

# 核电核岛嵌岩桩地基动力响应及液化分析\*

徐 浩, 王桂萱\*, 赵 杰

(大连大学 土木工程技术研究与开发中心, 辽宁 大连 116622)

**摘要:** 运用三维有限元差分软件 FLAC3D 对混凝土桩加固的地基建立模型, 对天然地基以及桩基地震液化前后地基模型的加速度、位移以及桩基的液化情况进行数值模拟和系统对比分析, 得到 4 种工况地基的加速度变化情况以及地基液化特点。计算结果表明加速度在非液化层传播呈放大趋势, 而液化层对地震波的传播有明显削弱作用。在相同地震动作用下, 天然地基的超孔压比值超过 0.75 的单元略多于桩基, 桩对消除地基液化作用有限。研究成果可以作为类似的工程实例的参考。

**关键词:** 天然地基; 桩基; 加速度; 地震液化; 数值模拟; FLAC3D

**中图分类号:** TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-0666(2016)01-0067-07

## 0 引言

地基加固是工程建设领域中被广泛采用的一种基础结构处理形式。多次地震震害调查结果表明, 相比于建造在天然地基上的建筑物, 采用桩基加固的地基上的建筑物震害相对较轻。黄群贤和林建华(2004)运用 ANSYS 有限元分析软件, 合理地解释了地震液化引起地面大位移对地基产生破坏的实际震害情况。张会荣和刘松玉(2004)总结了地面大变形引起的震害情况、液化诱发地面大变形的机理、液化大变形的预测方法以及存在问题和研究思路。张健民和王刚(2004)分析的结果表明, 无初始静剪应力存在的水平地基液化后也可产生大的侧向残余变形, 成为导致地基震动破坏的主要原因之一。李雨润和袁晓铭(2004)总结了地震作用下地基震害现象以及桩-土-结构动力相互作用、液化引起地面侧向扩展对地基影响的理论模型和分析方法。黄雨等(2005)采用有效应力方法对液化场地地基的地震反应进行了三维有限元分析, 得到了一些有用的结论。Miura 等(1991)指出桩所遭受到的损坏程度与地表处存在的非液化土层的状态有很大的关系。

本文以河北海兴核电厂为背景, 运用三维有

限元差分软件 FLAC3D 对混凝土桩加固的地基建立模型并进行地震响应分析, 通过数值模拟, 系统地对比分析天然地基以及桩基地震液化前后的加速度、位移以及桩基的液化情况, 得到 4 种工况地基的加速度变化情况以及地基液化特点。

## 1 FLAC3D 的基本计算原理

### 1.1 超孔压比值液化判别法

在数值计算中采用超孔压比的概念来描述液化, 超孔压比用  $r_u = 1 - \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}}$  表示,  $\sigma'_{m0}$  为动力计算前单元的平均有效应力,  $\sigma'_m$  为动力计算过程中的平均有效应力。理论上, 当超孔压为 1 时, 砂土发生液化, 但是大量的试验数据表明, 超孔压未达到 1 时, 砂土就发生液化现象。本文选取为 0.75 作为液化的标志。

### 1.2 有效应力值液化判别法

一般应力条件下饱和砂土液化的判定准则: 饱和砂土若发生液化是从固态转化为液态, 因此当不考虑液体粘滞力时, 其抗剪强度为零。把这个液化定义及特征表示为动荷载作用下广义剪应力  $q$  和有效球应力  $p$  的变化, 如下:

$$q = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2} = 0. \quad (1)$$

\* 收稿日期: 2015-11-16.

基金项目: 辽宁省教育厅项目(L2015035)和大连市科技计划项目(2014E13SF145)联合资助.

✉ 通讯作者: 王桂萱(1960~), 教授, 博士, 主要从事重大设施减震以及防震减灾监测技术等.

