

# 地震作用下含倾斜软弱夹层边坡内群桩的 弯曲变形研究

闫孔明<sup>1</sup>, 刘飞成<sup>1</sup>, 张建经<sup>1</sup>, 刘阳<sup>1</sup>, 王志佳<sup>2</sup>

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 海南大学 土木建筑工程学院, 海南 海口 570228)

**摘要:** 针对含软弱夹层边坡场地中的群桩基础, 设计并完成 50 g 超重力离心振动台模型试验, 探讨群桩结构的弯矩分布特性和弯曲变形模式, 以及场地内部变形和上部结构惯性力对群桩基础的影响。试验结果表明: 地震作用下, 上部结构的惯性力控制了群桩的弯曲变形, 影响范围从桩顶向下为桩长的 26%~28%; 群桩的弯曲变形形态从整体协调变形角度可分为一致型和非一致型、有拐点型和无拐点型、平行型和非平行型; 场地中倾斜软弱夹层对场地内加速度放大系数的影响与输入加速度峰值有关, 随着输入加速度峰值的增大, 该软弱夹层内部的放大系数呈非线性增长; 此外, 该上部结构与场地表面的动力响应存在明显差异, 且其会随地震强度增加呈非线性扩大趋势, 当输入加速度峰值 $\geq 0.25 g$  时会出现成倍突增现象。

**关键词:** 桩基础; 软弱夹层; 边坡场地; 抗滑群桩基础; 离心振动台; 试验研究

**中图分类号:** TU 473

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 6915(2017)08 - 1966 - 11

## Bending deformation of pile group in the slope with intercalated weak layer under seismic excitations

YAN Kongming<sup>1</sup>, LIU Feicheng<sup>1</sup>, ZHANG Jianjing<sup>1</sup>, LIU Yang<sup>1</sup>, WANG Zhijia<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Sichuan, Chengdu 610031, China;

2. College of Civil Engineering and Architecture, Hainan University, Haikou, Hainan 570228, China)

**Abstract:** The centrifugal shaking table test with the centrifugal acceleration of 50 g was carried out to investigate the bending moments and deformation modes of the pile group installed slope with intercalated weak layer and to investigate the effect of the inner deformation of slope and the inertia force of superstructure on the pile group foundation. The results showed that the bending deformation of the pile group foundation was controlled by the inertia force of the superstructure under the seismic excitations, and the range is limited around the pile top and take up 26% - 28% of overall length of the piles. The modes of bending deformation of the pile group foundation were classified as the uniform type and the non-uniform type, the types with and without the inflection point, the parallel and non-parallel types. The effect of intercalated weak layer on the amplification coefficients of acceleration within the slope is related to the peak values of input accelerations and the amplification coefficients of the weak intercalated layer increased nonlinearly with the increasing of the peak values of input acceleration. Besides, there are obvious differences in the dynamic responses of superstructure and ground surface of the slope,

**收稿日期:** 2017 - 03 - 02; **修回日期:** 2017 - 04 - 07

**基金项目:** 交通运输部建设科技项目(2013318800020); 四川省科技计划项目(2015SZ0068)

Supported by the Science and Technology Project on Construction by Ministry of Communications(Grant No. 2013318800020) and Science and Technology Plan of Sichuan Province(Grant No. 2015SZ0068)

**作者简介:** 闫孔明(1992 - ), 男, 2014年毕业于西南交通大学土木工程专业, 现为博士研究生, 主要从事边坡抗震工程及地下管线抗震方面的研究工作。E-mail: kmyan@my.swjtu.edu.cn。通讯作者: 张建经(1960 - ), 男, 博士, 现任教授、博士生导师。E-mail: jianzhang1102@swjtu.edu.cn

**DOI:** 10.13722/j.cnki.jrme.2017.0182

and the differences were increased nonlinearly with the increasing of the peak seismic acceleration and were multiple increased when the input acceleration peak is equal or greater than 0.25 g.

**Key words:** pile foundation; weak intercalated layer; slope site; pile group foundation; centrifugal shaking table; experimental study

# 1 引言

重要结构与特殊场地之间的相互作用一直是工程设计中的重难点、研究领域中的热点问题，特别是在地质灾害频发的区域内。在西部某山区内某核废料处置场地为含倾斜软弱夹层的特殊边坡场地，处置单元由群桩基础支撑，群桩穿过软弱夹层，且该区域地属断层活动区，受到地震威胁较大。对于此类特殊工程，群桩基础在地震作用下的受力和变形模式如何、受到哪些因素控制等问题亟待研究。

目前，群桩基础在地震作用下的动力变形特性研究主要集中在水平成层场地中<sup>[1-5]</sup>，其研究成果难以回答含倾斜软弱夹层边坡对群桩基础的变形有多大影响，与上部结构相比是否控制桩身的变形等一系列问题。而目前仍未见到边坡场地内群桩地震响应等相关研究报道，特别是离心振动台试验研究。离心机振动台可通过离心机高速旋转增加模型竖向加速度，能够模拟原型场地中的应力条件，目前在土工抗震研究中应用越来越广泛，如地震液化、边坡支挡及大坝心墙等抗震研究方面都有应用<sup>[6-10]</sup>。

对此，针对设置在含倾斜软弱夹层边坡场地的群桩基础在地震作用下的动力响应特性，本文基于实际工程，设计并完成了含软弱夹层场地中群桩基础的离心振动台模型试验，通过改变输入地震加速度峰值，分析了群桩基础的横向弯曲受力和变形响应特性，并对比了该特殊场地不同位置处的动力响应差异，重点研究了群桩基础受力及变形形态受到含倾斜软弱夹层场地的影响，以及不同输入地震峰值下软弱夹层对该特殊场地动力响应的影响规律。

## 2 试验方案设计

### 2.1 试验设备概况

试验在浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室完成。采用由浙江大学和中国工程物理研究院联合研制的 ZJU - 400 离心机，有效旋转半径为 4.5 m，最大运行能力为 400 g · t，最大离心加速度为 150 g；配套的振动台由浙江大学与日本 Solution 公司联合研制，为电液伺服液压驱动式，水平单向

施振动<sup>[11-12]</sup>。该土工离心机振动台具体技术指标见表 1。

试验采用刚性模型箱，内部尺寸为 0.77 m × 0.4 m × 0.5 m (长 × 宽 × 高)。依据已有离心振动台试验中刚性边界的处理经验<sup>[13]</sup>，在垂直于振动方向的两侧壁上放置 3 cm 厚的油泥板，作为模型吸收边界；同时，在平行于振动方向的两侧壁涂抹凡士林来减小模型土体与模型边壁的摩擦。

表 1 ZJU - 400 土工离心机振动台技术参数<sup>[11]</sup>

Table 1 The technical parameters of geotechnical centrifuge ZJU - 400<sup>[11]</sup>

动力试验 最大离心 加速度/g	最大振动 加速度/ g	频率 范围/ Hz	最大 负载/ kg	最大 振幅/ mm	驱动 波形	驱动 方式	振动台 台面尺寸/ (mm × mm)
100	40	10~200	500	±6		电液伺服 液压驱动	900 × 800

