DOI：10.16285/j.rsm.2023.1461

基于CFD-DEM方法的饱和砂土场地液化模拟研究

许文昊[1,2]，王志华[1,2]，申志福[1,2]，高洪梅[1,2]，刘殷强[1,2]，张鑫磊[1,2]

（1. 南京工业大学 岩土工程研究所，江苏 南京 211816；2. 河海大学 江苏省交通基础设施安全保障技术工程研究中心，江苏 南京 211816）

摘 要：砂土液化是常见的地震灾害，目前应用于研究砂土液化动力特性的室内试验以及模型试验还不能全面反映土体液化全过程。计算流体动力学（computational fluid dynamics，CFD）与离散元法（discrete element method，DEM）耦合模拟方法能够准确地模拟各类水土耦合问题。通过二次开发的 CFD-DEM 流固耦合模块实现离散元软件 PFC3D 与计算流体力学软件 OpenFOAM 之间的力学信息交互，利用颗粒水下自由沉降验证该方法的可行性。利用 PFC3D 软件模拟室内循环三轴试验标定出具有真实饱和砂土动力特性的数值砂样。根据已有的参数信息以及耦合模拟方法建立了饱和砂土的场地液化模型。模拟结果表明，离散元法能够复现室内砂土液化试验，标定参数可应用于场地液化模拟；单颗粒沉降速度与理论解一致验证了 CFD-DEM 耦合方法的准确性；峰值加速度 0.25*g* 下不同深度处土体均会发生液化，液化时超孔压比无法达到 1，超孔压累计值由浅层往深层递增；液化后土体强度自下而上逐渐恢复，再固结的场地土体结构呈现均匀化发展趋势。

关 键 词：砂土液化；CFD-DEM 耦合方法；颗粒自由沉降；场地液化模拟

中图分类号：TU 43 **文献标识码：**A **文章编号：**1000－7598 (2024) 08－2492－11

Simulation of saturated sand site liquefaction based on the CFD-DEM method

XU Wen-hao[1,2], WANG Zhi-hua[1,2], SHEN Zhi-fu[1,2], GAO Hong-mei[1,2],
LIU Yin-qiang[1,2], ZHANG Xin-lei[1,2]

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing, Jiangsu 211816, China;
2. Jiangsu Province Engineering Research Center of Transportation Infrastructure Security Technology, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 211816, China)

Abstract: Soil liquefaction is a prevalent seismic hazard. However, current indoor and model experiments studying the dynamic characteristics of sand liquefaction struggle to accurately represent the actual soil liquefaction process. The computational fluid dynamics (CFD) coupled with discrete element method (DEM) simulation method can accurately simulate various soil-water coupling problems. The CFD-DEM flow-solid coupling module facilitated the exchange of mechanical information between the commercial discrete element software PFC3D and the open-source computational fluid dynamics software OpenFOAM. The feasibility of this approach was confirmed through particle underwater free settling experiments. Calibration of numerical sand specimens with dynamic characteristics of real saturated sand was conducted using PFC3D software through simulated indoor cyclic triaxial tests. Based on the existing parameter information and the coupled simulation method, a site liquefaction model of saturated sand was established. The simulation results indicate that the discrete element method (DEM) can replicate indoor sand liquefaction experiments, and the calibrated parameters can be applied to site liquefaction simulations. The consistency between the settling velocity of individual particles and theoretical solutions validates the accuracy of the CFD-DEM coupling method. Under a peak acceleration of 0.25*g*, liquefaction occurs at various depths, and the ratio of excess pore pressure does not exceed 1 during liquefaction. The cumulative excess pore pressure increases from shallow layers to deep layers. After liquefaction, the soil strength gradually recovers from bottom to top, and the soil structure in the re-consolidated site shows a trend of homogenization.

Keywords: soil liquefaction; CFD-DEM coupling method; particle free settling; site liquefaction simulation

收稿日期：2023-09-26 录用日期：2023-12-21
基金项目：国家自然科学基金面上项目（No. 51678300，No. 52178336，No. 52108324）；江苏省高等学校自然科学研究重大项目（No. 18KJA560002）；江苏省高校“青蓝工程”中青年学术带头人；江苏省研究生科研与实践创新计划项目（No. KYCX22_1354）。
This work was supported by the General Program of National Natural Science Foundation of China (51678300, 52178336, 52108324), the Major Research Project in Natural Sciences for Higher Education Institutions of Jiangsu Province (18KJA560002), the Young Academic Leader in the “Qinglan Project” of Universities in Jiangsu Province and the Jiangsu Provincial Graduate Research and Practice Innovation Program (KYCX22_1354).
第一作者简介：许文昊，男，1997 年生，博士研究生，主要从事土动力学方面的研究工作。E-mail: yzxwh1997@163.com
通讯作者：高洪梅，女，1982 年生，博士，教授，主要从事土动力学与地基处理方面的研究和教学工作。E-mail: hongmei54@163.com

1　引　言

土体液化[1-2]是地震常引发的灾害现象，在地震作用下饱和土体失去抗剪强度发生大变形和不均匀沉降，导致上部结构破坏，造成严重灾害和人员伤亡，研究土体的液化机制与演化过程具有重要意义[3-4]。以往的重大地震事件如 2005 年的印度尼西亚地震[5]、2008 年的中国汶川地震[6]、2011 年东日本大地震等证明了液化会引起土体强度损失[7]。目前，关于砂土动力特性的主要研究手段有室内单元试验、大型模型试验[8-9]以及数值模拟方法。室内试验条件无法完全模拟实际场地的复杂地震荷载作用，不能全面反映真实场地的大尺度土体液化过程。振动台和离心机模型试验可以较为真实地模拟实际场地情况及复杂地震作用，但模型试验操作难度大，成本高，且边界效应的影响往往难以避免。现有的基于连续介质力学的有限元方法在工程领域中使用广泛，但无法完全模拟砂土的离散特性，特别是土体大变形问题。

离散元方法（discrete element method，DEM）是一种用于模拟颗粒物质运动的数值方法，可以较好地模拟砂土颗粒间的运动和相互作用，近年来被广泛用于砂土循环加载响应规律研究。Wang 等[10]通过 DEM 模拟不排水循环双轴压缩试验，发现在循环载荷下土体颗粒平均粒间距离（mean neighboring particle distance，MNPD）与土体剪应变呈线性关系，土体完全液化后，MNPD 存在临界值。魏星等[11]利用离散元模拟成功再现初始液化后的有限大剪切变形，分析并描述了液化过程中细观组构的演化。Huang 等[12]研究了砂土在循环液化过程中的结构退化现象，深入探讨了液化过程对砂土微观结构的影响。另外，离散元法可与计算流体力学方法（computational fluid dynamics，CFD）耦合来模拟大型场地的固-液相互作用问题。EL Shamy 等[13]首次将 CFD-DEM 耦合方法用于研究饱和松散堆积物的动力特性问题，给出其在不同加载条件下的宏观与微观力学特性之间的关系，可为工程和地质领域的应用提供更精确地分析和预测。Ma 等[14]通过 CFD-DEM 耦合方法模拟研究了粗砂渗流的微观行为、颗粒间的相互作用以及宏观流体力学特性。陈闻潇等[15]利用 CFD-DEM 耦合方法模拟了水下滑坡的演化规律，讨论该方法在水下滑坡研究领域的潜在应用价值。砂土液化问题是典型的水土耦合问题，大变形是砂土液化的典型特征，CFD-DEM 耦合方法模拟水土耦合作用的大变形问题具有显著优势。

