

液化场地桥梁群桩-土耦合体系强震反应分析^①

唐 浩¹, 石秀峰², 唐 亮², 蔡德钧³, 凌贤长², 王东洋²

(1. 华中科技大学机械科学与工程学院, 湖北 武汉 430074; 2. 哈尔滨工业大学土木工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150090;
2. 中国铁道科学研究院, 北京 100081)

摘要:针对振动台试验, 采用 $u-p$ 形式控制方程表述饱和砂土的动力属性, 选用土的多屈服面塑性本构模型刻画饱和砂土和黏土的力学特性, 引入非线性梁-柱单元模拟桩, 建立试验受控条件下液化场地群桩-土强震相互作用分析的三维有限元模型, 并通过试验结果验证数值建模途径与模拟方法的正确性。以实际工程中常用的 2×2 群桩为例, 建立桩-土-桥梁结构强震反应分析三维有限元模型。基于此, 针对不同群桩基础配置对液化场地群桩-土强震相互作用影响展开具体分析。对比发现, 桩的数量相同时, 桩排列方向与地震波输入方向平行时比垂直时桩基受力减小 $5\% \sim 10\%$, 而对场地液化情况无明显影响; 相同排列形式下, 三桩模型中土体出现液化的时间约比双桩模型延缓 5 s, 桩上弯矩和剪力减小 $33\% \sim 38\%$ 。由此可见, 桩基数量增加, 桩-土体系整体刚度更大, 场地抗液化性能显著, 桩基对上部桥梁结构的承载性能明显增强, 其安全性与可靠性更高。这对实际桥梁工程抗震设计具有一定的借鉴意义。

关键词:液化场地; 群桩基础; 强震反应; 桩-土相互作用; 三维非线性有限元法

中图分类号: TU4

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2016)06-0869-08

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2016.06.0869

Strong Seismic Response of Pile Group-soil Coupling System in Liquefied Ground

TANG Hao¹, SHI Xiu-feng², TANG Liang², CAI De-gou³, LING Xian-zhang², WANG Dong-yang²

(1. School of Mechanical Science & Engineering, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074, Hubei, China;

2. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, Heilongjiang, China;

3. China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract: A three-dimensional finite element model was established for a shaking table test of dynamic pile group-soil interaction. Governing equations of $u-p$ formulation were used to describe the dynamic properties of saturated sand. We choose a plastic multi-yield surface constitutive model to describe the dynamic properties of saturated sand, and a nonlinear beam-column element was used to simulate the pile in this model. The results of the test verify the validity and effectiveness of the numerical model. In an experiment using a 2×2 pile group, a three-dimensional nonlinear finite element model of soil-pile-bridge structure interaction was established. Based on this 2×2 pile group model, with a 2 piles in row pile group model (2PR) and a 2 piles in parallel pile group model (2PP), a 3×3 pile group model (with a 3PR pile group model and a 3PP pile

① 收稿日期: 2016-10-21

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578195, 51378161 和 51308547); 国家重点基础研究发展 973 计划项目(2012CB026104)

作者简介: 唐 浩(1992—), 男, 工程师, 主要从事土木工程机械动力学等方面研究。E-mail: tanghao2358@163.com。

通信作者: 唐 亮(1981—), 男, 博士, 副教授, 博士生导师, 主要从事岩土地震工程与土动力学、路基动力学等方面教学和研究。

E-mail: hit_tl@163.com。

大粒径的砂砾为粗骨料、较小粒径的砂砾为细骨料,镀锌铁丝规格为 $\phi 1.9\text{ mm}$;承台制作材料采用 C30 混凝土;上部配重 120 kg 以模拟桥梁结构。地基总厚度 1.9 m,下伏 1.6 m 厚砂土层,上覆 0.3 m 厚人工重塑黏土(分层碾压、夯实,形成地震作用下典型的不排水场地条件)。地下水位处于上下土层分界处,饱和砂层采用水沉法形成,以保证地基砂土层充分饱和且均匀。箱底输入 0.633g EI Centro 波。

