
论文编号: _____

浙江大学

博士学位论文



论文题目 砂土渗蚀细观机制和宏观响应

申请人姓名 刘亚竞

学科(专业) 岩土工程

研究方向 基础工程

指导教师 王立忠

所在学院 建筑工程学院

论文提交日期 2021.01

砂土渗蚀细观机制和宏观响应



论文作者签名: _____

指导教师签名: _____

论文评阅人 1: _____

评阅人 2: _____

评阅人 3: _____

评阅人 4: _____

评阅人 5: _____

答辩委员会主席: _____

委员 1: _____

委员 2: _____

委员 3: _____

委员 4: _____

委员 5: _____

答辩日期: _____

**Mesosopic mechanisms and macroscopic behavior of internal erosion
in sandy soil**



Author’s signature: _____

Supervisor’s signature: _____

External Reviewers: _____

Examining Committee Chairperson:

Examining Committee Members:

Date of oral defence: _____

浙江大学研究生学位论文独创性声明

本人声明所呈交的学位论文是本人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得 浙江大学 或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示谢意。

学位论文作者签名：

签字日期：

年 月 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解 浙江大学 有权保留并向国家有关部门或机构送交本论文的复印件和磁盘，允许论文被查阅和借阅。本人授权 浙江大学 可以将学位论文的全部或部分内 容编入有关数据库进行检索和传播，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编学位论文。

（保密的学位论文在解密后适用本授权书）

学位论文作者签名：

导师签名：

签字日期： 年 月 日

签字日期： 年 月 日

致 谢

时光荏苒，不觉四载，在博士论文即将完成之际，回忆翻涌，感慨万千。四年的博士生涯，经历了开始的兴奋和憧憬，中途的迷茫和怀疑和后半程的坚持和笃定，以及冲向终点前的欣喜和满足。一路走来，收获了知识、友情和成长，而离不开的是亲人的陪伴和理解、老师的指导和鼓励以及朋友的关心和帮助。回首望去，感恩之情，溢于言表。感谢我的导师王立忠教授。王老师是我科研的领路人，带我走进岩土工程的大门，给我指明科研方向，提供国际化的平台和资源，拓宽我的眼界，锻炼我的逻辑思维，培养我独立思考的能力。是王老师的指导、关心和鼓励让我顺利完成博士研究。四年的博士生涯中，每一次与王老师的交流都让我对学术、对自己、对人生有新的感悟。王老师不但是我的学术导师，更是我的人生导师。未来我将以王老师为榜样，不忘初心，奋勇向前。感谢洪义教授对我学术和生活上的指导和关心。与洪老师第一次见面的场景仿佛就发生在昨天，洪老师耐心的教导，让我迅速成长，我的每一份成果都离不开洪老师的帮助。洪老师严谨认真的科研态度和积极进取的学术精神时刻激励着我成为一名优秀的研究者。感谢国振老师和李玲玲老师在我博士期间给予的关心和帮助，感谢香港科技大学赵吉东教授和香港理工大学尹振宇教授对我在香港交流时给予的专业指导，它进一步训练了我的科学思维方式，让我感觉进入了一个全新的科研殿堂。

感谢课题组师兄师姐袁峰、马丽丽、何奔、孙廉威、王宽君、沈侃敏、李凯，感谢同门黄玉佩、赖踊卿、姜徐斌、刘浩晨、何有强，感谢师弟师妹、芮圣洁、周文杰、曾凡玉、方君、李炜、张剑锋、窦玉喆、杨洪宽、李雨杰、朱从博、朱则昊、赵俞成、李洁如、陈宣宇、王学涛、李艺隆、华鑫、杨华、张皓杰、程章、郑威威、查兴、俞元盛、Harsha、Ashik，是你们组成了课题组这个温馨的大家庭，给我温暖和帮助。感谢香港科技大学赵吉东老师和同学李星月、孔勇、吴焕然、余志杰、俞涛等，感谢香港理工大学尹振宇老师和同学金银富、杨杰、王培、金壮、熊昊、陈文博、冯伟强、滕竞成、贺昶等我在香港开展交流期间给予的帮助。感谢我的爸爸、妈妈、女友和所有家人。在外求学，是你们一直以来对我的信任、支持、鼓励给了我前进的动力和勇气，让我自由地选择自己的人生。我爱你们！感谢我求学至今遇到的每一位老师、同学和朋友，是你们的教导、陪伴和支持让我不断成长。最后，衷心感谢评阅本人学位论文和出席论文答辩会的各位专家，感谢你们在百忙之中给予的指导和帮助。

刘亚竞

2020年9月于杭州

摘 要

我国滨海地区富含地下水且广泛分布有粉砂地层。地下水渗流作用易导致地层中粉砂颗粒流失（渗蚀）、伴随土骨架坍塌，由此诱发城市地下工程倒塌、路面塌陷和防洪堤坝垮塌等重大灾变。渗蚀防治的关键是探明土体易蚀性、以及渗蚀过程中土体渗透特性和本构行为的演化规律。现有相关理论和试验多从宏观角度提出定性规律和经验性评价方法。由于缺乏对砂土渗蚀细观演化机制的深入研究，不同学者关于土体渗蚀特性的定性结论存在相互矛盾，基于渗蚀宏细观机制的土体渗透特性和本构行为定量评价方法有待建立，富水含砂地层中地下工程渗蚀灾变宏细观机制尚需揭示。

本文围绕土体渗蚀演化细观机制这一关键问题，针对渗流作用下土体易蚀性、渗透性和本构行为三方面核心内容，综合开展渗蚀土体流固耦合数值模拟、室内渗蚀单元试验、渗蚀离心模型试验和考虑渗蚀演化的各向异性临界状态理论分析，取得以下创新：

(1)揭示了多因素耦合作用下砂土渗蚀启动和颗粒流失的细观机制。综合考虑应力水平和各向异性程度、细粒含量 F_c 、水力梯度 i 和来流中细颗粒含量 C 等关键影响因素，开展基于流固耦合数值方法(CFD-DEM)的砂土渗蚀特性宏细观研究。平均有效应力 p' 作为关键影响因素会造成两种不同的渗蚀宏观现象。高 p' 会促进高细粒含量试样(如 $F_c=35\%$)的渗蚀，但对低细粒含量试样(如 $F_c=20\%$)渗蚀的影响不大。从砂土力链屈曲和应变能释放等细观角度的研究表明，细粒在高细粒含量砂土的承力结构中发挥重要作用，其流失会造成力链坍塌，伴随应变能释放，从而加速细粒的运移和流失。而低细粒含量试样中力链结构相对稳定，细粒不承担主要传力，因而围压对细粒流失的影响较小。在相同各向异性应力条件下，来流方向和最大主应力方向一致时，渗蚀导致的颗粒流失最严重。

(2)探明了砂土渗蚀孔隙结构演化规律及其对渗透特性的影响。通过砂土单元试验和 CFD-DEM 数值模拟发现，砂土渗透系数可能增大或减少，关键取决于砂土局部的渗蚀与堵塞的发展情况。对于高细粒含量砂土(如 $F_c=30\%$ 或 35%)，细粒流失可诱发承力结构坍塌，形成连贯的渗蚀通道使得渗透系数突增。对于承力结构较稳定的低细粒含量(如 $F_c=15\%$ 或 20%)试样，细粒可能在局部产生阻塞导致砂土渗透性减小。渗透水流中含有悬浮颗粒时，会进一步抑制渗蚀过程中砂土渗透系数的增涨。

(3)阐明了渗蚀对砂土组构各向异性及临界状态特性的影响规律，并提出了基于各向异性临界状态理论的渗蚀土体本构行为演化评价方法。基于各向异性应力状态下砂土渗蚀单

元体试验和 CFDEM 模拟结果,发现了渗流条件下,砂土组构趋向于各向同性, $e-p'$ 空间下临界状态线上升,上述变化是导致渗蚀条件下砂土剪胀,峰值强度和刚度产生明显变化的主要原因。根据上述发现,建立了初始组构各向异性和临界状态参数随渗蚀量的演化关系表达式,基于砂土各向异性临界状态理论框架,提出了渗蚀土体本构行为演化评价方法,通过与室内试验结果比较,验证该方法能用一套参数,较好预测不同应力和组构各向异性砂土在渗蚀过程中的本构行为。

(4)揭示了典型的富水含砂地层的地下工程渗蚀灾变机制。以富水砂土地层中基坑为研究对象,综合开展了基坑渗蚀的超重力离心模拟和基于 CFD-DEM 的数值模拟,获得了基坑渗蚀宏观失效机制和细观破坏机理。研究发现在渗流作用下,流体力首先破坏挡墙孔洞处土拱,然后引发墙后土体的整体坍塌。在实际工程中为防止渗蚀灾害的发生,除提高挡墙或止水帷幕施工质量外,可对挡墙后一定区域内土体进行加固。

关键词: 渗蚀宏细观机制, CFDEM 流固耦合数值方法, 各向异性临界状态理论, 离心模型试验, 易蚀性, 渗透性, 本构行为

Abstract

The coastal area of China is rich in groundwater and has a widely distribution of sand stratum. The seepage of groundwater can easily lead to the loss of fine particles (internal erosion) and the collapse of soil skeleton, leading to the collapse of urban underground engineering, pavement and dam. The key to the prevention and control of internal erosion is to reveal the macro and mesoscopic mechanisms of the soil erodibility, the evolution law of soil permeability and constitutive behavior during internal erosion. The existing relevant theories and experiments mostly propose qualitative laws and empirical evaluation methods from a macroscopic view. Due to the lack of investigation on the mesoscopic evolution mechanisms of soil internal erosion, the qualitative conclusions of different scholars on soil erosion characteristics are contradictory. The quantitative evaluation method of soil permeability characteristics and constitutive behavior based on the macro and mesoscopic mechanisms of soil erosion need to be established, and the macro and mesoscopic mechanisms of underground engineering erosion damage in water-rich and sandy stratum needs to be revealed.

To investigate the mesoscopic mechanism of soil erodibility, permeability and constitutive behavior under erosion, this study carried out fluid-solid coupling numerical simulation, laboratory erosion test, centrifugal model test and anisotropic critical state theoretical analysis. The following innovations are achieved:

(1) The mesoscopic mechanisms of sand erosion initiation and particle loss under the coupling effect of multiple factors is revealed. Considering the key factors such as stress level and anisotropy degree, fine particle content F_c , hydraulic gradient i and suspension content C in incoming flow, the macro and mesoscopic study of sand erosion behavior based on fluid solid coupling numerical method (CFD-DEM) was carried out. As a key factor, the average effective stress p' will cause two different macroscopic phenomena of erosion. The results show that high p' can promote the erosion of the samples with high fine particle content (such as $F_c = 35\%$), but has little effect on the low particle content samples (such as $F_c = 20\%$). From the point of view of force chain buckling and strain energy release of sand, it is shown that fine particles play an important role in the bearing structure of sand with high content of fine particles. The loss of

fine particles will cause the collapse of the force chain. With the release of strain energy, the transport and loss of fine particles will be accelerated. However, the force chain structure of the samples with low content of fine particles is relatively stable, and the fine particles do not bear the main force transmission, so the confining pressure has little effect on the loss of fine particles. Under the same anisotropic stress condition, when the direction of incoming flow is consistent with the direction of maximum principal stress, the particle loss caused by erosion is more serious

(2) The evolution of pore structure and its influence on the permeability of sand are studied. Through laboratory test and CFD-DEM numerical simulation, it is found that the permeability coefficient of sand may increase or decrease, which depends on the development of local erosion and blockage of sand. For sand with a high fines content (such as $F_c = 30\%$ or 35%), the loss of fine particles will induce the collapse of bearing structure and form a continuous erosion channel, resulting in the sudden increase of permeability coefficient. For the samples with a low fines content (such as $F_c = 15\%$ or 20%), the fine particles may block locally and reduce the permeability of sand. When the seepage flow contains suspended particles, the increase of permeability coefficient of sand will be further restrained.

(3) The influence of erosion on the fabric anisotropy and critical state characteristics of sand is clarified, and an evaluation method of constitutive behavior of eroded soil based on anisotropic critical state theory is proposed. Based on the results of laboratory test and CFD-DEM simulation under anisotropic stress state, it is found that the fabric of sand tends to be isotropic and the critical state line rises in $e-p'$ space. The above changes are the main reasons for the obvious changes of shear dilatancy, peak strength and stiffness of sand under internal erosion. Based on the framework of anisotropic critical state theory, a method for evaluating the evolution of constitutive behavior of soil is proposed. By comparing with the results of laboratory tests, it is verified that the method is able to predict the constitutive behavior of sand with different stress state and fabric anisotropy in erosion process based on a set of parameters.

(4) The mechanism of internal erosion in underground engineering in typical water-rich sand layer is revealed. Taking the excavation in water-rich sand layer as the research object, the

centrifugal test and CFD-DEM numerical simulation of internal erosion in excavation are carried out. The macro and mesoscopic failure mechanism of erosion in excavation are obtained. It is found that the fluid force first destroys the soil arch at the hole of the retaining wall, and then causes the overall collapse of the soil behind the retaining wall. In practical engineering, in addition to improving the construction quality of retaining wall or water stop curtain, the soil in a certain area behind the retaining wall can be reinforced in order to prevent the occurrence of seepage and erosion disasters.