本文利用离散元软件 PFC3D 复刻室内循环三轴试验，调试出具有真实饱和砂土动力特性的数值砂样。利用二次开发的 CFD-DEM 耦合模块实现 OpenFOAM 与 PFC3D 耦合求解功能，验证该耦合方法的可行性，并开展饱和砂土的循环剪切液化特性研究，模拟分析饱和砂土场地液化问题。

2　CFD-DEM 耦合基本原理

CFD-DEM 流固耦合方法求解理论主要分为流体相求解、颗粒相求解以及流体-颗粒耦合作用求解 3 个部分。

2.1　流体相控制方程

在欧拉框架下通常假设流体相是不可压缩的，在流体-颗粒相互作用系统中，整体遵循 Tsuji 等[16]提出的粗网格流体-颗粒耦合数值分析体系。流体相的控制方程一般是由 Anderson 等[17]提出的连续性方程和局部平均的 N-S 方程构成：

$$\frac{\partial n}{\partial t}+\nabla\cdot(n\vec{v})=0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial n\vec{v}}{\partial t}+\nabla\cdot(n\vec{v}\vec{v})=-\frac{n}{\rho_{\mathrm{f}}}\nabla p-\frac{n}{\rho_{\mathrm{f}}}\nabla\cdot(\mu\nabla\vec{v})+n\vec{g}+\frac{\vec{f}_{\mathrm{int}}}{\rho_{\mathrm{f}}} \tag{2}$$

式中：$\vec{v}$ 为流体速度矢量（m/s）；ρ_{f} 为流体密度（kg/m^3）；p 为流体压力（Pa）；t 为时间（s）；$\vec{g}$ 为重力加速度（m/s^2）；n 为流体单元孔隙率；μ 为流体动力黏度（Pa·s）；$\vec{f}_{\mathrm{int}}$ 为位于流体单元中的全部颗粒作用于该流体单元单位体积上的总作用力（N）。

n 和 μ 分别由式（3）和式（4）求得：

$$n=\frac{V_{\mathrm{t}}-V_{\mathrm{s}}}{V_{\mathrm{t}}} \tag{3}$$

$$\mu=\rho_{\mathrm{f}}\mu_k \tag{4}$$

式中：V_{t} 为单个流体网格的体积（m^3）；V_{s} 为流体网格内所包含颗粒的总体积（m^3）；μ_k 为流体运动黏度（Pa·s）。

$\vec{f}_{\mathrm{int}}$ 由下式求得：

$$\vec{f}_{\mathrm{int}}=\frac{\sum_i^n\vec{f}_{\mathrm{d}}^{\,i}}{V_{\mathrm{t}}} \tag{5}$$

式中：$\vec{f}_{\mathrm{d}}^{\,i}$ 为流体单元中第 i 个单颗粒所受的流体拖曳力（N），具体求解方法见 2.3 节。

2.2　颗粒相控制方程

在 CFD-DEM 耦合方法中，颗粒相由牛顿运动

定律控制，在拉格朗日框架下的微观尺度上使用 DEM 方法进行数值求解。颗粒相控制方程主要由式（6）平动方程与式（7）转动方程构成，其形式如下：

$$\frac{\partial \vec{u}}{\partial t}=\frac{\vec{f}_{\mathrm{mech}}+\vec{f}_{\mathrm{fluid}}}{m_{\mathrm{p}}}+\vec{g} \tag{6}$$

$$\frac{\partial \vec{\omega}}{\partial t}=\frac{\vec{M}_{\mathrm{p}}}{I_{\mathrm{p}}} \tag{7}$$

式中：$\vec{u}$ 为颗粒平动速度矢量；$\vec{f}_{\mathrm{fluid}}$ 为流体作用在颗粒上的作用力（N），具体求法见 2.3 节；m_{p} 为颗粒质量（kg）；$\vec{\omega}$ 为颗粒角速度矢量（rad/s）；$\vec{M}_{\mathrm{p}}$ 为颗粒所受接触力矩（N·m）；I_{p} 为颗粒转动惯量（kg·m^2）；$\vec{f}_{\mathrm{mech}}$ 为颗粒所受机械力，可表示为

$$\vec{f}_{\mathrm{mech}}=\vec{f}_{\mathrm{c}}+\vec{f}_{\mathrm{nc}}+\vec{f}_{\mathrm{a}} \tag{8}$$

式中：$\vec{f}_{\mathrm{c}}$ 为颗粒间接触力（N）；$\vec{f}_{\mathrm{nc}}$ 为粒间非接触力（N）；$\vec{f}_{\mathrm{a}}$ 为外附加力（N）。

2.3 流体–颗粒耦合控制方程

流体作用于颗粒上的作用力 $\vec{f}_{\mathrm{fluid}}$ 由流体拖曳力 $\vec{f}_{\mathrm{d}}$ 和流体压力引起的作用力 $\vec{f}_{\mathrm{p}}$ 两部分构成。

颗粒所受的总流体拖曳力 $\vec{f}_{\mathrm{d}}$ 采用式（9）进行计算：

$$\vec{f}_{\mathrm{d}}=\vec{f}_{\mathrm{d0}}n^{-\chi} \tag{9}$$

式中：$\vec{f}_{\mathrm{d0}}$ 为单个颗粒所受的流体拖曳力（N）；n 为颗粒所在的流体单元的孔隙率；χ 为考虑局部孔隙率的修正系数，可以保证流体拖曳力在高孔隙率至低孔隙率范围内的求解准确性，同时也能保证在大雷诺数环境下流体求解的稳定性[18-19]。

单颗粒拖曳力 $\vec{f}_{\mathrm{d0}}$、修正系数 χ 分别由式（10）和式（11）表示：

$$\vec{f}_{\mathrm{d0}}=\frac{1}{2}C_{\mathrm{d}}\rho_{\mathrm{f}}\pi r\left|\vec{v}-\vec{u}\right|\left(\vec{v}-\vec{u}\right) \tag{10}$$

$$\chi=3.7-0.65\exp\left(-\frac{(1.5-\lg Re_{\mathrm{p}})^2}{2}\right) \tag{11}$$