1.2 有限元模型

针对振动台试验,建立液化场地群桩-土-桥梁结构动力相互作用分析的三维有限元模型(图 2),采用有限元公式 u - p 表示饱和砂土的动力水土耦合作用机制(u 为土颗粒位移, p 为砂土的孔压)。为了保证数值计算的收敛性,引入瑞利阻尼($C=\alpha M+\beta K$, α 为质量比例系数, β 为刚度比例系数)考虑体系的阻尼效应。通过对体系白噪声扫频,得到 $\alpha=0.063\ 76$ 和 $\beta=0.006\ 34$ 。借助体系线性辨识理论,针对液化问题,将 α 调整为 0、 β 设置为 0.002。砂层采用土-水完全耦合(u - p) 20-8 节点六面体等参单元模拟。为了模拟黏土剪切弹塑性特征,采用具有多屈服面运动特征的塑性本构模型:假定土体只在偏应力-应变反应中出现塑性变形,体应力-应变反应为线弹性而与偏分量无关,通过嵌套面概念与相关联流动法则表示土的塑性,且采用双曲线关系定义剪应力-应变骨干曲线。计算参数见表 1^[14]。砂土采用多屈服面塑性本构模型,可描述循环动荷载下大变形砂土的动力特性。基于 Prevost 模型理论框架,利用多屈服面的方法描述砂土的循环滞回特性,引入合理的加载-卸载流动法则,刻画循环动

载作用下砂土的收缩、理想塑性和剪胀特性等偏体应变动力耦合效应。为使数值计算稳定,模型特别融入了修正的 Mroz 偏硬化准则。计算参数见表 2^[14]。

表 1 黏土的本构模型参数

参量	取值
密度/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	1 800
参考低应变时剪切模量 $G_0/\text{kPa}(P_r=80\text{ kPa})$	6.0×10^4
参考体积模量 $B_0/\text{kPa}(P_r=80\text{ kPa})$	3.0×10^5
黏聚力 c/kPa	35
峰值剪应变 $g_{\max}(P_r=80\text{ kPa})$	0.1
摩擦角 $\phi/(\text{^\circ})$	12
压力相关参数 n_p	0
渗透系数 $k/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	1.0×10^{-9}
泊松比 μ	0.4

表 2 砂土的本构模型计算参数

参量	中砂
密度/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	2 000
参考低应变时剪切模量/ $\text{kPa}(P_r=80\text{ kPa})$	1.0×10^5
参考体积模量 $B_0/\text{kPa}(P_r=80\text{ kPa})$	3.0×10^5
摩擦角 $\phi/(\text{^\circ})$	37
峰值剪应变 $g_{\max}(P_r=80\text{ kPa})$	0.1
参考平均有效围压 P_r/kPa	80
压力相关参数 n_p	0.5
相位转换角 $\phi_{\text{pt}}/(\text{^\circ})$	27
渗透系数 $k/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	6.6×10^{-5}
定义由剪力引起体积收缩率的非负常量 c_1	0.05
定义由剪力引起体积膨胀率的非负常量 d_1	0.6
定义由剪力引起体积膨胀率的非负常量 d_2	3
液化引起理想塑性剪应变累积的控制参数 l_1/kPa	5
液化引起理想塑性剪应变累积的控制参数 l_2	0.003
液化引起理想塑性剪应变累积的控制参数 l_3	1

有限元模型中,桩顶施加集中质量点用于模拟桥梁结构。桩模拟为非线性梁单元,并采用非线性弯矩-曲率关系表述桩的属性,计算参数见表 3^[16]。通过径向辐射状杆单元,连结梁单元节点和桩周土单元节点以模拟桩-土相互作用;模型基底为刚性边界。模型侧边界采用一致耗能阻尼边界(即通过在模型边界处设置阻尼器吸收地震波能量,减小边界影响)。模型基底直接施加实测的地震时程,合理考虑桩-土体系受到的作用效应。计算中选用位移增量准则作为收敛判据。

1.3 数值建模技术途径与可靠性检验

土体加速度计算值与试验值对比见图 3。由图可知,无论是地表处还是埋深 0.7、1.05 m 处,土体加速度的计算值与试验值步调均保持一致。在 10~15 s 内近场土体加速度计算值幅值要比试验值略小,但在不同埋深处其变化规律一致,且仅在该时段内出

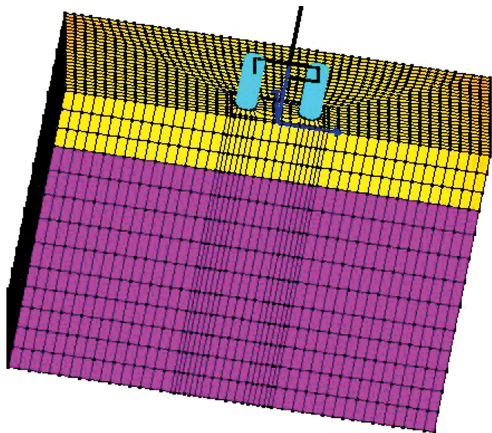


图 2 液化场地群桩-土-桥梁结构地震相互作用模型
Fig.2 Interaction model of pilegroup-soil-bridge structure in liquefied ground

