

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2020.02.009

饱和砂土地地 2×2 高承台直斜群桩动力响应规律研究*

张健¹, 李雨润^{1,2}, 闫志晓¹, 戎贤^{1,2}

(1. 河北工业大学土木与交通学院, 天津 300401; 2. 河北工业大学河北省土木工程技术研究中心, 天津 300401)

摘要:为研究饱和砂土地地震液化情况下直斜群桩水平动力响应规律,使用浙江大学ZJU400土工离心试验设备进行了饱和砂土地 2×2 高承台直斜群桩的离心机振动台模型试验,通过两组试验分别对于不同土层处的加速度时程以及孔压比进行分析。同时,结合饱和砂土的液化情况,分别针对 2×2 高承台直斜群桩在振动过程中承台水平动力响应以及桩身弯矩峰值的变化进行了对比分析。试验结果表明:随着振动强度的增大,饱和砂土层液化深度逐渐增加,尤其在近桩位置土层孔压比变化更为明显;直群桩承台水平加速度峰值在一定范围内出现了放大的现象,而斜群桩承台则基本未发生此显现;随振动强度的增加桩身弯矩峰值分布发生较大变化,其变化情况与饱和砂土液化有着较为密切的关系,在0.05g和0.1g工况下斜群桩桩身弯矩峰值明显小于直群桩,而0.3g工况时斜群桩桩身弯矩峰值出现了显著增加的现象并超过了同工况下直群桩情况。

关键词:直斜群桩;饱和砂土;土层动力响应;弯矩峰值

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2020)02-0204-10

Study on Dynamic Response Law of 2×2 Vertical and Batter Pile Groups under Elevated Pile Cap in Saturated Sand

ZHANG Jian¹, LI Yurun^{1,2}, YAN Zhixiao¹, RONG Xian^{1,2}

(1. School of Civil and Transportation Engineering, Hebei University of Technology, Tianjin 300401, China;

2. Civil Engineering Technology Research Center of Hebei Province, Hebei University of Technology, Tianjin 300401, China)

Abstract: In order to study the horizontal dynamic response law of vertical and batter pile groups under the condition of seismic liquefaction in saturated sand, the centrifuge shaking table tests on 2×2 vertical and batter pile groups under elevated pile cap in saturated sand were carried out by using ZJU400 geotechnical centrifugal test equipment of Zhejiang University. Two sets of experiments were used to analyze the acceleration time history and pore pressure ratio in different soil layers. At the same time, combined with the liquefaction situation of saturated sand, the horizontal dynamic response of the pile cap and the change of the bending moment of the pile body were compared and analyzed for the 2×2 vertical and batter pile groups under elevated pile cap. The results show that: with

* 收稿日期:2019-07-30;修回日期:2019-10-23

基金项目:国家自然科学基金项目(51778207)、河北省自然科学基金项目(E2018202107)、河北省研究生创新资助项目(CXZZBS2019041)资助

作者简介:张健(1991-),男,博士研究生。主要从事土动力学与桩基抗震研究。Email:201521601031@stu.hebut.edu.cn

通讯作者:李雨润(1978-),男,教授,博士,博导。主要从事土动力学与桩基抗震研究。Email:iemlyr7888@hebut.edu.cn

the increase of vibration intensity, the liquefaction depth of saturated sand increases gradually, especially in the near-pile region, the change of pore pressure ratio is more obvious; the horizontal acceleration peak of the vertical pile group cap amplifies within a certain range, while that phenomenon does not occur for the batter pile group cap; With the increase of vibration intensity, the peak distribution of the bending moment of the pile body changes greatly. The change has a close relationship with the liquefaction of saturated sand. Under the conditions with peak accelerations of 0.05g and 0.1g, the peak bending moment of the batter pile group is obviously smaller than that of the vertical pile group, and the peak bending moment of the batter pile group shows a significant increase under the condition with peak acceleration of 0.3g and exceeds that of the vertical pile group with the same working condition.

Keywords: vertical and batter pile group; saturated sand; soil dynamic response; peak bending moment

引 言

桩基础作为一种重要的深基础形式,在各种工程建设中应用已非常广泛。尤其在地质条件较差的地区,桩基础的优势更为凸显。同时,由于桩基础的广泛应用,尤其是在海洋环境中的应用开始被人们关注。然而,海洋环境中影响桩基性能的因素非常复杂,其中地震则是一种对桩基影响尤为显著的因素,因为在海洋环境中地震往往会伴随着场地液化的现象。因此,国内外学者针对场地液化条件下桩基抗震性能的研究有了初步的探索。

对于此类问题的研究,当前国内学者主要使用的方法包括模型试验和数值模拟,其中模型试验又以振动台试验和离心机振动台试验为主。A. J. Choobbasti等^[1]利用有限差分法建立模型,研究了在地震作用下土体液化后的桩基响应及桩土相互作用。P. Samui等^[2]考虑桩周土发生液化条件下,分析了26例桩基础在施加轴向荷载作用时发生的群桩侧向失稳屈曲问题;L. SU等^[3]对于挡土墙后的单桩由于地震作用下土体液化侧向扩展发生破坏现象进行分析,通过振动台试验的方法研究了液化后土体对桩身产生的侧向压力变化规律。G. J. Li等^[4]在日本的E-Defense振动台上对大比例尺模型试验进行研究,并建立了二维非线性动力有限元模型,研究了考虑二维有效应力情况下的桩-土系统相互作用,通过OpenSees将耦合后的有限元模型分析结果与试验结果进行了对比分析。凌贤长等^[5-6]进行了大型振动台液化场地桩基模型试验,通过不同地震动大小的输入,观察砂层液化情况,及其对桩基破坏的影响程度。之后基于振动台试验

