

DOI: 10.11779/CJGE201512025

# 液化地基中群桩基础地震响应分析

刘 星, 王 睿, 张建民

(清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084)

**摘 要:** 可液化地基中桩基础地震响应分析一直是岩土工程抗震研究的热点和难点。针对这一问题, 采用砂土液化大变形统一本构模型来描述可液化地基土体的应力应变关系, 建立了一个  $3 \times 5$  的群桩三维计算模型, 采用三维弹塑性有限元动力时程分析, 将地基、群桩基础和上部结构作为一个系统研究群桩基础的地震动响应规律, 重点关注桩与土的运动相互作用以及水平方向的弯矩在地震荷载作用下的分配情况。结果表明可液化地基中桩基础的弯矩受桩与土运动相互作用影响显著; 不同桩的弯矩最大值不同, 角桩最大, 边桩次之, 中心桩最小; 弯矩最大值出现的位置不相同, 角桩和边桩弯矩最大值出现在上部非液化层与液化层界面处, 中心桩弯矩最大值出现在桩头处。

**关键词:** 液化地基; 群桩基础; 有限元; 受力分布

中图分类号: TU470, P315.31

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)12-2326-06

**作者简介:** 刘 星(1989-), 男, 博士研究生, 研究方向为可液化地基群桩基础抗震分析。E-mail: liuxing083@gmail.com。

## Seismic response analysis of pile groups in liquefiable foundations

LIU Xing, WANG Rui, ZHANG Jian-min

(The State Key Laboratory of Science on Water and Sand and Hydropower Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

**Abstract:** The seismic analysis of pile foundations in liquefiable ground is an important subject in geotechnical earthquake engineering. A computational model of a  $3 \times 5$  pile group is established in OpenSees FEM program, and considering soil foundations, the pile group and the upper structure as a system, a unified plastic constitutive model for large post-liquefaction deformation of sand is employed. Special attention is given to the kinematic interaction between piles and soil and distribution of the moment in pile groups. The results show that the soil-pile kinematic interaction has a significant influence on the moment of piles in liquefiable ground. The moment distribution in pile groups indicates that the maximum moment of the corner piles is the largest, and that of the central piles is the smallest. The positions of the maximum moment of different piles are different. The maximum moments in the corner piles and the edge piles are at the interface between the upper layer and the liquefied layer, but the maximum moment in the central piles is at the pile top.

**Key words:** liquefied foundation; pile group; FEM; load distribution

## 0 引 言

可液化地基中一般多采用桩基础来增强地基承载力, 以满足上部建筑物对地基的要求。一般认为桩基础具有良好的抗震性能, 可是 Hamada 等<sup>[1]</sup>对新泻地震中由于地基液化导致桩基础的破坏进行了详细完整的调查, 使得人们认识到可液化地基中桩基础会受到严重的震损。其中一个关键的问题就是评估可液化地基中桩基础在水平方向上的抗震性能。饱和砂土在地震往复运动荷载的作用下出现液化大大降低了其水平方向的抵抗力, 这时候土体与桩的运动相互作用会对水平抗震性能产生很大影响。Fan 等<sup>[2]</sup>和 Gazetas 等<sup>[3-4]</sup>提出了一个反映运动相互作用的运动相互作用因子。有限元方法作为一种经济实用的研究手段一直是研究可液化地基桩基础动力反应分析的重要手段之一。Wu 等<sup>[5-6]</sup>

提出了在频域和时域进行群桩动力线性和非线性的有限元方法。李荣建等<sup>[7]</sup>提出一种基于基质吸力的强度折减有限元方法来计算抗滑桩。Yang 等<sup>[8]</sup>在 OpenSees 有限元平台上研究砂土中群桩的动力响应, 并与传统的  $p-y$  曲线方法进行比较。

$p-y$  曲线方法是为了适应实际工程的需要, 由 McClelland 等<sup>[9]</sup>和 Reese 等<sup>[10]</sup>在温克尔地基梁计算方法的基础上建立的。之后的学者将  $p-y$  曲线方法运用到可液化地基中研究桩土相互作用。 $p-y$  曲线方法对解决工程问题是一种经验的拟静力或者动力的方法, 目前国内外许多规范<sup>[11-13]</sup>都采用了这一方法进行可液