### 2.2 试验模型概化

本试验原型来自西部某核废料处置场实际工程，依照实际场地尺寸及参数，按照 1 : 50 的相似比建立离心机试验模型。结合该试验目的以及离心机设备性能和模型箱尺寸等因素，得到原场地的试验概化模型，忽略原场地中软弱夹层的曲线形式，以直线代替，置于上覆土体与基岩之间，确定模型的几何尺寸如图 1 所示。边坡场地后缘高度 45 cm，前缘坡脚高 35 cm，坡肩后缘长 38 cm，坡高 10 cm，坡面斜率为 1 : 3.3；软弱夹层厚度 5 cm，置于模型前壁 17 cm 高处，斜率为 1 : 5.92。

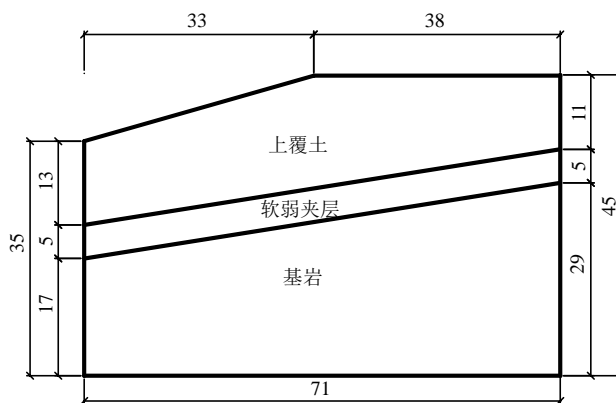


图 1 含软弱夹层边坡场地的几何尺寸(单位: cm)

Fig.1 Geometry of the slope with intercalated weak layer (unit: cm)

### 2.3 试验相似比设计

综合考虑工程原型、离心机参数、模型箱尺寸等因素，设定离心机加速度为 50 g，即原型与模型重力加速度的比值为 1/50，并设定该原型与模型的几何尺寸相似比  $C_L=50$ 。在离心振动台试验中，原型和模型的应力场一致，即原型与模型的应力相似比  $C_\sigma=1$ 。选定几何尺寸  $L$ 、重力加速度  $g$  和应力  $\sigma$  为控制参数后，可推导得到所有单值条件物理量的相似常数，如表 2 所示。

表 2 模型试验各物理量相似常数

物理量	相似常数(原型/模型)
长度 $L$	$C_L=50$
位移 $u$	$C_u=C_L=50$
密度 $\rho$	$C_\rho=C_\sigma C_L^{-1} C_g^{-1}=1$
重度 $\gamma$	$C_\gamma=C_g C_\rho=1/50$
黏聚力 $c$	$C_c=C_\sigma=1$
内摩擦角 $\phi$	$C_\phi=1$
应力 $\sigma$	$C_\sigma=1$
应变 $\varepsilon$	$C_\varepsilon=1$
弹性模量 $E$	$C_E=1$
泊松比 $\nu$	$C_\nu=1$
重力加速度 $g$	$C_g=1/50$
加速度 $a$	$C_a=C_g=1/50$
时间(震动) $t$	$C_t=C_L^{0.5} C_g^{-0.5}=50$
频率 $\omega$	$C_\omega=C_L^{-0.5} C_g^{0.5}=1/50$

### 2.4 试验模型制作

边坡场地模型的制作分为上覆土、软弱夹层和基岩三部分。

(1) 上覆土制作：在离心机模型试验中模型土体的粒径效应对试验结果影响较大，需要重点考虑。实际场地的上覆土层为粉质黏土夹碎石块，本模型试验中所用土来自于该土层，参考 W. H. Craig 等<sup>[14-15]</sup>的研究成果，模型中结构尺寸与最大粒径之比取为 23，因此，对上覆土层场地的土颗粒需要过筛处理，过筛最大粒径约为 8 mm。最后，对过筛后的土体加水重新配制，以满足原场地含水率要求。此外，在粗颗粒被筛除后，重新配制的土体相对于原型土体的强度有稍许增强。

(2) 软弱夹层制作：实际场地中的软弱夹层为强风化带，原状材料难以获取，同时该位置处地下水活动强烈，土体含水率不稳定，本试验以最不利

状态进行考虑，参考地勘报告中饱水参数，采用替代材料建立离心机模型。模型采用了淤泥质黏土模拟夹层，考虑到淤泥质黏土的强度与含水率关系较大，对饱水后的淤泥质黏土采用静置、挤压等措施进行排水，然后将具有一定硬度的非饱和淤泥质黏土作为夹层的代替材料，此淤泥黏土的参数可通过相应室内土工实验进行测定，如表 3 所示，满足了试验需要。

表 3 模型土体(实际场地推荐值)参数表

Table 3 Parameters of the soil in the model test(prototype)

土层	重度 $\gamma$ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	黏聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦 角 $\phi(^{\circ})$	含水 率/%	备注
上覆土	20.8 (20)	44.5 (40)	29.9 (25)	12 (12)	原型土过筛
软弱夹层	18.2 (18)	6.2 (6)	19.4 (19)	26.5 (-)	非饱和淤泥土
基岩	22.3 (23)	61.1 (65)	35.8 (40)	14 (14)	黏土：重晶石粉： 石膏 = 5 : 3 : 2(质量比)

注：表中括号内的参数为实际场地的地勘资料推荐值，括号外的参数为模型所测参数。

(3) 基岩制作：实际场地基岩为中风化砂质页岩，埋深较深，无法获取原状岩体，且基岩并非影响结构稳定性的控制因素，因此，参考已有试验经验重新配制了基岩材料，采用过 8 mm 土工筛筛选的原场地黏土颗粒、石膏、重晶石粉和水按一定配比混合配制，质量配合比为黏土：重晶石粉：石膏 = 5 : 3 : 2，含水率为 14%，密度为  $2.23 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ ，且经土工试验检测，配制后的混合土基本满足试验所需强度要求。

试验中模型土制作由密度控制，土体夯击时分层厚度为 3 cm，每层夯击完成后，需对土体表面进行粗糙处理，制作完成的边坡离心机模型如图 2 所示。此外，表 3 中模型参数来源于离心机试验完成后从模型箱中直接取样，此时的试样在离心机旋转中完成了沉降，认为完成了初始应力场平衡，与施震过程中的力学特性基本一致，试验参数如表 3 所示。

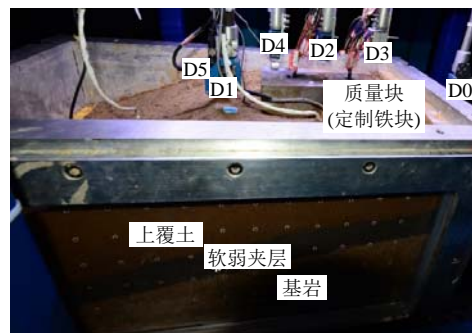


图 2 含软弱夹层边坡离心机模型

Fig.2 Centrifugal model of the slope

场地中设置了群桩基础并在桩顶安装一质量块。由于试验缩尺比较小，计算所得群桩模型中单个桩体几何尺寸过小，无法制作，因此依据群桩整体抗弯刚度相似关系，本试验在模型中利用两根桩径较大的铝管空心桩来代替换算得到的小直径桩，并以此模拟群桩的整体变形规律以及对含软弱夹层场地的影响。试验中管材选用外径 4 cm、壁厚 0.2 cm 的铝管模拟群桩桩体，上部质量块为 24 cm×12 cm×5 cm 的定制铁块，总质量为 10.755 kg。上部质量块与桩之间的拼装方式如图 3 所示。