Key words: macro and mesoscopic mechanisms of internal erosion, fluid-solid coupling method, anisotropic critical state theory, centrifuge test, erodibility, permeability, constitutive behavior

目 录

摘 要.....	I
ABSTRACT.....	III
目 录.....	VI
1 引言.....	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 国内外研究现状.....	5
1.2.1 渗蚀主要研究方法.....	5
1.2.2 渗蚀过程砂土特性演化多因素耦合效应研究.....	8
1.2.3 渗蚀诱发土体力学性质变化研究.....	10
1.2.4 基坑挡墙缺陷处渗蚀宏微观机制研究.....	12
1.3 研究意义和主要研究内容.....	13
2 渗蚀流固耦合模拟及实验方法.....	15
2.1 CFD-DEM 方法简介.....	15
2.1.1 DEM 方法控制方程.....	15
2.1.2 CFD 方法控制方程.....	17
2.1.3 流体-颗粒相互作用力计算.....	18
2.1.4 CFD-DEM 方法的数值实现.....	18
2.2 常重力渗蚀试验.....	19
2.2.1 试验设置.....	19
2.2.2 试验结果.....	21
2.3 基坑渗蚀灾害的离心机模型试验研究.....	25
2.3.1 背景介绍.....	25
2.3.2 离心机模型设置.....	25
2.3.3 离心机试验材料.....	28
2.3.4 离心机试验步骤.....	29

2.4 小结.....	30
3 应力水平对砂土易蚀性影响的细观机制.....	31
3.1 概述.....	31
3.2 研究平均有效应力(p')对砂土渗蚀影响的 CFD-DEM 模型设置.....	31
3.2.1 模拟工况.....	31
3.2.2 模型尺寸与参数.....	34
3.2.3 边界条件.....	35
3.2.4 模拟过程.....	35
3.3 CFD-DEM 方法验证.....	37
3.3.1 基于 Chang(2013)单元渗蚀试验的 CFD-DEM 方法验证.....	37
3.3.2 本研究单元渗蚀试验结果及 CFD-DEM 方法验证.....	41
3.4 不同平均有效应力下试样宏观响应.....	43
3.5 不同平均有效应力对渗蚀影响的细观机制分析.....	51
3.5.1 渗蚀中不同力链网络的演化.....	51
3.5.2 强力链的屈曲.....	54
3.5.3 渗蚀过程中能量演化.....	59
3.6 小结.....	63
4 应力各向异性对砂土易蚀性影响的细观机制.....	64
4.1 概述.....	64
4.2 模型设置.....	65
4.2.1 模拟工况.....	65
4.2.2 模型参数与模拟过程.....	67
4.3 应力各向异性状态下试样宏观响应.....	67
4.4 应力各向异性对渗蚀影响的细观机制分析.....	71
4.4.1 接触力与摩擦系数分布.....	71
4.4.2 接触各向异性对渗蚀的影响.....	73
4.5 小结.....	79

5 悬浮细颗粒对砂土易蚀性影响的细观机制.....	81
5.1 概述.....	81
5.2 模拟工况与模型设置.....	81
5.2.1 模拟工况.....	81
5.2.2 模型几何尺寸和参数.....	82
5.2.3 边界条件.....	82
5.2.4 模拟过程.....	84
5.3 不同悬浮颗粒浓度下试样渗蚀宏观响应.....	84
5.3.1 试样净颗粒流失量演化.....	84
5.3.2 细颗粒竖向分布规律.....	89
5.4 不同悬浮颗粒浓度对渗蚀影响的细观机制分析.....	90
5.4.1 细颗粒的运移和通道尺寸分布的演化.....	90
5.4.2 阻塞的细观机制分析.....	93
5.5 小结.....	99
6 渗蚀土体孔隙结构和渗透特性演化.....	100
6.1 概述.....	100
6.2 不同应力状态下土体渗透系数演化.....	100
6.3 不同悬浮颗粒浓度对试样渗透系数演化的影响.....	103
6.4 小结.....	105
7 渗蚀土体本构行为演化规律.....	106
7.1 概述.....	106
7.2 基于 CFD-DEM 的试样渗蚀过程力学性质演化研究.....	106
7.2.1 三轴排水和不排水数值试验过程.....	106
7.2.2 试样渗蚀过程力学性质演化数值分析.....	107
7.3 考虑组构各向异性的渗蚀本构模型.....	112
7.3.1 考虑组构各向异性的砂土本构模型简介.....	112
7.3.2 渗蚀前后试样力学性质演化的模型预测.....	117

7.4 小结.....	127
8 富水粉砂地层基坑渗蚀灾变机制.....	129
8.1 概述.....	129
8.2 离心机试验结果.....	130
8.3 基坑渗蚀仿真分析工况与参数设置.....	134
8.3.1 仿真分析工况.....	134
8.3.2 模型尺寸与参数设置.....	135
8.3.3 边界条件设置.....	136
8.3.4 仿真分析步骤.....	136
8.4 基坑渗蚀仿真分析主要结果.....	137
8.4.1 渗蚀过程土体宏观力学特性.....	137
8.4.2 渗蚀过程土体细观力学特性演化.....	138
8.5 小结.....	140
9 结论与展望.....	142
9.1 本文主要结论.....	142
9.2 对于进一步工作的展望.....	143
参考文献.....	145

1 引言

1.1 研究背景

渗蚀是无粘性土颗粒因渗透水流作用而出现的运移和流失现象，如图 1-1 所示，主要包括四种形式，分别是细粒渗蚀(Suffusion)，集中管涌(Concentrated leak erosion)，溯源冲刷(Backward erosion)和接触冲刷(Soil Contact erosion)，它常常发生于富水含砂地层中。严重的土体渗蚀会造成基坑挡墙墙后、地下管道周围或大坝坝身的地表塌陷，对紧邻的周围构筑物会产生严重影响甚至破坏(曾纪文, 2004; Hanson 等, 2005; 李士彦和张敏, 2012; Wang 等, 2018; Fry, 2016)。例如，2015 年杭州地铁水澄桥站基坑开挖中发生了渗蚀诱发的挡墙倒塌事故，承受较高水力梯度的砂质土体从挡墙裂缝处涌出，造成坑外土体大幅沉降和挡墙的严重变形(Wang 等, 2018)，如图 1-2 所示。基坑因挡墙薄弱处(如桩或地连墙连接处)破裂引发的渗蚀灾害也屡有发生(曾纪文, 2004; 李士彦和张敏, 2012)。2007 年加拿大 W.A.C. Bennett 大坝的坝顶发生局部塌陷，分析发现坝体内部存在明显的细颗粒迁移掏空现象(Muir Wood, 2007)，如图 1-3 所示。因此对富水含砂地层中岩土工程渗蚀灾害机制及其影响的预测和研究十分必要。本文中研究的渗蚀现象具体是细粒渗蚀，如无特别说明，下文中仍以“渗蚀”指代“细粒渗蚀”。

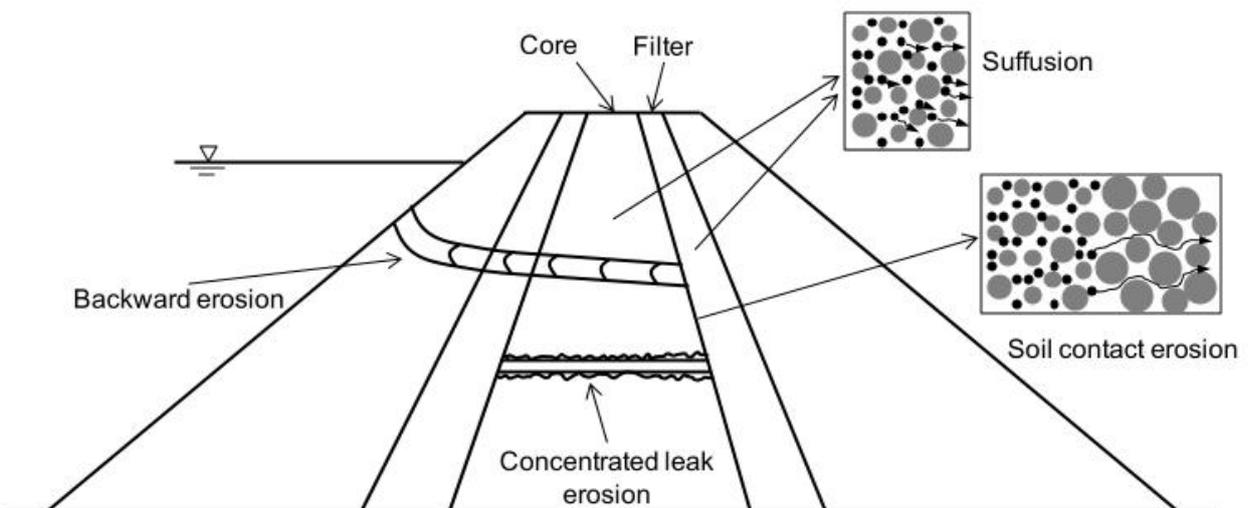


图 1-1 渗蚀现象示意图(Fell 和 Fry, 2007)



图 1-2 杭州地铁水澄桥站基坑(a)坑内渗蚀及(b)坑外地表沉降



图 1-3 W.A.C. Bennett 大坝坝顶局部塌陷(Stewart and Garner, 2000)

渗蚀常常发生在间断级配土(即某部分颗粒粒径缺失的土体)中, 土中细颗粒在渗透水流作用下失去平衡然后流失。渗蚀所引起的土体水力学与力学特性的明显变化会对基坑, 大坝等岩土工程造成许多难以预测的后果, 甚至是结构失效。前人研究(Shire 和 O'Sullivan, 2013; Shire 等, 2014; Kawano 等, 2018; Hu 等, 2019)显示砂土的级配, 水力条件和应力状态, 如级配曲线间断比(即砂土中粗粒组最小颗粒直径与细颗粒组最大颗粒直径之比), 细颗粒含量(F_c), 水力梯度(i), 平均有效应力(p'), 偏应力(q)和渗透水流中的颗粒浓度(C)等, 对其渗蚀特性都有重要影响, 如图 1-4 所示。

由于渗蚀过程涉及到流体与固体颗粒间复杂相互作用, 许多渗蚀特征, 如流体流速, 颗粒空间分布和孔隙比等都呈现出明显的空间各向异性, 因此前人研究中常常出现截然不同的结果。如某些研究表明(Shire 和 O'Sullivan, 2013; Shire 等, 2014; Kawano 等, 2018; Hu 等, 2019), 较大的土体平均有效应力会增大颗粒间接触力, 从而使得土体渗蚀更难发生。也有一些研究(Tomlinson 和 Vaid, 2000; Papamichos, 2001; Bendahmane et al, 2008; Chang, 2012)表明, 间断级配土中平均有效应力的增大会使土体渗蚀更加严重, 如细颗粒流失量

增大。有效应力 p' 对土体渗蚀的相反影响可能是前述研究中 p' 、 F_c 和 i 取值范围较小造成的。例如，得出 p' 对渗蚀的有抑制作用的研究中，砂土试样 F_c 均较低(即细颗粒不能填满粗颗粒间空隙的情况)。而显示 p' 对砂土渗蚀有促进作用的研究中，试样 F_c 较高。

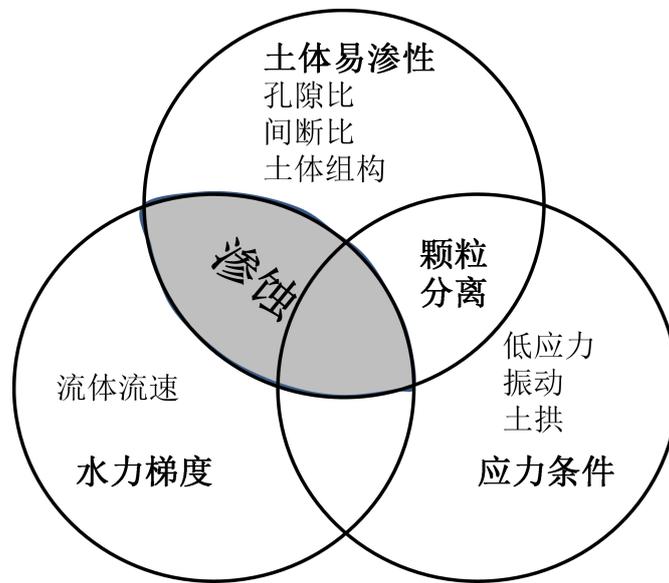


图 1-4 渗蚀影响因素(Garner and Fannin, 2010)

在基坑、大坝等岩土工程中，不同区域土体常常处于不同的应力状态中，例如，基坑主动区土体处于三轴压缩状态，而被动区土常处于三轴拉伸状态。不同应力状态下偏应力的大小及其方向对土体渗蚀也有明显影响。目前研究表明，偏应力的增加使得土体渗蚀发生的临界水力梯度先增大后减小，渗蚀发生后的土体流失量相比于各向同性状态下则更大(Chang 和 Zhang, 2013; Liang 等, 2017; Luo 等, 2019)。通过对应力状态影响的研究，可以更好的判断渗蚀可能发生的区域及严重程度，有利于在工程提出相应的应对措施。对于上述不同应力状态下的渗蚀现象，虽然也有学者给出了初步解释，但都缺乏从细观角度的必要论证。这主要由于渗蚀试验较复杂，直接细观试验研究十分具有挑战性，也很难直接得到颗粒间的接触数与接触力等影响渗蚀发生发展的重要细观特征，因此这方面的研究常常借助于离散元或流固耦合等数值方法。

渗蚀后土体力学性状，如剪切强度、剪切刚度和有效内摩擦角等，直接影响基坑挡墙和大坝坝体等土工构筑物的稳定性与安全性，同时对这些构筑物周围土体的变形特性也有明显影响。目前对于此方面的研究主要基于渗蚀前后试样的三轴剪切试验结果(Chang 和 Zhang, 2011; Chang, 2013; Ke 和 Takahashi, 2014; Chang 等, 2014; Ke 和 Takahashi, 2015;

Chen 等, 2016; Ouyang 和 Takahashi, 2016; Mehdizadeh 等, 2017), 能考虑的土样种类及试验工况都相对较少, 对于试验中得到的宏观分析结果不能有较好的解释。虽然有学者(Muir Wood 和 Maeda, 2008; Muir Wood 和 Meada, 2010; Scholtès 等, 2010; Rouseaut 等, 2019)借助临界状态土力学框架或热力学建立了与试验结果基本吻合的渗蚀后土体本构预测模型, 可以从理论上预测土体渗蚀力学特性, 并对宏观试验给出一定的解释, 但仍然无法评估渗蚀过程中复杂的颗粒运移、堵塞和力链演化等细观特征对土体力学特性影响。因此越来越多学者(Hitcher, 2013; Zhang 等, 2018; Hu 等, 2020)开始使用离散元或流固耦合等数值方法进行不同细粒含量试样的三轴剪切试验, 分析颗粒流失对试样力学性质的影响及其细观机制, 获得了较多的研究成果。

随着城市地下空间的迅速开发, 在富水砂土地区出现越来越多的深基坑, 并且常产生因挡墙止水措施不完善或连接处破坏诱发的深基坑渗蚀灾害(Wang 等, 2018; 曾纪文, 2004; 李士彦, 2012)。基坑渗蚀灾害中, 临界水力梯度一直是其研究重点(Kenney 和 Lau, 1985; 刘杰, 1992; Burenkova, 1993; 毛昶熙, 2005; 毛昶熙, 2009; 王霜等, 2015), 而对其细观机制的深入了解有助于建立完善的渗蚀产生判别条件。这方面研究主要利用显微技术和数码成像系统进行单元试验或模型试验(Kezdi, 1969; 毛昶熙, 2005; 周健等, 2007; Bonelli 和 Marot, 2008; Slangen 和 Fannin, 2016), 得到渗流场下颗粒运移特征和渗蚀区的演化规律。结果表明水土相互作用作为渗蚀现象最主要特征贯穿于其发展的全过程。集中渗流区侵蚀发展较快, 可能会形成贯通的渗蚀通道(王霜等, 2015)。颗粒阻塞区则会加速水流的集中速率, 使得其余区域水流流速增加幅度较大(周健等, 2007)。