表 3 钢筋混凝土桩的物理参数

Table 3 Physical parameters of reinforced concrete pile					
弹性模量 /MPa	惯性矩 /m ⁴	扭转惯性矩 /m ⁴	密度 /(kg·m ⁻³)	剪切模量 /MPa	抗压强度 /MPa
2.08×10^4	2.01×10^{-6}	4.02×10^{-6}	2 400	8.7×10^3	16.5

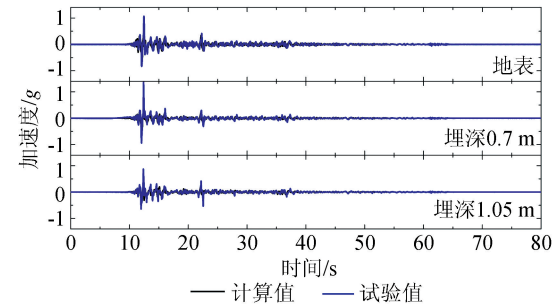


图 3 土体加速度试验值与计算值的时程比较
Fig.3 Comparison between experimental and calculated values of acceleration time-history of soil

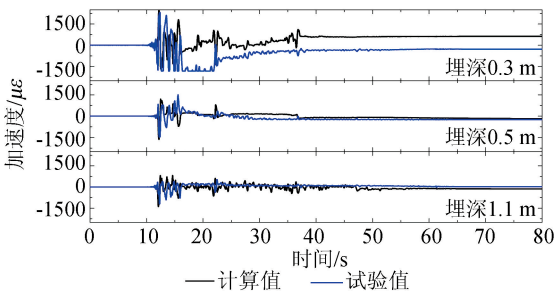


图 5 桩应变试验值与计算值对比
Fig.5 Comparison between experimental and calculated values of the strain of pile

现较大波动。图 4 展示砂层超孔隙水压力计算值与试验值对比情况。由图可知,模型孔压二者之值吻合较好,且在振动初期均较小;随后随基底激励的增大二者均出现较大增幅,振动继续进行,孔压逐渐消散且图像中出现毛刺现象;在振动末期孔压趋于稳定,计算值略大于试验值,可能是土箱水流出所致。桩的应变计算值与试验值的对比见图 5。由图可知,在振动初期桩的应变二者之值吻合较好;随后试验值率先出现波动且幅值大于计算值,但整体二者变化趋势并无较大差异;在 15~30 s 内,埋深 0.3 m 处桩的应变计算值与试验值出现较大差异,原因是埋深 0.3m 处为土层分界面,试验过程中桩基发生破坏完全折断;振动末期,桩的应变趋于稳定且计算值略大于试验值。

2 液化场地群桩配置影响效应分析

基于上述验证的数值建模途径与模拟方法,将

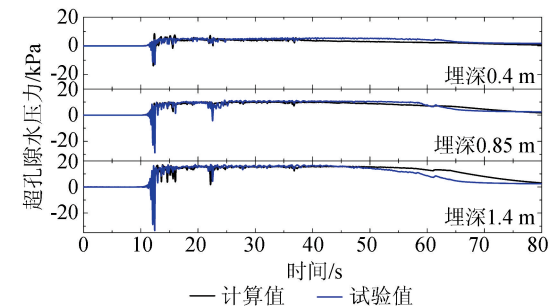


图 4 砂层超孔隙水压力试验值与计算值对比
Fig.4 Comparison between experimental and calculated values of excess pore water pressure of sand layer

研究直接拓展到实际桥梁工程中,系统研究双桩与三桩排列形式下液化场地群桩-土强震相互作用问题。由于振动台实验尺寸较小,为了模拟真实场地,改变模型尺寸,土体分为上、下两层,上覆 10 m 厚中砂,下伏 10 m 厚密砂,计算参数见表 4、表 5^[16],地下水位位于地表处。群桩基长 15 m,地上 1.5 m,地下 13.5 m,计算参数见表 3^[16]。基底输入 0.633g EI Centro 波。以 2×2 群桩为基础进行分析。在保证桩间距均为 3 倍桩径时分别考虑 2 根桩在一行(2PR,即与地震动输入方向平行)、2 根桩在一列(2PP,即与地震动输入方向垂直)的情况,并扩展到 3×3、3PR 和 3PP 群桩形式(图 6)。