E-mail: tumnxinxi@163.com.

$$p = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) = 0. \quad (2)$$

满足式 (1) 和 (2) 的解只能是

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = 0. \quad (3)$$

式中  $\sigma'_i (i = 1, 2, 3)$  为液化时的有效主应力 (共 3 个)。这说明有效应力为零时, 饱和砂土发生液化。

### 1.3 动力边界条件

为吸收地震过程中地震波在边界上的反射, 对计算模型设置了自由场边界, 设定自由场边界之后, FLAC3D 程序会自动在模型四周形成自由场网格, 通过主体网格与自由场网格的耦合作用来近似地模拟自由场地的地震响应 (陈育民, 徐鼎平, 2008; Byrne *et al*, 2003)。阻尼形式采用局部阻尼, 它在振动循环中通过在节点或结构节点上增加或减小质量的方法达到收敛, 由于增加的单元质量和减少的单元质量相等, 所以说系统保持质量守恒, 本文阻尼取为 0.314。

### 1.4 桩单元

桩单元 (pile) 通过几何形状、材料参数和连接弹簧的性质来定义。一个桩结构单元 (pileSEL) 是两个节点之间界面和材料相同的直线性单元, 一个任意曲线的 pile 单元可以由一组 pileSEL 组成。pileSEL 与 beamSEL 的刚度矩阵是一样的, 它除了具有梁单元性质 (提供最大塑性弯矩) 外, 在桩与节点之间还会产生法向 (垂直于桩轴线) 和切向 (平行于桩轴线) 的摩擦力, 这时, 桩起着梁与索的双重作用。pileSEL 适于模拟支撑结构, 比如桩基础, 因为这种情况下桩与岩体或土体的法向及切向摩擦力都会产生。

图 1 为桩单元构件的局部坐标系及 12 个自由

度, 其中  $u_i$ 、 $v_i$ 、 $w_i$  分别代表两点  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向的位移,  $\theta_i$  代表两点  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向的旋转。

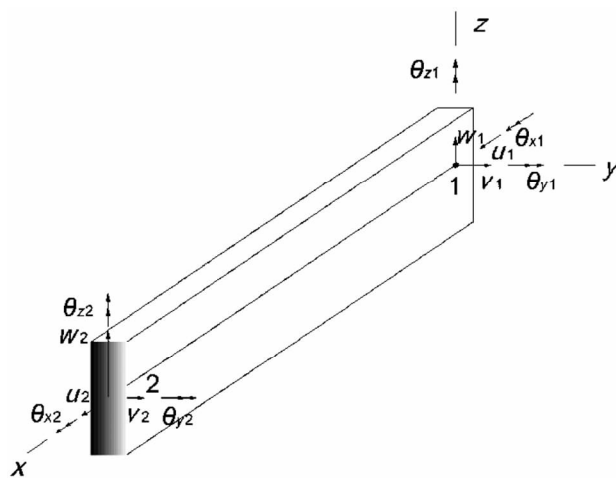


图 1 桩单元构件的局部坐标系及 12 个自由度

Fig. 1 Local coordinate system of the element of the pile and 12 freedom degree

## 2 工程实例

### 2.1 工程简介

该核电核岛地基主要以粉质黏土为主, 局部为粉砂。整个土层厚度为 37.6 ~ 44.5 m, 平均厚度为 41.43 m, 底面埋深为 -37.2 ~ -43.2 m, 整体起伏不大, 表现为西北较薄、向东南略微变厚的趋势, 北东方向差异不明显。

由于主厂区建筑物对地基承载力和变形要求较高, 结合钻探成果, 拟选用嵌岩桩, 桩径  $d$  为 1 m, 桩端进入基岩 1.5 m, 桩长 41.5 m, 桩间距为 3 m, 如图 2 所示。