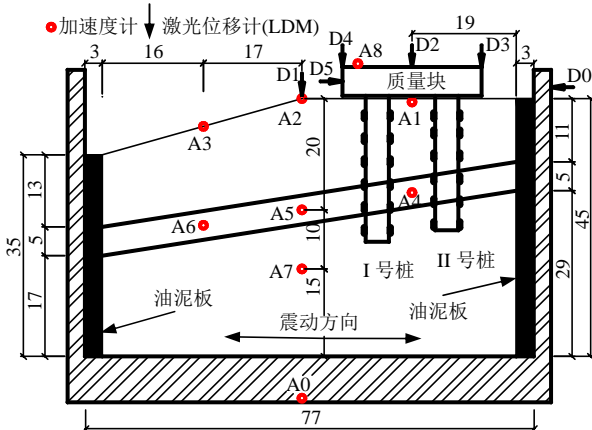
图 3 模型试验中质量块和铝管的尺寸以及拼装方法 (单位: mm)

Fig.3 Sizes and assembly of mass block and aluminum tube in the model test(unit: mm)

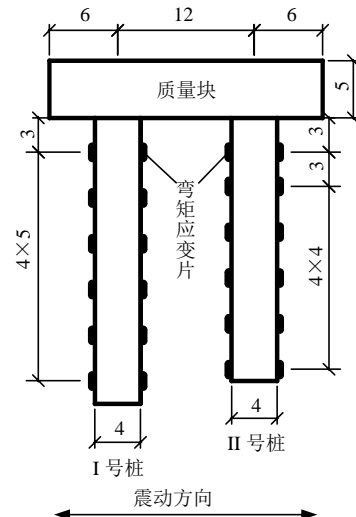
### 2.5 传感器布置

试验中布置了加速度传感器、激光位移计、弯矩应变片、及用于监测宏观变形的照相机和摄像系统，模型箱内结构及传感器布置如图 4 所示。

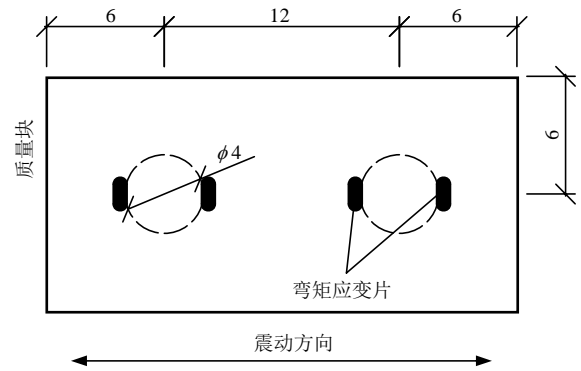
场地试验共布置 9 个加速度计、6 个激光位移计以及 12 对弯矩应变计，与数据采集系统连接，实时记录不同工况下边坡和结构的变形及受力响应。其中，A0 加速度计固定在振动台台面上，记录各工况下输入的地震波，A1~A7 均布置在边坡模型的中间横截面上，A7 布置在基岩中，位于软弱夹层下 10 cm 处；A4，A5 和 A6 分别位于 A1，A2 和 A3



(a) 元器件整体布置图



(b) 应变片布置立面图



(c) 应变片布置俯视图

图 4 测试元器件的布置(单位: cm)

Fig.4 Arrangements of the sensors(unit: cm)

的正下方；A8 被布置在质量块的表面，记录质量块的加速度历程。此外，在坡顶位置处、质量块顶面和侧面以及模型箱侧面分别布置了 6 个激光位移计，用于监测试验过程中边坡顶面和质量块的实时变形情况，保证激振前边坡已达到稳定状态，以满足施震条件。

此外，分别在 2 根桩的 6 个断面布置了弯矩应变计，应变计由 2 个对称布置在施震方向上的应变片组成，编号依次为 I 号桩(M1~M6)，II 号桩(M7~M12)，各测点的弯矩值可由该处应变对接入同一电桥得到。由于桩体埋置于土体内，且穿过含水率较高的淤泥软土层，需要对应变片进行防护，以保证在强压、剪切以及水的共同作用下能够稳定地工作。本试验采用了柔软白乳胶覆盖应变片，待其凝固后，再于管桩外表面整体涂抹环氧树脂，将应变片和管桩整体封装。

### 2.6 地震波的选择及加载工况

模型制作完成后，将模型箱置于离心振动台上，模型形心处的离心加速度逐步增大至 50 g，依据坡

顶平台处的激光位移计监测边坡在高离心作用力下的沉降数据，依据该沉降监测数据，判断边坡稳定后，再通过对振动台面施加地震波，来模拟已完成初始应力平衡的场地地震响应。本试验输入 0.1 g, 0.15 g, 0.25 g 和 0.33 g 的 El-centro 波，输入到台面底部的归一化波形(压缩比为 50, 持时 0.8 s)如图 5 所示，试验工况设置如表 4 所示。

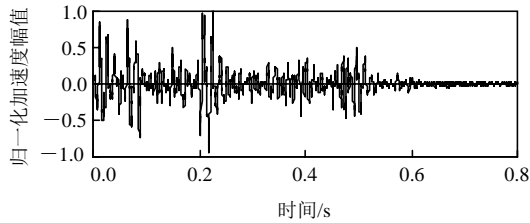


图 5 试验模型底部输入的 El-centro 波形

Fig.5 El-centro seismic wave inputted into the model

表 4 试验加载工况

Table 4 Cases of the model test

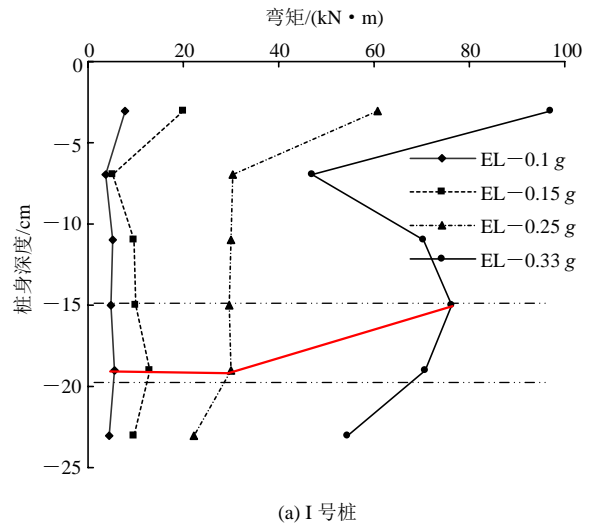
编号	工况名	地震波类型	原型加速度峰值/g	模型加速度峰值/g	压缩比
1	EL - 1	El-centro	0.10	5.0	50
2	EL - 2	El-centro	0.15	7.5	50
3	EL - 3	El-centro	0.25	12.5	50
4	EL - 4	El-centro	0.33	16.5	50