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51038007, 51079074)

收稿日期: 2014-08-20

化地基中桩基础的设计。不过对液化砂土复杂的力学行为需要更加精细和合理的描述。Zhang<sup>[14]</sup>基于大量不排水三轴和扭剪试验提出了一个基于物理机制的砂土液化大变形本构模型。张建民<sup>[15]</sup>基于试验现象将剪切引起的体变分为了可逆性的剪切体变和不可逆的剪切体变,并阐述了两种体变的剪胀规律和液化后大变形产生的机理,并对两种剪切体变给出了定量描述。王刚等<sup>[16]</sup>、Zhang 等<sup>[17]</sup>在边界面塑性理论<sup>[18]</sup>基础上建立一个液化后大变形弹塑性循环本构模型,并为定量描述砂土液化后大变形提供了一条合理而有效的途径。王睿等<sup>[19-20]</sup>在此基础上,发展了能够在三维空间中统一描述不同状态砂土从液化前到液化后在单调和循环加载条件下力学行为的三维砂土液化大变形统一本构模型,并将这一模型在 OpenSees 开源有限元计算平台上实现了模型的数值化,并在单桩基础上进行了应用。

本文利用该模型和 OpenSees 开源有限元计算程序,对可液化地基中群桩基础在地震中的运动相互作用进行研究,重点关注桩土运动相互作用对群桩中的弯矩分配规律的影响。

# 1 计算模型

## 1.1 几何模型

计算模型为三层土层,上、中、下层分别为非液化层、液化层和非液化层,厚度分别为 11, 12, 12 m,如图 1 所示。承台厚 2 m,承台表面与表层土表面齐平,承台长 19 m,宽 11 m。群桩为 3×5 型,在  $x$  方向上为 5 根桩, $y$  方向为 3 根桩,桩长 24 m,为边长为 1 m 的实心方桩,桩与桩的中心距为  $4D$ ,即 4 m,桩与承台刚性连接,并且均匀排布在承台,边桩边缘距离承台边缘 1 m。承台上部为结构,高 30 m,长 15 m,宽 7 m,相当于一个 10 层建筑。为了使计算结果尽量精确,在水平方向上土体的边界为长 133 m,宽 77 m,桩、承台和上部结构都处于土体的中心位置。由于荷载为  $x$  方向加载水平方向的地震波,根据模型对称性可取一半为计算模型,然后进行网格剖分,如图 2 所示,共划分了 5670 个节点和 4520 个单元。

## 1.2 材料模型

可液化土层为砂土,采用三维砂土液化大变形统一本构模型,即 OpenSees 中的 CycLiqCPSP 模型,其具体内容可参考 Wang 等<sup>[20]</sup>相关文献。材料参数根据典型砂土参数取值如表 1。其中  $G_0$  和  $\kappa$  分别是弹性剪切模量参数和回弹模量参数。 $h$  为塑性模量参数。 $M$  为临界状态剪应力比, $\lambda_c$ ,  $e_0$  和  $\zeta$  为  $e-p$  空间中临界状态线参数。 $n^p$  和  $n^d$  分别为塑性模量状态参数和可逆性剪胀状态参数。 $d_{re,1}$  和  $d_{re,2}$  分别为可逆性剪胀产生

率参数和可逆性剪胀释放率参数。 $d_{ir}$  为不可逆性剪胀率参数, $\alpha$  为不可逆性剪胀率衰减参数, $\gamma_{d,r}$  为参考剪应变。桩-土接触面设置接触单元,采用 Clough-Duncan 接触面模型<sup>[21]</sup>反映桩土接触力学行为,参数为:  $G_0=500$ ,  $n=0.52$ ,  $\varphi=30^\circ$ ,  $R_f=0.65$ 。非液化土层、桩、承台和上部结构都采用弹性材料模型,材料参数如表 2 所示。所有单元都采用实体单元。其中土体单元使用  $u-p$  格式的流固耦合单元。