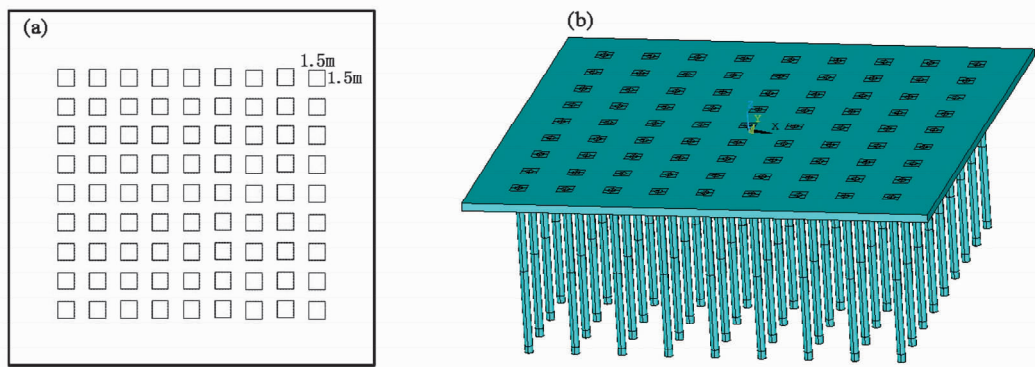


图 2 桩基俯视图 (a) 和三维桩基图 (b)

Fig. 2 The plan view of the pile (a) and 3D pile foundation (b)

2.2 模型尺寸

在  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向尺寸分别为 60 m、60 m 和 50 m，由上至下分别为筏板 1 m、粉质粘土 8 m、粉砂 12 m、粉质粘土 6 m、粉质粘土 14 m、基岩 10 m。

2.3 模型计算参数

材料模型计算参数和本次模拟采用的接触面参数分别参照表 1~2。

表 1 模型计算参数						
Tab. 1 Calculation parameters of the model						
材料	干密度 / $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$	粘聚力 /kPa	摩擦角 / $(^\circ)$	压缩模量 /MPa	弹性模量 /MPa	泊松比
粉质粘土	1.95	12.9	5.4	17.48	1.02	0.49
粉砂	2.01	13.0	26.7	67.08	3.92	0.49
粉质粘土	1.98	15.9	8.9	18.38	1.07	0.49
粉质粘土	1.91	9.1	4.9	16.23	1.85	0.45
基岩	2.45	5 690	43.73		12 550	0.26

2.4 地震动输入

对地基进行时程分析，地震波持续时间 20 s。如图 3 所示为  $x$  方向、 $y$  方向与  $z$  方向的地震波。具体动力分析计算时，由基岩底部输入的地震动加速度输入考虑两种情况：0.10 g 和 0.20 g。

2.5 边界条件和力学阻尼

本次数值模拟中模型各侧面采用自由场边界，其目的是减少边界反射波对动力分析结果的影响，施加自由场边界的混凝土桩加固液化土地基，计算模型如图 4 所示，动力计算阻尼形式采用局部阻尼，阻尼比取 0.314。

表 2 模拟分析采用的接触面参数			
Tab. 2 Interface parameters of model used for simulation analysis			
法向刚度 $K_n$ / $\text{Pa} \cdot \text{m}^{-1}$	切向刚度 $K_s$ / $\text{Pa} \cdot \text{m}^{-1}$	粘聚力 $C_{if}$ /kPa	摩擦角 $\varphi_{if}$ / $(^\circ)$
$1.00 \times 10^8$	$1.00 \times 10^8$	20	0