### 3 试验结果与分析

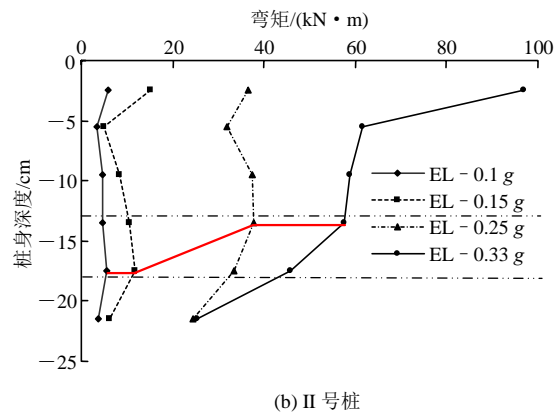
#### 3.1 桩身弯曲受力分析

在设计中，对结构的受力分析最为关心的是其最不利的受力情形。在该模型中，桩身在地震作用下所受到的最大横向弯矩会发生在什么位置，且该最不利位置是否会随着不同输入地震强度而发生改变是设计中最为关心的问题。对此，本文提取不同地震工况中两根桩的弯矩峰值的绝对值沿桩身的分布曲线，如图 6 所示，以此代表桩体在整个地震过程中的最不利荷载分布形态，并进一步探讨其分布形态的变化规律。

综合图 1, 2, 对比 I, II 号桩的弯矩绝对值峰值沿桩身的分布曲线，发现：(1) 2 根桩所受最大弯矩均发生在桩顶，且大小基本相同(除 0.25 g 工况下 II 号桩桩顶弯矩异常外)，同时，在不同地震工况中桩身整体分布曲线的形状基本一致。(2) 桩身弯矩自桩顶向下急剧减小，于桩身 6~7 cm 附近处(占桩长 26%~28%)出现极小值点，表明上部结构对桩身弯曲变形影响范围仅限于桩顶下一定范围内。(3) 桩身中下部弯矩分布呈现“两头小，中间大”的形



(a) I号桩



(b) II号桩

图 6 桩身弯矩绝对值峰值沿桩身分布曲线

Fig.6 Distribution of absolute peak values of bending moment along the pile

态，且中间凸起部分位于软弱夹层附近，表明这部分弯矩受地震作用下软弱夹层的变形控制。(4) 通过图 6 中勾勒出的桩身中下部弯矩最大值点变化趋势线(图中粗红线条)可以发现，随着输入地震动峰值的增大，桩身中部弯矩峰值向上移动，由软弱夹层的下界面开始向上移动，且峰值突出的趋势更加明显，这表明随着地震动幅值增大，软弱夹层运动逐渐剧烈，引起上下土层之间相对位移逐渐增大，从而软弱夹层上部土体变形越明显，进而迫使桩身弯矩峰值上移。

此外，桩身中部最大弯矩峰值与桩顶弯矩峰值之间的比值，可代表软弱夹层引起场地变形与上部结构所受惯性力对桩身弯矩贡献的相对大小。其中，0.25 g 工况中 II 号桩桩顶弯矩值出现异常，根据其他工况中两根桩桩顶弯矩值基本相等的规律，取 I 号桩桩顶弯矩值代替，绘制 2 根桩的中部与顶部弯矩峰值之比与输入加速度峰值之间的关系曲线，如图 7 所示。



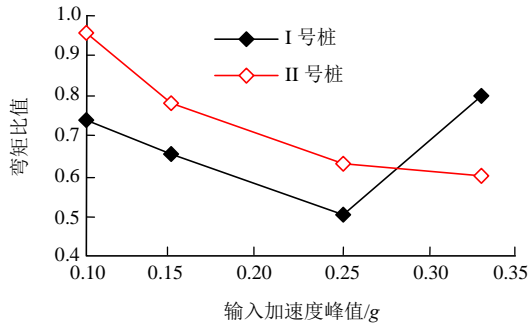


图 7 桩身中部与桩顶弯矩比值和输入加速度峰值的关系  
Fig.7 Relationship of the ratios of bending moment at middle to the one at top of pile with the increasing input peak accelerations

图 7 中 2 根桩各自的弯矩比值随输入加速度峰值增长的变化趋势稍有不同，这可能与两根桩在模型中的布置位置有关。I 号桩的弯矩比值随着输入加速度峰值的增加呈现“先减小，后增大”的趋势，而 II 号桩一直减小，但减小趋势逐渐放缓。该比值的减小表明，随着地震峰值的增加，相对于软弱夹层变形影响，桩身弯矩受上部结构控制越强。此外，I 号桩在峰值加速度为 0.33 g 的地震作用下，该比值突然增大，这或许是由于相对于更靠近边坡后缘的 II 号桩，I 号桩靠近模型中部，受到边坡临空面效应影响更明显，软弱夹层在大震激励下，响应强烈，引起边坡中部的变形趋势比靠近边界处明显。

综上所述，在地震激励下，桩基础所受的横向荷载来源主要有两部分：一部分为上部结构在地震作用下产生的惯性力；另一部分是场地土体的横向变形对桩基础产生的横向推力。上部荷载的惯性力主要作用在桩顶，通过桩身向下传递，而由于桩侧土体的约束作用，上部荷载的惯性力引起桩身的横向变形局限于桩顶范围内。而场地内土体横向变形对桩基础的横向推力是通过桩土相互作用传递到达桩身，控制桩身中下部的变形。该场地内部变形受到软弱夹层的控制，关于倾斜软弱夹层的地震响应规律将在下文中详细论述。

### 3.2 群桩弯曲变形模式分析

桩身弯矩绝对值峰值分布代表了桩体在整个地震过程中不同位置处出现的最大弯曲受力与变形，此外，群桩可能出现的真实变形模式需要通过瞬时弯矩分布曲线进行描述。本试验中，由于离心机模型尺寸受限，群桩桩身的横向位移难以直接测量。对于一根承受横向荷载的桩，它的弯曲曲率的数学意义为横向位移的二阶微分，物理意义是弯曲变形半径的倒数，其值等于弯矩除以抗弯刚度( $EI_z$ )，曲

率与弯矩的关系如下所示：

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI_z} \quad (1)$$

因此，本文可通过对桩身弯矩的分析来探讨其弯曲变形(曲率变化)的特性。本文重点关注了输入加速度峰值为 0.33 g(EL-4 工况)的时程图中峰值附近几个波段(波段位置取自图 5 中 0.19~0.27 s 时间段)的波峰和波谷时刻所对应的单桩弯矩分布形态。在时程图中所选择的 10 个时刻点包含了输入加速度剧烈波动的全过程，可以近似代表群桩基础的瞬时弯曲变形模式变化的全过程，时刻位置如图 8 所示，时刻编号为 T1~T10(按时间顺序排列)。