式中：C_{d} 为拖曳力系数；r 为颗粒半径；Re_{p} 为颗粒雷诺数。PFC 软件中采用的拖曳力系数以及雷诺数分别为

$$C_{\mathrm{d}}=\left(0.63+\frac{4.8}{\sqrt{Re_{\mathrm{p}}}}\right)^2 \tag{12}$$

$$Re_{\mathrm{p}}=\frac{2\rho_{\mathrm{f}}r\left|\vec{v}-\vec{u}\right|}{\mu} \tag{13}$$

流体压力引起的作用力 $\vec{f}_{\mathrm{p}}$ 包括流体浮力 $\vec{f}_{\mathrm{buo}}$（N）和压力梯度力 $\vec{f}_{\nabla p}$（N），分别为

$$\vec{f}_{\mathrm{buo}}=-V_{\mathrm{p}}\rho_{\mathrm{f}}\vec{g} \tag{14}$$

$$\vec{f}_{\nabla p}=V_{\mathrm{p}}\nabla p \tag{15}$$

式中：V_{p} 为流体单元内颗粒体积（m^3）；∇p 为流体压力梯度矢量（Pa）。

综上所述，流体作用于颗粒上的作用力 $\vec{f}_{\mathrm{fluid}}$ 为

$$\vec{f}_{\mathrm{fluid}}=\vec{f}_{\mathrm{d}}+\vec{f}_{\mathrm{p}}=\vec{f}_{\mathrm{d0}}n^{-\chi}+V_{\mathrm{p}}(-\rho_{\mathrm{f}}\vec{g}+\nabla p) \tag{16}$$

3 CFD-DEM 耦合流程与算法验证

3.1 CFD-DEM 耦合流程

CFD-DEM 耦合通过计算流体力学求解软件 OpenFOAM 与离散元计算软件 PFC3D 联合求解实现。CFD-DEM 耦合算法的基本流程如图 1 所示，具体过程如下：利用 PFC3D（DEM）端自带的 CFD 模块求解每个流体单元孔隙率以及拖曳力，通过二者的信息交互平台–TCP socket 接口来实现交互耦合，将孔隙率、拖曳力、计算时步等信息传递到 OpenFOAM（CFD）求解器进行流体求解，OpenFOAM 将求解的流体压力信息、压力梯度信息以及流速信息通过交互接口再返回 DEM 模块，以此循环往复实现耦合求解。

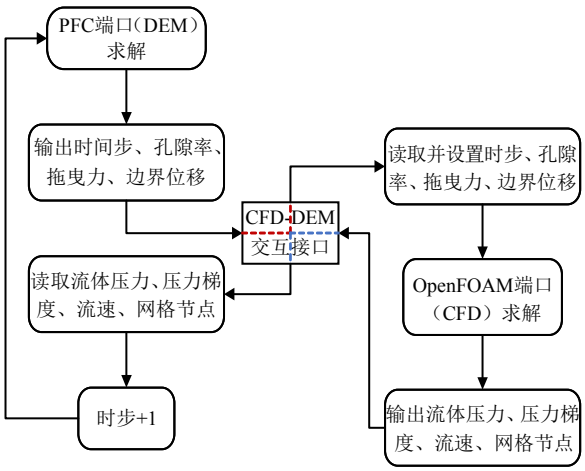


图 1 CFD-DEM 耦合流程

Fig.1 Flow path of coupled CFD-DEM method

3.2 CFD-DEM 耦合算法验证

鉴于本研究中对饱和土体液化建模的复杂性，模拟高黏度流体中颗粒沉降以验证开发的 CFD-DEM 耦合模块数值求解的可靠性。

单颗粒沉降模型如图 2 所示。流体域尺寸为 30 mm× 30 mm×60 mm，流体域六面为不透水边界，流体密度为 1 000 kg/m^3、动力黏度为 5.0 Pa·s。在流体域内设置密度为 2 000 kg/m^3，直径 D 分别为 1.0、1.5 mm 和 2.0 mm 的单球颗粒，在自由重力加速度下运动 0.8 ms。

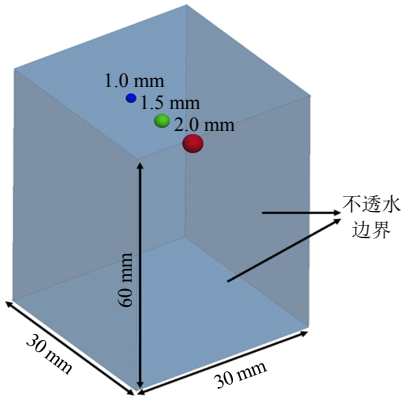


图 2　单颗粒沉降模型

Fig.2　A single particle sedimentation test model

根据模型初始条件，由于球颗粒体积远小于流体单元体积，故假设流体单元孔隙率 $n_a \approx 1$。球形颗粒在高黏度流体中受到流体浮力以及拖曳力，其运动方程如式（17）所示：

$$\frac{4}{3}\pi r^3 \rho_p \frac{\mathrm{d}u_z}{\mathrm{d}t} = \frac{4}{3}\pi r^3(\rho_p - \rho_f)g - \frac{1}{2}\pi r^2 \rho_f C_d u_z^2 \tag{17}$$

式中：r 为球颗粒半径（m）；ρ_p 为球颗粒密度（kg/m^3）；u_z 为球颗粒瞬时速度（m/s）。

对式（17）进行推导可得

$$u_z(t) = \frac{2r^2(\rho_p - \rho_f)g}{9\mu_f}\left(1 - \mathrm{e}^{-\frac{9\mu t}{2r^2\rho_p}}\right) \tag{18}$$

式（18）为球颗粒在高黏度流体中沉降瞬时速度的解析解。由于流体动力黏度 $\mu = 5$，可对式（18）进一步化简得到球颗粒最终的稳定速度为

$$u_z(t) = \frac{2r^2(\rho_p - \rho_f)g}{9\mu_f} \tag{19}$$

图 3 给出了初始流体重力平衡条件下单颗粒沉降速度的解析解与 CFD-DEM 耦合数值解，可以看出，3 个粒径的单颗粒沉降速度的数值解和解析解基本吻合，验证了本研究编写的 CFD-DEM 耦合模块数值分析的有效性和可靠性。

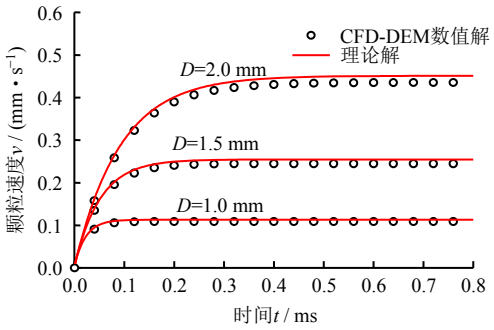


图 3　单颗粒沉降速度解析解与 CFD-DEM 耦合解比较

Fig.3　Comparison between the analytical and CFD-DEM coupling results for the settling velocities of single particle