表 4 中砂的本构模型计算参数

Table 4 Parameters for constitutive model of medium sand	
参量	中砂
密度/(kg·m ⁻³)	2 000
参考低应变时剪切模量/kPa($P_r=80$ kPa)	1.0×10^5
参考体积模量 B_0 /kPa($P_r=80$ kPa)	3.0×10^5
摩擦角 $\phi/(^\circ)$	37
峰值剪应变 $g_{\max}(P_r=80$ kPa)	0.1
参考平均有效围压 P_r /kPa	80
压力相关参数 n_p	0.5
相位转换角 $\phi_{pt}/^\circ$	27
渗透系数 $k/(m\cdot s^{-1})$	6.6×10^{-5}
定义由剪力引起体积收缩率的非负常量 c_1	0.05
定义由剪力引起体积膨胀率的非负常量 d_1	0.6
定义由剪力引起体积膨胀率的非负常量 d_2	3
液化引起理想塑性剪应变累积的控制参数 l_1 /kPa	5
液化引起理想塑性剪应变累积的控制参数 l_2	0.003
液化引起理想塑性剪应变累积的控制参数 l_3	1

表 5 密砂的本构模型计算参数

参量	密砂
密度/(kg·m ⁻³)	2 100
参考低应变时剪切模量/kPa($P_r=80$ kPa)	1.3×10^5
参考体积模量 B_0 /kPa($P_r=80$ kPa)	3.9×10^5
摩擦角 $\phi/(^\circ)$	40
峰值剪应变 $g_{\max}(P_r=80$ kPa)	0.1
参考平均有效围压 P_r /kPa	80
压力相关参数 n_p	0.5
相位转换角 $\phi_{pt}/(^\circ)$	27
渗透系数 $k/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	6.6×10^{-5}
定义由剪力引起体积收缩率的非负常量 c_1	0.05
定义由剪力引起体积膨胀率的非负常量 d_1	0.6
定义由剪力引起体积膨胀率的非负常量 d_2	3
液化引起理想塑性剪应变累积的控制参数 l_1 /kPa	5
液化引起理想塑性剪应变累积的控制参数 l_2	0.003
液化引起理想塑性剪应变累积的控制参数 l_3	1

2.1 双桩排列形式

图 7 给出了双桩排列形式下土体 $\Delta u/\sigma'$ (超孔隙水压力/土体有效应力)的变化。地震时,三种群桩配置的上部中砂层均发生液化,但 2PR 和 2PP 的群桩模型土体液化时间要早于 2×2 群桩模型。究其原因, 2×2 群桩对桩周土体加固更显著,桩-土体系整体刚度更大,地震下土体可更久地保持原有的强度和刚度,因此其抗液化性能更优,从而提高了桩基的安全性和可靠性。双桩排列形式下桩的弯矩和剪力的变化见图 8。 2×2 群桩模型比 2PR 和 2PP 群桩模型桩的弯矩分别减小 16%和 20%,桩的剪力分别减小 17%和 27%。可见, 2×2 群桩模型中土体对桩的支撑作用更明显,地震过程中桩受到外荷载较小,桩基抗震性能更优,这与场地孔压反应分析得出的结论一致。对于 2PR 模型与 2PP 模型,当桩排列方向与地震动方向平行时桩-土体系整体刚度更大,桩受到的荷载更小。对比上下土层,上部中砂