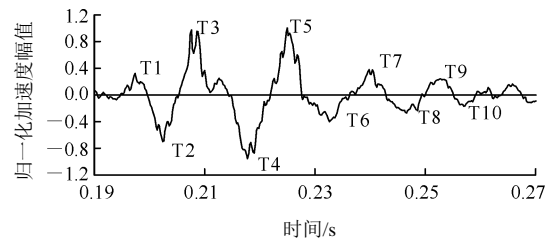
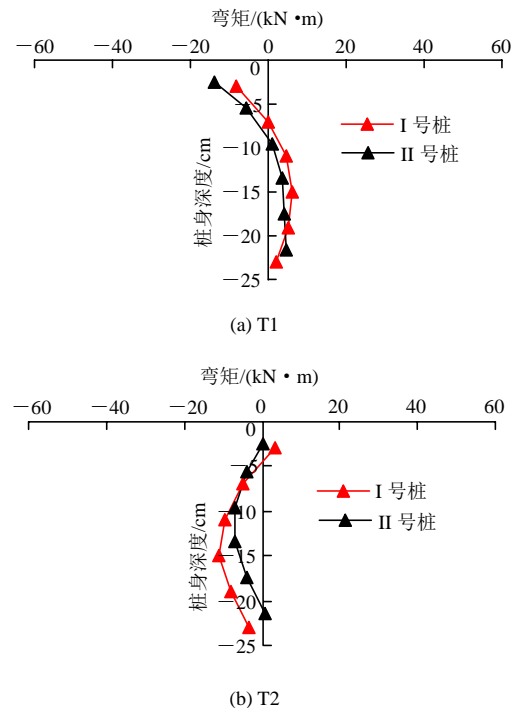


图 8 输入加速度时程图上各时刻的位置  
Fig.8 The location of selected moment on the time curve of input acceleration

图 9 中桩身瞬时弯矩分布曲线的形态代表了地震过程中桩身真实发生的弯曲变形形态，弯矩的正负号，表示桩身弯曲方向相反，弯矩为 0 表明该位置桩身弯曲曲率为 0，即为桩身变形曲线的拐点。



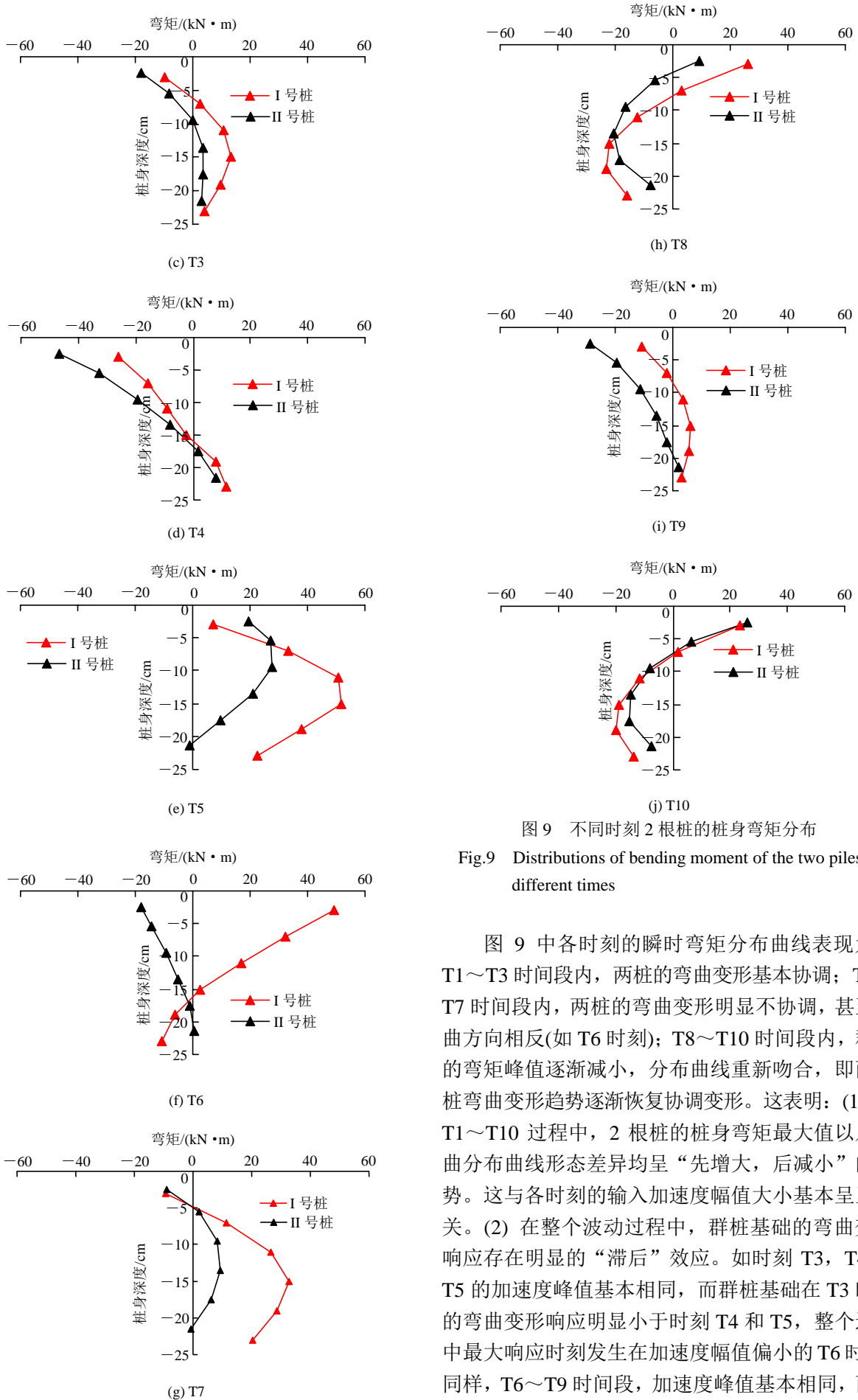


图9 不同时刻2根桩的桩身弯矩分布

Fig.9 Distributions of bending moment of the two piles at different times

图9中各时刻的瞬时弯矩分布曲线表现为：T1~T3时间段内，两桩的弯曲变形基本协调；T4~T7时间段内，两桩的弯曲变形明显不协调，甚至弯曲方向相反(如T6时刻)；T8~T10时间段内，群桩的弯矩峰值逐渐减小，分布曲线重新吻合，即两根桩弯曲变形趋势逐渐恢复协调变形。这表明：(1)从T1~T10过程中，2根桩的桩身弯矩最大值以及弯曲分布曲线形态差异均呈“先增大，后减小”的趋势。这与各时刻的输入加速度幅值大小基本呈正相关。(2)在整个波动过程中，群桩基础的弯曲变形响应存在明显的“滞后”效应。如时刻T3，T4和T5的加速度峰值基本相同，而群桩基础在T3时刻的弯曲变形响应明显小于时刻T4和T5，整个过程中最大响应时刻发生在加速度幅值偏小的T6时刻。同样，T6~T9时间段，加速度峰值基本相同，而反

应强烈程度与时间顺序有关, 随时间逐渐减弱, 最后在 T10 时刻才达到重新吻合状态。这种滞后现象与场地内部土体的特性有关, 相对于刚度较大的桩基础, 土体刚度较小, 容易进入塑性阶段, 从而土体在高频震动过程中, 其响应存在一定滞后, 从而通过桩土相互作用影响桩基结构的变形响应。按照一般规律, 土体刚度越小, 滞后效应越明显, 因此, 本试验模型中软弱夹层对群桩基础的滞后响应有一定影响。

