nuclear island building in soft deposits subjected to strong ground motions[J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(1): 129-142. (in Chinese))

(编校: 黄贤沙)