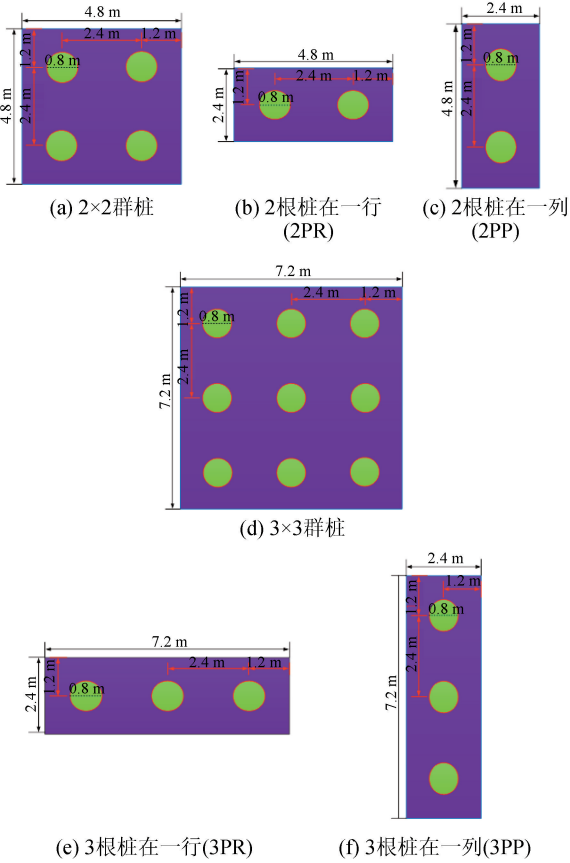


图 6 群桩形式

Fig.6 Pile-group configurations

层发生液化,而下部密砂层的 $\Delta u/\sigma'$ 峰值仅为 0.4。桩的峰值弯矩出现在土层分界面处,而其峰值剪力位于土层分界面上方约 1.5~1.7 m。

2.2 三桩排列形式

图 9 给出了三桩排列形式下土体 $\Delta u/\sigma'$ 的变化。由图可知 3PR 和 3PP 的群桩模型土体液化时间早于 3×3 群桩模型,这与单排双桩条件下的结果一致。对比图 7 和图 9,发现相同排列形式下,群桩

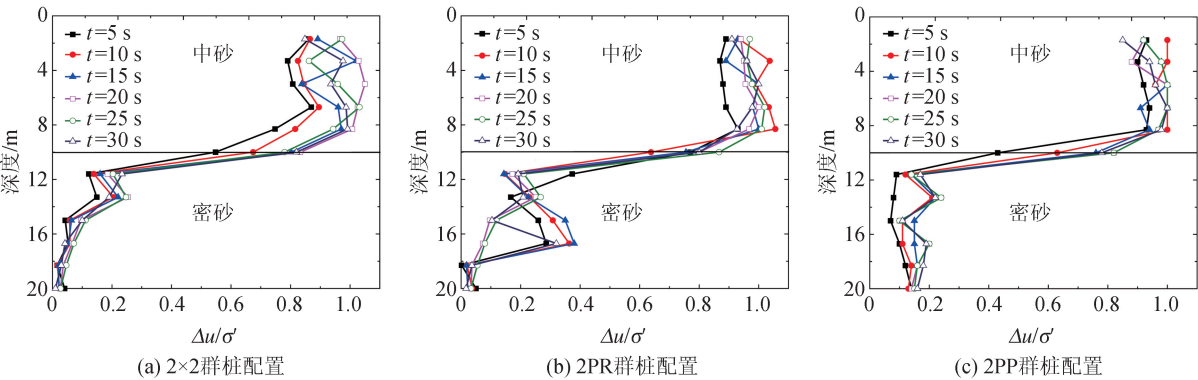


图 7 单排双桩配置对 $\Delta u/\sigma'$ 影响

Fig.7 Influence of configurations with single row and two piles on the $\Delta u/\sigma'$