4　基于 CFD-DEM 耦合的饱和砂土场地液化模拟

4.1　离散元三轴模拟及参数标定

本文采用宏微观相结合、试验与离散元模拟相结合的思路研究饱和土的循环剪切液化特性。选取南京细砂作为试验对象，利用其动力特性做参数标定调试出动力响应近似真实饱和砂土的数值砂样。需注意的是，离散单元的模拟旨在标定出具有饱和砂土动力特性的数值砂样，其动力响应能够符合试验饱和砂土动力响应走势，并非完全复刻某种真实土体。南京细砂颗粒以片状为主，主要物理性质指标列于表 1，其中 C_u 为不均匀系数，C_c 为曲率系数，d_{50} 为平均粒径，e_{max} 为最大孔隙比，e_{min} 为最小孔隙比，d_s 为相对密度。采用南京工业大学自行研制的 DSZ-1 动三轴仪对南京细砂进行循环三轴试验，试验采用应力控制加载，施加的轴向循环荷载波形为正弦波，频率为 0.1 Hz，有效固结围压 σ_c' 为 100 kPa，施加的循环剪应力比为 0.18。

表 1　试验土样物理性质指标

Table1　Physical property indices of tested soils

土样	C_u	C_c	d_{50} / mm	e_{max}	e_{min}	d_s
南京细砂	2.09	1.05	0.16	1.14	0.62	2.70
数值试样	1.82	0.89	0.18	—	—	2.65

离散元数值模拟采用三维离散元软件 PFC3D 来进行，其模型示意如图 4 所示。数值试样在六面相互正交的墙体组成的正六面体（*XYZ* 坐标系中，*X* 向为横向，*Y* 向为纵向，*Z* 向为竖向）中按照特定级配随机生成一定数量的颗粒集群并充满整个区域；通过对六面墙体的控制来完成试样的固结；控制竖向墙体实现试样加载。

离散元模拟中无法直接模拟孔隙水，因此试样

的不排水条件是通过控制试样整体体积不变来实现的，并将主应力的降低等效为孔隙水压力的作用效果。试样尺寸为 3.53 mm×3.52 mm×3.54 mm，数值砂样颗粒均为球形颗粒，颗粒数量为 13 045 颗，颗粒间接触模型为抗转动接触模型，纯颗粒密度 ρ 为 2 650 kg/m^3，细观参数经过参数标定取值分别为：颗粒间摩擦系数为 0.5，抗转动系数为 0.15，接触模量为 200 MPa，法向与切向刚度比为 2.0，法向与切向接触黏滞阻尼比均为 0.2。南京细砂和数值砂样的级配曲线如图 5 所示，可以看出，数值试样颗粒级配与南京细砂基本吻合。南京细砂相对密实度为 50%，由于数值砂样不易确定最大、最小孔隙比，且离散元球粒与片状南京细砂有所区别，经过多次试参后，数值砂样在控制孔隙比 $e=0.696$ 时其力学性质接近南京细砂强度。成样后的数值砂样物理性质指标见表 1。其加载工况与南京细砂一致。

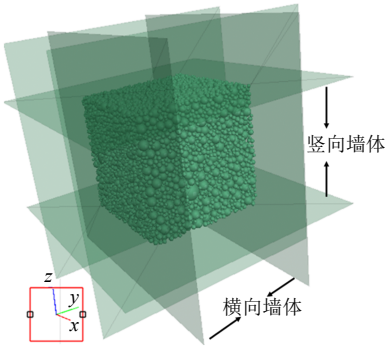


图 4 三轴离散元模型示意图

Fig.4 Schematic diagram of triaxial DEM model

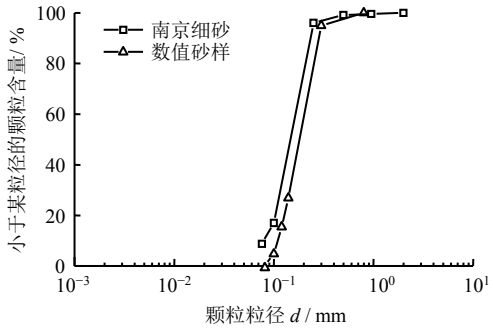


图 5 土体级配曲线

Fig.5 Grading curves of tested soils

图 6 给出了南京细砂、数值砂样在初始阶段、液化阶段（试样孔压比达到 0.99）和液化发展阶段的应力-应变特征：初始阶段剪应力-剪应变非线性较弱，滞回圈面积小；试样临近初始液化时，剪应力-剪应变的非线性明显增强，滞回圈面积不断增大；随后进一步加载，每一循环产生的剪应变幅值明显增大，各试样应力-应变曲线具有相同的形态特征。试验和数值模拟均表明，随着液化的发展，试样强度逐渐减小。

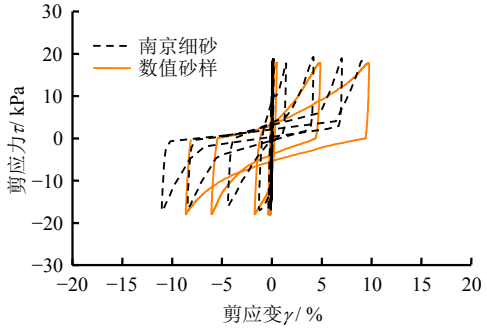


图 6 土体循环加载下的应力-应变曲线

Fig.6 Stress-strain curves of soils under cyclic loading

图 7 给出了循环加载下南京细砂和数值砂样的有效应力路径，可以发现，南京细砂的平均有效应力随着振次的增加缓慢减小，偏应力上下等幅波动；临近液化时，有效应力减幅增大，偏应力幅值相对稳定。在液化点附近，有效应力发展成蝶翅形。离散元数值试样有效应力发展规律与南京细砂类似，区别在于，施加反向荷载时，南京细砂有效应力有些许增长，而数值砂样的有效应力则持续降低。

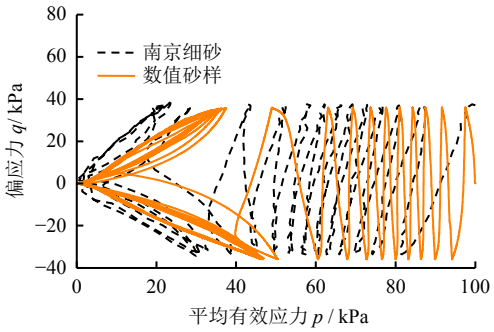


图 7 土体循环加载下的有效应力路径

Fig.7 Effective stress paths of soils under cyclic loading

值得注意的是，该数值砂样只有在控制特定的孔隙比后，其动力特性才与同工况下南京细砂接近，若模拟试样孔隙比存在随机性，在不同的工况下数值砂样的动力响应在孔压、应变发展形式上与南京细砂等饱和砂土类似，但无法在液化振次上统一，所以该细观参数难以满足对特定砂土的敏感性分析。

对细观参数的适用性进行简单的验证，如图 8 为不同工况下数值砂样的轴向应变发展曲线（南京

细砂简称 NJS，数值砂样简称 SZS），从图中可以看出，不同工况条件下的数值砂样动力特性均与试验饱和砂土近似，因此原文中的细观参数具有一定的适用性，由于篇幅原因此处验证不过多赘述。

