

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2017.05.015

可液化地基群桩基础地震反应总应力与有效应力分析的比较^{*}

戴 琰^{1, 2}, 陈国兴^{1, 2}, 王志华^{1, 2}

(1. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009; 2. 江苏省土木工程防震技术研究中心, 江苏 南京 210009)

摘要: 可液化土体动力特性的描述方法可能对群桩基础动力反应产生显著的影响。基于 Davidenkov 本构模型和 Byrne 改进的增量孔压模型, 对比分析了总应力法和有效应力法计算的可液化地基中群桩基础地震反应特性。结果表明, 群桩外侧地基最易液化, 自由场地基次之, 群桩内地基土最不易液化; 与总应力法的计算结果相比, 有效应力法计算得到的地表加速度反应谱谱值的短周期过滤和长周期放大效应更加显著, 卓越周期向长周期方向移动; 同时, 有效应力法计算得到的桩身弯矩也有所增大。

关键词: 群桩基础; 可液化场地; 地震反应; 总应力法; 有效应力法

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2017)05-0795-07

Comparison Study of Total Stress and Effective Stress Analyses for Seismic Response of Pile Group Foundation in Liquefiable Soil

DAI Yan^{1, 2}, CHEN Guoxing^{1, 2}, WANG Zhihua^{1, 2}

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China;

2. Civil Engineering & Earthquake Disaster Prevention Center of Jiangsu Province, Nanjing 210009, China;)

Abstract: Seismic responses of pile group may be varies significantly when adopting different constitutive models to describe the liquefiable soils. Based on the modified Davidenkov constitutive model and the strain-based Byrne pore pressure increment model, comparison of total stress and effective stress analysis for seismic responses of the pile group foundation in liquefiable soil was performed. The results show that soil outside the pile group is higher liquefaction potential, soil in free field is low liquefaction potential, and soil within the pile group is lowest liquefaction potential. Compared with the results of total stress analyses, the surface acceleration response spectra of effective stress analyses presents the characteristics of low frequency amplification and high frequency wave-filtering, and the predominant periods of spectra move toward long periods; in addition, the bending moments of the piles along the depth are slightly larger.

Keywords: pile group foundation; seismic response; liquefiable site; total stress analysis; effective stress analysis

^{*} 收稿日期: 2016-05-10; 修回日期: 2016-08-05

基金项目: 交通运输部西部交通建设科技项目(2009318225100)资助

作者简介: 戴 琰(1987-), 女, 硕士研究生。主要从事可液化地基群桩基础抗震研究。Email: daiyan0919hehe@163.com

通讯作者: 陈国兴(1963-), 男, 教授, 博士。主要从事土动力学与岩土地震工程研究。Email: gxc6307@163.com

引言

群桩基础是桥梁工程中常用的基础形式,它能合理利用周围场地的地质条件,在深厚场地中的适用性较强。通常认为,采用群桩基础能较好地减轻地震灾害,但多次震害现象表明,坐落在可液化场地中的桩基震害突出。最具代表性的是 1964 年日本 Niigata 地震中遭受严重破坏的昭和大桥。震后调查显示,场地周围大规模砂土液化是造成昭和大桥严重破坏的主要原因之一^[1]。此外,1964 年的 Alaska 地震、1971 年的 San Fernando 地震、1989 年的 Loma Prieta 地震、1994 年的 Northridge 地震和 1995 年的阪神地震,均出现了液化场地中桩基震害的现象^[2-4]。

在可液化地基中,土体液化会使群桩基础因失去侧向约束而渐渐丧失水平向的抗震性能,这与非液化场地中桩-土相互作用的机理可能有显著差异。唐亮等^[5]开展了桩-土-桥梁结构体系动力相互作用的振动台试验,探讨了输入不同地震动强度下场地液化程度对结构体系动力反应的影响。Uzuoka 等^[6]基于水土耦合分析模型,对 1995 年阪神地震中桩-土-上部结构体系开展了数值模拟分析,得出回填土液化产生的剪切变形导致桩身曲率发生剧烈变化。Janalizadeh 等^[7]利用 OpenSees 开源有限元平台,采用三步法开展了可液化土中桩基的数值模拟分析。结果表明,桩身最大弯矩出现在桩头与土层的交界面处;土体液化产生的侧向扩流增加了桩身水平向荷载,使桩发生破坏。