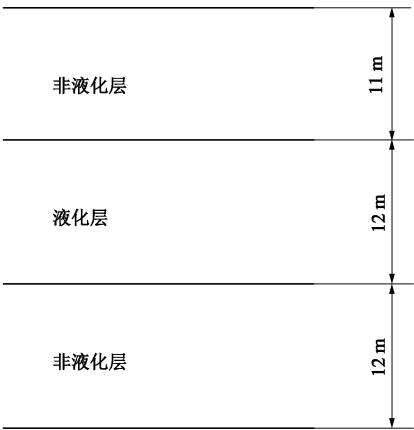


图 1 土层示意图

Fig. 1 Soil profiles

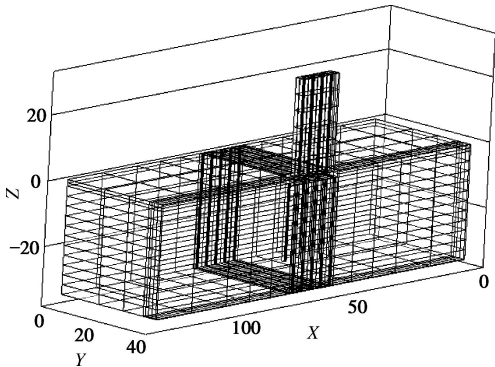


图 2 计算模型网格

Fig. 2 Mesh of computational model

表 1 CycLiqCPSP 材料模型参数

Table 1 Parameters of CycLiqCPSP material model

$G_0$	$\kappa$	$h$	$M$	$d_{re,1}$	$d_{re,2}$	$\gamma_{d,r}$	$\alpha$
125	0.006	0.8	1.5	0.05	1.5	0.05	45
$d_{ir}$	$\lambda_c$	$\zeta$	$e_0$	$n^p$	$n^d$	$\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	
1.8	0.023	0.7	0.837	1.1	8	1.961	

表 2 材料模型参数

Table 2 Parameters of material models

材料	$E/\text{kPa}$	$\nu$	$\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
非液化土层	40000	0.30	1.8
桩	70000000	0.33	2.7
承台	90000000	0.33	2.7
上部结构	200000000	0.33	3.5

1.3 地震波

地震动输入采用 Parkfield 波, 其加速度时程曲线如图 3 所示, 最大加速度为 $-4.835\text{ m/s}^2$ , 出现在 6.75 s 附近。地震荷载均匀一致加载, 加载方向为  $x$  方向。

整个计算模型先进行土体的重力步计算, 形成初始应力场, 然后进行入桩, 再进行重力步计算, 稳定之后进行地震荷载加载。

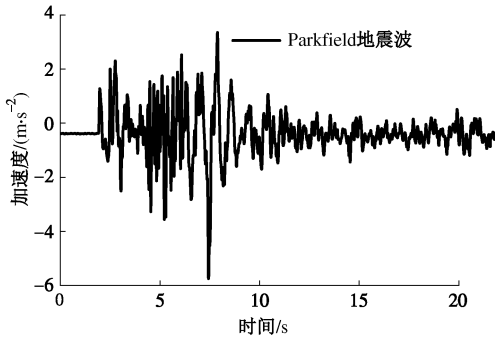


图 3 Parkfield 地震波

Fig. 3 Time histories of Parkfield earthquake

2 计算结果与分析

计算结果输出有每个节点的加速度、孔压和位移, 以及每个单元的应力和应变。分别对地基和群桩的动力响应进行分析。

2.1 地基动力响应

在 3 层土体中选取特征点来观察加速度情况, 如图 4 所示。加速度最大值均出现在 6.9 s 附近。地表处最大加速度为 $-1.725\text{ m/s}^2$ , 地表以下 11 m 处最大加速度为 $-1.408\text{ m/s}^2$ , 地表以下 23 m 处最大加速度为 $-3.217\text{ m/s}^2$ 。