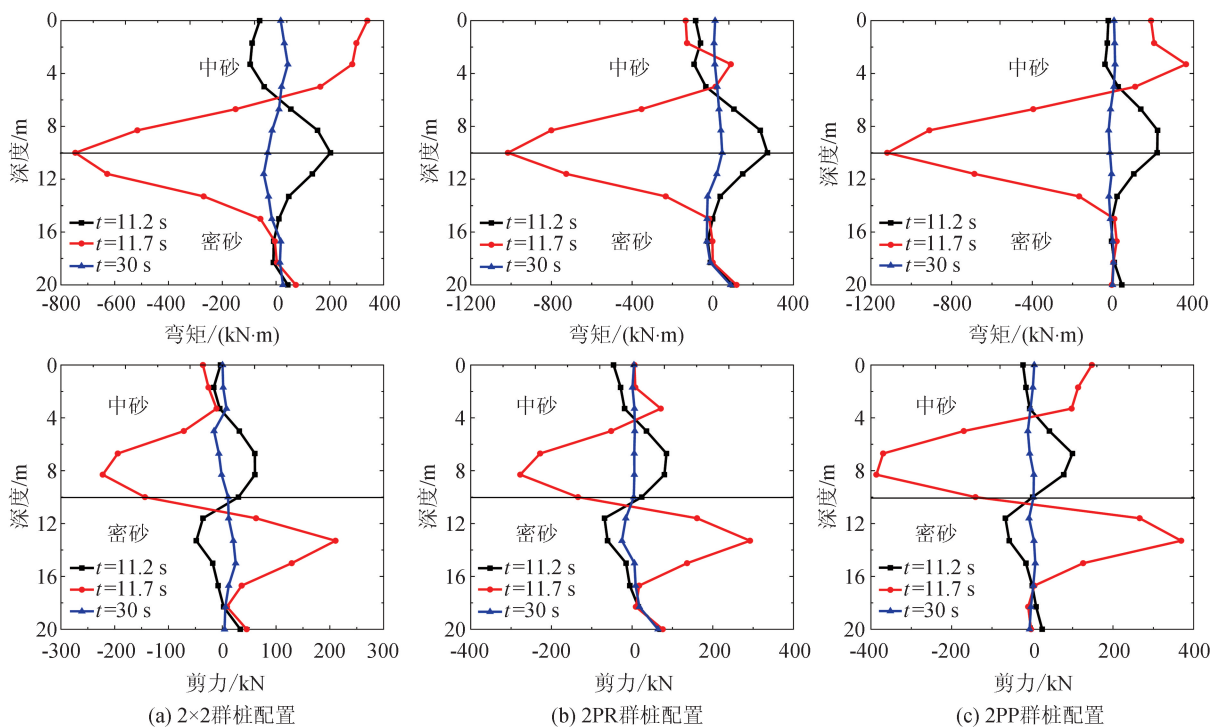


图 8 单排双桩配置对桩的弯矩和剪力影响

Fig.8 Influence of configurations with single row and two piles on bending moment and shear force of pile

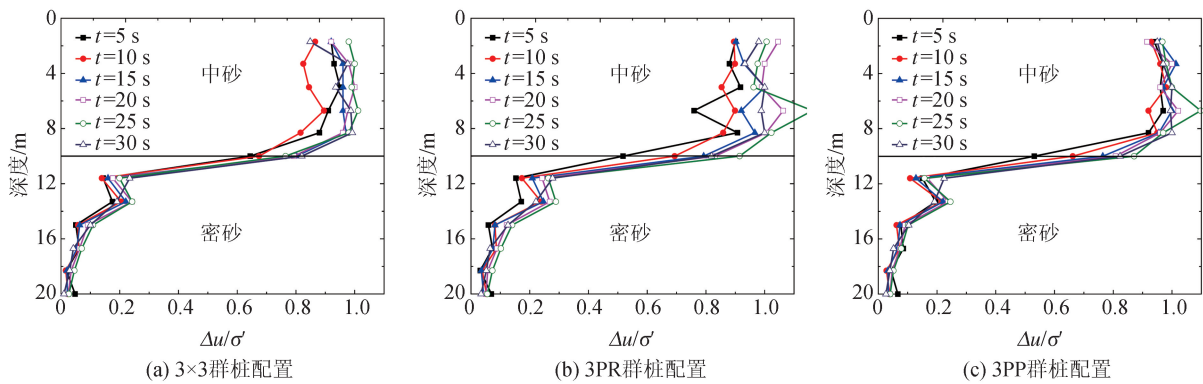


图 9 单排三桩配置对 $\Delta u/\sigma'$ 影响

Fig.9 Influence of configurations with single row and three piles on the $\Delta u/\sigma'$

数量越多孔压增长越缓慢,3×3 群桩模型中土体出现液化的时间约比 2×2 群桩模型延缓 5 s。其他两种桩基排列形式也可得出类似的规律。三桩排列形式下桩的弯矩和剪力的变化见图 10。桩的弯矩分别减小 20%和 25%,剪力分别减小 33%和 38%,其变化规律与双桩排列形式一致。对比图 8 和图 10,发现单排三桩模型的桩的弯矩和剪力比单排双桩约减小 21%~25%,可见单排三桩群桩基础的抗震性能更优良。

3 结论

针对振动台试验,建立试验受控条件下液化场

地群桩-土动力相互作用三维非线性有限元分析模型。将试验测得的土体和桩的响应与数值计算结果进行对比,对数值模型的可靠性进行验证,并将试验模型拓展到实际工程中,分析不同形式的群桩基础地震性能与场地反应,并得到如下基本认识:

(1) 场地液化情况与群桩数量有关;桩的峰值弯矩和剪力与土层土性、群桩数量、桩基排列形式等因素密切相关。场地液化过程中,土层分界处桩出现峰值弯矩,在其上部 1.5~1.7 m 处出现峰值剪力。揭示了地震液化区桥梁产生倾斜、倾倒震害的根本原因之一。