本文基于 Abaqus 有限元软件平台,采用 Davidenkov 本构模型和 Byrne 改进的孔压模型分别模拟总应力法和有效应力法下场地土体的动力特性,从而对比这两种分析方法下桩-土动力相互作用的差异性。

1 可液化地基-群桩-塔墩承台结构体系的建立

1.1 结构体系的几何模型

本文以某大桥特大型群桩基础作为计算模型,选取剖面的塔墩桩基础由 17 根直径为 2.5 m 的大直径钻孔灌注桩,以及平面尺寸为 113.75 m × 9 m 的承台组成。桩间距为 6.75 m,边桩边缘距离承台边缘 2.25 m,桩长为 113m,混凝土为 C30。其中,

桩身埋入土体 93 m,桩端持力层为波速达 500 m/s 以上的亚黏土层。由于群桩数量多,且主要考虑由土体剪切滑动引起的弯矩反应,群桩采用两结点平面线性梁单元(B21)模拟。承台与土体均选用实体单元模拟。为减小地基两侧边界对结构动力反应计算结果的影响,地基土体的宽度选取为 1000 m。土体的网格划分遵循群桩附近处的网格进行细化,远离群桩处的网格逐渐变粗,从而保证计算结果的精度、收敛性及效率。计算模型的总自由度共 11875,具体土-群桩-塔墩承台结构体系的网格划分见图 1。

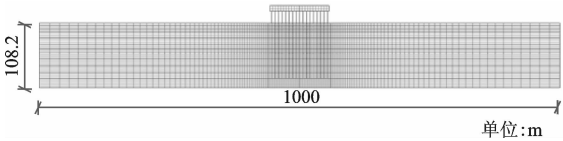


图 1 可液化场地-群桩塔墩承台结构体系的网格划分
Fig.1 Meshes of pylon pier and pile foundation in liquefiable soils

1.2 材料本构及参数

基于理论框架建立的本构模型能更准确地描述可液化土体的动力特性,但这些本构模型通常需要大量的材料参数,而合理确定所有参数非常困难。对于复杂场地而言,简化模型除能反映各类土体的动力特性外更兼具实用性。阮滨等^[8]将基于 Davidenkov 骨架曲线的滞回曲线和 Byrne 孔压增量模型植入到 ABAQU 软件平台。本文采用该软件进行桩-土体系地震反应有效应力法的数值模拟。各类土体的动力特性参数可通过室内试验得到的 $G/G_{max} \sim \gamma_a$ 和 $\lambda \sim \gamma_a$ 曲线以及修正标准贯入锤击数 N_1 或土的相对密度 D_r 获取,参数少且易于获取。其中,土骨架曲线由 Martin 等^[9]提出的 Davidenkov 本构模型描述,其表达式为:

$$\tau = G \cdot \gamma = G_{max} \cdot \gamma \cdot [1 - H(\gamma)] \tag{1}$$

其中,

$$H(\gamma) = \left\{ \frac{(\gamma/\gamma_0)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_0)^{2B}} \right\}^A \tag{2}$$

式中, τ 、 γ 分别为剪应力和剪应变; G_{max} 为初始剪切模量; A 、 B 和 γ_0 为土的试验参数。

不规则往返应力作用下,需对适宜于等幅往返应力作用的 Masing 法则进行修正,如图 2 所示。

依据 Pyke^[10]提出的“ n 倍法”,修正后的应力-应变滞回曲线服从如下关系:

$$\tau - \tau_c = G_{max} \cdot (\gamma - \gamma_c) \cdot \left[1 - H\left(\frac{|\gamma - \gamma_c|}{2n}\right) \right] \tag{1}$$

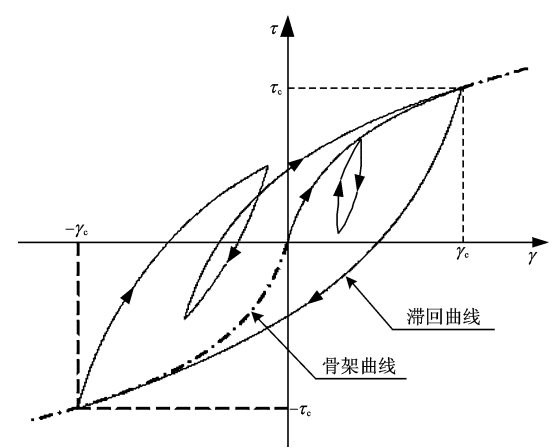


图 2 不规则加卸载准则修正的 Davidenkov 模型的应力-应变关系曲线示意

Fig. 2 Stress-Strain hysteretic relations of Davidenkov backbone curve with irregular unloading and reloading