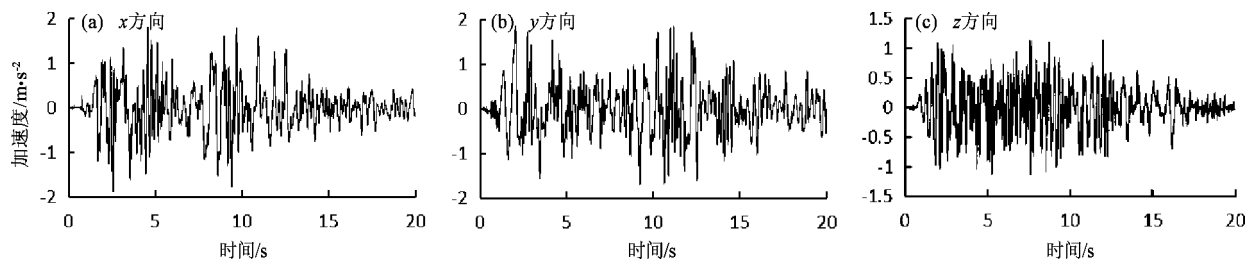


图 3 地震波加速度时程  
Fig. 3 Seismic wave acceleration time history

3 地基地震响应分析

为了测得地基超静孔隙水压力和孔压比的时程曲线，需要布置一些输出点，选取水平方向桩距为 3 m，输出点位置如图 5 所示。

3.1 加速度

在四层土体中选取特征点来观察加速度情况，其中加速度峰值大多都出现在 11 s 附近，如表 3 所示。从表中不难发现，在加固地基中加速度峰值要略大于天然地基，加速度峰值出现在地下 18 m 附近。

图 6 给出了地基加速度放大系数包络线。根据图可以看出加速度呈现一种“降低—增长—急剧降低—缓慢增长”的趋势，其中急剧降低的情况出现在液化区，可能是液化区对地震向上传播有明显的削弱作用。

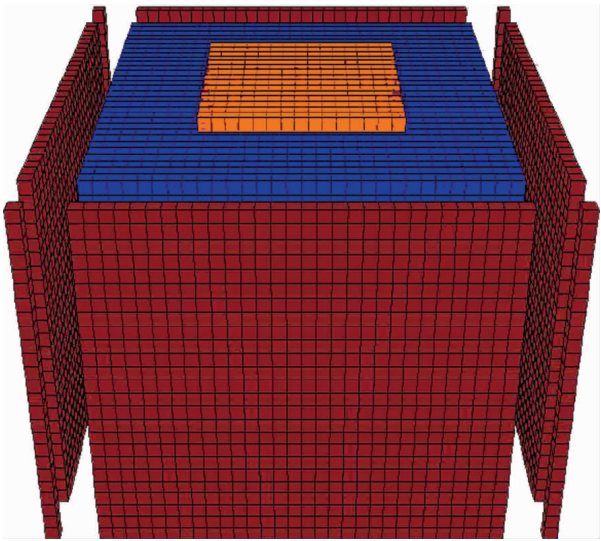


图 4 施加自由场边界条件的网格  
Fig. 4 Block group imposed on free-field boundary

表 3 加速度峰值表  
Tab. 3 Peak of the acceleration

工况	地表 /m·s <sup>-2</sup>	地下 6 m /m·s <sup>-2</sup>	地下 12 m /m·s <sup>-2</sup>	地下 18 m /m·s <sup>-2</sup>	地下 24 m /m·s <sup>-2</sup>	地下 30 m /m·s <sup>-2</sup>
加固 0.1 g	0.86	0.83	0.92	1.06	0.82	0.84
加固 0.2 g	1.49	1.37	1.62	1.83	1.41	1.47
天然 0.1 g	0.76	0.75	0.86	0.96	0.63	0.67
天然 0.2 g	1.39	1.38	1.51	1.70	1.22	1.39