图 5 给出了地基加速度放大系数包络线。由图 4, 5 可以明显看出中间的液化层对地震向上的传播有一个明显的削弱作用。

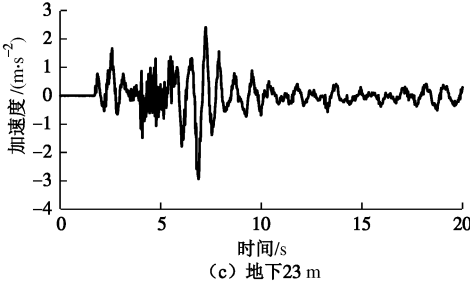
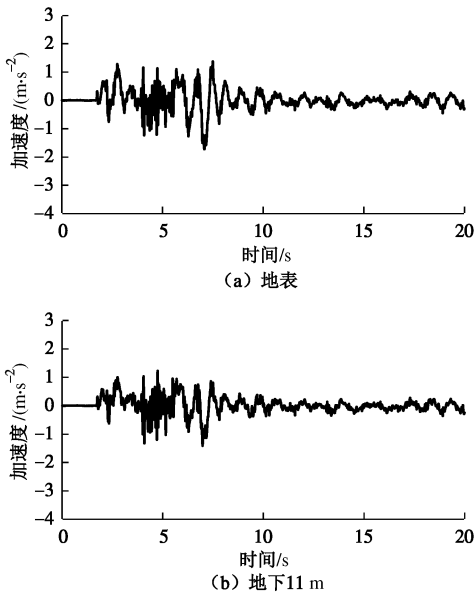


图 4 不同位置处的加速度时程

Fig. 4 Time histories of the acceleration of different layers

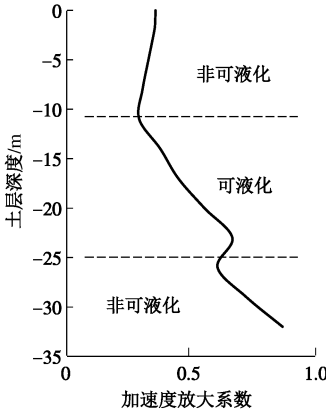


图 5 不同土层加速度放大系数包络线

Fig. 5 Envelope of acceleration amplification factor at different soil layers

图 6 给出了桩外部可液化层顶部至底部典型点的超静孔压比的时程曲线。在数值计算中, 通常采用超静孔压比来描述液化, 其定义为

$$\gamma_u = 1 - \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}}, \quad (1)$$

式中,  $\sigma'_m$  为动力计算过程中单元的平均有效应力,  $\sigma'_{m0}$  为动力计算前单元的平均有效应力。Seed 将土体第一次达到零有效应力状态定义为初始液化<sup>[22]</sup>, 此时超静孔压比为 1。可以看出桩基础附近的液化层土体的超静孔压比逐渐提高, 尤其是地下 14 m 和 17 m 处达到液化状态。

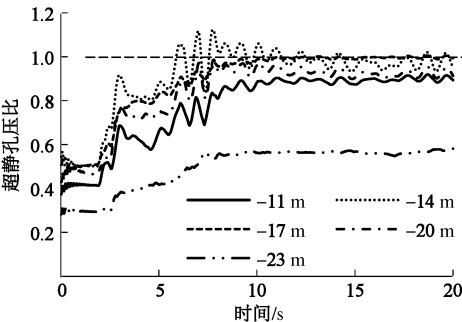


图 6 不同深度处超静孔压比时程曲线

Fig. 6 Time histories of the excess pore water pressure ratios at different depths

图 7 给出了桩外附近的土体不同深度处位移时程曲线。液化层上部(地表以下 11 m)位移最大值为  $-0.0768\text{ m}$ , 出现在  $6.0\text{ s}$  附近, 此时地表以下 17 m 和 23 m 处的位移分别为  $-0.0532, -0.0285\text{ m}$ 。液化层中部(地表以下 17 m)位移最大值为  $0.0584\text{ m}$ , 出现在  $7.0\text{ s}$  附近, 液化层下部(地表以下 23 m)位移最大值为  $0.0500\text{ m}$  也出现在  $7.0\text{ s}$  附近, 此时液化层上部(地表以下 11 m)的位移为  $0.0600\text{ m}$  左右。