式中, γ_c 为加卸载转折点处的应变。

土体的液化特性采用振动孔压应变模型描述。Byrne 等^[11]根据试验资料,建立了累积体应变 $\epsilon_{v,d}$ 与增量体应变 $\Delta \epsilon_{v,d}$ 之间的经验关系曲线。在不规则荷载作用下,假设 γ_a 为循环半周下的剪应变幅值,则每半周的体应变增量 $(\Delta \epsilon_{v,d})_{1/2 \text{ 循环周}}$ 的表达式为:

$$(\Delta \epsilon_{v,d})_{1/2 \text{ 循环周}} = 0.5 \cdot C_1 e^{(-C_2 \frac{\epsilon_{v,d}}{\gamma_a})} \gamma_a \tag{4}$$

参数 C_1 、 C_2 可由砂土的相对密度 D_r 或修正标准贯入锤击数 N_1 得到:

$$C_1 = 0.076 D_r^{-2.5} \tag{5}$$

或

$$C_1 = 8.7 N_1^{-1.25} \tag{6}$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \tag{7}$$

考虑到初始有效围压对土的剪切模量和参考剪应变的影响,及振动孔隙水压力上升对土体动力学性质的影响,根据试验给出的经验对衰退后骨架曲线的 G_{so} 和 γ_{so} 进行如下修正:

$$G_{so} = G_{\max} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{\text{ref}}} \right)^a \left(\frac{\sigma'_c - u}{\sigma'_c} \right)^b \tag{8}$$

$$\gamma_{so} = \gamma_o \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{\text{ref}}} \right)^a \left(\frac{\sigma'_c - u}{\sigma'_c} \right)^b \tag{9}$$

式中, u 为超静孔压; σ'_{ref} 为参考围压; σ'_c 为初始有效围压;参数 a 、 b 为与土性有关的参数。

根据钻探成果,本文计算选用对工程有较大影响的不良地层。其中,存在可能液化的全新世饱和粉细砂、亚砂土。各类土的 Davidenkov 模型和 Byrne 孔压增量模型相关的参数列于表 1。桩、承台均采用弹性模型,具体计算参数列于表 2。

表 1 各类土的 Davidenkov 模型和 Byrne 孔压增量模型相关的计算参数

Table 1 Soil parameters of Byrne pore pressure incremental model and Davidenkov hysteretic model

层号	土层描述	厚度/ m	重度/ (kN · m ⁻³)	波速/ (m · s ⁻¹)	Davidenkov 模型拟合参数			Byrne 模型参数	
					A	2B	$\gamma_o / (\times 10^{-4})$	C_1	C_2
1	粉砂,稍密,饱和	5	18.8	136.2	1.25	0.83	3.80	0.43	0.92
2	细砂,中密,饱和	5	19.4	147.5	1.25	0.75	3.80	0.40	1.00
3	粉砂,中密,饱和	5	19.4	159.7	1.30	0.75	3.80	0.38	1.05
4	粉砂,中-密实,饱和	10	19.9	175.1	1.21	0.73	4.00	0.32	1.25
5	细砂,密实,饱和	10.4	20.3	237.7	1.21	0.80	4.00	0.11	3.50
6	细砂,密实,饱和	8.2	20.5	314.6	1.23	0.80	4.00	0.09	4.63
7	粗砂,密实,饱和	5.8	21.5	300.0	1.25	0.76	5.00	0.09	4.34
8	中砂,密实,饱和	10.6	20.8	349.5	1.20	0.80	4.80	0.08	5.06
9	砾砂,密实,饱和	11.6	22.0	342.1	1.20	0.72	5.00	0.06	6.27
10	亚黏土,可塑	11.8	20.4	340.7	1.25	0.76	5.00	—	—
11	亚黏土,软塑	9.6	18.4	351.7	1.25	0.73	5.00	—	—
12	亚黏土,硬塑—坚硬	15.2	21.1	534.7	1.30	0.70	6.30	—	—