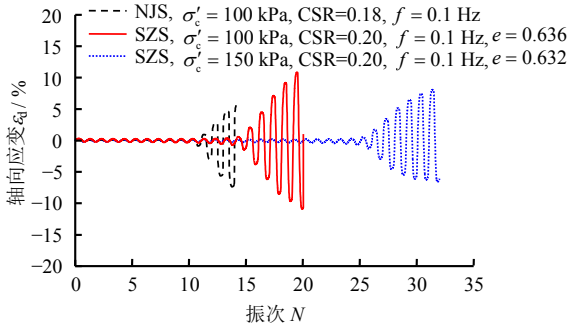


图 8　土体循环加载下的轴向应变

Fig.8　Axial strain of soils under cyclic loading

利用 PFC3D 模拟的数值试样在循环荷载下的动力响应接近真实饱和砂土，说明本研究建立的离散元模型能成功复刻饱和砂土室内试验现象。

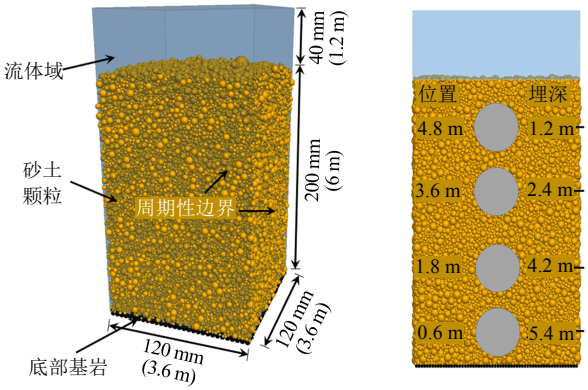
4.2　饱和砂土场地液化模拟

根据 4.1 节的参数标定结果建立饱和砂土液化场地模型。在离散元计算中，为减少算力通常放大颗粒来替代真实土体颗粒，在结构不变的情况下，模拟结果不变[20]；同时为了保证流体计算的稳定性，重力加速度不宜过大。故对重力加速度放大 30 倍，原型尺寸为 6.0 m×3.6 m×3.6 m 的场地模型缩尺为 200 mm×120 mm×120 mm，场地模型见图 9(a)，同时颗粒尺寸在原有级配上放大 20 倍。模型侧向采用周期性边界，底部为刚性边界以模拟半无限场地。砂土颗粒随机生成并在重力下完成沉积。橙色球粒为砂土颗粒，颗粒级配如图 5 所示，底部黑色球粒为输入激振作用的刚性基岩，粒径为 2 mm。模型流体域尺寸为 240 mm×120 mm×120 mm，网格单元尺寸为 15 mm×15 mm×15 mm，流体域顶部与底部边界为不透水零压力梯度边界，横向四面边界为周期性边界，流体域内所有单元初始为静水状态；流体动力黏度为 0.001 Pa·s，为满足雷诺数不变，依据相似性原理[21]，数值模型中流体动力黏度放大为 0.60 Pa·s，建模参数详见表 2。在场地不同深度处布置了 4 个测点用于监测土体的加速度、超孔压、竖向有效应力、剪应力、剪应变等。测点处土体应力状态与应变状态可分别由应力张量 $\boldsymbol{\sigma}_{ij}$ 、$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}$ 表示：

$$\boldsymbol{\sigma}_{ij}=\begin{bmatrix}\sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz}\\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz}\\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz}\end{bmatrix} \tag{20}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}=\begin{bmatrix}\varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz}\\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz}\\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz}\end{bmatrix} \tag{21}$$

式中：$i,j=x,y,z$（对应于场地模型中的 3 个坐标轴方向），矩阵中主对角线上的元素分别为 X、Y、Z 主平面上的主应力与主应变，其余参量分别为各个面上的剪应力与剪应变。场地测点处的竖向有效应力为 σ_{zz}；由于激振的方向为 X 轴，统计的剪应力为 τ_{xz}，剪应变为 ε_{xz}。测点处所测值皆为测点范围内的平均值，场地响应观测点位置如图 9(b)所示。



(a) 场地模型图　　(b) 测点布置示意图

图 9　饱和砂土场地模型及观测点位置图

Fig.9　Saturated sand site model and observation point distribution

表 2　数值模型参数

Table 2　The parameters for numerical model

DEM								CFD	
颗粒数量/个	接触模量 / MPa	法向和切向刚度比	法向/切向阻尼比	摩擦系数	抗转动摩擦系数	颗粒密度 / (kg·m^{-3})	模拟时步 / 10^{-6} s	流体密度 / (kg·m^{-3})	模拟时步 / 10^{-5} s
106 113	200	2.0	0.2	0.5	0.2	2 650	1.0	1 000	1.0

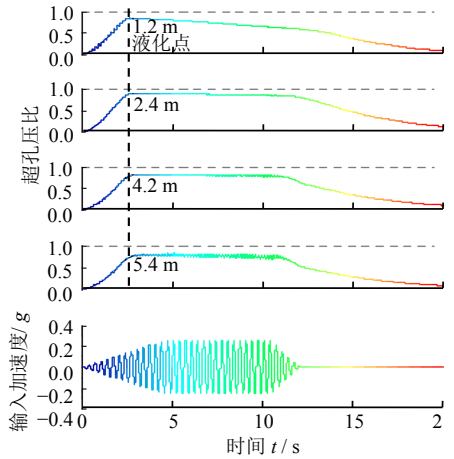
图 10 给出了激振荷载曲线以及各观测点处的超孔压比和竖向有效应力时程曲线，其中超孔压比 u_{excess} 的公式为

$$u_{\text{excess}}=P_{\text{excess}}/\sigma_{zz} \tag{22}$$

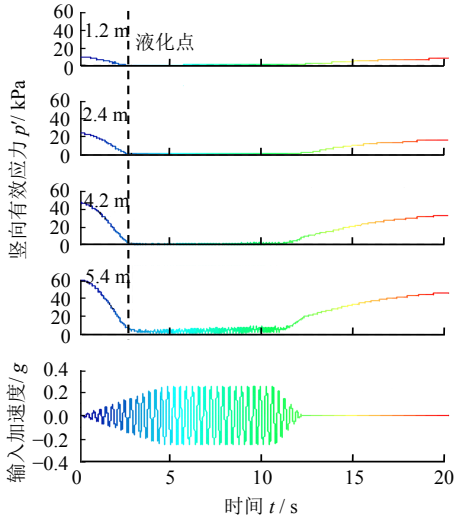
式中：P_{excess} 为超孔隙水压力。可以看出，场地不同深度处的超孔压比在激振荷载下与室内单元试验的