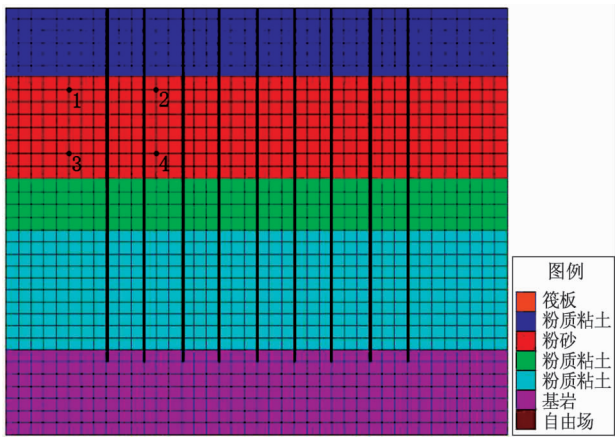


图 5 监测点位置示意图  
Fig. 5 Schematic diagram of the location of monitoring points

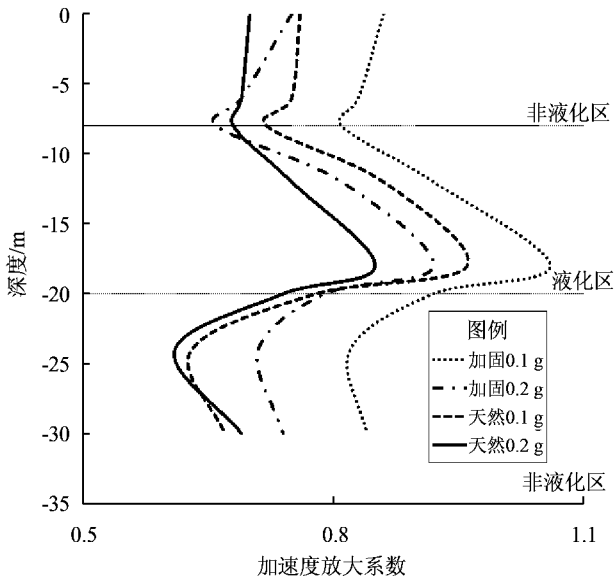


图 6 不同土层加速度放大系数包络线  
Fig. 6 Envelope of the acceleration amplification factor in different soil layers

总体来说加速度响应峰值产生的时刻都发生在所输地震波最大脉冲发生的时刻，在所取的输

入地震动和材料参数下，液化区域对加固液化砂土地基加速度影响明显。液化场地可使其上短周期结构（刚性结构）反应减小。

3.2 位移

表 4 给出了桩外附近的土体不同深度处位移峰值。其中位移峰值大多出现在 18 s 左右，位移的变化在 10 s 以前差异不是很明显，在 10 s 以后表现出了明显的差异，整体符合位移随深度的增加而减小的一般规律。从表中可以看出天然地基的位移要远大于相同地震动作用下加固地基的位移，可能是桩对地基的加固对于位移有了一定的约束作用。其中地基位移峰值表中各数据的负号代表为  $x$  向负方向。

表 4 位移峰值表  
Tab. 4 Peak of the displacement

工况	地表 /mm	地下 12 m /mm	地下 24 m /mm	地下 30 m /mm
桩基 0.1 g	-1.36	-1.30	-1.23	-1.02
桩基 0.2 g	-2.65	-2.55	-2.50	-2.36
天然 0.1 g	-3.32	-3.02	-2.42	-1.92
天然 0.2 g	-7.13	-6.42	-5.23	-4.09

3.3 液化

为了判断天然地基和桩基液化情况，在计算模型中选取不同单元的超孔压比值进行监测，分别得出在 0.10 g 和 0.20 g 峰值加速度下，砂土层不同部位的超孔压比值大小，如图 7 所示。

表 5 给出了地基的不同监测单元在不同加速度峰值下的超孔压比的数值情况，图 7 给出了不同加速度峰值下监测单元的超孔压比值曲线图，图 8 给出了 4 种工况下的液化区域图，由表 3、图 7 ~ 8 可知：在不同峰值加速度下，砂土层不同部位的超孔压比值不一样。根据理论通常是将粉土孔压比值为 0.68 以及粉砂土孔压比值为 0.87 作为土体