(2) 2×2 群桩模型的土体液化时间晚于 2PR

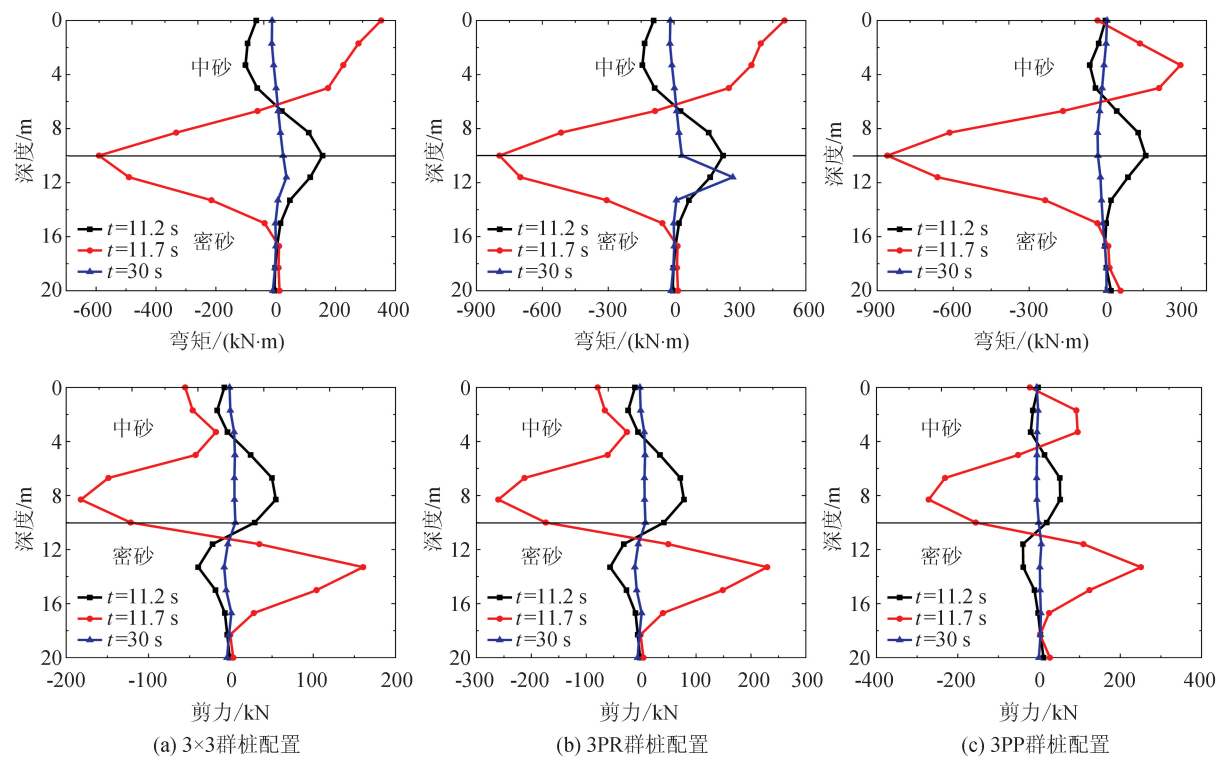


图 10 单排三桩配置对桩的弯矩和剪力影响

Fig.10 Influence of configurations with single row and three piles on bending moment and shear force of pile

和 2PP 群桩模型,桩的弯矩分别减小 16%和 20%,剪力分别减小 17%和 27%。2×2 群桩模型中土体对桩的支撑作用更明显,桩在地震过程中受到的外荷载较小,桩基抗震性能更优。

(3) 3×3 群桩模型的土体液化时间晚于 3PR 和 3PP 群桩模型,桩的弯矩分别减小 25%和 33%,剪力分别减小 20%和 25%。这与双桩分析结果一致。

(4) 桩的数量相同时,桩排列方向与地震波输入方向平行时(2PR,3PR)比与地震波输入方向垂直时(2PP,3PP)桩基受力减小 5%~10%,而对场地液化情况则无明显影响。

(5) 相同排列形式下,三桩模型中土体出现液化的时间约比双桩模型延缓 5 s,桩的弯矩和剪力减小 33%~38%。由此可见,地震条件下,桩基数量增加,桩-土体系整体刚度更大,场地抗液化性能越显著,桩基对上部桥梁结构的承载性能增强越明显,其安全性与可靠性则更高。

参考文献(References)