现象有所区别，场地土体的超孔压比未达到 1，但有效应力已降为 0，表明此时的土体已经发生液化。根据耦合力公式（15）可以看出，颗粒所受流体作用力主要由渗流所产生的拖曳力以及超孔隙水压力产生的压力梯度力构成，前者为动态力，与流速差有关，后者为静态力，与孔隙体积变化有关。若超孔压比达到 1，则表明土体内超孔隙水压力产生的压力梯度力与有效自重应力相抵消，由流速差产生的拖曳力不发挥作用，此时水、土之间流速差为 0，土体内部不存在渗流；若是小于 1 则代表了拖曳力与压力梯度力共同承担了土体的自重应力，水、土之间存在一定的流速差，此时土体内部依旧存在渗流，这便是饱和砂土超孔压比无法达到 1 却能发生液化的内在原因。

如图 10 所示，各深度处土体在同一时刻发生液化。浅处土体超孔压比达到峰值后便逐渐消散，而较深土体在持续激振过程中超孔压比消散较慢，而在激振结束后消散加快，最终超孔压都消散至趋于 0。



(a) 超孔压比



(b) 竖向有效应力

图 10 各测点处土体超孔压比及竖向有效应力时程曲线

Fig.10 Time histories of excess pore water pressure ratio and vertical effective stress at selected depths

不同时刻流场尺度超孔压的发展如图 11 所示，在加载初期土体发生初始液化前（0～2.5 s），各深度处土体的超孔压迅速发展，相同深度不同位置处土体的超孔压大小相近，相同时刻超孔压的累积值呈现由浅层土体往深层土体递增的趋势；在持续激振（2.5～10 s）过程中各深度处土体的超孔压发展有少许波动但基本保持稳定；激振衰减阶段（10～12 s），各深度处土体的超孔压有明显的消散趋势；12 s 后激振消失，超孔压大幅消散，到 18 s 时，由浅层土往深层土体超孔压只有少许残留。

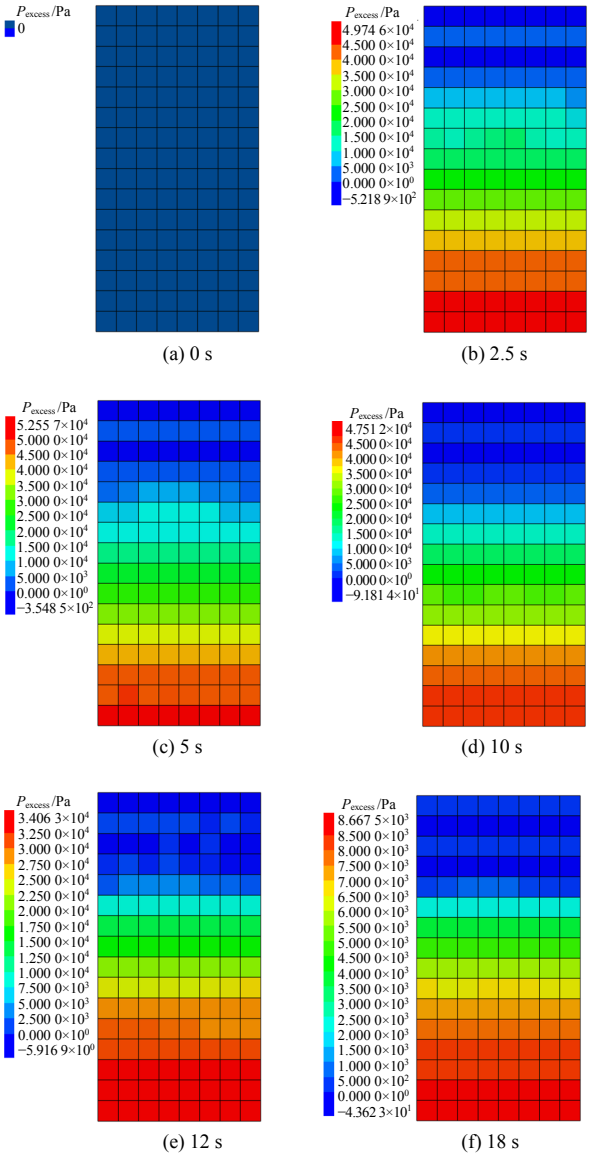


图 11 不同时刻场地超孔隙水压力的发展

Fig.11 Development of site excess pore pressure at different times

各深度土体的加速度时程如图 12 所示，激振初

期，各土层加速度呈现增长趋势，深部土体加速度增长幅值明显高于浅部土体。激振到 1.3 s 时，深度 1.2 m 与 2.4 m 处土体加速度幅值开始减小，在 2.5 s 附近液化且加速度基本消失，后续持续激振中加速度存在轻微波动；4.2 m 深度处土体加速度幅值在 2.5 s 时开始降低，后续激振仍能保持一定的加速度；深部（5.4 m 处）土层的加速度时程与浅层土体区别明显，液化后深层土体加速度随激振的进行仍呈现增长趋势。随着激振的消失，各土层的加速度也几乎同时消失。

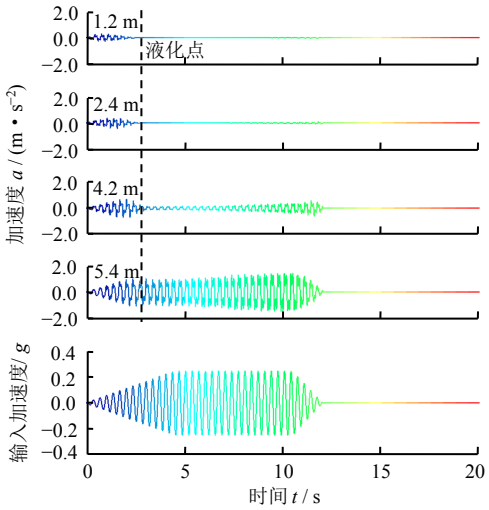


图 12　各测点处土体加速度时程曲线

Fig.12　Time histories of horizontal acceleration at selected depths

各测点处土体循环剪应力-剪应变曲线如图 13 所示（由于剪应力、剪应变只在加载期间有明显变化，故色带取为 12 s），浅处土体（1.2、2.4 m）剪

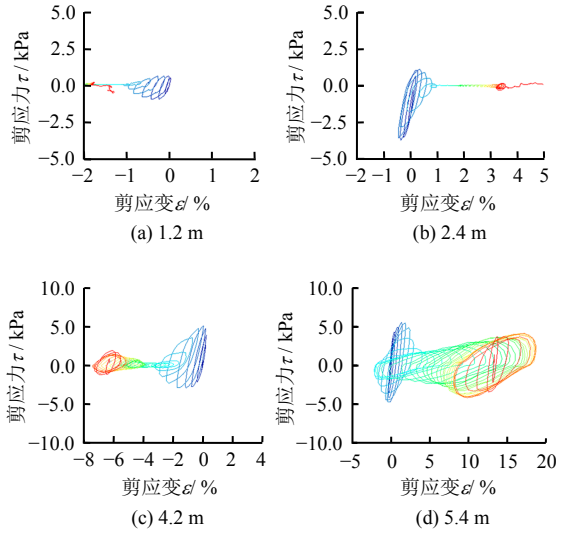


图 13　各测点处土体剪应力-剪应变曲线

Fig.13　Curves of shear stress-shear strain at selected depths

应力先增大后衰减，完全液化后剪应力几乎衰减为 0；深部土体（4.2、5.4 m）在液化前剪应力持续衰减，液化后剪应力幅值保持一定水平，土体累积塑性剪应变显著增大，土体因此产生了大变形。