的结果提出了一种液化场地群桩抗震简化分析方法。黄占芳等^[7]通过小型振动台动力模型试验,研究桩-土-结构在地震作用下的动力响应,随着超静孔隙水压力沿埋深方向由下至上的逐渐增加,导致了结构的沉降量加大,同时桩-土-结构相互作用效应加大了底层上部结构的地震反应,对于液化土中桩基抗震设计方法的优化起到一定指导作用。A. K. Panah等^[8]通过振动台试验研究了不同倾斜角度对于微型斜桩的抗震性能影响。李雨润等^[9-10]进行了大量的小型振动台试验,对于液化场地条件下直斜群桩在地震荷载下的动力响应进行了初步研究。

上述介绍了部分有关液化场地桩基抗震的振动台试验研究进展,可以发现通过振动台对于此类问题的研究已经非常普遍。然而,国内外相关学者为了解决常重力振动台对于模型相似比等问题的限制,在之后的研究过程开始逐渐采用离心机振动台试验。

苏栋等^[11]通过离心机振动台模型试验,研究了饱和砂土中单桩在地震作用下的侧向土阻力的变化规律以及桩土水平相互作用的演变过程。Z. Li等^[12]通过离心机振动台试验,研究了非饱和土体中不同地震动类型和上部结构对于斜桩在地震过程中的响应情况。X. Liu等^[13]通过离心机振动台试验主要研究了群桩基础在地震液化场地条件下的桩身响应变化情况。王睿等^[14]通过离心机振动台试验研究了倾斜场地液化前后以及震后永久位移对于单桩桩身水平受力情况的影响。梁发云等^[15]通过离心机振动台试验研究了非饱和土地基情况下高低承台形式对于桩身弯矩分布情况的影响。

综上所述,通过振动台试验的方法进行液化土中桩基抗震性能的研究已经较为普遍,同时通过离心机振动台研究桩基抗震问题也得到一定发展,其中非液化土地基条件下单桩和直斜群桩的研究以及液化土条件下的单桩和直群桩的形式有了初步的研究,但液化土条件下斜桩抗震性能的研究无论在常重力振动台还是离心机振动台方面研究,还有待进一步探讨。因此,本文通过两组离心机振动台试验,分别对于饱和砂土地震液化现象,以及其对带有上部结构的直斜群桩的动力响应影响情况进行详细研究。

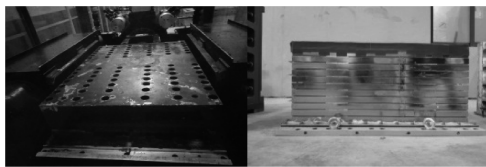
1 试验简介

1.1 试验设备简介

本试验所用装置为浙江大学 ZJU-400 离心机,该装置是浙江大学与中国工程物理研究院联合研制的一台土工离心试验设备(图 1),其额定载重 400 gt,最大离心加速度 150g,最大有效旋转半径 4.5 m。其在动力试验中由于有振动台参与,考虑试验可靠性,其离心加速度可达 100g。



(a) 土工离心机



(b) 振动台 (c) 剪切模型箱

图 1 离心机振动台试验设备

Fig.1 Centrifugal shaking test equipment

试验用振动台(图 2)是由浙江大学与日本 Solution 公司联合研制,其驱动方式为电液伺服液压驱动,可以实现水平单向振动,振动幅值为 ± 6 mm,频率范围为 10~200 Hz,最大振动加速度和速度分

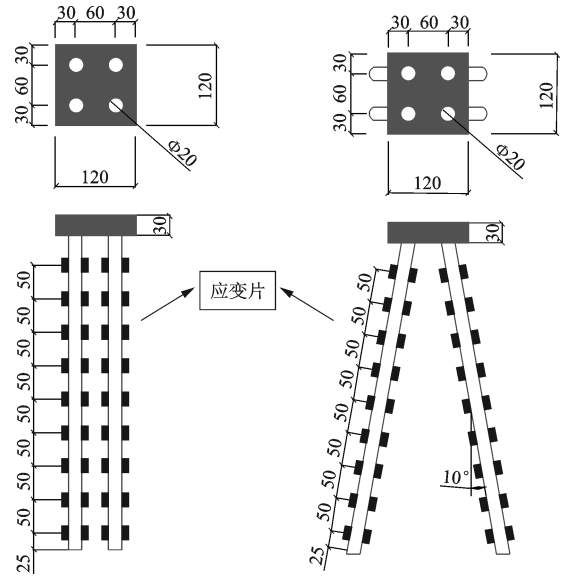


图 2 群桩模型尺寸

Fig.2 Model dimension of pile group

别为 40g 和 150 cm/s。振动台台面尺寸为 900 mm \times 800 mm,最大载荷为 500 kg。

本试验在模型箱的选取上综合考虑各影响因素,最终采用层状剪切箱(图 3)作为本次试验用模型箱,箱体由铝合金框叠合而成,各层框间由约 2 mm 厚的轴承联结,该设计理念在 1986 年由 Whitman 等^[16]提出,其优点就是可以通过有限尺寸的模型最大程度的模拟无限场地土体在振动激励时的水平变形,减小边界效应的影响。