尽管上述砂土单元试验和基坑模型试验可以得到不同工况下土体渗蚀宏细观特征, 但对这些试验现象的解释仍需从细观上对颗粒与颗粒, 颗粒与流体相互作用进行力学或水力学分析。因此对砂土或基坑渗蚀的数值模拟研究也逐步展开。一类是利用有限元将土体视为连续性介质并与渗透水流进行耦合的唯象分析(李守德等, 2003; 周晓杰, 2009; 胡亚元, 2013), 它很难捕捉渗蚀中土颗粒流失, 重新排列、沉积等重要特征。因此, 另一类基于流体力学(CFD)和散体介质(DEM)的多相耦合仿真分析方法(CFD-DEM)在渗蚀研究中越发常见(周健等, 2007; 张刚, 2007; Fujisawa 等, 2010)。这种方法将土体视为不同相的组合, 如土骨架以及土骨架孔隙中的水流与细颗粒。它可考虑内部侵蚀或渗蚀过程中细颗粒从土骨架中的流失。CFD-DEM 耦合仿真分析方法可捕捉基坑渗蚀过程中土体的主要力学特征,

也可用于解决实际基坑渗蚀问题。

综上所述,关于富水含砂地层渗蚀灾害机制及其影响的研究仍有以下问题需要解决:

(1) 应力状态,如有效平均压力(p')、偏应力(q)对间断级配砂土渗蚀过程中临界水力梯度,流失量和变形等影响的细观机理认识仍然比较缺乏;同时,不同应力状态与其它多种渗蚀影响因素,如砂土细粒含量(F_c)、水力梯度(i)和渗透水流中悬浮颗粒含量(C)的耦合作用效应仍缺乏较系统研究;

(2) 渗蚀后土体力学性质变化规律,如剪切强度、刚度和临界状态参数的演化仍需深入研究;亟需一种可以考虑土体不同应力状态的预测土体渗蚀后强度特征的本构模型;

(3) 基坑因挡墙缺陷造成的渗蚀灾变缺少可考虑土体细观特性的数值方法进行分析,因而对基坑主动区和被动区土体颗粒运移规律,渗蚀通道形成过程和颗粒运移与流场演化相互关系等方面缺少细观机理方面的深入了解。对基坑渗蚀过程中土体细观特性,如接触数和接触力等,与地表变形的关系仍不明了。

1.2 国内外研究现状

1.2.1 渗蚀主要研究方法

渗蚀是渗透水流对细颗粒的作用力大于土体中细颗粒的接触力,使之发生脱离,运移和流失的过程。为深入研究土体渗蚀过程及渗蚀前后的力学特征,目前学者主要利用渗透仪,如图 1-5 所示,进行不同细粒含量、应力状态、水力梯度等工况下土体单元的渗蚀试验,获得渗蚀过程中细颗粒流失量、变形等特征(Skempton 和 Brogan, 1994; Tomlinson 和 Vaid, 2000; Papamichos, 2001; Bendahmane et al, 2008; Chang, 2013; Richards 和 Reddy, 2010; Li 和 Fannin, 2012; Luo 等, 2013; Chang 和 Zhang, 2013; Liang 等, 2017)。对于试样渗蚀前后的力学性质变化研究,有学者改进三轴剪切设备(Chang 和 Zhang, 2011; Chang 和 Zhang, 2013; Chang, 2013; Ke 和 Takahashi, 2014; Chang 等, 2014; Wang 等, 2014; Ke 和 Takahashi, 2015; Chen 等, 2016; Ouyang 和 Takahashi, 2016),如图 1-6 所示,使之额外具备渗透仪的功能,这样试样在渗蚀完成后即可进行三轴剪切试验,得到试样渗蚀后力学特性。

通过上述两种渗蚀试验装置对渗蚀现象的研究,可以发现较高的砂土密实度、平均有效应力和细粒含量会阻止渗蚀的发生(Skempton 和 Brogan, 1994; Richards 和 Reddy, 2010; Li 和 Fannin, 2012; Luo 等, 2013; Liang 等, 2017),提高渗蚀发生的临界水力梯度。相应的,

试样细颗粒流失量以及渗蚀后力学性质变化也较小。

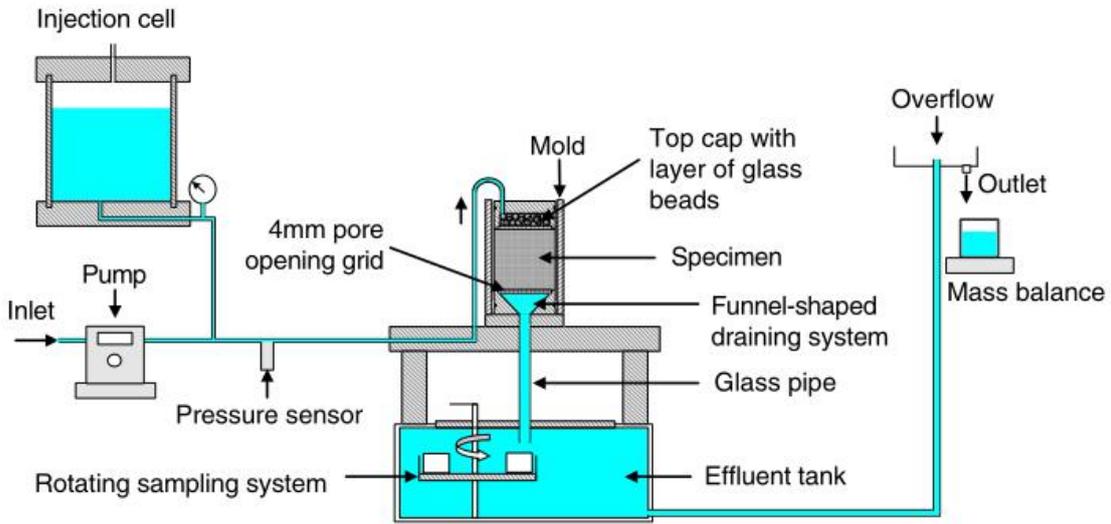


图 1-5 典型渗透仪装置(Richards 和 Reddy, 2010)

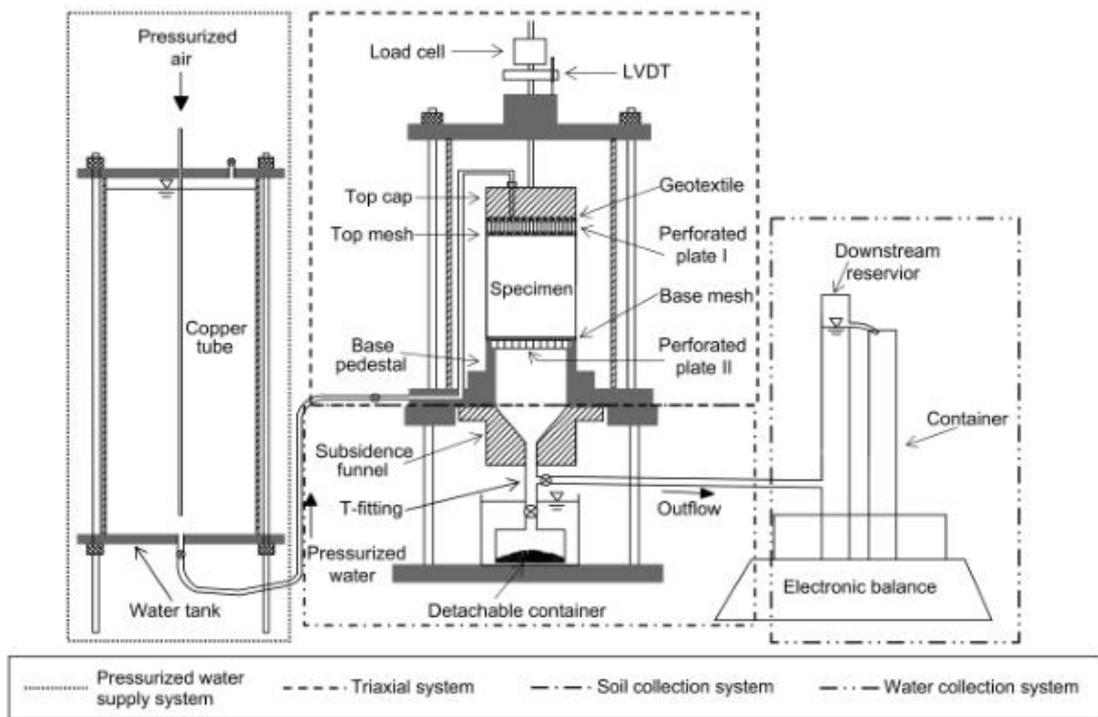


图 1-6 可进行渗蚀试验的三轴剪切设备(Chang, 2012)

虽然通过试验可以获得不同关键因素(如 p' , F_c , i 和密实度等)对砂土渗蚀过程中力学特性(如变形)和水力学特性(如渗透系数)宏观演化的影响, 但很难阐释渗蚀宏观现象背后的细观机理, 例如细颗粒运移, 流失和堵塞的演化, 颗粒接触数, 颗粒接触力和孔隙尺寸等重要细观因素对渗蚀发展过程的影响。Hunter(2012)曾利用透明散体颗粒材料进行渗蚀

试验，可以得到渗蚀过程中试样某截面不同区域内细颗粒运移、流失或堵塞的演化结果。细观结果表明，在小于理论临界水力梯度($i_{cr}=\gamma'/\gamma_w$, γ' 和 γ_w 分别为土体浮重度和水的重度)时，试样中细颗粒即发生运移和流失，局部出现渗蚀现象(Skempton & Brogan 1994)。但是此类试验仍无法通过直接或间接手段测量影响细颗粒流失和运移的接触数、接触力和孔隙尺寸等因素，并且细观方面的试验结论主要来源于对图像结果的处理，因而能揭示的渗蚀细观机理仍十分有限。

鉴于以上渗蚀试验研究的局限性，越来越多的学者开始利用流固耦合数值分析方法对渗蚀宏细观机制进行研究(Kawano 等, 2018; Hosn 等, 2018; 张志祥等, 2019; Hu 等, 2019; Wautier 等, 2019; Hu 等, 2020)。此方法利用计算流体力学(CFD)和离散元方法(DEM)来分别考虑流体与土体颗粒的性质，并将两者间的相互作用力通过第三方耦合程序进行交互，如图 1-7 所示。基于 CFD 和 DEM 的流固耦合数值分析方法(CFD-DEM)可以较好反应渗蚀过程中试样细观特征(如颗粒运移过程，接触数和接触力演化等)和流体与固相互作用(如流体拖曳力对颗粒脱离运移的影响，颗粒流失或堵塞对流体局部流速的影响)。目前，CFD-DEM 方法被广泛应用于颗粒-流体相互作用问题的研究。它也能用于不同应力状态下砂土渗蚀特性研究中(Zhao 和 Shan, 2013; Kawano 等, 2018; Hosn 等, 2018; Hu 等, 2019)。

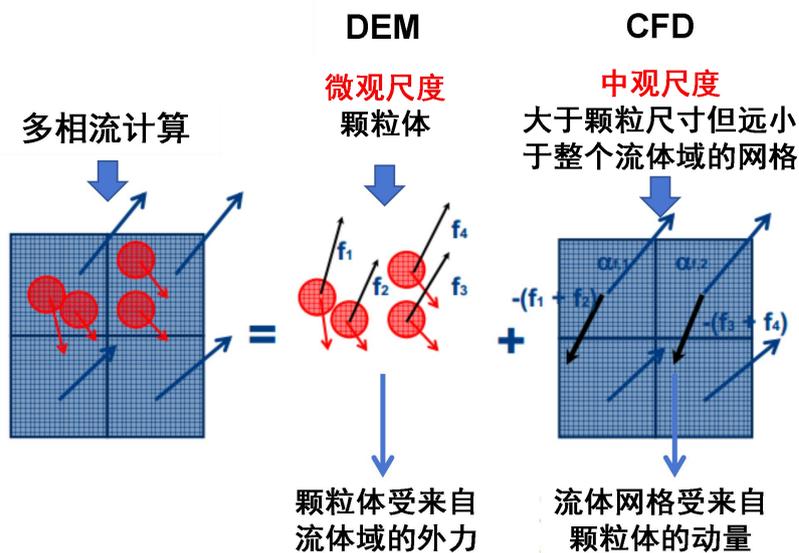


图 1-7 流固耦合方法(CFD-DEM)计算原理示意

Hosn 等 (2018)和 Hu 等 (2019)利用 CFD-DEM 方法发现局部细颗粒在渗透水流作用下会突然涌出，当细颗粒流失至一定量后，试样原有的力链结构会破坏并形成新的稳定结构，此过程中伴随着明显的试样变形。渗蚀后试样中细颗粒和力链分布都不均匀，这种不

均匀性导致试样渗蚀后强度不能简单按孔隙比增加来评估。Hu 等 (2019)的研究显示, 利用 CFD-DEM 渗蚀后得到的试样强度高于均匀删除流失颗粒得到的试样的强度。Kawano 等 (2018)分析了颗粒的承担应力比 α 和接触数 N_c 与其流失难易性间的关系。结果表明 α 或 N_c 较小的颗粒容易流失, 尤其是 $\alpha < 0.001$ 或 $N_c < 3$ 的颗粒最容易流失。Wautier 等 (2019)研究了水流方向与最大主应力方向夹角对渗蚀的影响, 当最大主应力方向与水流方向垂直时, 力链会阻挡顺水流方向运移的细颗粒, 造成试样流失量减小。以上研究对渗蚀中细颗粒流失运移及其后果的基本细观机制都做了比较直观的描述, 有助于加深对宏观试验现象的理解。

1.2.2 渗蚀过程砂土特性演化多因素耦合效应研究

虽然前人利用 CFD-DEM 数值方法研究了细颗粒间接触数, 接触力(与承担应力比相关), 水流方向与力链夹角等细观因素对渗蚀的影响, 但考虑的试样组构种类, 平均有效应力和水力梯度水平都较少。在这些因素的不同组合下, 渗蚀结果可能会有明显差异。例如, 渗蚀的启动和发展与砂土平均有效应力(p'), 细颗粒含量(F_c)和渗透水流对细颗粒的作用力(与水力梯度 i 有关)都有关。考虑平均有效应力对砂土渗蚀影响的某些研究表明, 较大的平均有效应力会增大颗粒间接触力, 使得砂土临界水力梯度增大, 相应细颗粒流失量较少, 土体变形也较小(Shire 和 O'Sullivan, 2013; Shire 等, 2014; Kawano 等, 2018; Hu 等, 2019)。相反, 也有一些研究会得到相悖的现象, 即平均有效应力的增大会使砂土渗蚀程度更加严重, 如细颗粒流失量增大(Tomlinson 和 Vaid, 2000; Papamichos, 2001; Bendahmane et al, 2008; Chang, 2013)。出现这种矛盾结果的主要原因是没有考虑 p' , F_c 和 i 之间的耦合影响, 各参数取值组合不够全面, 因而得出具有局限性的结论。例如, 得出 p' 对渗蚀的有抑制作用的研究中(Wang 等, 2014; Liang 等, 2017), 砂土试样的 F_c 均较低(即细颗粒不能填满粗颗粒间空隙), 而显示 p' 对砂土渗蚀有促进作用的研究中(Papamichos, 2001; Bendahmane et al, 2008; Chang, 2013), 试样的 F_c 较高(即细颗粒充满粗颗粒间空隙)。