图 14 给出了各深度处土体应力路径时程曲线，可以看出，在激振过程中各土层有效应力都达到了 0，即都发生液化。液化后较深土体有效应力与室内单元试验结果较为类似，应力路径呈蝶翅形。相对于浅部土体，液化后剪切作用更加明显。在动荷载衰减阶段，有效应力有一定程度的恢复，且从深部至地表，有效应力恢复具有一定滞后性，这与超孔压的消散模式相一致。

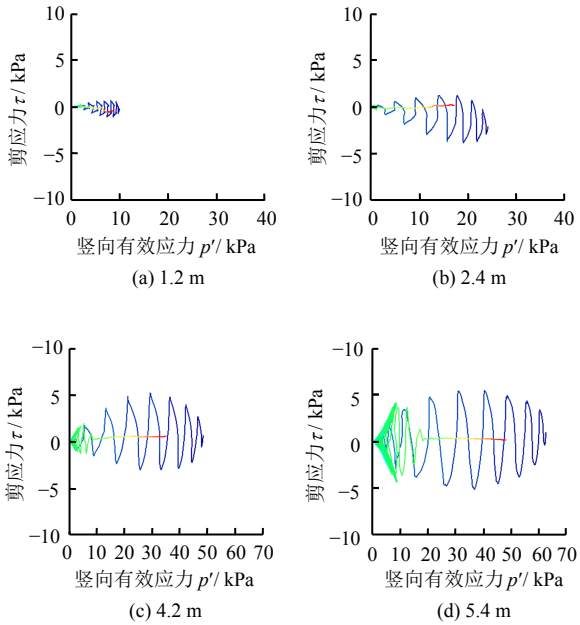


图 14　各测点处土体有效应力路径时程曲线

Fig.14　Time histories of effective stress path at selected depths

图 15 给出了液化过程中各深度处土体颗粒间平均配位数的发展过程，配位数代表颗粒间平均接触数量[10]。加载初期，各深度处土体颗粒配位数逐渐降低，邻近液化时，配位数急剧下降，可见液化前土颗粒内部结构性比较完整，液化后土体内部结构破坏剧烈。液化后，除了深部土体，其余深度处土体颗粒配位数在持续激振中逐渐上升，但在激振结束（12 s）后配位数又急剧下降，土体越接近地表该现象越明显。然而发生液化后土体有效应力为 0，可见在激振过程中，土颗粒之间会重新形成接触，但此时的接触力很弱，不具备结构性。对于深部土体（5.4 m 处）在初始液化后平均配位始终平稳地保持较低值，且在加载结束后配位数恢复情况明显

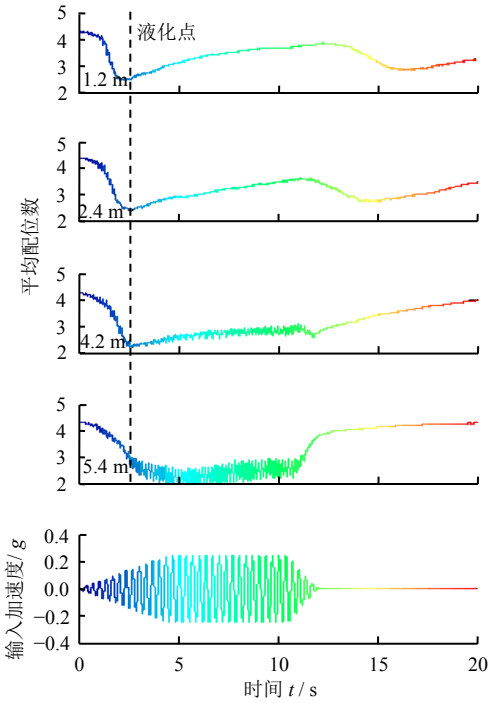


图 15 各测点处土体颗粒平均配位数时程曲线

Fig.15 Time histories of average coordination number at selected depths

快于其余土层，这说明液化后颗粒间位置的重组（再固结）是由深层向浅层逐渐完成的。

图 16 为场地土颗粒间接触力链的发展过程。力链是颗粒间接触力的表征形式，力链粗细代表力链强度大小，其演化过程能够反映土体在激振过程中能量传递路径以及内部结构变化。由图 16 可以看出，从激振开始到初始液化，大部分颗粒间接触力链消失，在液化时（2.5 s），除深部土体颗粒保持少许的强力链，其余土体颗粒间仅存在少许弱小力链，土骨架强度基本消失，土层间联系十分微弱。在 2.5～5 s 时，土颗粒力链数量进一步减少，整个土层力链基本消失。在 10～12 s 时，输入激励逐渐减弱，中下部土体颗粒力链数量有了明显恢复，此时耦合力减小，颗粒逐渐脱离“悬浮”状态，因此颗粒间接触力缓慢增加。激励结束后土体间颗粒接触重新调整，接触力链分布较为均匀，整体强度显著恢复，与初始固结状态中存在些许“粗大”的强力链有明显区别，表明土体液化后再固结土体结构变得更加均匀。