表 2 承台与群桩的计算参数
Table 2 Parameters of pile cap and pile group

部件	参数	参数值
承台	质量/kg	3.334842×10^8
	密度/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	2.5×10^3
	弹性模量/Pa	9×10^{10}
	泊松比	0.33
群桩	半径/m	1.25
	密度/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	2.5×10^3
	弹性模量/Pa	3.25×10^{10}
	泊松比	0.33

1.3 输入地震动及求解过程设置

输入地震动选取南京人工波和 Kobe 波,持续时间为 30 s,峰值加速度分别调整为 0.05 g、0.1 g 和 0.15 g,输入地震动的加速度时程曲线及傅里叶谱幅值如图 3 所示。

计算模型首先进行场地的初始应力场平衡,再加入桩和承台结构进行重力分析,并获得土体的初始有效围压。最后将重力分析后的结果作为初始状态导入动力模型中,同时在结构体系底部水平向 x 向输入地震动。

2 计算结果与对比分析

2.1 场地地震反应分析

总应力法和有效应力法下地基和群桩的动力反应输出结果有结点加速度和位移,土单元的孔压和梁单元的弯矩。由于计算模型是对称的,为研究各桩的弯矩分配情况,现取右半边桩身进行分析,具体的桩身编号以及土体动力反应分析位置如图 4 所示。

图 5 给出了典型位置处群桩基础及场地超静孔压比随深度的变化曲线。超静孔压比定义为超静孔隙水压力与初始有效围压的比值,当超静孔压比达到 1 时,认为土体完全液化。由图 5 可知,各工况下地基土的超静孔压比随深度的增加而减小,群桩外侧(剖面 II)附近的地基较易液化,自由场(剖面 III)附近的地基次之,群桩内地基(剖面 I)最不易液化。随着输入地震动强度的增强,自由场(剖面 III)地基的超静孔压比迅速发展,并与群桩外侧(剖面 II)形成贯通的液化区域。在 $PGA=0.15g$ 的南京人工波和 Kobe 波作用下,群桩内(剖面 I)地基仅在地表附近发生液化。这主要是由于群桩内外侧的刚度差异

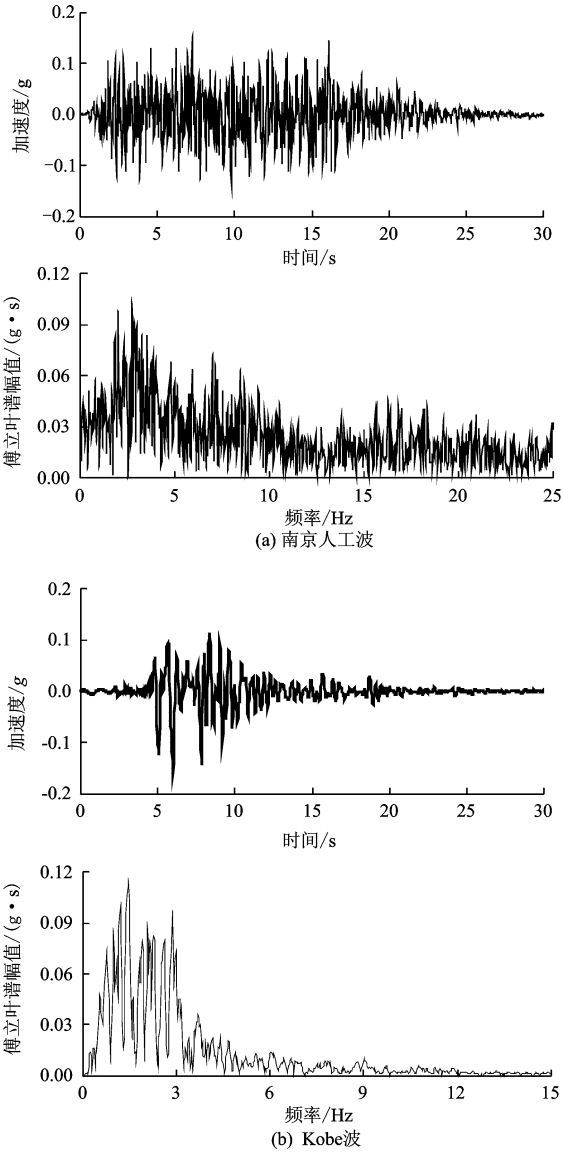


图 3 输入地震动的加速度时程和傅里叶谱
Fig. 3 Acceleration time-histories and Fourier spectra of bedrock ground records