图 9 中 2 根桩在不同时刻的弯矩分布曲线, 可以代表群桩的瞬时弯曲变形模式, 综合归类上述不同的模式, 有以下几种: (1) 一致型和非一致型: 根据两根桩的弯曲方向是否一致进行分类, 非一致型包括 T6 和 T9, 其余属于一致型。T6 时刻时 2 根桩的弯曲方向基本相反, 而 T9 时刻时 2 根桩在深度 7~20 cm 范围内弯曲方向不一致, 但桩端和桩顶弯曲方向一致; 其余一致型的模式表现为桩身弯曲方向在同一高度处基本一致, 即使桩身弯曲曲率不同, 但弯曲方向相同。(2) 有拐点型和无拐点型: 根据桩身弯曲变形是否有拐点存在进行区分, 无拐点型为 T2 和 T5 时刻所表现出模式, 即桩身全长范围内弯曲方向均一致, 并不存在弯曲方向变化的临界点(即拐点, 亦称反弯点); 其余时刻所表现出的弯曲模式均为有拐点型, 其中加速度幅值较小的时刻出现的拐点位置多数存在于桩顶附近, 这或许是由于上部结构与场地之间变形响应不一致, 且上部结构惯性力引起的弯曲变形范围有限, 导致桩顶弯曲变形与桩身中部方向不一致, 从而形成反弯。(3) 平行型和非平行型: 根据 2 根桩的桩身弯矩曲线是否重合进行区分, 其中平行是指 2 根桩的弯曲变形基本同步, 即弯曲方向和弯曲曲率均基本相同, 如 T1, T2 和 T10 时刻所表现出的弯曲模式, 其余时刻所展示的弯曲变形模式均无法在弯曲方向和弯曲曲率大小上同时满足一致, 这就导致 2 根桩的弯曲变形在整体上表现出变形不协调的形态。其中平行型的弯曲模式均发生在震动幅值影响较小的时刻, 即当激振幅值较小时, 场地内土体的非线性特性尚未展现, 群桩基础中各单桩在场地内的弯曲呈现出一致性的晃动, 而当激振幅值增大, 场地内土体非线性响应表现明显, 不同位置的土体响应不一致, 从而导致群桩中不同位置的单桩在弯曲变形上呈现出不同的形态, 从而影响群桩结构的整体承载性能。

### 3.3 群桩弯曲变形影响因素分析

上述分析表明群桩基础在地震中的受力与变形

响应主要受场地的内部变形及上部结构的惯性力两方面因素影响, 现需对这两方面影响因素分别展开分析。

#### (1) 场地响应分析

地震波传播引起场地的动力响应可通过加速度放大系数作为指标进行分析。定义加速度放大系数为各个测点的加速度峰值与模型底部输入加速度峰值(A0)的比值。本文提取了 I 号断面内(A2, A5, A7, A0), II 号断面内(包含上部质量块 A8, A1, A4, A7, A0)以及 III 号断面内(A3, A6, A7, A0)的加速度放大系数, 放大系数关系曲线如图 10, 11 所示。

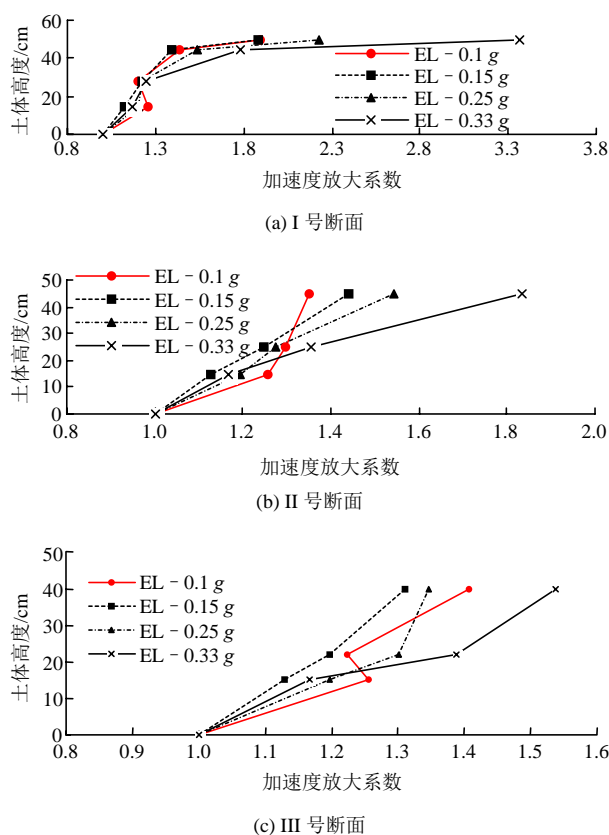


图 10 不同竖向断面内的加速度放大效应

Fig.10 Amplification effect of acceleration in different vertical sections

如图 10 所示, 随着模型高度的增加, 该含倾斜软弱夹层的边坡场地内部的加速度放大系数整体上呈近似线性增加, 加速度放大系数最大值均出现在地表位置。同时, 在不同峰值加速度激励下, 软弱夹层附近的加速度放大系数不同, 即不同强度的地震波由下向上传播的趋势在穿过软弱夹层时发生变化, 进而影响上部土体的动力响应特性。图 11 为模型中不同位置处加速度放大系数随着输入加速度峰



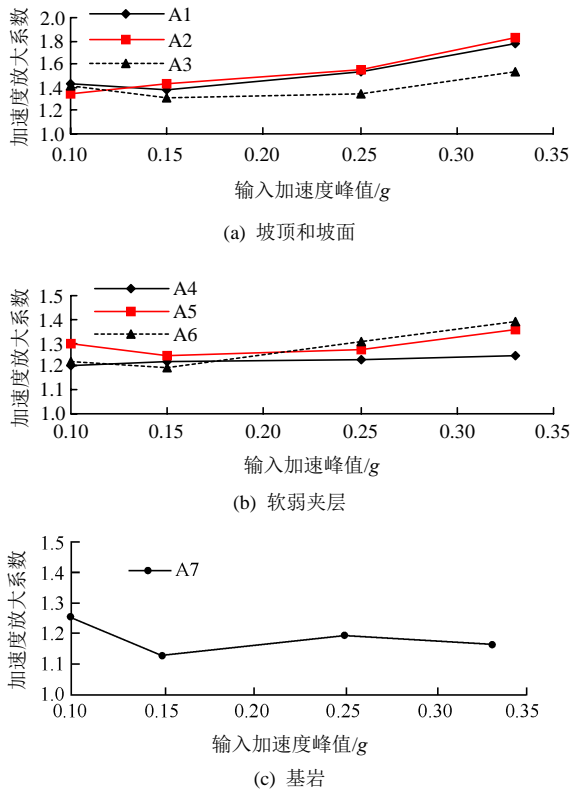


图 11 不同测点加速度放大系数与输入加速度峰值的关系  
 Fig.11 Relationship of amplification coefficients of accelerations with the different peak input accelerations in different locations

值的变化曲线，根据测点在模型中的相对位置，将其分为场地表面(包括边坡顶面和斜坡表面)、软弱夹层和基岩三部分进行展示。

综合分析图 10, 11, 3 个竖向断面内表现出:

- ① 基岩中,输入地震动峰值为 0.1 g 比 0.15 g~0.33 g 工况下的加速度放大系数大,即随着输入地震动峰值的增加,该基岩的加速度放大系数先减小、后增大并保持基本稳定。
- ② 在软弱夹层中,相较于下层的基岩,其加速度放大系数发生变化,输入峰值加速度为 0.1 g 的工况中放大系数减小,而 0.15 g~0.33 g 工况中放大系数进一步放大,特别是 0.33 g 工况中放大系数突然大幅增大;同时,图 11(b)表明随着输入地震动峰值增加,该处加速度放大系数呈现“先减小,后增加”的趋势,整体与基岩(A7 测点)的变化趋势相近,不同的是在输入地震动峰值大于 0.25 g 后软弱夹层的放大系数持续增长。此外,同处于软弱夹层中的 A4, A5 和 A6 的放大系数的响应存在差异, A5 和 A6 放大系数及其增长速率均大于 A4,这或许是由于 A6 和 A5 靠近于边坡的坡面,受到临空面效应的影响。
- ③ 当地震波穿过软弱夹层后,在上部场地内传播的规律又发生了变化,相较

于软弱夹层,所有工况下加速度放大系数均增大,其中 0.3 g 工况中的放大系数增长趋势更明显,与基岩中的规律相反。这或许是由于受到地表效应影响比较明显。

对于均质场地,认为由于土体存在非线性特性,在大震激励下,土体表现出非线性特性,加速度放大系数会减小;而小震下,土体的非线性特性尚未表现,仍然更多地展示出弹性特性,因此有“小震下的放大系数大于大震”的规律,这也是本试验中基岩加速度放大效应的解释。而本模型中,边坡场地中含有软弱夹层,不同于均质场地构造,软弱夹层会影响地震波在场地内的传播,呈现出与均质场地不同的动力响应规律。

在上述加速度放大效应的分析中,地震波在穿过该场地中倾斜软弱夹层时的放大效应与输入地震动幅值有关。该现象与已有相关研究中提出软弱夹层对场地内加速度放大系数有减弱作用的普遍规律不同,在输入地震动峰值较大时,反而软弱夹层对加速度放大系数有放大的现象。根据钱胜国等<sup>[16-18]</sup>的研究成果,软弱夹层对地震动放大系数的削弱与软弱夹层的位置、厚度以及软土阻抗等因素有关,而本实验中的放大现象或许跟本试验中特定斜坡场地有关,其具体机制需后续进一步展开研究。

(2) 上部结构惯性力分析

上部结构的惯性力与其加速度呈正比,桩顶的横向受力是由上部结构与桩身中部变形不一致造成的,本文认为桩身中部与场地土体之间存在协调变形,因此可用上部结构与场地响应的差异在一定程度上可以反映上部结构的惯性力对群桩基础横向受力的影响。图 10(a)显示上部质量块的加速度峰值随着输入加速度峰值的增大而增大,上部质量块的惯性力响应与输入地震动强度有关,因此提取上部结构与坡顶加速度峰值之比(加速度放大系数之比)与输入加速度峰值的关系曲线,如图 12 所示。该比值均大于 1,表明上部结构与场地表面的加速度响应存在明显差异,这是由于群桩基础和土体刚度和质量存在明显差异,桩-土之间存在相互作用,随着高度增加,这种相互作用越明显,两者的惯性力差异越大,两者的动力响应差异越大。该模型试验中,当输入加速度峰值小于 0.25 g 时,结构与坡顶表面加速度峰值之比呈线性增长;当输入加速度峰值大于 0.25 g 时,此比值突然增大,且比值增长速率(曲线斜率)增加了约 6.5 倍,结构与坡面加速度放大效应呈现的非线性增长趋势,表明当输入地震较大时,

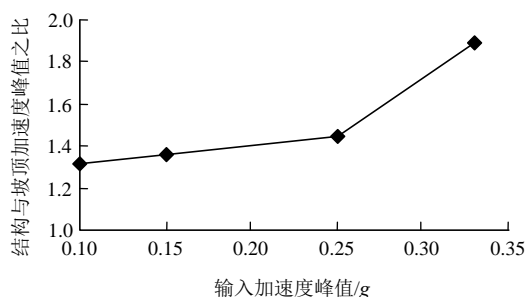


图 12 上部结构与坡面加速度峰值之比随输入加速度峰值的变化曲线

Fig.12 The variations of ratios of acceleration peaks of superstructure to the one at the top surface of slope with the increasing of peak input accelerations

场地内桩-土相互作用强烈, 导致上部结构惯性力增长过快, 甚至成倍增长, 即随着输入地震强度增加, 上部结构对桩身弯曲变形相对于场地内部变形影响更大, 这与节 3.1 中群桩基础桩身弯矩峰值的分布规律一致。上部结构惯性力突增对桩基础的横向变形及稳定性非常不利, 在高烈度区域内设计时需注意在大震时, 带桩基础的上部结构响应与地表地震响应的巨大差异, 应对桩顶位置的抗震性能进行特殊设计。

## 4 结论与讨论

本文设计并完成了 50 g 离心机加速度条件下含软弱夹层的边坡场地内群桩结构在不同强度地震激励下的离心振动台模型试验, 重点揭示了群桩的弯曲受力特性, 分析了基础的弯曲变形模式, 并从场地的响应特性以及上部结构惯性力响应特性两方面探讨了群桩基础的受力与变形影响因素。主要得到如下结论:

(1) 弯矩峰值沿桩身分布规律表明, 群桩基础的弯曲变形同时受场地内部变形和上部结构惯性力共同影响, 其中场地内部变形主要影响桩身中部的弯曲变形, 上部结构惯性力控制了桩身弯曲变形且局限于桩顶下一定范围内, 本模型中上部结构对桩基础的影响范围集中在桩顶以下 6~7 cm 范围内(占桩身全长的 26%~28%)。

(2) 在地震过程中, 群桩整体呈现出不同的弯曲变形模式, 主要表现在试验中 2 根桩的弯曲变形是否一致, 这与施震强度和桩土相互作用剧烈程度有关; 本文从不同角度对弯曲变形模式进行了分类,

包括: 一致型和非一致型、有拐点型和无拐点型、平行型和非平行型。

(3) 该特定边坡场地中的软弱夹层的加速度放大系数与模型输入地震动峰值有关: 当输入加速度峰值  $< 0.15 g$  时, 软弱夹层的加速度放大系数相对于基岩减小; 当输入加速度峰值  $\geq 0.15 g$  时, 该放大系数增大, 且增大程度随输入加速峰值的增大而逐渐扩大。

(4) 带群桩基础的上部结构在地震激励下与场地表面的加速度响应存在明显差异, 且随着输入地震加速度峰值的增加, 该差异不断被放大, 特别是当输入加速度峰值  $\geq 0.25 g$  时, 甚至出现成倍增加现象, 呈现明显非线性增长趋势。