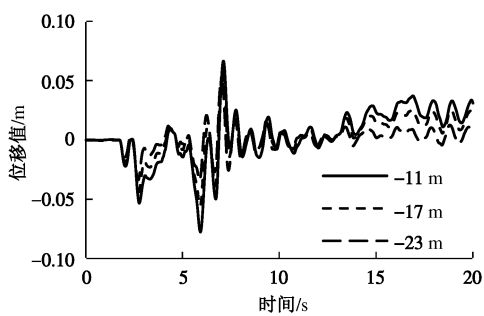


图 7 不同深度处位移时程曲线

Fig.7 Time histories of displacements at different depths

2.2 桩基动力响应

由于计算模型是对称的,分析的时候将桩体编号,如图 8 所示。为了研究群桩中边桩、角桩和中心桩的弯矩情况,选取#1~#3 桩和#6~#8 桩为代表分析桩基础弯矩。

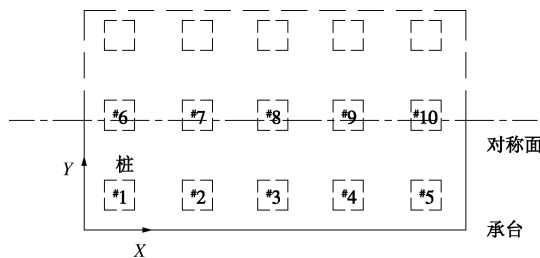


图 8 群桩的编号

Fig. 8 Serial number of pile groups

图 9 所示为不同桩的正向弯矩最大值,基本都出现在  $6\text{ s}$  附近,负向弯矩最大值,基本出现在  $7.2\text{ s}$  附近。 $6\text{ s}$  时刻附近液化层上中下位移分别为  $-7.68, -5.32, -2.85\text{ cm}$ ,  $7.2\text{ s}$  时刻附近液化层上中下位移分别为  $6.33, 5.84, 4.73\text{ cm}$ ,可以看出  $6\text{ s}$  时刻附近位移差距较  $7.2\text{ s}$  附近位移差距大,而两个时刻对应的弯矩极值分别为  $1599, -1422\text{ kN}\cdot\text{m}$ ,相差约 12%。图 9 中角桩和中心桩的正向弯矩极值分别为  $1599, 1238\text{ kN}\cdot\text{m}$ ,相差 30%左右。角桩和中心桩的负向弯矩极值分别为  $-1422, -1258\text{ kN}\cdot\text{m}$ ,相差 13%左右。可见地震过程中弯矩在不同桩之间的分配并不相同,角桩和边桩分配的弯矩更大,中心桩较小。

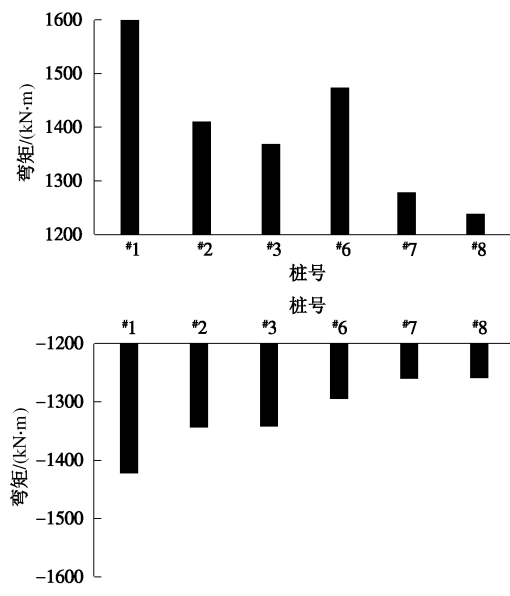
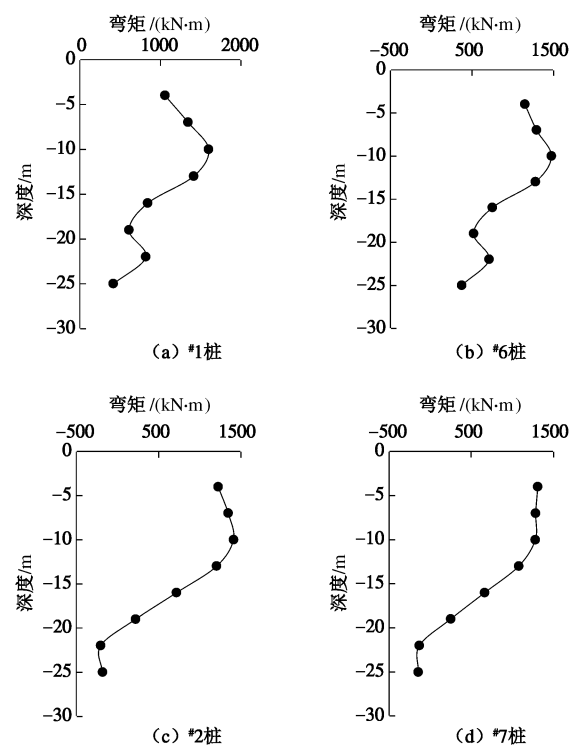