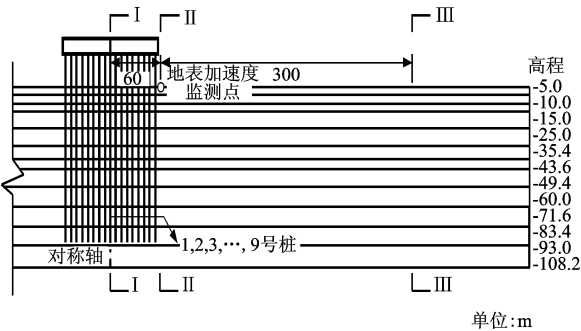


图 4 桩位及土体地震反应监测点位置示意
Fig. 4 Seismic response output points ID of pile groups and site

较大使土体的剪应变幅值也较大,且土体超静孔压

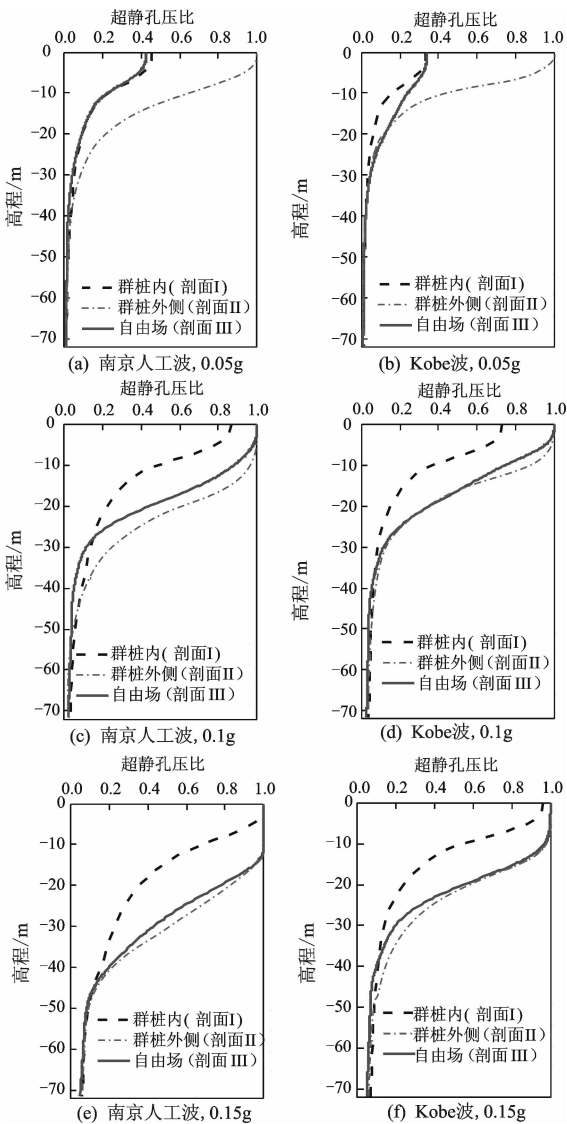


图 5 超静孔压比随深度的变化

Fig. 5 Variation of excess pore pressure ratios along depth

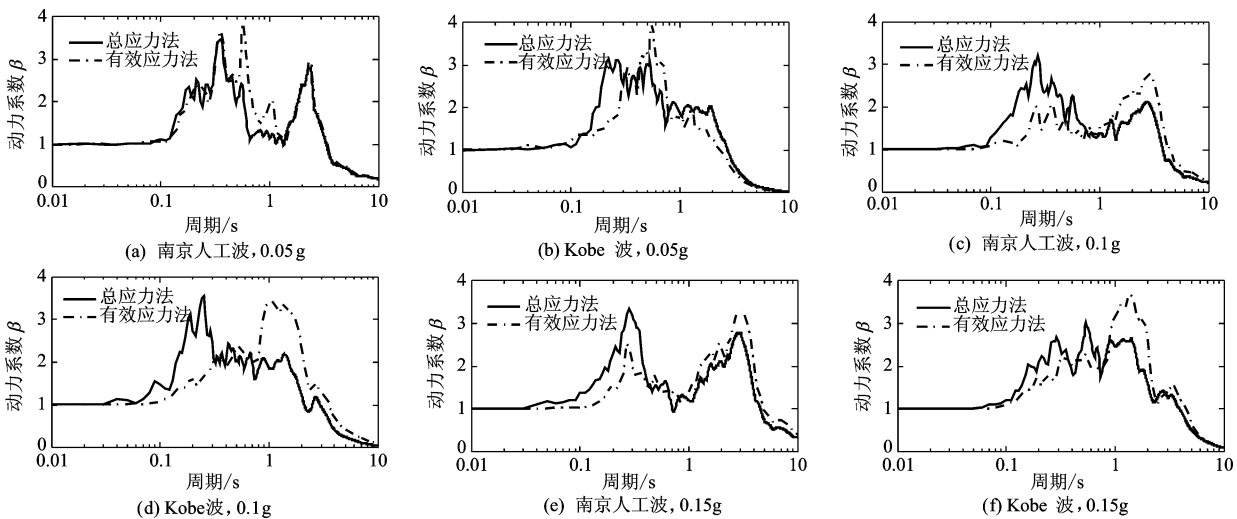


图 6 不同分析方法计算的地表加速度反应谱的比较

Fig. 6 Comparison of the surface acceleration response spectra computed by total stress and effective stress methods

的累积增长主要由应变幅值控制,导致群桩外地基最易液化。由于群桩的存在,土体所受的初始有效围压较高,群桩内地基最不易液化。

图 6 为地表(A 点)位置饱和砂土的加速度反应谱。由图 6 可知,随着输入地震动强度的增强,场地液化带区域逐渐扩展,总应力法和有效应力法计算得到的加速度反应谱的高频成分衰减现象显著。这表明,随着饱和砂土超静孔压比逐渐上升,采用有效应力分析时,由于下层土体剪切模量衰减阻碍了地震波的向上传播,大量的高频成分被削弱,两种分析方法得到的动力反应差异性逐渐显著。此外,由于桩-土动力相互作用下,群桩基础的存在将迫使群桩周围土体也产生高频振动,而场地液化会导致大量高频成分衰减,亦会导致两种分析法下的加速度反应谱谱形差异性较大。