本试验模拟的场地构造特殊, 同时受边坡临空面效应、倾斜软弱夹层共同作用, 因此该特定场地中的软弱夹层在地震作用下的加速度放大效应与普通场地中的一般规律存在差异。根据已有研究成果可知, 软弱夹层一般具有削波减震作用, 并且随着输入地震动峰值的增加, 其非线性特性愈加明显, 减震效果越好, 而本试验在大震段呈现出与之相反的趋势, 这或许与本试验中软弱夹层的特性(厚度、倾斜角度、力学特征等)有关, 具体影响机制还有待进一步分析研究。

**致谢** 试验过程中得到了浙江大学岩土工程研究所周燕国副教授及超重力离心模拟实验室的黄锦舒老师、姚 罡师傅等同志对试验的实施提供技术指导和支 持, 在此表示衷心感谢!

## 参考文献(References):

- [1] 戚玉亮, 大塚久哲. 考虑土-桩-结构相互作用的群桩振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增 2): 1 024 - 1 027.(QI Yuliang, HISANORI Otsuka. Shaking table tests on pile groups considering pile-soil-structure interaction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(Supp.2): 1 024 - 1 027.(in Chinese))
- [2] 王志华, 刘汉龙, 陈国兴. 基于随机地震反应的桥墩-群桩-土相互作用研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(3): 409 - 413.(WANG Zhihua, LIU Hanlong, CHEN Guoxing. Study on pier-pile group-soil interaction based on stochastic seismic response[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(3): 409 - 413.(in Chinese))
- [3] 王文剑, 楼梦麟, 马恒春, 等. 上部结构对桩基础地震应力影响的模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2001, 21(2): 109 - 115.(WANG Wenjian, LOU Menglin, MA Hengchun, et al. Study on

- effects of superstructure on pile foundation seismic stresses by model test[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2001, 21(2): 109 - 115.(in Chinese))
- [4] 姜忻良, 李岳. 通过群桩-土-偏心结构振动台试验分析群桩与地基的响应[J]. *地震工程与工程振动*, 2010, (6): 168 - 173.(JIANG Xinliang, LI Yue. Response analysis of group pile and foundation by using shaking table test on pile groups-soil-eccentric structure interaction system[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2010, (6): 168 - 173.(in Chinese))
- [5] 梁发云, 陈海兵, 黄茂松, 等. 结构-群桩基础地震响应离心振动台模型试验[J]. *建筑结构学报*, 2016, 37(9): 134 - 141.(LIANG Fayun, CHEN Haibing, HUANG Maosong, et al. Model test on seismic response of superstructure and pile group[J]. *Journal of Building Structures*, 2016, 37(9): 134 - 141.(in Chinese))
- [6] 刘晶波, 刘祥庆, 王宗纲, 等. 砂土地基自由场离心机振动台模型试验[J]. *清华大学学报: 自然科学版*, 2009, 49(9): 31 - 34.(LIU Jingbo, LIU Qingxiang, WANG Zonggang, et al. Dynamic centrifuge model test of an unconfined sandy foundation[J]. *Journal of Tsinghua University: Science and Technology*, 2009, 49(9): 31 - 34.(in Chinese))
- [7] 梁孟根, 梁甜, 陈云敏. 自由场地液化响应特性的离心机振动台试验[J]. *江大学学报: 工学版*, 2013, 47(10): 1 805 - 1 814.(LIANG Menggen, LIANG Tian, CHEN Yunmin. Centrifuge shaking table modeling of liquefaction characteristics of free field[J]. *Journal of Zhejiang University: Engineering Science*, 2013, 47(10): 1 805 - 1 814.(in Chinese))
- [8] 王年香, 章为民, 顾行文, 等. 高心墙堆石坝地震反应复合模型研究[J]. *岩土工程学报*, 2012, 34(5): 798 - 804.(WANG Nianxiang, ZHANG Weimin, GU Xingwen, et al. Combined model for seismic responses of high core rock-fill dams[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, 34(5): 798 - 804.(in Chinese))
- [9] 郑桐, 刘红帅, 袁晓铭, 等. 锚索抗滑桩地震响应的离心振动台模型试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2016, 35(11): 2 276 - 2 286.(ZHENG Tong, LIU Hongshuai, YUAN Xiaoming, et al. Experimental study on seismic response of anti-slide piles with anchor cables by centrifugal shaking table[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016, 35(11): 2 276 - 2 286.(in Chinese))
- [10] 于玉贞, 邓丽军. 抗滑桩加固边坡地震响应离心模型试验[J]. *岩土工程学报*, 2007, 29(9): 1 320 - 1 323.(YU Yuzhen, DENG Lijun. Centrifuge modeling of seismic behavior of slopes reinforced by stabilizing pile[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2007, 29(9): 1 320 - 1 323.(in Chinese))
- [11] 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): 1 887 - 1 894.(CHEN Yunmin, HAN Chao, LING Daosheng, et al. Development of geotechnical centrifuge ZJU400 and performance assessment of its shaking table system[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, 33(12): 1 887 - 1 894.(in Chinese))
- [12] 周燕国, 梁甜, 李永刚, 等. 含黏粒砂土地液化离心机振动台试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2013, 35(9): 1 650 - 1 658.(ZHOU Yanguo, LIANG Tian, LI Yonggang, et al. Dynamic centrifuge tests on liquefaction of clayey sand ground[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, 35(9): 1 650 - 1 658.(in Chinese))
- [13] 于玉贞, 邓丽军, 李荣建. 砂土边坡地震动力响应离心模型试验[J]. *清华大学学报: 自然科学版*, 2007, 47(6): 789 - 792.(YU Yuzhen, DENG Lijun, LI Jianrong. Centrifuge model test of the seismic response behavior of a sand slope[J]. *Journal of Tsinghua University: Science and Technology*, 2007, 47(6): 789 - 792.(in Chinese))
- [14] CRAIG W H. Simulation of foundation for offshore structure using centrifuge modelling. developments in soil and foundation engineering—model studies[M]. London: Applied Science Publishers Ltd., 1983: 1 - 27.
- [15] 徐光明, 章为民. 离心模型中的粒径效应和边界效应研究[J]. *岩土工程学报*, 1996, 18(3): 80 - 86.(XU Guangming, ZHANG Weimin. Study of grain size effect and boundary effect in centrifugal model[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1996, 18(3): 80 - 86.(in Chinese))
- [16] 钱胜国. 软土夹层地基场地土层地震反应特性的研究[J]. *工程抗震*, 1994, (1): 32 - 36.(QIAN Shengguo. Study of seismic response characteristics of site with weak intercalated layer[J]. *Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting*, 1994, (1): 32 - 36.(in Chinese))
- [17] 陈国兴, 陈继华. 软弱土层的厚度及埋深对深厚软弱场地地震效应的影响[J]. *世界地震工程*, 2004, 20(3): 66 - 73.(CHEN Guoxing, CHEN Jihua. The effect of depth and thickness of soft soil layer on earthquake response for deep soft sites[J]. *World Earthquake Engineering*, 2004, 20(3): 66 - 73.(in Chinese))
- [18] 陈继华, 陈国兴, 史国龙. 深厚软弱场地地震反应特性研究[J]. *防灾减灾工程学报*, 2004, 24(2): 131 - 138.(CHEN Jihua, CHEN Guoxing, SHI Guolong. Study of seismic response characteristics of deep soft soil site[J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2004, 24(2): 131 - 138.(in Chinese))