图 9 不同桩的最大正向和负向弯矩值

Fig. 9 Maximum positive moments and minimum negative moments of different piles

图 10 是 6 根桩沿桩身分布的弯矩包络图(负弯矩的包络图类似,略去)。角桩和边桩(#1~#3 和#6 桩)的沿桩身分布的弯矩最大值出现在上层非液化层和液化层界面处(地表以下 11 m),内部桩(#7, #8 桩)的弯矩最大值则出现在桩头处。

图 11 给出#1 桩和#8 桩的桩头处弯矩时程曲线和界面处弯矩时程曲线。时程曲线的形式类似,正向弯矩最大值出现在  $6.0\text{ s}$  附近,负向弯矩最大值出现的时刻均为  $7.0\text{ s}$  附近。



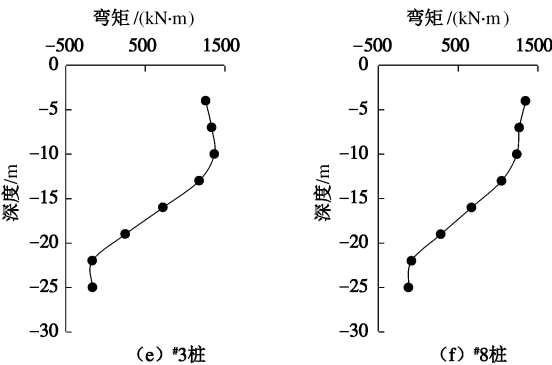


图 10 不同桩沿桩身分布的弯矩包络图

Fig. 10 Envelope of distributions of moments along different piles

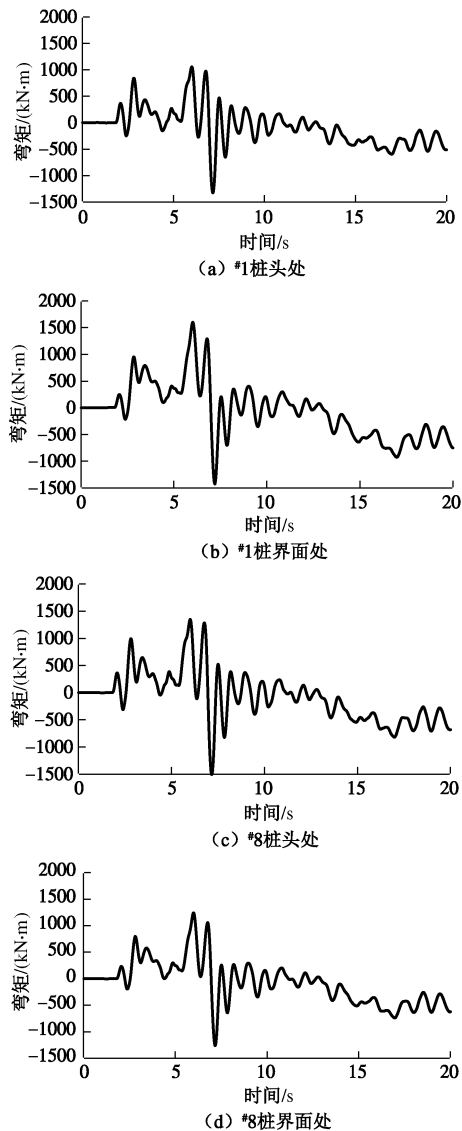


图 11 #1 和#8 桩的桩头处弯矩和土层界面处弯矩时程曲线  
Fig. 11 Time histories of moment of pile tops and soil interfaces of piles No. 1 and No. 8