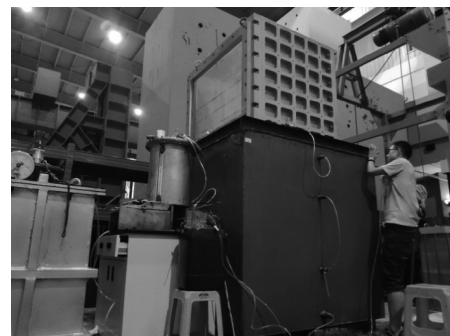


图 3 真空饱和系统

Fig.3 Vacuum saturation system

1.2 模型设计

综合考虑原型尺寸、试验材料以及试验条件的影响,最终确定试验相似比为 1:50。原型桩与模型桩的物理力学参数见表 1。试验用桩基模型主要考虑抗弯刚度相似问题,最终确定使用 6061 铝合金作为模型材料,同时根据设计相似比确定了模

型桩的详细尺寸(图2)。由于土体颗粒尺寸与模型桩相比大很多,所以土体满足均匀性和连续性的假定。

表1 桩基物理力学参数

	桩长	桩径	抗弯刚度
模型桩	470 mm	20 mm	186 N·m ²
原型桩	23.5 m	1 m	1 162.5 MN·m ²

在模型试验时,使用原型土料制模,未进行过度处理。考虑到试验的可重复性,为后期研究提供较为方便的条件,故本试验土体采用了较为常见的福建标准砂,平均粒径 d_{50} 为 0.00 016 m,比重为 2.645,最大孔隙比为 0.961,最小孔隙比为 0.615。地基模型制备采用砂雨法,通过调整落砂高度来控制砂土的相对密实度为 50%,在浇砂过程中将加速度及孔隙水压力传感器按照设计位置放于不同土层中。干砂地基模型制备完成后进行饱和,由于超重力场的存在,为考虑砂土中液体流速的影响,使用黏滞系数为水的 50 倍的硅油来代替水进行饱和,饱和前将整个模型放于真空箱中进行抽真空(图 3),然后在真空状态下进行饱和。

1.3 传感器布置

试验共分两组,两组试验除桩型不同外,其他各条件均保持一致。试验分别在振动台台面、地基模型中不同深度及桩基承台台面设置了 9 个加速度传感器,编号依次为 A1-A9,其中 A2-A8 埋置在地基土中。这些传感器分别对试验过程中的台面输出加速度、地基模型不同深度加速度以及承台加速进行测量并实时记录保存。设置孔隙水压力传感器 7 个,采集不同埋深及群桩内外侧的孔隙水压力变化情况,编号依次为 P1-P7。在承台一侧沿振动方向水平设置激光位移计一个,编号 J1,采集振动过程中桩基承台的水平位移,在桩旁砂土表面设置靶标一个,上方垂直布置激光位移计,编号 J2,采集实验过程中砂土地基的沉降变化情况。各传感器位置如图 4、5 所示,其中地基土中埋置的各传感器详细埋深见表 2。每组试验均有两根同侧桩身布置应变片,具体位置已在图 2 中给出,贴有应变片的直斜桩分别编号 VS1、VS2(直桩)和 BS1、BS2(斜

桩),应变片编号由下到上编号 VS(BS)1-1-VS(BS)1-9。本试验通过弯矩标定方法确定了数采系统输出电压值与弯矩之间的关系(图 6)。由于试验模型桩基尺寸较小,因此采用简支梁形式,按照其受弯状态标定电压与弯矩之间的关系,之后通过相似比得到原型的弯矩值。后文中提到的所有物理量单位均已换算为原型状态。