$PGA=0.05g$ 的南京人工波作用下,总应力法和有效应力法计算得到的加速度反应谱在周期 $0.3 \sim 1.5\text{ s}$ 的差异性较大。 $PGA=0.05g$ 的 Kobe 波作用下,总应力法和有效应力法计算得到的加速度反应谱谱形不同。说明当场地地基的液化程度很低时(仅群桩外侧地基发生液化),不同分析方法下的加速度反应谱谱值受输入地震动特性的影响已较大。

南京人工波作用下,当输入地震动强度从 $0.05g$ 增强至 $0.15g$ 时,两种分析方法下的加速度反应谱在周期 $0.03 \sim 1\text{ s}$ 范围内的差异性有所减小。由于这两个工况下群桩外侧地基的液化程度相近(见图 5),当输入地震动强度增强时,土体的非线性增强,采用总应力法计算得到的加速度反应谱向长周期发展,此时与有效应力法计算得到的加速度反应

谱谱值的差异性将变小。

2.2 群桩基础弯矩反应的对比分析

表 3 为 1~ 9 号桩的总应力法和有效应力法计算得到的桩身最大弯矩。由表 3 可知,采用有效应力法计算得到的桩身最大弯矩比总应力法计算得到的桩身最大弯矩大,差异大小与桩身位置相关。其中,0.05g、0.1g 和 0.15g 南京人工波作用下各桩的最大弯矩相差分别为 0.02% ~ 1.06%,3.23% ~

5.96%和 5.85% ~ 9.14%。0.05g、0.1g 和 0.15g Kobe 作用下的差异性分别为 1.62% ~ 2.10%, 3.10%~ 4.64%和 12.61% ~ 15.10%。由于大部分地基未液化,饱和砂土的超静孔压比很小,桩身受周围土体的约束仍很强,导致两种分析方法计算得到的桩身最大弯矩差异性较小。此外,在桩-土动力相互作用下,由于承台并非刚体,且桩身弯矩大小与桩中心至承台中心的距离有关,各桩分配到的弯矩不同,导致分析方法对桩身最大弯矩的影响也不同。