图 7 中 3 处深度的位移 6 s 之前相差不大, 之后开始出现较大的差距, 结合图 6 可以看出 6 s 之后有效应力急剧减小趋近液化状态。根据图 7, 11 可以看出位移最大值和弯矩最大值出现的时刻基本一致。可

以看出位移的时程曲线与桩的弯矩的时程曲线具有很好的相关性。说明界面处的弯矩受桩与土运动相互作用的影响很显著。

存在可液化层的地基中群桩在受动力荷载作用下, 水平受力分布上角桩、边桩大于中心桩, 沿桩身受力分布角桩和边桩最大值出现在液化层与非液化层界面、中心桩最大值则出现在桩头。造成这种分布的原因主要是由于群桩内部土体受到桩的约束, 土层之间平均剪应变的差值较小, 但是外部土层由于受到的约束小, 土层之间平均剪应变的差值较大, 所以群桩基础的外围桩在非液化层与液化层界面处受弯较大, 沿桩身分布的最大弯矩出现在非液化层与液化层交界处。如图 12 所示, 虚线代表了中心桩附近的非液化层与液化层土体的平均剪应变的差值, 即中心桩附近地表以下 11~14 m 的土层的平均剪应变减去地表以下 8~11 m 的土层的平均剪应变; 实线代表了桩外附近相同深度处的非液化层与液化层土体的平均剪应变的差值。从图 12 可以看出桩内部非液化层与液化层土体平均剪应变差值的最大值远小于桩外部非液化层与液化层土体平均剪应变差值的最大值。所以可以判断, 由于桩外非液化土层与液化土层的平均剪应变差值较大, 导致了角桩和边桩沿桩身分布的弯矩最大值出现在非液化层与液化层界面处。对于此类工况, 设计中需要重点考虑土层界面和桩头处的桩体强度。

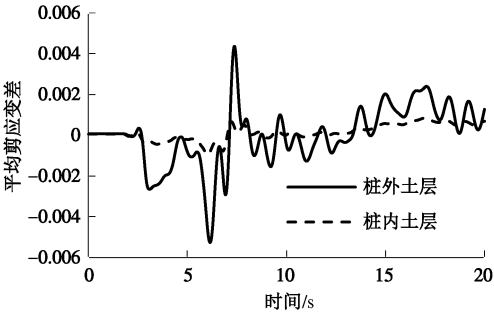


图 12 桩内部和外部液化层和非液化层平均剪应变差时程曲线  
Fig. 12 Time histories of mean shear strain differences between liquefied layer and non-liquefied layer of internal and external pile groups

### 3 结 论

本文通过有限元数值模拟研究了存在可液化层的地基中群桩的地震响应规律, 在该计算条件下得到以下 3 点结论。

- (1) 所采用的计算模型和方法, 能够有效地模拟地震过程中有可液化层的成层地基震动响应, 符合一般规律。
- (2) 含可液化土层的成层地基中的群桩在地震过程中弯矩的分配规律为: 角桩最大, 边桩次之, 中心

桩最小。弯矩最大值出现的时刻与位移最大值出现的时刻相近, 桩与土运动相互作用对可液化地基中桩基础的弯矩影响显著。

(3) 含可液化土层的成层地基中的群桩在地震荷载作用下, 角桩、边桩和中心桩的弯矩最大值出现的位置并不相同, 角桩和边桩的弯矩最大值出现在上部非液化层与液化层界面处, 中心桩的弯矩最大值出现在桩头处。