影响土体渗蚀的其它因素还包括偏应力及其造成的应力各向异性。实际工程中不同区域土体常具有不同的最大主应力方向, 如图 1-8 所示, 当渗透水流方向与其最大主应力方向平行时, 相当于土体处于三轴压缩状态下渗蚀, 当渗透水流方向与其最大主应力方向垂直时, 相当于土体处于三轴拉伸状态下渗蚀。显然, 两种应力条件下土体的渗蚀响应也不相同。

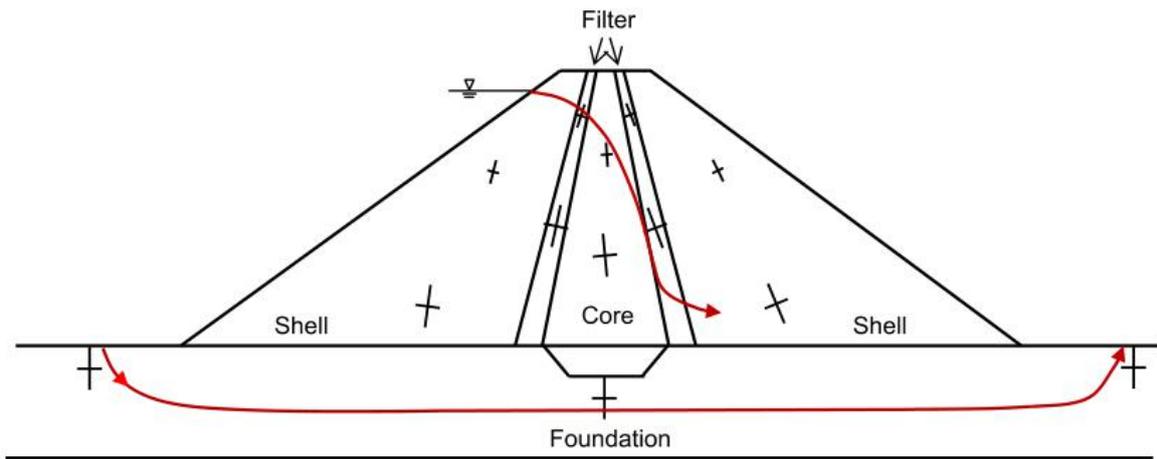


图 1-8 大坝中不同区域土体主应力方向(十字图形)示意(Chang 和 Zhang, 2013)

考虑应力各向异性的砂土渗蚀试验研究表明,具有相同平均有效应力的试样临界水头会随着偏应力 q 的增加先增大再减小(Chang 和 Zhang, 2013; Liang 等, 2017; Luo 等, 2019)。罗玉龙提出这是因为在低 q 值条件下,试样发生减缩,密实度增大,而高 q 值条件下,试样发生减胀,密实度减小。相比于各向同性状态,三轴拉伸条件下($q < 0$)试样的临界水力梯度的变化并不明显(Chang 和 Zhang, 2013)。另一方面,在三轴压缩和三轴拉伸条件下的试样在在渗蚀过程中更易出现颗粒大量流失和变形较大的现象(Chang 和 Zhang, 2013),如图 1-9 所示。理论分析显示,即使细颗粒流失量相同,试样在高应力各向异性状态下的变形比在低应力各向异性状态下的变形要大很多,甚至出现失效破坏(Muir Wood 等, 2010; Scholtès 等, 2010; Hitcher, 2013)。从细观角度分析,偏应力会使得颗粒间产生额外的切向力,增加颗粒的摩擦角发挥程度,在渗透水流作用下,更易达到滑动摩擦条件从而产生相对滑动和运移(Liang 等, 2017)。因此,在渗蚀研究中考虑偏应力 q 的影响也很重要。

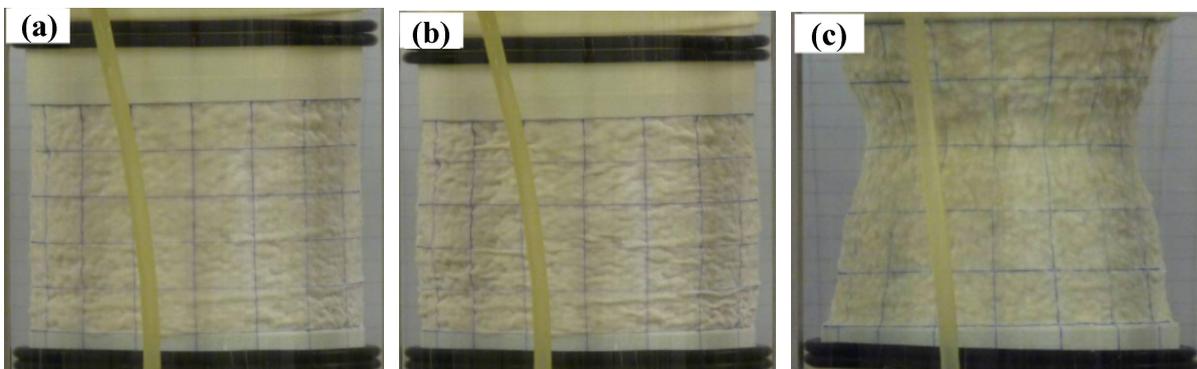


图 1-9 试样状态: (a)渗蚀前; (b)三轴压缩状态下渗蚀; (c)三轴拉伸状态下渗蚀(Chang, 2012)

前述渗蚀研究通常假设流入试样的渗透水流是清水,即不包含悬浮细颗粒。在实际工程中,渗透水流常常包含从毫米级到大分子级的悬浮细颗粒(Amir 和 Brij, 2009)。渗透水流中的悬浮颗粒造成的间断级配土局部阻塞会改变土体的结构、水力学和力学特性。渗透水流中包含悬浮颗粒使得试样更易发生堵塞,降低试样的孔隙比和渗透系数(Valdes 和 Liang, 2006)。例如,Reddi (2005)通过试验研究表明即使悬浮液浓度较低,如 0.5 g/L,也会造成试样的渗透系数减小约 50%。在清水渗蚀中细颗粒的流失会破坏试样原有的承力结构,增大试样孔隙比,一般会造成试样强度的减小(Hicher, 2013; Yin 等, 2014, 2016)。但是若渗透水流中包含悬浮颗粒,颗粒的流入又会增加对原有试样力链的支撑,从而一定程度上提高试样强度。因此,渗透水流中悬浮颗粒对试样的力学特性和水力学特性都显著影响,并且影响结果并不明确,可能会因试样本身性质和外界工况的不同而不同。虽然试验研究揭示了渗蚀过程中许多由悬浮颗粒引起的宏观现象,但从细观方面对这些现象的分析阐释仍比较缺乏。因此,此过程中试样局部的侵蚀和阻塞细观机制,如悬浮颗粒在试样中的运移与分布,仍不明晰。

综上所述,不同影响因素的耦合会造成砂土渗蚀宏观响应的显著差异,而从细观角度对这些现象进行分析可以加深对渗蚀宏细观机制的认识和理解。

1.2.3 渗蚀诱发土体力学性质变化研究

渗蚀前后试样力学性质变化可使得坝体或基坑土体承载力和强度明显减弱,增加水工构筑物的失效风险,许多大坝的失效都与渗蚀造成的土体力学性质改变有明显联系。不少学者都曾利用试验(Chang 和 Zhang, 2011; Chang, 2013; Ke 和 Takahashi, 2014; Chang 等, 2014; Ke 和 Takahashi, 2015; Chen 等, 2016; Ouyang 和 Takahashi, 2016)、数值方法(Hitcher, 2013; Zhang 等, 2018; Hu 等, 2020)和理论方法(Muir Wood 和 Maeda, 2008; Muir Wood 和 Meada, 2010; Scholtès 等, 2010; Wang 和 Li, 2015)对试样渗蚀前后力学性质变化进行了研究。由于渗蚀后土体颗粒的流失会造成土体孔隙比增大,因而一般在排水条件下土体的剪切刚度、峰值强度和剪胀性都有所降低(Muir Wood 和 Maeda, 2008; Muir Wood 等, 2010; Hitcher, 2013; Chang, 2013; Ke 和 Takahashi, 2014; Yin 等, 2014, 2016; Chen 等, 2016; Hu 等, 2020),如图 1-10 所示,降低的程度与颗粒流失量正相关(Chen 等, 2016)。

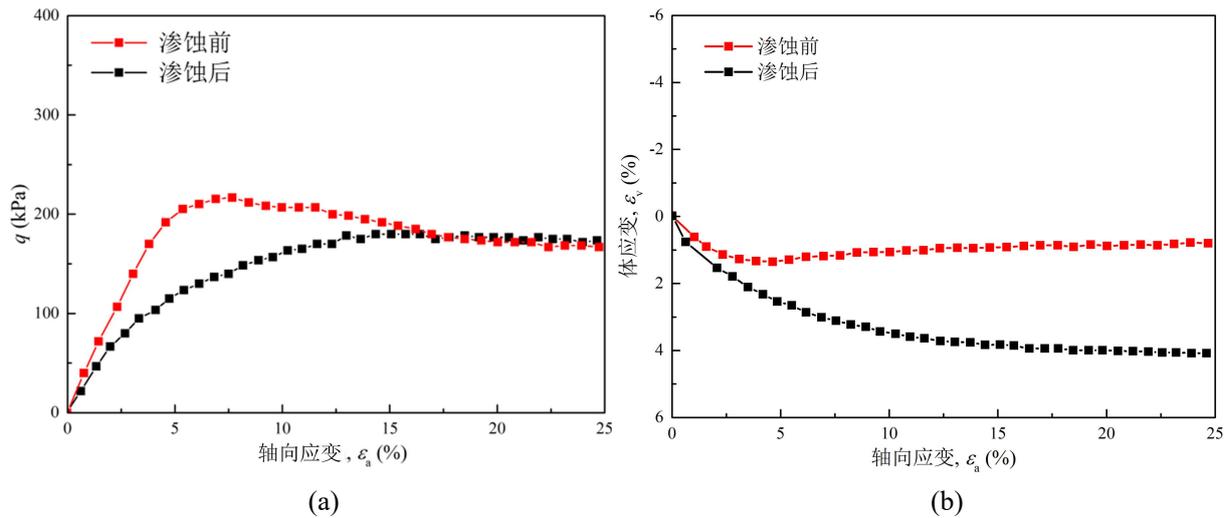


图 1-10 渗蚀前后砂土试样性质变化(a)应力应变关系; (b)体应变变化

理论方法研究(Muir Wood 等, 2010; Scholtès 等, 2010; Hitcher, 2013; Muir Wood 和 Maeda, 2008; Yin 等, 2014)表明不同细颗粒含量的砂土, 其在 p' - q 空间的临界状态线有一定差异。随着试样中细颗粒含量的下降, 试样孔隙比增大, 其临界状态线会平移上升(Muir Wood 和 Maeda, 2008)。临界状态参数的变化可以通过砂土级配曲线参数 I_G 来表征(Muir Wood 和 Maeda, 2008)。砂土在不同应力各向异性状态下的渗蚀响应也不同。即使细颗粒流失量相同, 试样在高应力各向异性状态(如 $q/p' > 0.6$)下的变形比在低应力各向异性状态下的变形要大很多, 甚至出现失效破坏(Muir Wood 等, 2010; Scholtès 等, 2010; Hitcher, 2013)。在不同低应力各向异性状态下(如 $q/p' < 0.6$), 试样流失相同量的细颗粒后, 其临界偏应力比不会发生明显变化, 但剪切刚度和剪胀性明显减弱, 并且应力各向异性状态越强, 渗蚀后试样的剪切刚度下降得也越大(Scholtès 等, 2010; Hitcher, 2013)。

Ke 和 Takahashi (2014)研究了不同初始细颗粒含量对试样渗蚀前后力学强度变化的影响, 发现对于 $F_c=15\%$ 和 25% 的试样, 虽然土体渗蚀后刚度会偏弱, 但在较大剪切应变时 ($>15\%$), 渗蚀前后试样剪切强度却趋于一致。因为此类试样主要依靠粗颗粒承担外力, 细颗粒所承担应力比较小(Skempton 和 Brogan, 1994), 因而流失造成的影响也较小。对于 $F_c=35\%$ 试样, 土体渗蚀后排水剪切刚度和强度都降低, 但在较小剪切应变时($<1\%$), 刚度反而增加。Ke 和 Takahashi (2014)认为出现剪应变较小时刚度增加的原因是渗蚀后细颗粒堵塞在粗颗粒中间, 增加了对粗颗粒的支撑作用。

Zhang 等(2018)和 Hu 等(2020)分别通过 DEM 和 CFD-DEM 数值方法研究了不同颗粒消除方式对渗蚀后试样力学性质的影响。结果表明按通常设想的将试样中接触力和接触数

较小的颗粒消除的方法不能反应试样渗蚀后真实的力学性质。由于渗蚀后细颗粒在试样中分布不均匀,会使试样中出现大量的弱力链,它对试样中主要力链的支撑作用使其刚度和峰值强度都比均匀消除颗粒的试样要高(Hu 等, 2020)。

从前人研究可看出,渗蚀后试样力学性质不能简单以孔隙比增大,细颗粒含量减小来衡量。渗蚀后细颗粒在试样中的不均匀分布,弱力链数量的增加等都对试样力学性质有明显影响。目前,渗蚀后试样细观特征对其力学性质的影响由于研究手段的限制仍然相对缺乏。相对于试验方法,CFD-DEM 数值方法可以直接获得试样渗蚀前后的细观特征变化,相对于 DEM 方法它可以较真实反映渗蚀过程中颗粒运移和堵塞,渗蚀后试样的细观特征更接近真实土体渗蚀后的情况,因而能较准确的反应其力学性质演化规律。

1.2.4 基坑挡墙缺陷处渗蚀宏细观机制研究

渗蚀作为一种土体内部侵蚀现象是基坑工程中的常见灾害,它引起的基坑挡墙倒塌事故时有发生。例如,2015 年杭州地铁水澄桥站基坑开挖中发生了渗蚀诱发的挡墙倒塌事故,承受较高水力梯度的砂质土体从挡墙裂缝处涌出,造成坑外土体大幅沉降和挡墙的严重变形(Wang 等, 2018)。类似基坑挡墙薄弱处(如桩或地连墙连接处)破裂引发的渗蚀灾害屡有发生(Wang 等, 2018; 曾纪文, 2004; 李士彦, 2012)。