表 3 不同分析方法计算的桩身最大弯矩

Table 3 The maximum moments of group piles computed by total stress and effective stress methods

单位:kN·m

输入地震动	输入地震动强度	分析方法	桩身编号								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
南京人工波	0.05g	总应力	3293.8	3314.2	3323.3	3452.4	3640.9	3812.9	4144.8	4418.3	4646.7
		有效应力	3308.3	3344.8	3358.6	3451.8	3648.9	3819.4	4140.7	4422.21	4676.7
	0.1g	总应力	6297.3	6325.7	6404.6	6535.7	6822.9	7072.8	7466.1	7898.1	8247.9
		有效应力	6669.2	6702.8	6742.1	6889.7	7043.5	7381.7	7769.2	8173.9	8665.9
	0.15g	总应力	11697.1	11737.5	12029.3	12236.4	12396.2	12704.0	13189.6	13414.2	13739.2
		有效应力	12718.1	12809.9	12879.8	12988.8	13174.5	13464.3	13961.4	14354.2	14943.3
Kobe 波	0.05g	总应力	2971.2	3015.2	3018.2	2992.9	3040.0	3032.2	3061.8	3108.0	3184.4
		有效应力	3026.2	3064.1	3067.7	3046.9	3097.4	3087.3	3120.1	3162.9	3251.4
	0.1g	总应力	6261.8	6315.0	6350.6	6309.3	6428.9	6413.8	6497.4	6627.3	6807.7
		有效应力	6516.4	6608.1	6625.8	6596.3	6596.8	6678.5	6753.4	6833.4	7058.2
	0.15g	总应力	9418.9	9524.7	955100	9488.4	9612.7	9669.4	9749.1	9950.3	10217.7
		总效应力	10803.6	10886.2	10933.6	10921.2	10992.5	11066.6	11111.2	11294.9	11506.1