#### 参考文献:

- [1] HAMADA M. Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata Earthquake[R]. New York: National Centre for Earthquake Engineering Research, 1992.
- [2] FAN K, GAZETAS G, KAYNIA A, et al. Kinematic seismic response of single piles and pile groups[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1991, **117**(12): 1860 - 1879.
- [3] GAZETAS G, FAN K, KAYNIA A. Dynamic response of pile groups with different configurations[J]. *Soil dynamics and Earthquake Engineering*, 1993, **12**(4): 239 - 257.
- [4] GAZETAS G, FAN K, TAZOH T, et al. Seismic Pile-Group-Structure Interaction [J]. In *Piles under Dynamic Loads*, ASCE, 1992: 56 - 93.
- [5] WU G X, FINN W D L. Dynamic nonlinear analysis of pile foundations using finite element method in the time domain[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1997, **34**(1): 44 - 52.
- [6] WU G X, FINN WDL. Dynamic elastic analysis of pile foundations using finite element method in the frequency domain[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1997, **34**(1): 34 - 43.
- [7] 李荣建, 于玉贞, 李广信. 抗滑桩加固非饱和土边坡三维稳定性分析[J]. *岩土力学*, 2008, **29**(4): 968 - 972. (LI Rong-jian, YU Yu-zhen, LI Guang-xing. 3D global stability analysis of unsaturated soil slope reinforced with piles[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, **29**(4): 968 - 972. (in Chinese))
- [8] YANG Z H, JEREMIĆ B. Numerical study of group effects for pile groups in sands[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2003, **27**(15): 1255 - 1276.
- [9] MCCLELLAND B, FOCHT J A. Soil modulus for laterally loaded piles[J]. *Transactions of ASCE*, 1956, **82**: 1 - 22.
- [10] REESE L C, MATLOCK H. Non-dimensional solutions for laterally-loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth[C]// 8 th Texas conf on Soil Mech and Foundation Engrg. Texas, 1956.
- [11] American Petroleum Institute (API). Recommended practice or planning, designing, and constructing fixed offshore platforms-working stress design[S]. API Recommended Practice, 2A (WSD). 2000.
- [12] Architectural Institute of Japan (AIJ). Recommendations for design of building foundations[S]. Tokyo, 2001.
- [13] JGJ 94—2008 建筑桩基技术规范[S]. (JGJ 94—2008, Technical code for building pile foundations[S]. 2008. (in Chinese))
- [14] ZHANG J M. Cyclic critical stress state theory of sand with its application to geotechnical problems[R]. Tokyo: Research Report of Tokyo Institute of Technology, 1997.
- [15] 张建民. 砂土的可逆性和不可逆性剪胀规律[J]. *岩土工程学报*, 2000, **22**(1): 12 - 17. (ZHANG Jian-min. Reversible and irreversible dilatancy of sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2000, **22**(1): 12 - 17. (in Chinese))
- [16] 王 刚, 张建民. 砂土液化大变形的弹塑性循环本构模型[J]. *岩土工程学报*, 2007, **29**(1): 51 - 59. (WANG Gang, ZHANG Jian-min. A cyclic elasto-plastic constitutive model for evaluation of large post-liquefaction deformation of sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2007, **29**(1): 51 - 59. (in Chinese))
- [17] ZHANG J M, WANG G Large post-liquefaction deformation of sand, part I: physical mechanism, constitutive description and numerical algorithm[J]. *Acta Geotechnica*, 2012, **7**(2): 69 - 113.
- [18] DAFALIAS Y F, POPOV E P. A model of nonlinearly hardening materials for complex loading[J]. *Acta Mechanica*, 1975, **21**(3): 173 - 192.
- [19] 王 睿, 张建民, 王 刚. 砂土液化大变形本构模型的三维化及其数值实现[J]. *地震工程学报*, 2013, **35**(1): 91 - 97. (WANG Rui, ZHANG Jian-min, WANG Gang. Multiaxial formulation and numerical implementation of a constitutive model for the evaluation of large liquefaction-induced deformation[J]. *China Earthquake Engineering Journal*, 2013, **35**(1): 91 - 97. (in Chinese))
- [20] WANG R, ZHANG J M, WANG G. A unified plasticity model for large post-liquefaction shear deformation of sand[J]. *Computers and Geotechnics*, 2014, **59**: 54 - 66.
- [21] CLOUGH G, DUNCAN J. Finite element analyses of retaining wall behavior[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1971, **97**(12): 1657 - 1673.
- [22] SEED H B, LEE K L. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading[J]. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 1966, **92**(SM6): 105 - 134.