渗蚀发生的临界水头或临界水力梯度一直是渗蚀灾害的研究重点(刘杰, 1992; Burenkova, 199; 毛昶熙, 2009)。对其细观机制的研究则有助于建立完善渗蚀产生判别条件。这方面研究主要利用显微技术和数码成像系统进行单元试验或模型试验,得到渗流场下颗粒运移特征和渗蚀区的演化规律(王霜, 2015; 毛昶熙, 2005; 周健, 2007; 姚志雄, 2009; Bonelli, 2008; Slangen 和 Fannin, 2016)。结果表明水土相互作用作为渗蚀现象最主要特征贯穿于其发展的全过程。最初薄弱处土颗粒被渗透水流侵蚀后形成空隙区会影响流场的分布,形成集中渗流区或颗粒阻塞区,使得侵蚀区域发生迁移或扩展(周健, 2007)。集中渗流区侵蚀发展较快,可能会形成贯通的渗蚀通道(王霜, 2015)。颗粒阻塞区则会加速水流的集中速率,使得其余区域水力梯度增加幅度较大(周健, 2007)。当达到临界水力梯度时,颗粒运移程度剧烈,流场中水压波动也较剧烈,如渗蚀出口处水力梯度甚至达到其它区域的 2-3 倍(姚志雄, 2009)。

正是由于渗蚀细观机制的复杂性,相应的数值分析研究也逐步展开。一类是利用有限元将土体视为连续性介质并与渗透水流进行耦合的唯象分析(李守德等, 2003; 周晓杰等,

2009; 胡亚元和马攀, 2013), 它很难捕捉渗蚀中土颗粒流失, 重新排列、沉积等重要特征。因此, 另一类基于流体力学(CFD)和散体介质(DEM)的多相耦合仿真分析方法(CFD-DEM)在渗蚀研究中越发常见(周健, 2007; 张刚, 2007; Fujisawa 等, 2010)。这种方法将土体视为不同相的组合, 如土骨架以及土骨架孔隙中的水流与细颗粒。它可考虑内部侵蚀过程中细颗粒从土骨架中的流失。CFD-DEM 耦合仿真分析方法可捕捉基坑渗蚀过程中土体的主要力学特征, 也可用于解决实际基坑渗蚀问题(Fujisawa 等, 2010; Zhou 等, 2012)。

1.3 研究意义和主要研究内容

富水含砂地区严重的土体渗蚀会造成基坑挡墙墙后、地下管道周围或大坝坝身的地表塌陷, 对紧邻的周围构筑物会产生严重影响甚至破坏。目前研究对多种渗蚀影响因素, 如砂土细粒含量(F_c)、水力梯度(i)和渗透水流中悬浮颗粒含量(C)的耦合作用和渗蚀后土体力学性质变化规律仍缺乏细观机制上的深入研究。对于常见基坑渗蚀灾害, 缺少可考虑土体细观特性的数值分析方法, 对基坑主动区和被动区土体颗粒运移规律, 渗蚀通道形成过程和颗粒运移与流场演化相互关系等方面缺少细观机理方面的深入了解。

本文围绕砂土渗蚀的细观机制和宏观响应, 首先利用室内试验和流固耦合数值方法(CFD-DEM)从单元尺度研究不同平均有效应力 p' 、偏应力 q 、来流中颗粒浓度 C 和细颗粒含量 F_c 对间断级配砂土试样渗蚀的影响, 从宏观与细观角度(如孔隙尺寸分布、颗粒间接触力分布、力链屈曲和应变能演化等)对计算结果(包括颗粒流失量、试样变形、渗透系数演化和接触各向异性演化等)进行分析, 揭示上述因素对砂土渗蚀影响的机制。然后基于单元试验结果, 建立基坑渗蚀离心机模型和相应的 CFD-DEM 模型, 得到基坑主动区土颗粒在渗蚀作用下的运移模式及其诱发的地表沉降规律, 为防止和减轻基坑渗蚀灾害提出相应的工程建议。本文具体研究内容如下:

(1) 利用流固耦合数值方法研究不同应力条件、细粒含量和渗透水流中细颗粒浓度对间断级配砂土渗蚀过程中流失量和变形等的影响, 对宏观现象的细观机理进行分析;

(2) 分析上述各类工况下试样渗蚀过程渗透性质变化规律, 研究各因素对砂土渗透性演化的影响机制;

(3) 分析各类工况下试样渗蚀前后力学性质变化规律, 研究渗蚀前后试样细观特征演化对其力学性质的影响;

(4) 利用离心机试验和 CFD-DEM 数值方法研究基坑因挡墙缺陷造成的渗蚀过程, 从

宏细观角度分析基坑主动区和被动区土体颗粒运移规律，渗蚀通道形成过程和颗粒运移与流场演化相互关系。本文研究路线如图 1-11 所示。



图 1-11 本文研究路线

2 渗蚀流固耦合模拟及实验方法

2.1 CFD-DEM 方法简介

CFD-DEM 方法利用计算流体力学(CFD)和离散元方法(DEM)来分别考虑流体与土体颗粒的性质,并将两者间的相互作用力通过第三方耦合程序进行交互,如图 2-1 所示。

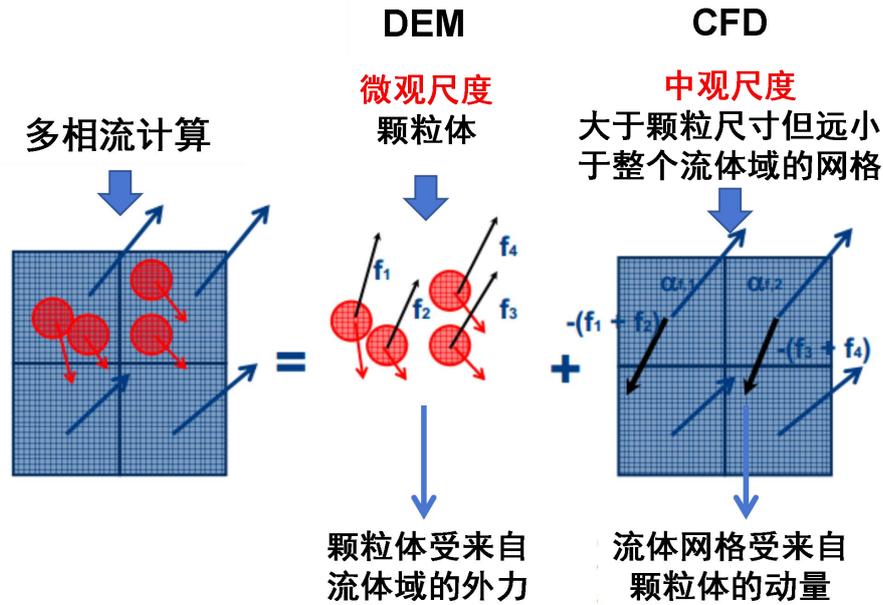


图 2-1 流固耦合方法(CFD-DEM)计算原理示意

它主要由三个部分构成,分别是离散元法(DEM),计算流体力学(CFD)及 CFD-DEM 耦合算法。DEM 主要用于对土颗粒的仿真,CFD 则是仿真土中的渗透水流。CFD-DEM 耦合算法主要计算流体-颗粒间相互作用力,以及实现 CFD 与 DEM 间信息交互,例如将 DEM 中颗粒位置与速度变量传递给 CFD,使之在计算中考虑颗粒存在的影响。开源 DEM 软件 LIGGGHTS 和 CFD 软件 OpenFOAM 是本研究中具体使用的多相耦合仿真分析工具。下面简要介绍这三个仿真分析方法的基本原理和控制方程。

2.1.1 DEM 方法控制方程

DEM 中颗粒运动遵循牛顿第二定律,颗粒 i 的平动和转动由下式计算:

$$\begin{cases} m_i \frac{d\mathbf{U}_i}{dt} = \sum_{j=1}^{n_i^c} \mathbf{F}_{ij}^c + \mathbf{F}_i^f + \mathbf{F}_i^g \\ I_i \frac{d\boldsymbol{\omega}_i}{dt} = \sum_{j=1}^{n_i^c} \mathbf{M}_{ij} \end{cases} \quad (2-1)$$

其中 m_i 和 I_i 分别代表颗粒 i 的质量和转动惯量。 \mathbf{U}_i 和 $\boldsymbol{\omega}_i$ 分别是颗粒 i 的平动速度与转动角

速度。 \mathbf{F}_{ij}^c 和 \mathbf{M}_{ij} 分别为颗粒 j 作用于颗粒 i 上的接触力(计算公式见下文)和转动力矩。 \mathbf{F}_i^g 是颗粒 i 的重力。 \mathbf{F}_i^f 是作用于颗粒 i 上的流体-颗粒的相互作用力, 计算见下文。本研究中颗粒间接触模型采用 Hertz 非线性接触定律(Mindlin 和 Deresiewicz, 1953; Renzo 和 Maio, 2004)。

DEM 方法中利用 Hertzian 接触模型(Mindlin and Deresiewicz, 1953; Renzo and Maio, 2004)来描述颗粒间的相互接触行为, 颗粒间接触模型如图 2-2 所示(Jiang 等, 2003)。颗粒间的接触力可以用弹簧与粘壶的作用来表示, 当接触力达到一定限值时, 颗粒便会相互分离。

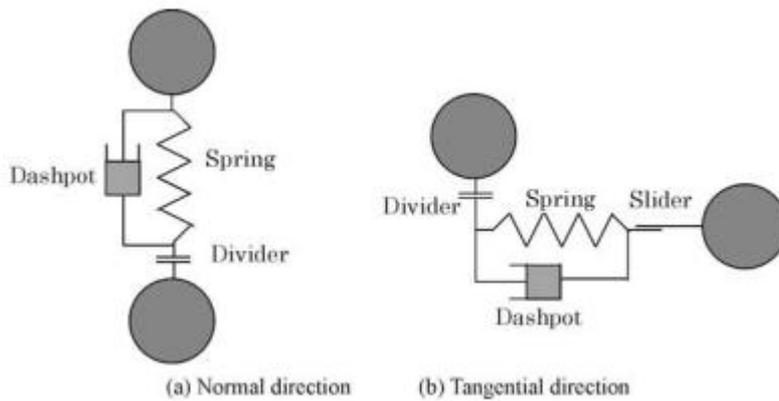


图 2-2 DEM 中颗粒间接触模型示意(Jiang 等, 2003)

颗粒间接触力按如下公式计算:

$$\mathbf{F}^c = \mathbf{F}^n + \mathbf{F}^t = (k_n \delta_{nij} - \gamma_n \mathbf{v}_{nij}) + (k_t \delta_{tij} - \gamma_t \mathbf{v}_{tij}) \quad (2-2)$$

其中 k_n 和 k_t 分别为接触间的法向和切向刚度, γ_n 和 γ_t 分别是接触间的法向和切向粘滞系数。 δ_{nij} 和 δ_{tij} 分别是接触的法向和切向颗粒重合量。 \mathbf{v}_{nij} 和 \mathbf{v}_{tij} 分别是接触颗粒的相对法向和切向速度。 k_n 和 k_t 由下式计算:

$$k_n = \frac{4}{3} E^* \sqrt{R^* \delta_n} \quad (2-3)$$

$$k_t = 8G^* \sqrt{R^* \delta_n} \quad (2-4)$$

$$\gamma_n = -2\sqrt{\frac{5}{6}} \beta \sqrt{S_n m^*} \quad (2-5)$$

$$\gamma_t = -2\sqrt{\frac{5}{6}}\beta\sqrt{S_t m^*} \quad (2-6)$$

其中 E^* 和 G^* 分别是等效弹性与剪切模量。 R^* 是两个相互接触颗粒的等效半径。如式(2-3)和(2-4)所示, 法向与切向刚度均与弹性模量(E^* 和 G^*), 与颗粒粒径相关的参数(R^*)和颗粒间重叠量(δ_n)有关。 E^* , G^* 和 R^* 由下式计算:

$$S_n = 2E^* \sqrt{R^* \delta_{nij}} \quad (2-7)$$

$$S_t = 8G^* \sqrt{R^* \delta_{nij}} \quad (2-8)$$

$$\beta = \frac{\ln e}{\sqrt{\ln^2 e + \pi^2}} \quad (2-9)$$

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1-\nu_i^2}{E_i} + \frac{1-\nu_j^2}{E_j} \quad (2-10)$$

$$\frac{1}{G^*} = \frac{2(2+\nu_i)(1-\nu_i)}{E_i} + \frac{2(2+\nu_j)(1-\nu_j)}{E_j} \quad (2-11)$$

$$\frac{1}{R^*} = \frac{1}{r_i} + \frac{1}{r_j} \quad (2-12)$$

$$\frac{1}{m^*} = \frac{1}{m_i} + \frac{1}{m_j} \quad (2-13)$$

其中 E_i 和 E_j 分别是两个接触颗粒 i 和 j 的弹性模量; ν_i 和 ν_j 分别是两个接触颗粒 i 和 j 的泊松比; r_i 和 r_j 分别是两个接触颗粒 i 和 j 的半径。

弹性模量、颗粒半径和泊松比是材料特性, 在计算中是常量, 接触颗粒间的重叠量(δ_n)则是在计算过程中由 DEM 程序不断计算及更新。本研究中假设每个颗粒的弹性模量和泊松比都是相等的。4.2 节模型尺寸与参数中给出了具体的材料参数, 如弹性模量和泊松比。

2.1.2 CFD 方法控制方程

CFD 域中, 流体运动主要由连续性方程和动量方程控制, 如下所示:

$$\begin{cases} \frac{\partial(n\rho_f)}{\partial t} + \nabla \cdot (n\rho_f \mathbf{U}^f) = 0 \\ \frac{\partial(n\rho_f \mathbf{U}^f)}{\partial t} + \nabla \cdot (n\rho_f \mathbf{U}^f \mathbf{U}^f) - n\nabla \cdot (\mu\nabla \mathbf{U}^f) = -\nabla p - \mathbf{f}^p + n\rho_f \mathbf{g} \end{cases} \quad (2-14)$$

其中 \mathbf{U}_f 和 p 是流体网格的平均速度和压强。 \mathbf{f}^p 是单位体积颗粒与流体间平均相互作用力，即 $\mathbf{f}^p = \sum_{i=1}^k \mathbf{F}_i^f / \Delta V$ ，其中 ΔV 是流体网络体积， k 是颗粒数。 ρ_f 和 μ_f 分别是流体密度和粘度。 \mathbf{g} 是重力加速度。 n 是流体网格中颗粒体的孔隙率， $n = v_{\text{void}} / v_c$ ，其中 v_c 是单个流体网格的体积， v_{void} 是该流体网格中颗粒的体积。

2.1.3 流体-颗粒相互作用力计算

在渗蚀问题中，流体-颗粒相互作用力 \mathbf{F}^f 主要包括拖曳力 \mathbf{F}^d ，粘滞力 \mathbf{F}^p 和动压差力 \mathbf{F}^v (Hosn 等, 2018; Hu 等, 2019)。本研究中也主要考虑上述三种流固相互作用力，忽略其它相互作用力对砂土渗蚀特性的影响。 \mathbf{F}^f 的计算如下式所示：

$$\mathbf{F}^f = \mathbf{F}^d + \mathbf{F}^p + \mathbf{F}^v \quad (2-15)$$

流体对土颗粒产生的拖曳力 \mathbf{F}^d 采用 Di Felice 等 (1994) 方法计算，如公式(2-16)所示，它适用于颗粒体密度较大的情况，在流体雷诺数变化较大时也成立：