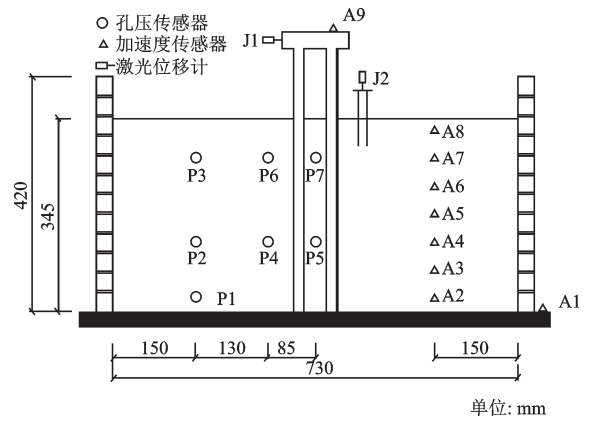


图4 直群桩模型传感器布置

Fig.4 Transducer placement of vertical pile group

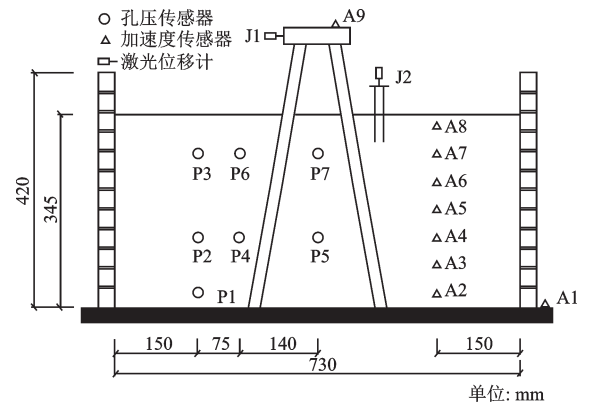


图5 斜群桩模型传感器布置

Fig.5 Transducer placement of batter pile group

表2 传感器埋深

传感器编号	埋深/m
A2、P1	16
A3	13.5
A4、P2、P4、P5	11
A5	8.5
A6	6
A7、P3、P6、P7	3.5
A8	1

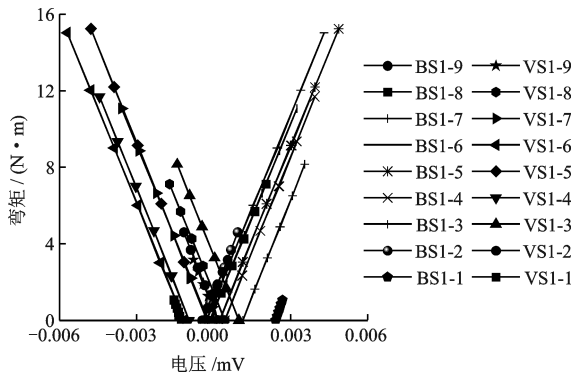


图6 桩身应变片标定

Fig. 6 Calibration for pile bending strain gauges

1.4 输入波形选择

本试验的主要研究内容为饱和砂土地场地情况下地震作用时直群桩和斜群桩的桩顶承台及桩身动力响应情况。因此选用了频谱成分较为单一的正弦波进行输入。试验工况见表3。

表3 试验工况
Table 3 Test conditions

工况	类型	加速度/g
1	正弦波	0.05
2	正弦波	0.15
3	正弦波	0.3

将振动台台面加速度传感器(A1)采集到的数据作为模型的真实输入波形,通过滤波处理后得到输入波形如图7所示,由于两组试验输入的波形基本相同,因此仅给出直群桩试验的台面加速度时程。输入的正弦波原型频率为1 Hz,由于其原型频率较低,所以进行滤波处理后加速度峰值有一定减弱,但可以明显看出台面输出的加速度信号图形与振动台控制器输入的信号(图8)图形一致性很好。因此,也验证了输入信号的有效性。

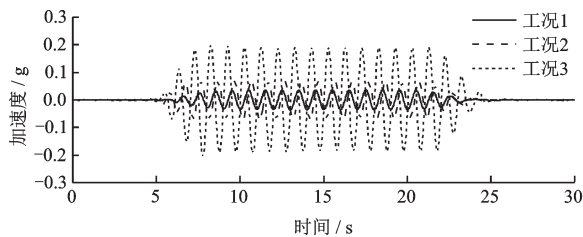


图7 不同工况输入波形

Fig.7 Input waveform under different test conditions

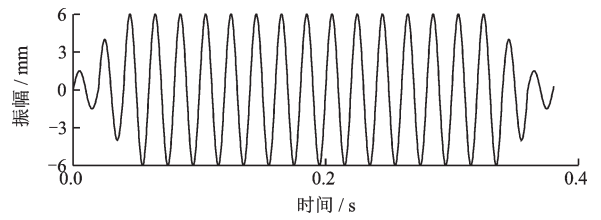


图8 振动台控制器输入信号

Fig.8 Input signal of shaking table controller

2 试验结果及分析

2.1 不同土层加速度时程

试验同时测量了土体中埋深分别为16、13.5、11、8.5、6、3.5、1 m处(A2-A8)的加速度,图9-11分别给出了0.05g、0.1g和0.3g峰值加速下的不同埋深位置的加速度时程曲线。由图9可以看出,在0.05g情况下除最上层加速度传感器(A8)外各层土体的加速度时程曲线的趋势均与台面相似,说明各层土体设置的加速度传感器所采集到的数据是可靠的。最上层加速度传感器(A8)在振动开始后短时间内出现了幅值减小的现象,并很快减小到零附近。主要原因是由于振动过程中土体下部的超静孔隙水压力上升,且其只能通过不断向上排水来降低压力,同时由于最上层传感器埋深较浅,上部土体有效应力不足以抵抗其不断上升的超静孔隙水压力,最终产生了部分液化的现象。

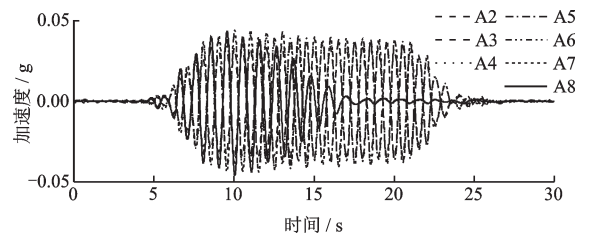


图9 0.05g工况下不同土层加速度时程

Fig.9 Acceleration time history of different soil layers under 0.05g test condition

由图10可以看出,在0.1g峰值加速度情况下,埋深较浅的两个加速度传感器(A7、A8)均产生了振动过程中幅值下降的情况,并很快下降到零附近。其余埋置较深的传感器均未出现此现象,说明加速度峰值增加后试验过程中的超静孔隙水压力增加更为显著,其在更深位置出现了超静孔隙水压力超过上部土体有效应力的情况。

由图11可见,在0.3g峰值加速度情况下,所有土层加

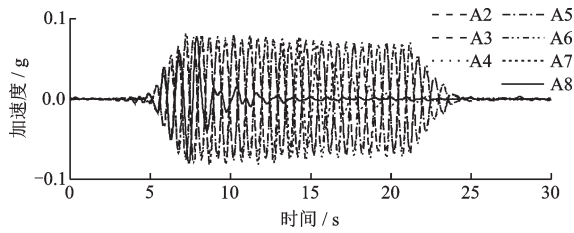


图10 0.1g工况下不同土层加速度时程

Fig.10 Acceleration time history of different soil layers under 0.1g test condition

速度峰值均在振动过程中出现了下降的现象,其中最深层加速度传感器(A2)峰值下降段与另外几个土层中传感器比较为缓慢,且下降到一定峰值后出现平稳段。通过观察A2-A8峰值变化,可以很明显发现无论是振动初期还是后期,其峰值均随着埋深的减小而逐渐变小。0.3g峰值加速度情况下,除了埋深最深的A2之外,其余6个加速度传感器均在振动开始很短时间出现峰值突然下降的现象。