[1] 刘惠珊.桩基抗震设计探讨——日本阪神大地震的启示[J].工程抗震,2000(3):27-32.
LIU Hui-shan.A Discussion on Seismic Design of Pile Founda-

tion;Inspiration from the Great Osaka-Kobe Earthquake[J].Earthquake Resistant Engineering, 2000 (3): 27-32. (in Chinese)
[2] 李雨润,袁晓铭.液化场地上土体侧向变形对桩基影响研究评述[J].世界地震工程,2004,20(2):17-22.
LI Yu-run, YUAN Xiao-ming.State-of-art of Study on Influences of Liquefaction-induced Soil Spreading over Pile Foundation Response [J]. World Earthquake Engineering, 2004, 20 (2):17-22.(in Chinese)
[3] Tokinatsu K, Suzuki H, Sato M.Effects of Inertial and Kinematic Interaction on Seismic Behavior of Pile with Embedded Foundation[J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 2005,25:753-762.
[4] Lu J C,Elgamal A, Yan L J, et al.Large Scale Numerical Modeling in Geotechnical Earthquake Engineering[J].International Journal of Geomechanics,2011,11(6):490-503.
[5] Klar A, Frydman S, Baker R.Seismic Analysis of Infinite Pile Groups in Liquefiable Soil[J].Soil Dynamics and Earthquake Engineering,2004,24(8):565-575.
[6] Zhou X L, Wang J H.Analysis of Pile Groups in a Poroelastic Medium Subjected to Horizontal Vibration[J].Computers and Geotechnics,2009,36(3):406-418.
[7] Lu J F,Xu B, Wang J H.A Numerical Model for the Isolation of Moving-load Induced Vibrations by Pile Rows Embedded in Layered Porous Media[J].International Journal of Solids and Structures,2009,46(21):3771-3781.

- [8] Wang Z, Lu Y, Bai C. Numerical Simulation of Explosion-induced Soil Liquefaction and Its Effect on Surface Structures[J]. Finite Elements in Analysis and Design, 2011, 47(9): 1079-1090.
- [9] Jayasinghe L B, Thambiratnam D P, Perera N, et al. Computer Simulation of Underground Blast Response of Pile in Saturated Soil[J]. Computers and Structures, 2013, 120: 86-95.
- [10] 王睿, 张建民, 张嘎. 液化地基侧向流动引起的桩基础破坏分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(增刊 1): 501-506.
WANG Rui, ZHANG Jian-min, ZHANG Ga. Analysis of Failure of Piled Foundation due to Lateral Spreading in Liquefied Soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(Supp1): 501-506. (in Chinese)
- [11] 李雨润, 张中乐, 顾宗昂, 等. 分层液化土中桩基侧向动力反应机理的试验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2014, 24(1): 40-45.
LI Yu-run, ZHANG Zhong-le, GU Zong-ang, et al. Experimental Study of Lateral Dynamic Response Mechanism of Pile Foundation in Stratified Liquefiable Soil[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2014, 24(1): 40-45. (in Chinese)
- [12] 王志华, 徐超, 周恩全, 等. 液化土体流滑推桩效应的振动台模型试验[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34(2): 246-251.
WANG Zhi-hua, XU Chao, ZHOU En-quan, et al. Shaking Table Test on Effects of Sand Flow on Pile in Liquefied Ground[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2014, 34(2): 246-251. (in Chinese)
- [13] 唐亮, 凌贤长, 徐鹏举, 等. 液化场地桩-土地震相互作用振动台试验数值模拟[J]. 土木工程学报, 2012, 45(增刊 1): 302-306, 311.
TANG Liang, LING Xian-zhang, XU Peng-ju, et al. Numerical Simulation of Shaking Table Test for Seismic Soil-pile Interaction in Liquefying Ground[J]. Chinese Civil Engineering Journal, 2012, 45(Supp1): 302-306, 311. (in Chinese)
- [14] Tang L, Maula B H, Ling X Z, et al. Numerical Simulations of Shake-table Experiment for Dynamic Soil-pile-structure Interaction in Liquefiable Soils[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2014, 13(1): 171-180.
- [15] Tang L, Ling X Z. Response of a RC Pile Group in Liquefiable Soil: A Shake-table Investigation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, 67: 301-315.
- [16] Lu J C, Yang Z H, Elgamal A. OpenSeesPL: 3D Lateral Pile-Ground Interaction—User's Manual[M]. California: University of California, San Diego, 2011.
- [17] 林基聪. 液化场地桥梁群桩基础抗震简化分析方法研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2012.
LIN Ji-cong. Simplified Seismic Analysis Method of Bridge of Piles-group Foundation in Liquefiable Ground[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2012.