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{F}^d = \frac{1}{8} C_d \rho_f \pi d_p^2 (\mathbf{U}^f - \mathbf{U}^p) |\mathbf{U}^f - \mathbf{U}^p| n^{1-\chi} \\ C_d = \left(0.63 + \frac{4.8}{\sqrt{\text{Re}_p}} \right)^2 \\ \text{Re}_p = \frac{n \rho_f d_p |\mathbf{U}^f - \mathbf{U}^p|}{\mu} \\ \chi = 3.7 - 0.65 \exp\left[-\frac{(1.5 - \log_{10} \text{Re}_p)^2}{2}\right] \end{array} \right. \quad (2-16)$$

其中 C_d 是流体与颗粒相互作用力系数。 χ 是某颗粒的周围颗粒对此颗粒所受流体力的影响系数。 d_p 和 \mathbf{U}_p 分别是颗粒的直径与速度。 V_p 是单个颗粒的体积。 Re_p 是单个颗粒的雷诺数。作用于颗粒上的动压差力和粘滞力计算见公式(2-17)和(2-18) (Zhou 等, 2010):

$$\mathbf{F}^p = -V_p \nabla p \quad (2-17)$$

$$\mathbf{F}^v = V_p \nabla \cdot \boldsymbol{\tau} \quad (2-18)$$

其中 $\boldsymbol{\tau}$ 是流体剪切力。

本研究使用的 CFD-DEM 方法中，CFD 和 DEM 方法的边界控制条件是相互独立的，它们分别只控制流体和颗粒特性的正常计算。边界条件的具体设置条件见下章中不同案例的介绍。

2.1.4 CFD-DEM 方法的数值实现

CFD-DEM 方法计算时将流体域离散成网格，网格尺寸一般是颗粒直径的 3-5 倍。每个时间计算步里，DEM 计算程序向 CFD 程序提供固体颗粒的位置、速度及接触力等信息。CFD 程序根据颗粒位置信息将每个颗粒与所处的网格进行匹配，然后依据 Tsuji 等(1993)提出的粗网格估算法，利用(2-14) 计算 CFD 网格的平均流体压力和速度。CFD 程序计算得到的流体平均压力和速度信息同样交互给 DEM 程序，利用式(2-15)-(2-18)计算流体作用于颗粒上的力，如拖曳力，粘滞力和动压差力。上述 DEM 和 CFD 程度间信息的交互过程需要迭代算法保证流体的压力和速度值收敛。当流体压力和速度的收敛解得到后，流体与颗粒间的接触力信息将传递给 DEM 程序以进行下一时间步的颗粒运动规律的计算。

2.2 常重力渗蚀试验

2.2.1 试验设置

为研究渗蚀过程中试样颗粒流失量，竖向变形和渗透系数的变化以及为 CFD-DEM 方法提供验证案例，本节介绍利用可施加竖向应力的渗透仪进行常重力情况下的散体颗粒试样的渗蚀试验。考虑到本文中 CFD-DEM 方法生成的试样颗粒为球形，为方便与数值方法进行比较验证，试验中使用玻璃珠与福建标准砂制成的试样进行渗蚀试验。玻璃珠直径 0.8-1.0 mm，福建标准砂平均粒径 0.17 mm，按照一定的比例混合后形成的试样级配曲线如图 2-3 所示。由图 2-3 可知，试验一共针对细粒含量 $F_c=20\%$ 和 35% 两种试样细观结构进行研究，由文献综述 1.2.2 节知 $F_c=20\%$ 时，试样中粗颗粒间相互接触，细颗粒松散堆积于粗颗粒形成的孔隙中，外力主要由砂土中粗颗粒承担，细颗粒承担的有效应力小于土体总平均有效应力。当细颗粒含量 $F_c=35\%$ ，细颗粒充满粗颗粒间孔隙并将粗颗粒分隔开，此时细颗粒承担的有效应力十分接近或等于土体总平均有效应力。

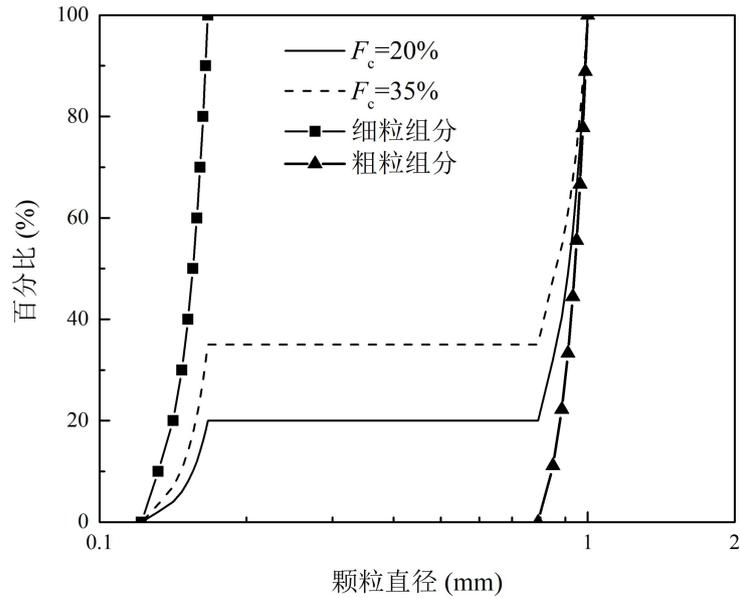


图 2-3 渗蚀单元试验玻璃砂级配曲线



图 2-4 渗蚀单元试验装置

本试验中竖向总应力设置为 $p'_v=50$ 和 200 kPa，水力梯度从 0 分级增加到 8.0 ，每级水力梯度增量为 0.25 ，每级持续时间为 15 分钟。试验过程中监测试验细颗粒流失量、试样渗透系数和竖向变形的演化。细颗粒流失量通过测量装置整体重量的变化得到。试样渗透系数通过测量单位时间内入水箱中水体积的减小，然后根据达西定律计算获得。试验竖向

变形通过直接测量加载板位置变化得到。

表 2-1 总结了试验中试样主要性质参数和所受工况。

表 2-1 试样主要参数

试样	细粒含量, F_c (%)	孔隙比	干密度(kg/m^3)	竖向压力 (kPa)	水力梯度
FC15	20	0.54	15.9	50, 200	0-8.0
FC35	35	0.43	16.7		

试样的制备过程如下：1、将玻璃珠与福建砂混合均匀后，放入渗透仪中，并适当压实；2、当填入的散体颗粒达到 100 mm 高度后，用砝码向其施加 50 或 200 kPa 竖向压力；3、待试样在竖向压力作用下变形稳定后，从试样下端入水口缓慢充入水流饱和试样。所有步骤完成后，继续给试样施加 50 或 200 kPa 竖向压力直到试样高度保持稳定，稳定后的试样高度分别为 93 mm 与 92 mm。这说明散体颗粒在不同围压下其孔隙比变化很小。

本节主要基于 Chang(2013)单元渗蚀试验和本文 2.2 节中单元渗蚀试验结果对 CFD-DEM 方法进行验证，以说明该方法可反映渗蚀宏观现象的主要特征，能够利用它对砂土渗蚀现象进行更加深入的研究。

2.2.2 试验结果

图 2-5 显示的是不同试样在 $p'_v=50$ 和 200 kPa 情况下，渗蚀过程细颗粒流失量演化结果。当试样所受竖向应力较大($p'_v=200$ kPa)时，颗粒开始出现流失的水力梯度(i_{cr})会相应增大。如 $F_c=35\%$ ， $p'_v=50$ kPa 时， $i_{cr}=2.0$ ， $F_c=35\%$ ， $p'_v=200$ kPa 时， $i_{cr}=3.5$ 。这主要因为竖向应力的增大会增加的接触力，使得颗粒运移和流失更加困难(Shire 等, 2014; Ke 和 Takahashi, 2015)。对于细颗粒最终渗失量，竖向压力对不同试样的影响不同。高细粒含量试样($F_c=35\%$)在较大竖向应力下，最终细颗粒流失量也较大。图 2-5 显示 $p'_v=200$ kPa 时， $F_c=35\%$ 试样细颗粒流失量比 $p'_v=50$ kPa 时增大约 50%。对于此现象的发生原因，本章 3.4 和 3.5 节根据 CFD-DEM 数值模拟结果进行了宏观方面的详细分析。

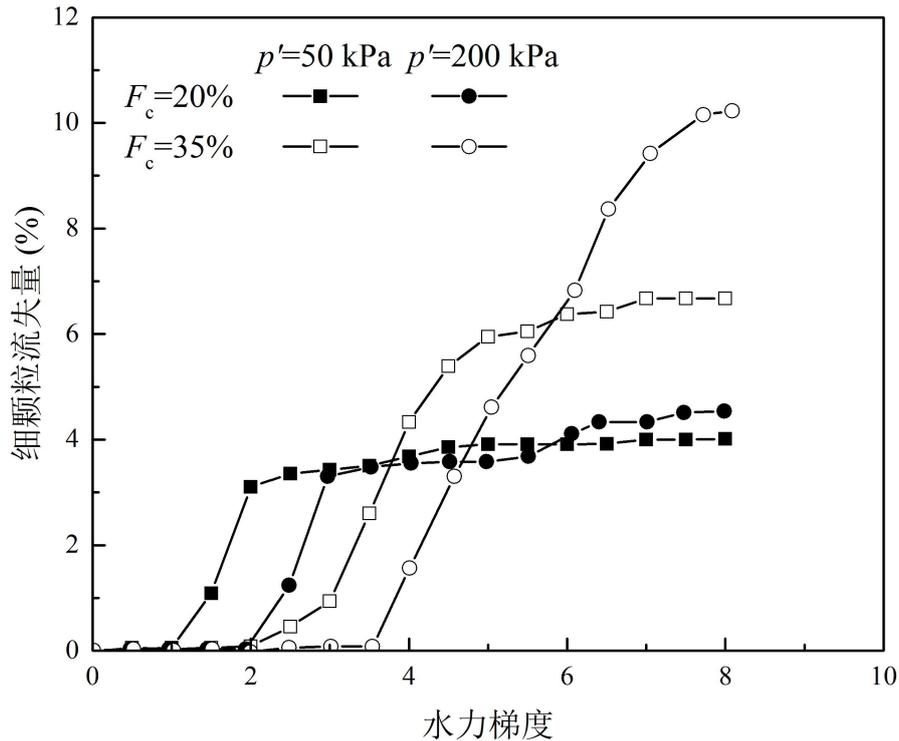


图 2-5 $p'_v=50$ 和 200 kPa 时, $F_c=20\%$ 和 35%试样渗蚀过程细颗粒流失量演化

对于低细粒含量试样($F_c=20\%$), 竖向压力对最终细颗粒流失量的影响却相对不明显。这主要因为当细颗粒含量较低时, 即 $F_c=20\%$, 粗颗粒间相互接触, 细颗粒松散堆积于粗颗粒形成的孔隙中, 外力主要由砂土中粗颗粒承担, 细颗粒承担的有效应力小于土体总平均有效应力。竖向应力对细颗粒间接触力的影响并不明显, 在相同水力梯度下, 细颗粒流失量也较接近。

图 2-6 是不同试样在 $p'_v=50$ 和 200 kPa 情况下, 渗蚀过程中试样竖向变形演化结果。对同种细粒含量的试样, 其竖向变形量与其细颗粒流失量呈正相关关系, 即细颗粒流失越多, 试样竖向变形越大。如 $F_c=35\%$ 时, $p'_v=50$ kPa 情况下细颗粒流失量为约 7.0%, 竖向变形约为 5.1%, 而 $p'_v=200$ kPa 情况下细颗粒流失量为约 10.5%, 竖向变形约为 9.7%。但是对于不同细粒含量试样, 细颗粒流失量对试样竖向变形的影响程度并不相同。由于 $F_c=20\%$ 试样中主要是粗颗粒相互接触并承担竖向荷载, 细颗粒提供较弱的支撑作用。因此, 细颗粒的流失并不会对粗颗粒的相对位置及试样整体变形有明显影响。 $F_c=35\%$ 试样中细颗粒分隔开粗颗粒并承担较大的竖向荷载, 细颗粒的流失使粗颗粒失去支撑, 使其发生明显的位置重分布, 从而引起试样明显的竖向变形。

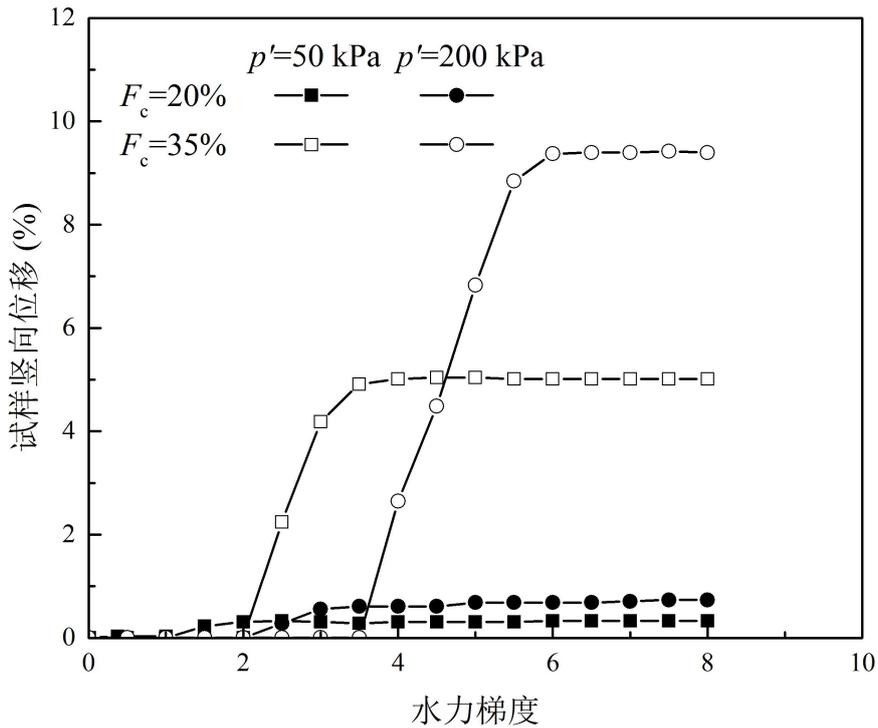


图 2-6 $p'_v=50$ 和 200 kPa 时, $F_c=20\%$ 和 35%试样渗蚀过程竖向变形演化

图 2-7 显示的是不同试样在 $p'_v=50$ 和 200 kPa 情况下, 渗蚀过程中试样渗透系数 k 演化结果。本文中, k 的定义如下:

$$k = \frac{q}{A} \tag{2-20}$$

其中 q 为通过试样截面的水流流量, A 为试样截面积。首先, $F_c=35\%$ 试样初始渗透系数小于 $F_c=20\%$ 试样, 因为 $F_c=20\%$ 试样中细颗粒未填满粗颗粒间孔隙, 其孔隙比大于 $F_c=35\%$ 试样, k 也相应较大。 $F_c=35\%$ 试样的渗透系数 k 在颗粒开始流失后(如 $p'_v=50$ kPa, $i_{cr}=2.0$ 时)突增, 然后又缓慢减小, 这一趋势与 Chang (2013)和 Ma 等(2016)渗蚀实验结果类似。突增原因主要是 $F_c=35\%$ 试样中细颗粒填满粗颗粒间孔隙, 渗蚀初始阶段, 水流相对均匀的通过试样截面, 渗透系数基本无变化。随着渗透水流的持续作用, 试样中细颗粒不断流失, 并且往往集中于试样截面的局部。当纵向不同截面形成贯通的渗蚀区域后, 渗透水流会集中从此贯通通道通过, 如图 2-8(a)所示。此时, 渗透系数 k 会明显增大。