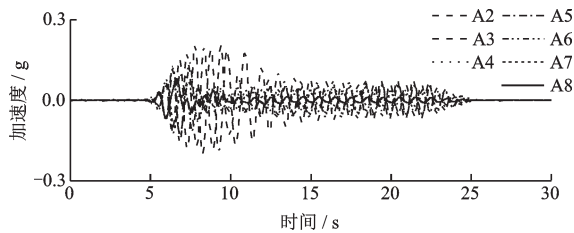


图11 0.3g工况下不同土层加速度时程

Fig.11 Acceleration time history of different soil layers under 0.3g test condition

通过三种加速峰值的对比可以发现,随着加速度峰值的增大,饱和砂土的减震现象就越为明显,尤其对于埋深较大位置的影响也随之增大。其中在0.05g和0.1g情况下,较浅土层的加速度峰值出现减弱,但在0.3g情况下所有土层加速度峰值均出现减弱,同时大部分土层出现骤降,其原因应该是较大的峰值加速度导致全土层范围的超静孔隙水压力急剧升高,基本接近上部土层的有效应力,致使大部分土体刚度出现了不同程度的降低,且越往上层越明显,最终出现了减震的现象。其中斜桩模型不同埋深地基土中的加速度时程曲线与上述情况基本相同。

2.2 不同土层孔压比时程

由于两组试验孔隙水压力传感器设置位置相同,故本文只针对直桩模型的孔压进行详细分析。

如图12所示,在0.05g峰值加速度情况下,埋深较浅位置孔压比开始增长要早于埋深较深的位置,且增长速度较快,其峰值孔压比接近0.6,通过与前文中最上层土体的加速度峰值在振动过程中出现明显减弱的现象对比,可以发现其孔压比接近0.6时土体刚度有明显减弱。同时,可以发现最上层孔压比在达到最大值后的下降段明显快于下层土体,主要原因是由于整个模型的孔压消散都通过顶层土体来实现,而较深土层的孔压比均较小,所以最上层孔压消散要明显快于下层。

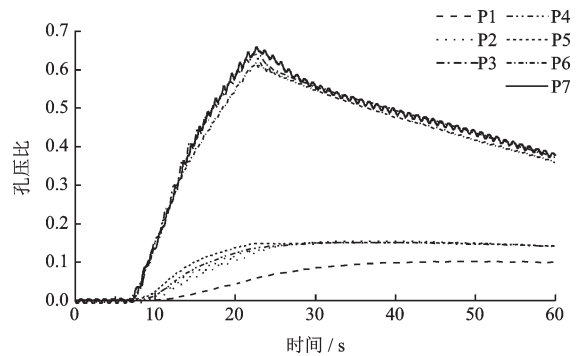


图12 0.05g工况不同土层孔压比变化

Fig.12 Pore pressure ratio of soil layers changed under 0.05g test condition

通过P4、P5和P6、P7对比可以发现,在0.05g的小震情况下,群桩内侧孔隙水压力增长速度略大于群桩外侧,较深位置的群桩内外孔隙水压力的增长速度差别比较浅位置更为明显。群桩内外孔隙水压力的变化趋势与远离群桩位置的孔隙水压力变化趋势基本相同,说明在震动较小情况时,群桩的存在对于土体中孔隙水压力的变化情况影响较小。

综上所述,分析不同位置孔压变化情况的差别,是由于群桩效应的存在,导致其内部孔隙水压力的变化较外部略快,且峰值略大于外部,但之后基本趋于一致。由于震动峰值较小,群桩内外孔隙水压力消散都较快。

通过图13可以看出,在0.1g峰值加速度情况下,各层孔压比均有一定上升,P1和P2在到达孔压比峰值之后便出现逐渐下降的趋势,和0.05g情况下基本一致,但最上层孔压P3没有出现迅速下降的现象,而是出现了较长一段的平稳区。其原因是由于底部土体超静孔隙水压力上升较大,需要通过不断向上排水来降低,最终导致上部超静孔压力在一定时间内处在较高水平。P6和P7也出现了同样的

现象,但群桩内部P5、P7孔压比最大值明显大于群桩外侧P4、P6。通过观察P4和P5曲线可以发现孔压比到达峰值后出现了快速下降段,但持续时间较短,之后下降速度逐渐趋于平稳。是由于P4和P5传感器位于近桩位置,试验过程中受到桩基影响导致孔压发生此种现象。

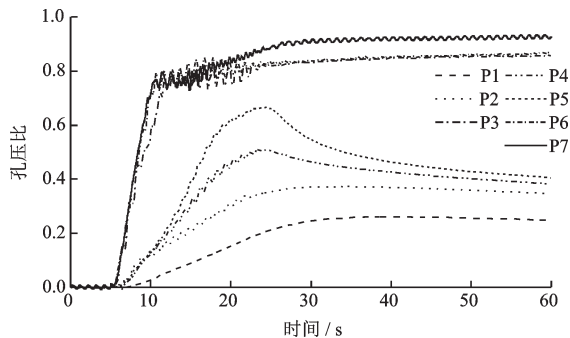


图13 0.1g工况不同土层孔压比变化

Fig.13 Pore pressure ratio of soil layers changed under 0.1g test condition

图14给出了加速度峰值为0.3g工况下的不同土层位置孔压比变化情况,通过观察P1、P2、P3可以发现,随埋深增加孔压增长速度逐渐降低现象依然存在,但与之前不同的是,除最深层土体外,其他各层孔压均在很短时间内达到峰值,同时出现了较长时间的稳定区。其原因是振动强度的增加,深层土体较大的超静孔隙水压力需要不停的通过向上层土体释放来得到削减,所以上部土体超静孔隙水压力得到不断补充。因此,在一定时间内孔压比都维持了较高的数值。