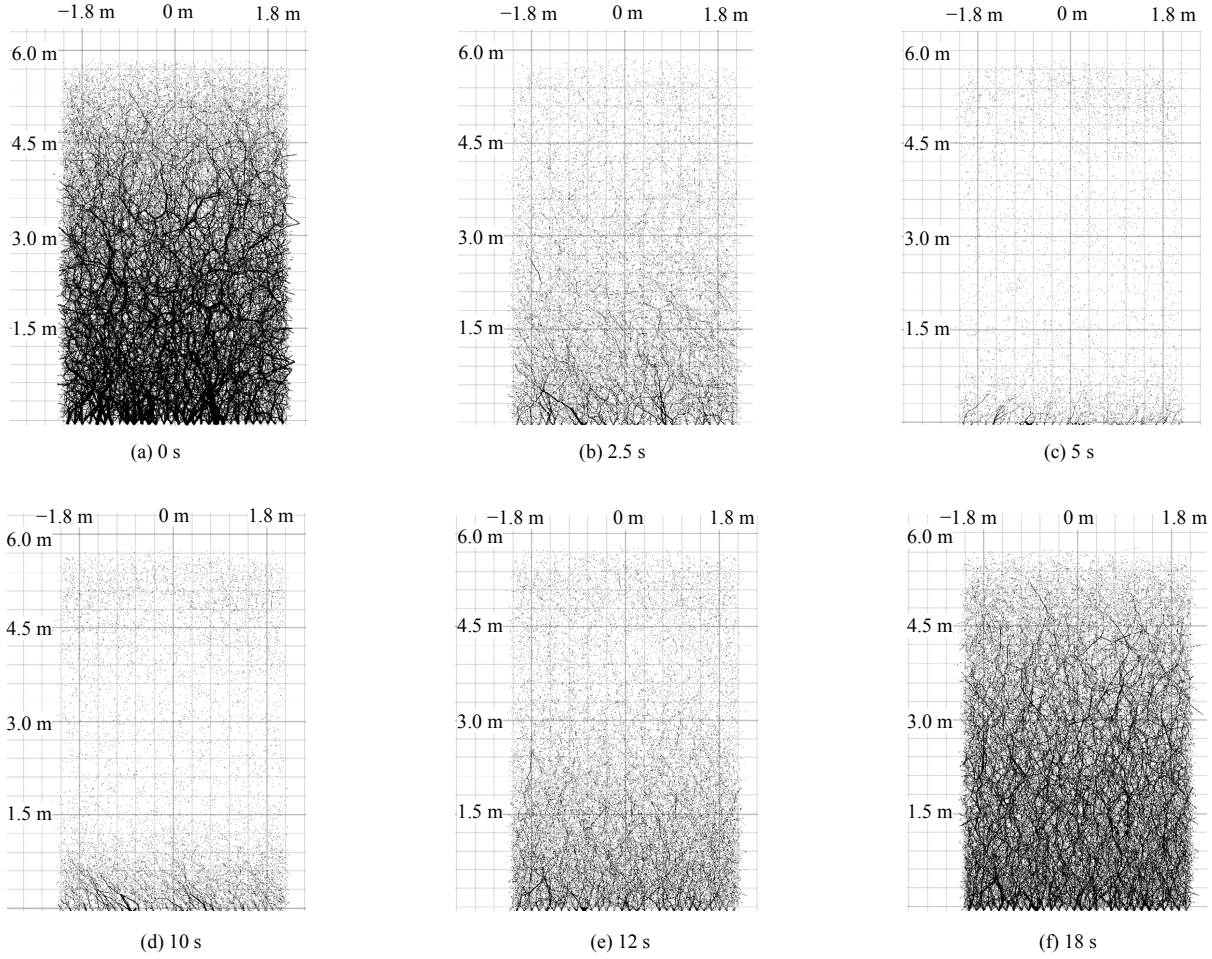


图 16 不同时刻土颗粒力链的发展

Fig.16 Development of soil particle force chains at different moments

5 结 论

本文利用离散元方法制备了具有饱和砂土动力特性的数值砂样，并与计算流体力学方法耦合复刻了饱和砂土场地液化的过程，得到以下结论：

（1）利用开发的 CFD-DEM 耦合模块实现了颗粒相与流体相的耦合求解，利用单颗粒沉降模拟验证了耦合求解的有效性和可靠性。

（2）离散元数值砂样经参数标定后动力特性接近饱和试验砂样，离散元模拟可以研究饱和土循环加载的宏微观响应规律，所标定参数可应用于砂土场地建模。

（3）自然沉积状态下的饱和砂类土在峰值加速度 0.25g 的激振下会发生液化，其有效自重应力在激振过程中被流动所产生的拖曳力和超孔隙水压力两部分力抵消，超孔压比往往达不到 1 便发生液化。

（4）液化过程中同一时刻超孔压的累积值呈现由浅层土体往深层土体递增的趋势。液化后颗粒间位置调整是由深层向浅层逐渐完成的，相对于初始状态，液化后颗粒系统重构的砂土场地结构更为均匀。

参 考 文 献

[1] 陈国兴, 孙田, 王炳辉, 等. 循环荷载作用下饱和砂砾土的破坏机制与动强度[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(12): 2140-2148.
CHEN Guo-xing, SUN Tian, WANG Bing-hui, et al. Undrained cyclic failure mechanisms and resistance of saturated sand-gravel mixtures[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2015, 37(12): 2140-2148.

[2] 汪闻韶. 土体液化与极限平衡和破坏的区别和关系[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(1): 1-10.
WANG Wen-shao. Distinction and interrelation between liquefaction state of limit equilibrium and failure of soil mass[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2005, 27(1): 1-10.

[3] 王刚, 张建民. 地震液化问题研究进展[J]. 力学进展, 2007, 37(4): 575-589.
WANG Gang, ZHANG Jian-min. Recent advances in seismic liquefaction research[J]. **Advances in Mechanics**, 2007, 37(4): 575-589.

[4] 张建民. 砂土动力学若干基本理论探究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(1): 1-50.
ZHANG Jian-min. New advances in basic theories of sand dynamics[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2012, 34(1): 1-50.

[5] 林均岐. 2004 年 12 月 26 日印度尼西亚地震海啸灾害考察[J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25(2): 30-33.
LIN Jun-qi. Field investigation on Indonesia disaster due to the earthquake and tsuami of December 26, 2004[J]. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, 2005, 25(2): 30-33.

[6] 曹振中, 侯龙清, 袁晓铭, 等. 汶川 8.0 级地震液化震害及特征[J]. 岩土力学, 2010, 31(11): 3549-3555.
CAO Zhen-zhong, HOU Long-qing, YUAN Xiao-ming, et al. Characteristics of liquefaction-induced damages during Wenchuan Ms 8.0 earthquake[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(11): 3549-3555.

[7] ISHIHARA K, ARAKI K, TOSHIYUKI K. Liquefaction in Tokyo Bay and Kanto regions in the 2011 great east Japan Earthquake[J]. **Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering**, 2014, 28: 93-140.

[8] 闫志晓, 李雨润, 王东升, 等. 覆水砂土场地中桥梁群桩基础地震响应离心试验研究[J]. 岩土力学, 2023, 44(3): 861-872.
YAN Zhi-xiao, LI Yu-run, WANG Dong-sheng, et al. Centrifugal experimental study on seismic response of bridge pile group foundation in overlaying water sandy field[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2023, 44(3): 861-872.

[9] FIGUEROA J L, SAADA A S, LIANG L, et al. Evaluation of soil liquefaction by energy principles[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, 1994, 120(9): 1554-1569.

[10] WANG R, FU P, ZHANG J M, et al. DEM study of fabric features governing undrained post-liquefaction shear deformation of sand[J]. **Acta Geotechnica**, 2016, 11(6): 1321-1337.

[11] 魏星, 张昭, 王刚, 等. 饱和砂土液化后大变形机制的离散元细观分析[J]. 岩土力学, 2019, 40(4): 1596-1602.
WEI Xing, ZHANG Zhao, WANG Gang, et al. DEM study of mechanism of large post-liquefaction deformation of saturated sand[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(4): 1596-1602.

[12] HUANG X, HANLEY K, ZHANG Z, et al. Structural degradation of sands during cyclic liquefaction: Insight from DEM simulations[J]. **Computers and Geotechnics**, 2019, 114: 103139.

下转第 2514 页