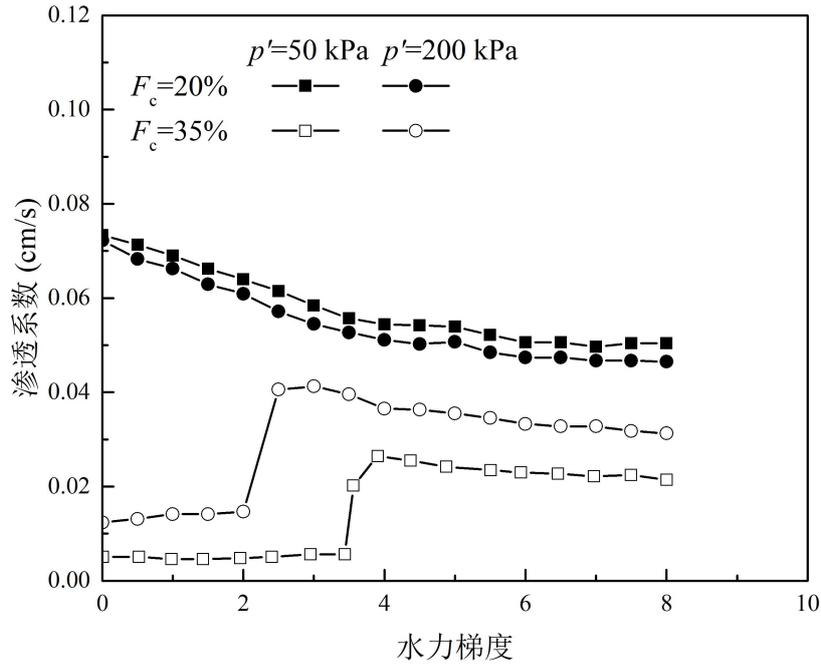


图 2-7 $p'_v=50$ 和 200 kPa 时, $F_c=20\%$ 和 35% 试样渗蚀过程渗透系数演化



图 2-8 (a) $F_c=35\%$; (b) $F_c=20\%$ 试样渗蚀后特征

对于 $F_c=20\%$ 试样, 细颗粒未填满粗颗粒间孔隙, 渗透水流可沿孔隙比较大的区域通过, 不会出现形成贯通通道后渗透系数 k 突增的现象。相反, 在 $F_c=20\%$ 试样中, 细颗粒会在渗透水流作用下发生明显运移, 一部分会随水流流出试样, 另一部分则会堵塞在试样下部, 从而减小试样下部截面上孔隙面积和水流流量。因此, 在本研究 $i=0-8.0$ 范围内, $F_c=20\%$ 试样渗透系数会趋于减小。针对低细粒含量试样的渗蚀试验研究(Xiao 和 Shwiyhat, 2012; Marot 等, 2009), 其渗透系数演化也出现类似结果。如果渗透水流增大到可以冲走堵塞区的细颗粒, 则试样渗透系数会在减小后进一步增大。

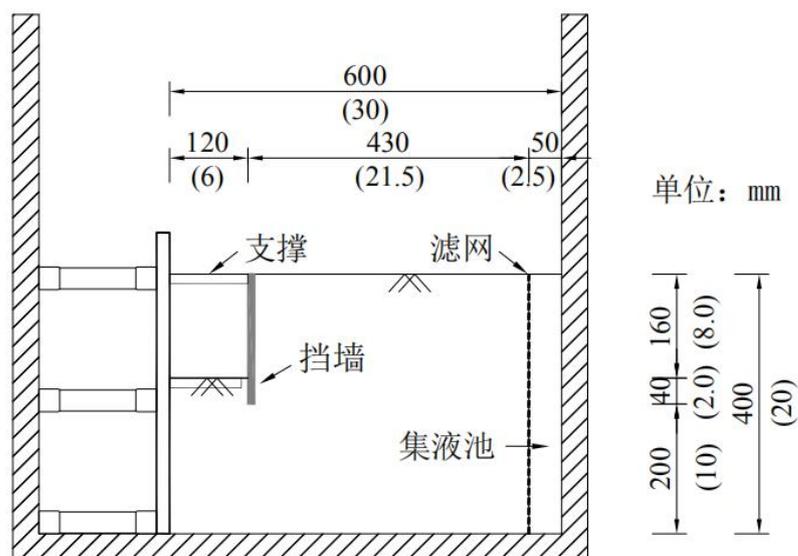
2.3 基坑渗蚀灾害的离心机模型试验研究

2.3.1 背景介绍

土工离心模拟试验将土工模型置于高速旋转的离心机中，让模型承受大于重力加速度的离心加速度作用，来补偿因模型尺寸缩小而导致土工构筑物自重的损失。所以，离心模拟试验对模拟以自重为主要荷载的岩土结构物并研究其性状特别有效。离心模拟试验能很好地反映原型的应力、应变特性，比通常静力条件下的物理模拟更接近于实际。利用土工离心模拟技术研究水在土体中的渗透特性时，水在模型中的渗透速度是原型中的 N 倍，用公式表示为 $v_m = Nv_p$ ，这个结果已经被试验所验证。由于渗流速度不同，如果用同样的土和水，模型和原型中的雷诺数 Re 不同。Singh 等(2018)通过试验验证，只要保证 $Re < 1$ ，达西定律在离心机中还是有效的。

2.3.2 离心机模型设置

基坑渗蚀离心机试验离心加速度为 50 倍的常重力加速度值。图 2-9 是离心机模型的截面图和平面图。根据实际工程案例，进行开挖深度 6m，宽度 12m 的基坑渗蚀离心机试验，按开挖中轴线取一半进行实验分析。挡墙高 10m，厚度 1m。在开挖面以下 5m 处设置一直径 0.8m 的半圆孔用以模拟挡墙裂隙。该孔直径较大主要是考虑土颗粒实际直径为 5mm，50 倍重力加速度下相当于 0.25m，因此设置较大的孔洞利于细颗粒的流失和墙后土体的破坏。试验中在坑内顶面面与开挖面以下 1m 处设置两道支撑。



(a)

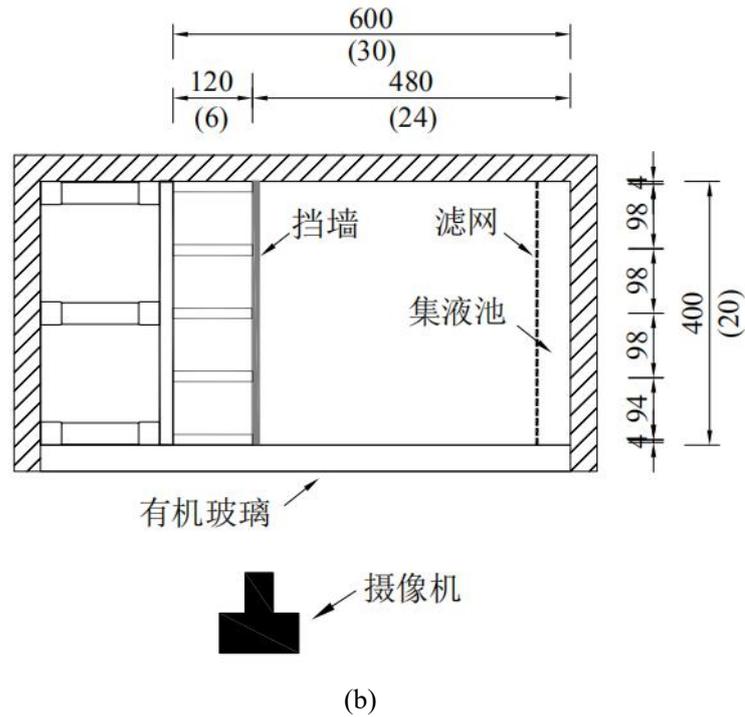
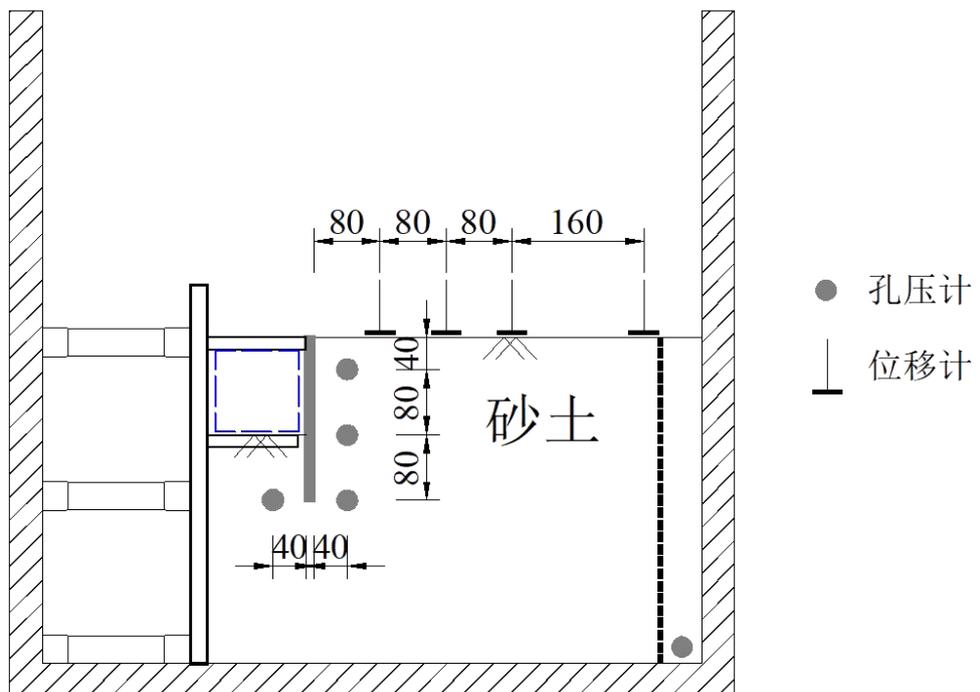


图 2-9 离心机模型装置(a)立面图; (b)平面图(括号中数值为 50g 时的等效尺寸)

图 2-10 显示的是各监测装置的安装位置。离心机试验中主要利用摄像机拍摄截面上砂土在渗蚀灾害下的演化过程，土体挡墙前后埋设孔压计监测试验过程中不同位置处水压演化，在支护侧土表面对称轴上不同位置安装激光位移计监测地表沉降值。实际模型搭设如图 2-11 所示。



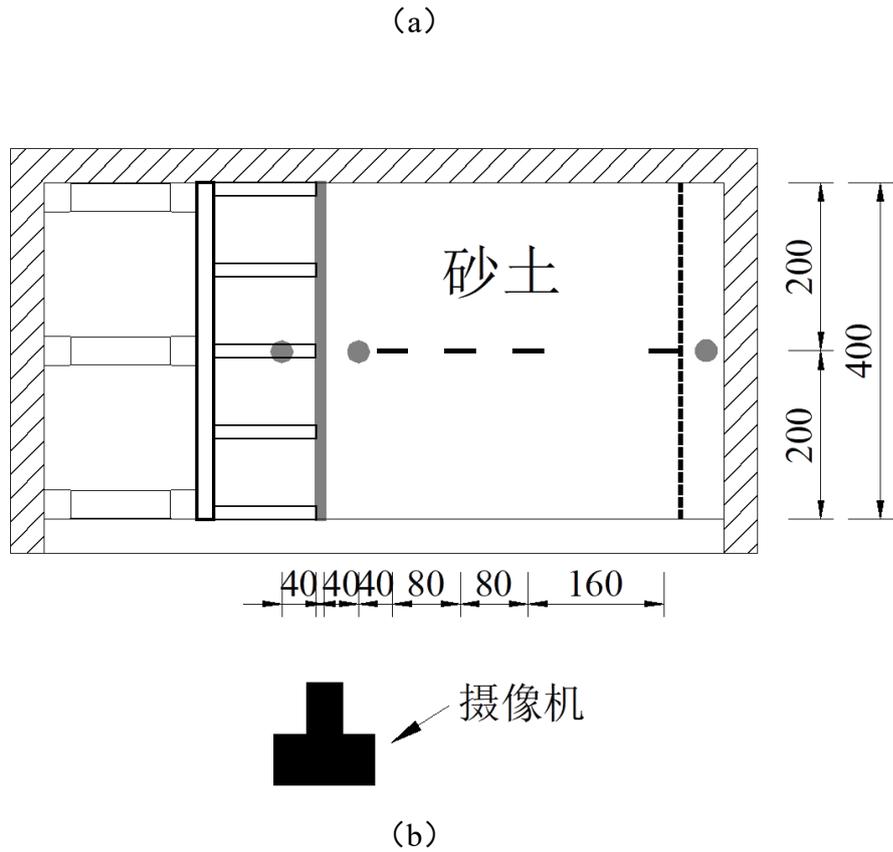
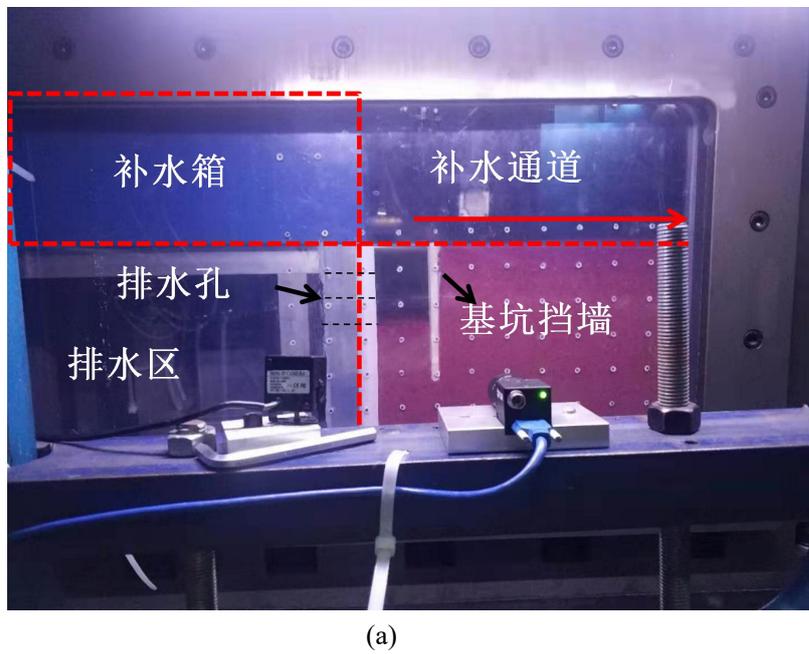
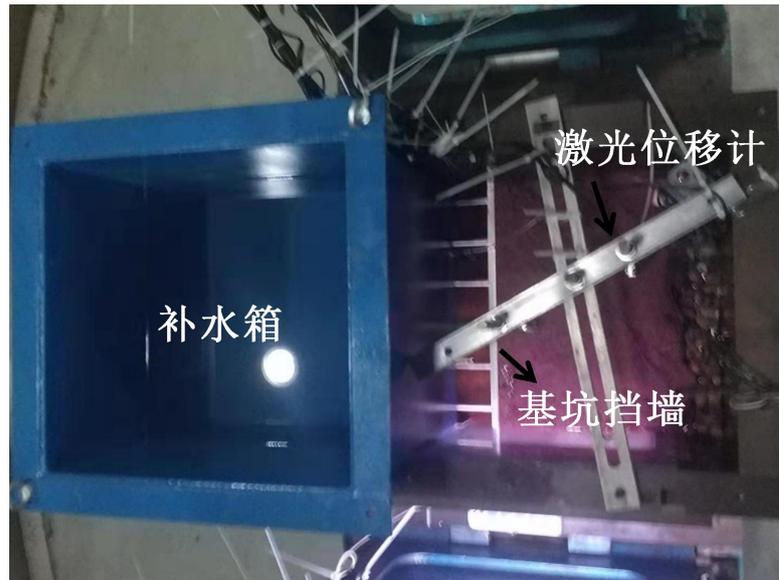