表 5 不同工况超孔压比峰值

Tab. 5 Peaks of excess pore pressure ratio in different conditions

工况	监测点 1	监测点 2	监测点 3	监测点 4
天然 0.1 g	0.766	0.750	0.505	0.479
天然 0.2 g	1.035	0.913	0.581	0.543
加桩 0.1 g	0.764	0.726	0.487	0.473
加桩 0.2 g	0.930	0.892	0.565	0.482



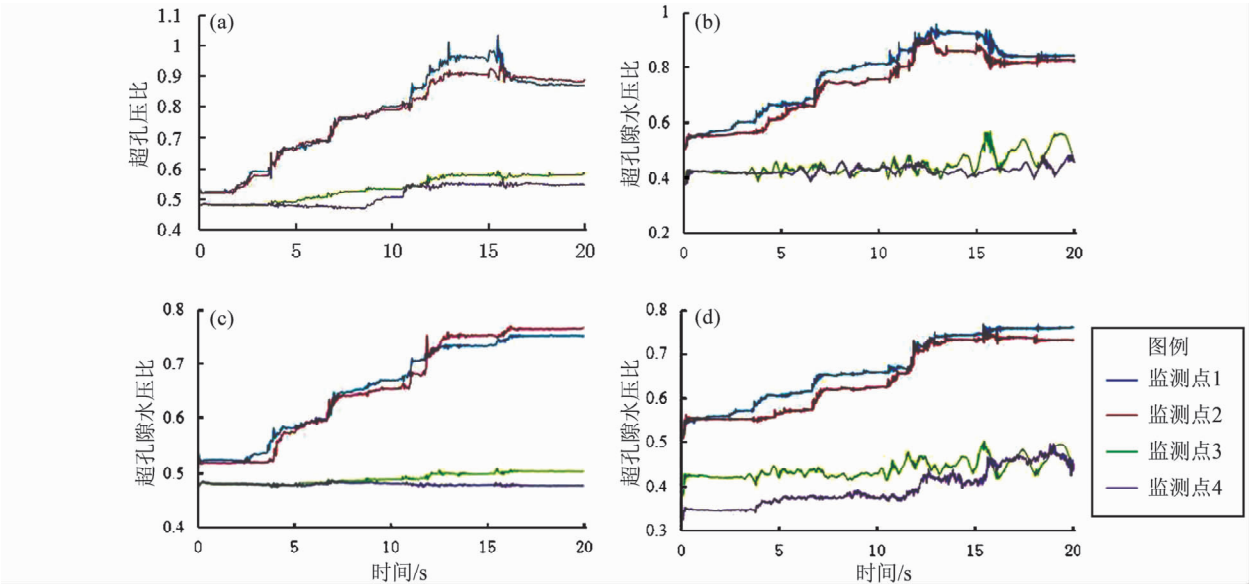


图 7 不同深度处超孔压比时程曲线

(a) 0.2 g 天然地基; (b) 0.2 g 桩基; (c) 0.1 g 天然地基; (d) 0.1 g 桩基

Fig. 7 Time history of the excess pore pressure ratio in different depths

(a) 0.2 g natural foundation; (b) 0.2 g pile foundation; (c) 0.1 g natural foundation; (d) 0.1 g pile foundation