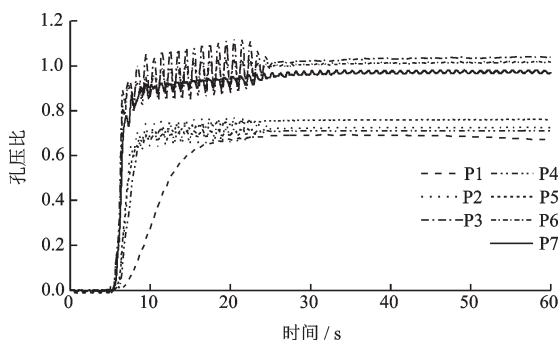


图14 0.3g工况不同土层孔压比变化

Fig.14 Pore pressure ratio of soil layers changed under 0.3g test condition

通过观察可以发现,在0.3g加速度峰值情况下,上层土体的孔压比已经达到1.0,说明上层土体已经达到完全液化的状态,可以很好的解释前文中

土体最上层加速度时程曲线很快降低到零线附近的状况,其他层土体孔压比虽然未达到1.0,但与前两工况对比也已经有很大增长,土体刚度发生较大下降,同样可以与前文中各土层加速度峰值发生明显减小形成对照。同样在此工况下,群桩内外孔压比情况与前文类型,出现了群桩内部大于外部的情况,但其差值与0.1g工况下的有明显减小,尤其最上层群桩内外孔压比基本相同。

通过上述3个工况下不同位置孔压比时程曲线的分析可以发现,随着振动强度的增大,各层土体的孔压比均有一定增加。在0.3g情况下上层土体达到完全液化状态,而深层土体虽然孔压有一定增加,但最终未达到完全液化状态,这也与一些学者得到的有关土层深度对于液化程度影响的结论基本相同。同时,群桩对于其内外部土体液化情况也有一定影响。通过上文对三种工况的分析,可以看出,在一定振动强度范围内随着振动强度升高,群桩对于其内外土体的孔压比影响不断增大,但当振动强度达到一定数值后,其影响程度随震级的增加有一定的减弱。

2.3 承台水平动力响应

图15~17分别给出不同地震动峰值作用下直斜群桩的承台加速度时程曲线。由图15、16中可以看出,在0.05g和0.1g情况下直桩承台加速度有明显的放大现象,而且峰值越大放大倍数越大,在台面振动结束后,承台加速度会出现一定程度的滞后现象。而斜桩模型承台加速度时程与直桩相比其放大倍数明显减小,尤其在0.1g情况下减小更为明显。通过图17可以发现,在0.3g峰值加速度情况下,直桩承台加速度在初始阶段与台面加速的基本相同,但很快出现了减小的情况,且一直到振动结束前其承台加速度幅值均小于台面,在振动结束后也未出现滞后现象,基本跟台面输入加速度同时回归到零点附近。而斜桩承台在振动开始时出现了加速度减小的现象,但之后快速上升到了与台面峰值基本相同的状态,且一直保持到振动结束。

可以看出,在输入峰值较小情况,直桩承台均会出现加速度放大现象,但0.1g情况下其放大倍数明显高于0.05g情况下,其原因是由于在0.1g情况下其上层土体刚度明显下降的深度要大于0.05g情况,导致土体对桩身约束程度出现了一定的降低,但两工况埋深较深处桩周土刚度均未出现明显下

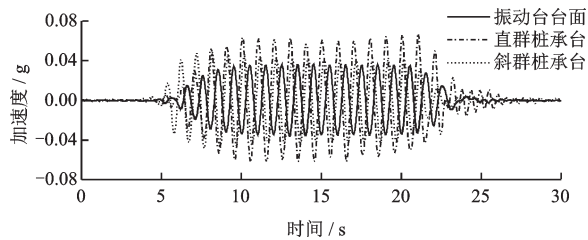


图 15 0.05g 工况承台加速度时程

Fig.15 Acceleration time history of pile cap under 0.05g test condition

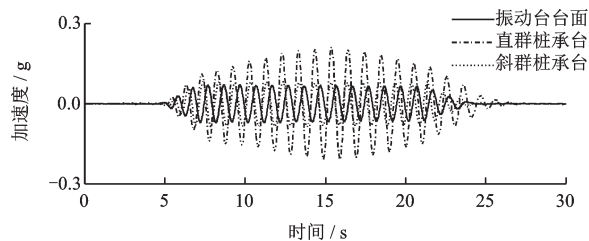


图 16 0.1g 工况承台加速度时程

Fig.16 Acceleration time history of pile cap under 0.1g test condition

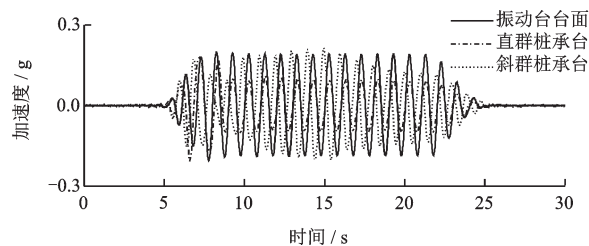


图 17 0.3g 工况承台加速度时程

Fig.17 Acceleration time history of pile cap under 0.3g test condition

降,因此导致两工况承台加速度均有放大现象。而 0.3g 工况下出现直桩承台加速度明显小于台面情况,结合之前 0.3g 工况下各土层的加速度时程可以发现,全土层均发生了不同程度加速度峰值减弱的现象,也就是说深层土体的刚度也发生较大的减弱,在整个桩身范围内土体对于其约束作用均明显减弱,再加之桩与模型箱底并非完全刚性连接,因此导致了承台加速度幅值出现了明显减弱的现象。而斜桩模型承台的加速度时程曲线无论在何种加速度峰值情况下,均未出现较明显的放大现象。分析其原因是由于斜桩模型的水平向刚度较大,所以无论在砂土是否液化情况下,其上部承台加速度均不会出现放大现象。