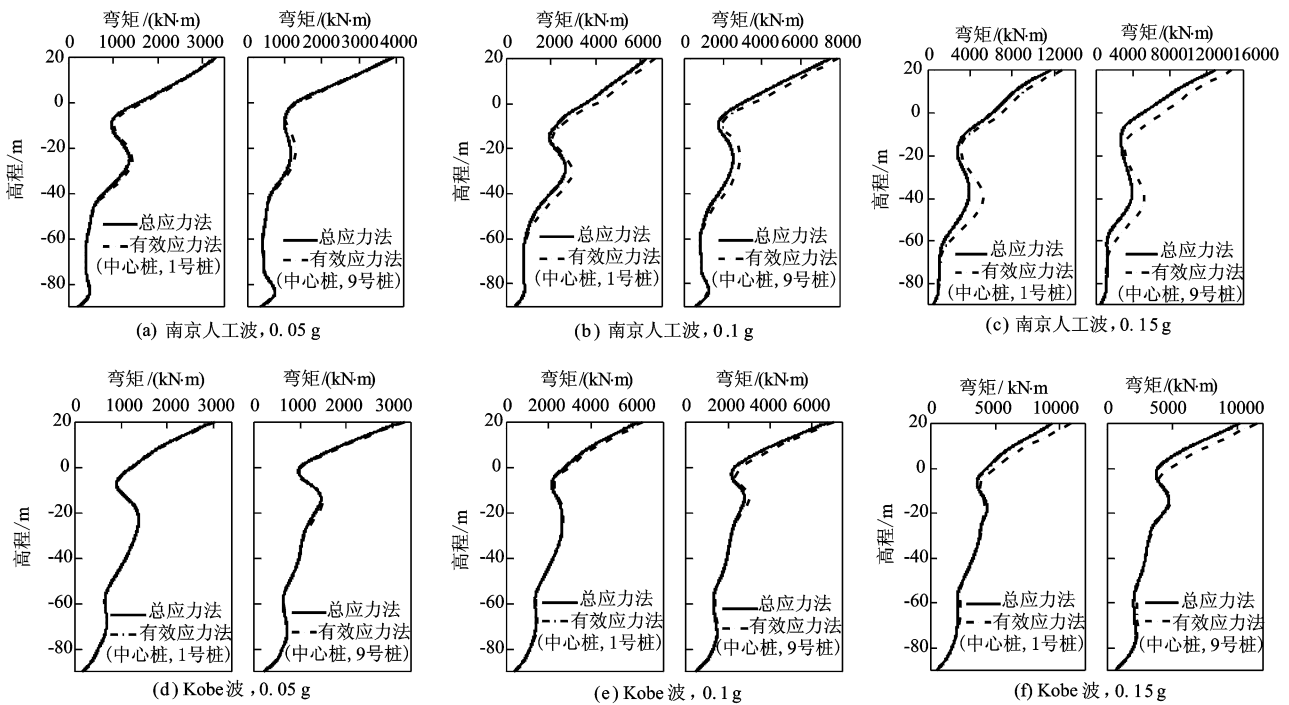


图 7 不同分析方法计算的桩身弯矩包络

Fig. 7 The bending moment envelopes of the central and side piles computed by total stress and effective stress methods

图 7 为总应力法和有效应力法下中心桩和边桩的弯矩包络。由图 7 可知,各工况下两种分析方法计算得到的桩身弯矩包络的发展规律相同,但随着场地液化程度的加重,地表附近土体的约束逐渐降低,桩身悬臂段增长,加之上部承台结构的惯性作用,导致桩身弯矩急剧增长。对于可液化地基中的高承台桩,应考虑可液化土体动力特性对桩基动力反应的影响。此外,由于南京人工波持时(约 20 s)较 Kobe 波持时(约 7.5 s)长,输入地震动强度相同时,采用两种分析方法得到的桩身弯矩反应的差异也更大。

3 结 语

基于 Abaqus 有限元软件平台,采用 Davidenkov 本构模型和 Byrne 改进的孔压模型土体的动力特性,对比分析了总应力法和有效应力法下群桩基础动力反应的差异性,得到如下结论:

(1) 由于群桩外侧土体两侧刚度差异较大,在桩-土动力相互作用下,地表位置群桩外侧地基最易液化,其次为自由场地基土,群桩内土体具有较高的抗液化能力。

(2) 对比总应力法和有效应力法计算得到的加速度反应谱,场地液化使有效应力法计算得到的地表加速度反应谱谱值在短周期范围内的衰减现象更加显著。相较中低高频丰富的南京人工波,由地基液化产生的高频成分衰减程度受低频较为丰富的 Kobe 波的影响更大。

(3) 对于可液化地基中的高承台桩,土体液化使地表附近桩身所受的约束逐渐降低,即桩身自由段增长,加之上部承台结构的惯性作用,使有效应力法计算得到的桩顶弯矩值较总应力法计算得到的桩顶弯矩值更大。

参考文献:

[1] Bhattacharya S, Tokimatsu K, Goda K, et al. Collapse of Showa Bridge during 1964 Niigata earthquake: a quantitative reappraisal on the failure mechanisms

[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, 65: 55-71.
[2] Bhattacharya S, Madabhushi S. Pile instability during earthquake liquefaction[D]. Cambridge: University of Cambridge, 2003.
[3] Wang Z, Lee G C. A comparative study of bridge damage due to the Wenchuan, Northridge, Loma Prieta and San Fernando earthquakes[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 8 (2): 251-261.
[4] Mitchell D, Tinawi R E, Sexsmith R G. Performance of bridges in the 1989 Loma Prieta earthquake-lessons for Canadian designers[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 1991, 18(4): 711-734.
[5] Tang L, Zhang X, Ling X, et al. Response of a pile group behind quay wall to liquefaction-induced lateral spreading: a shake-table investigation[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2014, 13(4): 741-749.
[6] Uzuoka R, Sento N, Kazama M, et al. Three-dimensional numerical simulation of earthquake damage to group-piles in a liquefied ground[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2007, 27(5): 395-413.
[7] Janalizadeh A, Zahmatkesh A. Lateral response of pile foundations in liquefiable soils[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2015, 7(5): 532-539.
[8] 阮 滨,陈国兴,赵丁凤. 基于修正 Davidenkov 本构模型与 Byrne 孔压增量模型的有效应力算法及其验证[J]. 应用基础与工程科学学报(录用,待刊).
[9] Martin P P, Seed H B. One-dimensional dynamic ground response analyses[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1982, 108 (7): 935- 952.
[10] Pyke R M. Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1979, 105(6):715-726.
[11] Byrne P M. A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand [C] // Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis:[s. n.],1991: 47-55.