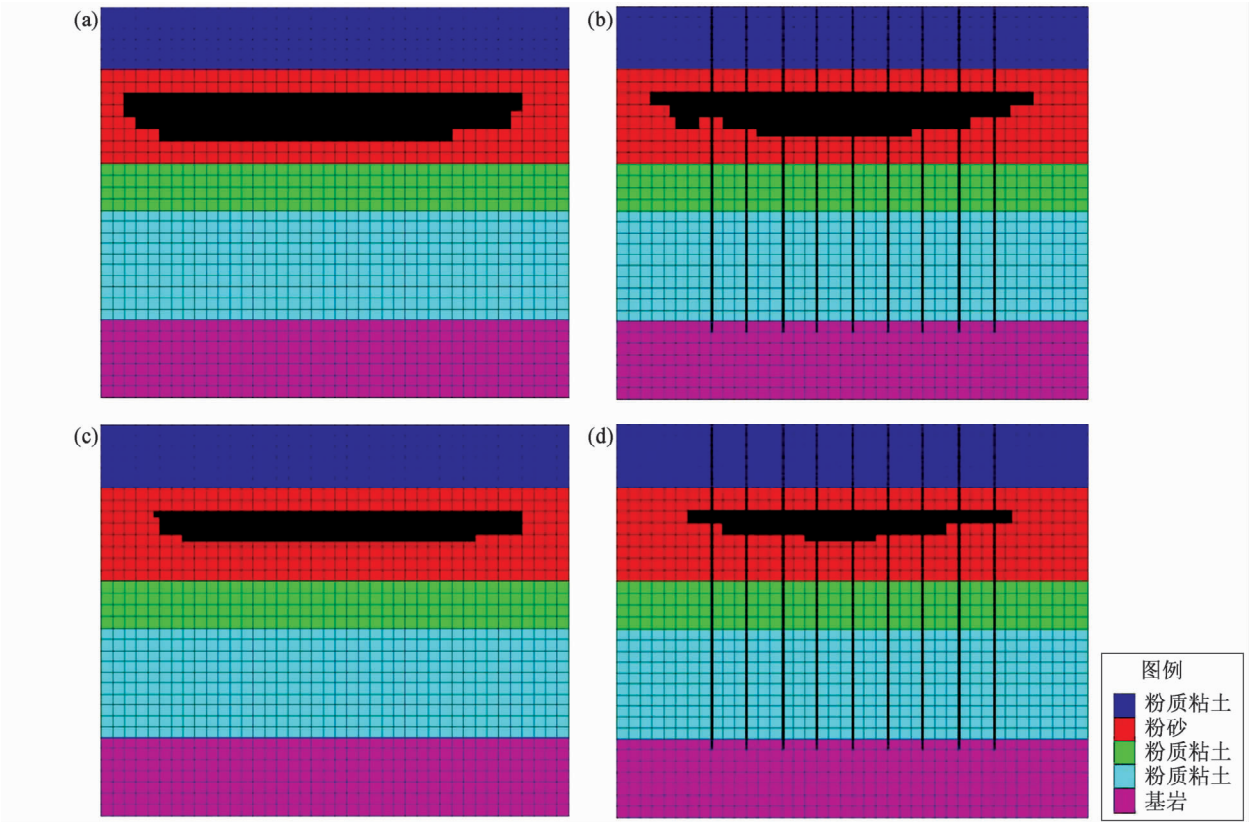


图 8 液化区域图

(a) 0.2 g 天然地基; (b) 0.2 g 加固地基; (c) 0.1 g 天然地基; (d) 0.1 g 加固地基

Fig. 8 Liquefied area chart

(a) 0.2 g natural foundation; (b) 0.2 g pile foundation; (c) 0.1 g natural foundation; (d) 0.1 g pile foundation

液化破坏开始的标志,但是考虑到本模型中砂土的特性,取孔压比值为 0.75 时作为液化的标志。在选取的监测单元中,0.10 g 峰值加速度下时,超孔压比值范围为 0.4~0.8,超孔压比超过 0.75 的单元比较少,说明砂土层液化区域较小,0.20 g 峰值加速度下时,超孔压比为 0.551,超孔压比值超过 0.75 的单元较前两者明显增多,砂土层液化的区域明显增大,砂土层下部液化区域也较明显,属于严重程度液化。

几种工况的土体超孔压比在砂土层上部即输出点 1 和 2,在 10 s 前均为缓慢增长,10~13 s 左右急剧增长,在 13 s 以后又归于平稳,在砂土层底部即输出点 3 和 4,超孔隙水压比变化不是很明显。其原因可能是随着土层的增加,土体的超孔压是不断增加的,但砂土层下部的土体的有效围压相对来说比较大,从而在一定范围内限制了该区域土体的超孔压比发展。