2.4 桩身峰值弯矩响应

在每组试验中相邻两根桩身分别对称布置 9 对

表 4 直斜群桩承台加速度峰值放大情况

Table 4 Magnifications of peak acceleration of pile cap for vertical and batter pile group

工况	直桩承台放大倍数	斜桩承台放大倍数
0.05g	1.63	1.18
0.1g	2.98	1.24

(18个)应变片,具体位置在上一节已详细给出。其每一组试验同侧两桩身弯矩包络基本相同,因此本文仅分别给出直斜群桩单根桩身弯矩峰值变化情况。

由图 18 可知,在 0.05g 情况下直群桩桩身峰值弯矩较小值出现在桩端位置,向上不断增大,在整个地基埋深距离基底 2/3 位置处出现弯矩较大值,向上弯矩逐渐变小,直至土表位置出现弯矩较小值,之后向上一直到桩与承台接触位置弯矩均不断增加,在靠近桩与承台连接位置的最大弯矩值与距基底 2/3 位置处出现的弯矩较大值基本相同。经分析,土表以上弯矩增大应该是由上部承台在振动过程中的惯性作用,加之该段桩基未受到土体的约束,因此出现了弯矩在桩头位置显著增大的现象。

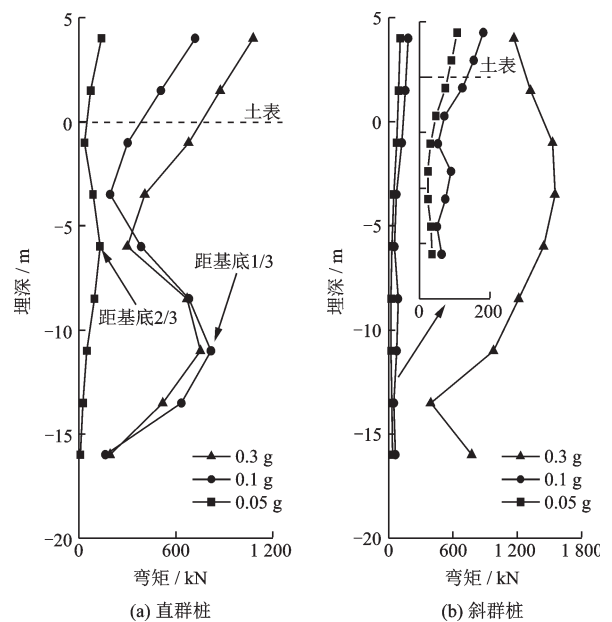


图 18 不同工况下直斜群桩桩身弯矩峰值

Fig.18 Peak bending moment of vertical and batter pile groups under difference test conditions(a. vertical pile group b. batter pile group)

随着振动强度的增大,桩身弯矩峰值出现了显著增加。其桩端位置的弯矩值增加幅度更为明显,与土表附近桩身弯矩基本相同。直群桩桩身整体

的最大弯矩峰值分别出现在承台与桩基连接附近和一定埋深位置的地基土中,但土中的桩身弯矩最大值位置发生了下移,由埋深距离基底2/3位置处下移到了1/3位置。

通过观察可以发现,在0.05g和0.1g情况下斜群桩模型桩身弯矩在土表以下弯矩峰值均较小,土表到桩与承台连接位置的桩身弯矩不断增大。发现在该工况下斜群桩整个桩身的弯矩峰值变化趋势与直群桩情况有较大区别,尤其是在距基底2/3位置处,其未出现弯矩较大值。同时,在0.05g和0.1g工况下斜群桩桩身弯矩峰值整体上均小于直群桩。而在0.3g工况下,斜群桩桩身弯矩峰值有了很明显的变化,基底位置出现弯矩较小值,随着埋深的减小,最大弯矩值不断增大,在土表附近出现了一个“鼓肚”后,向上最大弯矩值逐渐变小。这与之前几种工况下承台与桩基连接处附近出现弯矩最大值的情况有所不同。同时,值得关注的是在0.3g工况下,斜群桩桩身弯矩峰值除桩底和桩顶的部分区域外其他区域整体大于直桩。

随着震级的增大,任何桩型整个桩身的弯矩都有较大的增加。直桩和斜桩桩身弯矩随着震级的开始增加,分布形式有较大区别。随着振动强度的增加,直桩的桩身弯矩最大值位置发生了向下移动的现象,而斜桩模型的整个桩身弯矩分布情况基本没有发生变化,都呈现出下端小,上端大的情况。尤其在0.3g情况下,斜桩整体桩身弯矩包络明显大于直桩。结合不同埋深土体的孔压比时程分析产生这些现象的原因,是由于震级的不断增大,土体中不同深度的孔压比都随之增大,尤其是较深层土体孔压比增大更为明显,虽然深层土体未达到液化状态,但其孔压比的明显增大导致土体的刚度显著下降,也就出现了土体对于整个桩身的约束明显减弱,致使上部结构惯性作用对于桩身弯矩的影响明显增强。斜桩由于其自身水平向刚度较大,影响程度较直桩小很多。

3 结 论

通过离心机振动台试验,研究了饱和砂土场地在不同振动加速度峰值条件下不同土层加速度和孔隙水压力的变化情况,以及桩顶承台的水平动力

响应情况。同时,主要针对桩基在饱和场地振动液化条件下的直斜群桩桩身弯矩进行研究分析,得出以下结论:

(1)饱和砂土不同土层孔压比随着振动强度的增加发生显著增长。近桩位置附近土体中孔隙水压力的变化情况与远桩处略有区别。尤其是在0.15g工况下群桩中间位置的土体超静孔隙水压力峰值要高于远离桩身处,而另外两工况则未出现此现象。同时,由于土体液化导致了不同土层的加速度峰值出现了不同程度的弱化。

(2)饱和砂土中不同桩型对上部承台的水平动力响应影响较为明显,尤其在砂土液化后对于影响程度更为明显。其中斜桩上部承台加速度和位移在所有工况过程中均未出现明显放大现象。

(3)直斜群桩的桩身弯矩均在桩顶与承台接触位置出现了较大值,但直桩除在桩顶出现弯矩较大值外,不同振动强度下在不同埋深位置均出现了弯矩较大值。因此,在考虑直桩抗震性能时要根据不同情况桩身弯矩最大值的分布情况进行设计,而在一定情况下斜桩基础仅需对于桩基与承台接触附近的桩身弯矩进行验算。同时,不同峰值加速度导致土层液化深度的变化,对于不同桩型桩身弯矩分布有着较大影响。在0.3g情况下土层液化深度增大,导致了斜桩桩身弯矩包络图明显大于直桩,而在0.05g和0.1g情况下斜桩弯矩包络图明显小于直桩。

参考文献:

- [1] Choobbasti A J, Saadati M, Tavakoli H R. Seismic response of pile foundations in liquefiable soil: parametric study[J]. Arabian Journal of Geosciences, 2012, 5(6): 1 307-1 315.
- [2] Samui P, Bhattacharya S, Sitharam T G. Support vector classifiers for prediction of pile foundation performance in liquefied ground during earthquakes[J]. International Journal of Geotechnical Earthquake Engineering, 2012, 3(2): 42-59.
- [3] Su L, Tang L, Ling X Z, et al. Pile response to liquefaction-induced lateral spreading: a shake-table investigation[J]. Soil Dynamic Earthquake Engineering, 2016, 82: 196-204.
- [4] Li G J, Motamed R. Finite element modeling of soil-pile

- response subjected to liquefaction-induced lateral spreading in a large-scale shake table experiment[J]. Soil Dynamic Earthquake Engineering, 2017, 92: 573-584.
- [5] 凌贤长, 郭明珠, 王东升, 等. 液化场地桩基桥梁震害响应大型振动台模型试验研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(1): 7-10, 22.
Ling X Zh, Guo M Zh, Wang D Sh, et al. Large-scale shaking table model test of seismic response of bridge of pile foundation in ground of liquefaction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(1): 7-10, 22. (in Chinese)
- [6] 刘春辉, 唐亮, 凌贤长, 等. 液化场地桥梁群桩抗震分析简化方法[J]. 防灾减灾工程学报, 2014, 34(5): 566-570.
Liu Ch H, Tang L, Ling X Zh, et al. Simplified method for seismic analysis of bridge pile group foundation in liquefiable soils[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2014, 34(5): 566-570. (in Chinese)
- [7] 黄占芳, 王显耀, 吴植安, 等. 液化砂土中单桩地震响应振动台试验研究[J]. 振动与冲击, 2012, 31(20): 189-192.
Huang Zh F, Wang X Y, Wu Zh A, et al. Shaking table test for single pile-soil dynamic interaction in liquefied foundation soil[J]. Journal of Vibration and Shock, 2013, 31(20): 189-192. (in Chinese)
- [8] Panah A K, Mashhoud H J, Yin J H, et al. Shaking table investigation of effects of inclination angle on seismic performance of micropiles[J]. International Journal of Geomechanics, 2018, 18(11): 04018142.
- [9] 李雨润, 张雨雷, 陈张升, 等. 液化土中对称双斜桩动力反应特征及 p-y 曲线规律试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(1): 239-250.
Li Y R, Zhang Y L, Chen Zh Sh, et al. Dynamic response and p-y curve of symmetric inclined piles in liquefied soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(1): 239-250. (in Chinese)
- [10] 李雨润, 王佳玮, 邹泽, 等. 变频规则波输入下直斜群桩动力响应对比试验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2019, 39(2): 191-200.
Li Y R, Wang J W, Zou Z, et al. Comparative experimental study on dynamic response of straight inclined piles under variable frequency regular wave input[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2019, 39(2): 191-200. (in Chinese)
- [11] 苏栋, 李相菘. 可液化土中单桩地震响应的离心机试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(4): 423-427.
Su D, Li X S. Centrifuge investigation on seismic response of single pile in liquefiable soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(4): 423-427. (in Chinese)
- [12] Li Z, Escoffier S, Kotronis P. Centrifuge modeling of batter pile foundations under earthquake excitation[J]. Soil Dynamic Earthquake Engineering, 2016, 88: 176-190.
- [13] Liu X, Wang R, Zhang J M. Centrifuge shaking table tests on 4×4 pile groups in liquefiable ground[J]. Acta Geotechnica, 2018, 13(6): 1405-1418.
- [14] 王睿, 张建民, 张嘎. 侧向流动地基单桩基础离心机振动台试验研究[J]. 工程力学, 2012, 29(10): 98-105.
Wang R, Zhang J M, Zhang G. Centrifuge shaking table test on single pile in lateral spreading soil[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(10): 98-105. (in Chinese)
- [15] 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 F Y, Chen H B, Huang M S, et al. Model test on seismic response of superstructure and pile group[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(9): 134-141. (in Chinese)
- [16] Whitman R V, Lambe P C. Effect of boundary conditions upon centrifuge experiments using ground motion simulation[J]. Geotechnical Testing Journal, ASTM, 1986, 9(2): 61-71.

(本文责编: 周小潭)