综合几种工况,不难比较得出靠近桩的 2 点和 4 点孔压比相对较小,更不易液化。其主要原因可能是桩间的土地在桩的加固作用下,其间土体的相对运动能力相对降低,土体结构受损伤程度较低,孔压的积累量也就比其他位置的土体的孔压小,不过液化程度差异不是很明显,由此可以发现桩对消除地基液化作用有限。

## 5 结论

本文借助三维有限差分软件 FLAC3D,通过数值模拟对地震液化前后加速度、位移以及桩基的液化情况进行系统分析,获得了对工程有一定指导意义的结论:

(1) 对于刚性结构,地震加速度在非液化层向上传播时呈放大趋势,但若遇液化层,液化层对地震波的传播有明显的削弱作用。

(2) 在相同地震动作用下,天然地基的超孔压比值超过 0.75 的单元略多于桩基,远离桩的土体单元超孔压比值超过 0.75 的单元略多于桩间的单元,桩对消除地基液化作用有限。

(3) 在 0.10 g 峰值加速度作用下,超孔压比值超过 0.75 的单元较少,在 0.20 g 峰值加速度作用下,超孔压比值超过 0.75 的单元明显增多。并且超孔压比值超过 0.75 的单元随深度的降低而逐渐减少。

## 参考文献:

- 陈育民,徐鼎平. 2008. FLAC/FLAC3D 基础与工程实例[M]. 北京:中国水利水电出版社.
- 黄群贤,林建华. 2004. 液化侧扩地基中桩基的有限元分析[J]. 华侨大学学报(自然科学版),25(3):328-330.
- 黄雨,八崎厚,张锋. 2005. 液化场地桩-土-结构动力相互作用的有限元分析[J]. 岩土工程学报,27(6):646-651.
- 李雨润,袁晓铭. 2004. 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,20(2):17-22.
- 张会荣,刘松玉. 2004. 地震液化引起的地面大变形对桥梁桩基的影响研究综述[J]. 防灾减灾工程学报,24(3):35-54.
- 张健民,王刚. 2004. 考虑地基液化后的桩-土动力相互作用分析[J]. 清华大学学报,44(3):29-32.
- Byrne P M, Park S S, Beauty M. 2003. seismic liquefaction; centrifuge and numerical modeling [C]//Richard, patrick, Christine, et al. FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics. Balkema A A Publishers, 321-333.
- Miura F, Stewart H E, O' rourke T D. 1991. The effects of liquefaction - induced lateral spreading on pile foundations[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 10(5):271-279.

## Analysis of Dynamic Response of Foundation with Rock – socketed Pile and its Seismic Liquefaction

XU Hao, WANG Guixuan, ZHAO Jie

(*Dalian University R&D Center of the Civil Engineering Technology, Dalian 116622, Liaoning, China*)

### Abstract

Three dimensional finite element difference software FLAC3D is used to establish the model for the foundation of the reinforced concrete pile piles. Then through the numerical simulation and systematic comparative analysis of the acceleration, displacement and the liquefaction situation of the foundation pile of the natural foundation model and pile foundation model before and after seismic liquefaction, we obtained the acceleration variation and the characteristic of foundation liquefaction in four conditions. The calculation results show that the propagation of acceleration in the non-liquefied layer is appear a trend of amplification, however, the propagation of seismic wave in the liquefied layer has the effect of significantly weakened. Under the same ground motion, the unit that the ratio of excess pore pressure of natural foundation exceeds 0.75 is more than that of pile foundation, and the effect of the pile on the eliminating the foundation liquefaction is limited. The obtained results can be used as a reference for the similar engineering cases.

**Key words:** natural foundation; pile foundation; acceleration; foundation; liquefaction; numerical simulation; FLA3D