图 2-10 离心机模型装置监测单元布置(a)截面图; (b)平面图





(b)

图 2-11 离心机模型装置实际布置图(a)立面图; (b)平面图

2.3.3 离心机试验材料

为使土颗粒在渗透水流下更易流动，试验中使用的是不同粒径玻璃珠所混合的材料替代砂土。混合材料级配满足散体颗粒可产生渗蚀的级配条件，如图 2-12 所示，即 $D_{85}/d_{15} > 4$ 。试样 $F_c=15\%$ 是为了使细粒在骨架中承担应力较小(Shire 等, 2014)，进而易在渗透水流作用下发生移动。

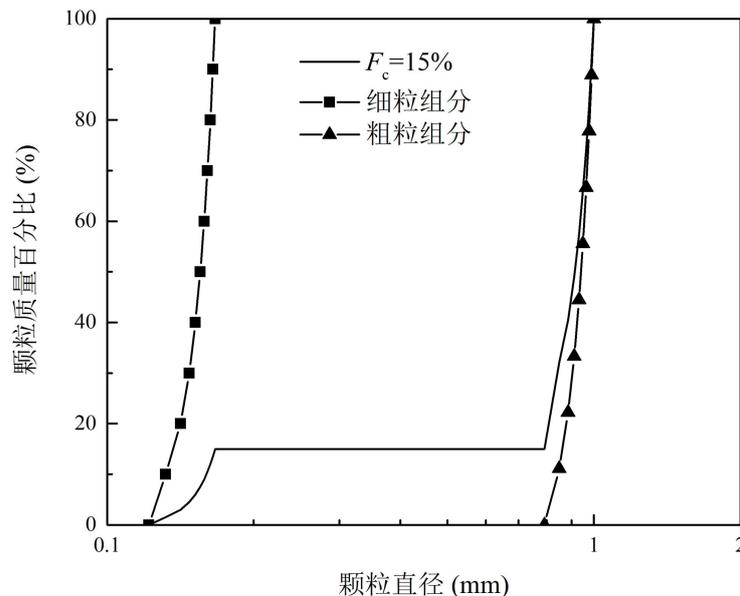


图 2-12 基坑离心机模型试验散体材料级配

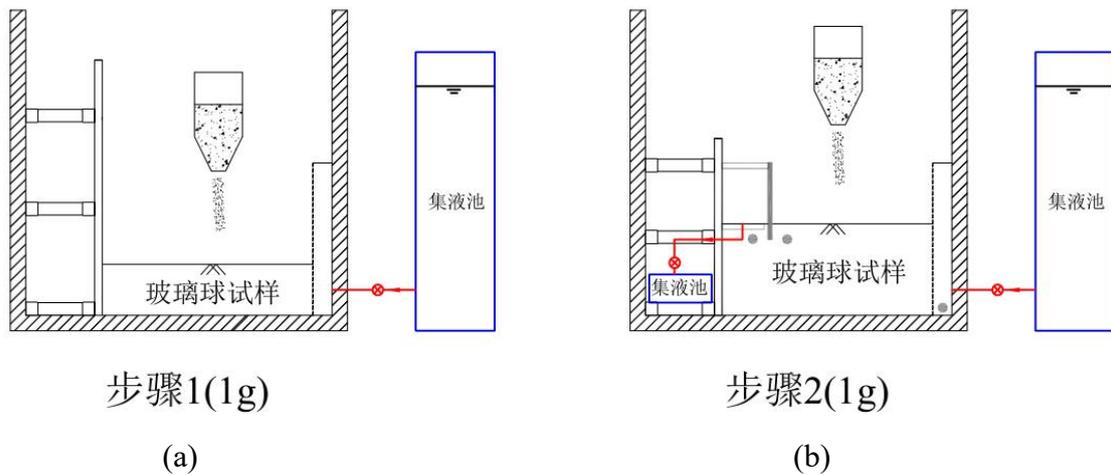
为方便观察细颗粒流出量后期 PIV 图像处理，将贴近玻璃的玻璃珠染成红色。模型挡墙与支撑采用铝合金。试验中所用流体为水。模型中各材料属性见表 2-2。

表 2-2 试验材料性质表

材料	属性	目的
流体	水	增加流体流速和对颗粒的拖曳力
混合玻璃珠	$d_{50}=0.17\text{mm}$ $d=0.4\text{ mm}-5.0\text{ mm}$	满足试样产生渗蚀的几何条件
铝合金	弹性模量: $E = 68\text{ GPa}$, 屈服强度: $\sigma = 124\text{ MPa}$	模拟挡墙

2.3.4 离心机试验步骤

利用落雨法铺玻璃珠，装玻璃珠漏斗高度使得玻璃珠相对密实度 $D_r=65\%$ 。铺玻璃珠过程中在预设位置埋设孔隙水压力计，补水管和排水管等部件，如图 2-13 中步骤 1-3 所示。铺玻璃珠完成后，利用真空负压法将水缓慢压入材料体中进行饱和，如图 2-13 中步骤 4 所示。所有准备步骤完成后，将装置吊入离心机开始试验。



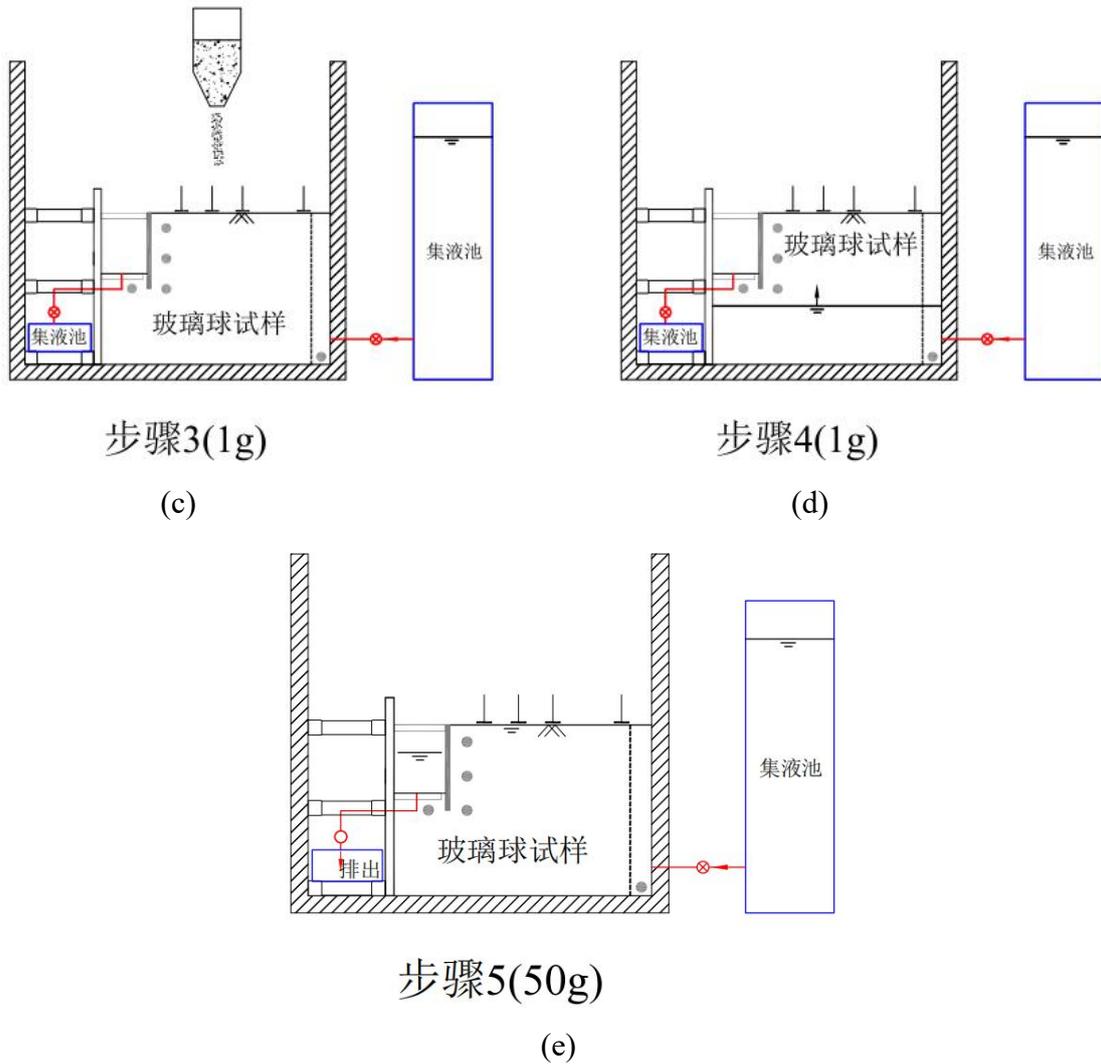


图 2-13 基坑渗蚀离心机试验主要步骤

2.4 小结

CFD 和 DEM 的流固耦合数值分析方法(CFD-DEM)可以反应渗蚀过程中试样宏观特征(如试样变形,流失量和渗透系数演化)和流体与固相互作用(如流体拖曳力对颗粒脱离运移的影响,颗粒流失或堵塞对流体局部流速的影响)。

渗蚀单元试验和离心机试验可从不同尺度对渗蚀影响进行评估及研究。土单元试验有利于深入了解渗蚀过程中土体颗粒运移、阻塞机制,渗蚀前后土体力学性质变化规律。以基坑工程为背景的渗蚀离心机试验则可从工程尺度研究渗蚀后土体对岩土构筑物的影响,探究减小砂土渗蚀灾害的方式方法。

3 应力水平对砂土易蚀性影响的细观机制

3.1 概述

间断级配土的渗蚀特性主要由土体的平均有效应力(p'), 细颗粒含量(F_c)和水力梯度(i)决定(Tomlinson and Vaid, 2000; Bendahmane et al, 2008; Li and Fannin, 2012; Luo et al., 2013; Chang and Zhang, 2013; Shire et al., 2014; Ke and Takahashi, 2014; Wang et al., 2014; Liang et al., 2017; Kawano et al., 2018; Hu et al., 2019)。某些研究结果(Shire and O'Sullivan, 2013; Shire et al., 2014; Kawano et al., 2018; Hu et al., 2019)表明, 较大的土体平均有效应力会增大颗粒间接触力, 从而使得土体渗蚀更难发生。相反, 也有一些研究(Tomlinson and Vaid, 2000; Papamichos, 2001; Bendahmane et al, 2008; Chang, 2013)表明, 间断级配土中平均有效应力的增大会使土体渗蚀更加严重, 如细颗粒流失量增大。

平均有效应力 p' 对土体渗蚀的相反影响可能是前述研究中 p' 、 F_c 和 i 取值范围较小造成的。例如, 得出 p' 对渗蚀的有抑制作用的研究中(Wang et al., 2014; Liang et al., 2017), 砂土试样 F_c 均较低(即细颗粒不能填满粗颗粒间空隙的情况)。而显示 p' 对砂土渗蚀有促进作用的研究中(Papamichos, 2001; Bendahmane et al, 2008; Chang, 2013), 试样 F_c 较高。

鉴于 p' 对砂土渗蚀特性的复杂影响, 本章利用流固耦合方法(CFD-DEM)对不同 p' 、 F_c 和 i 条件下间断级配砂土试样进行渗蚀模拟, 从宏观与细观角度对模拟结果进行分析, 揭示了三种控制因素对砂土渗蚀的耦合影响。不同 p' 、 F_c 和 i 条件下宏观模拟结果, 包括颗粒流失量和试样变形, 显示了高水力梯度情况下($i=2.0$), p' 对高细颗粒含量试样($F_c=35\%$)渗蚀的促进作用, 以及低水力梯度情况下($i=0.2$), p' 对砂土试样渗蚀的抑制作用。这些截然相反的宏观现象均从细观角度, 如力链屈曲和应变能演化等, 进行了分析和合理解释。

3.2 研究平均有效应力(p')对砂土渗蚀影响的 CFD-DEM 模型设置

3.2.1 模拟工况

本章首先根据上节单元渗蚀试验结果验证 CFD-DEM 模型的合理性, 然后进行不同 p' 、 F_c 和 i 条件下 16 个工况的间断级配砂土渗蚀模拟以研究它们耦合作用的影响。每种试样的级配曲线如图 3-1 所示, 其间断比(粗粒组最小粒径与细颗粒组最大粒径之比)约为 4, 根据 Kézdi 方法(Kézdi, 1979)和 Kenney 和 Lau 准则(Kenny and Lau, 1985), 它是可渗蚀试样。间断比取较小值, 主要是为了减小模型中砂土颗粒数量以提高 CFD-DEM 计算效率。

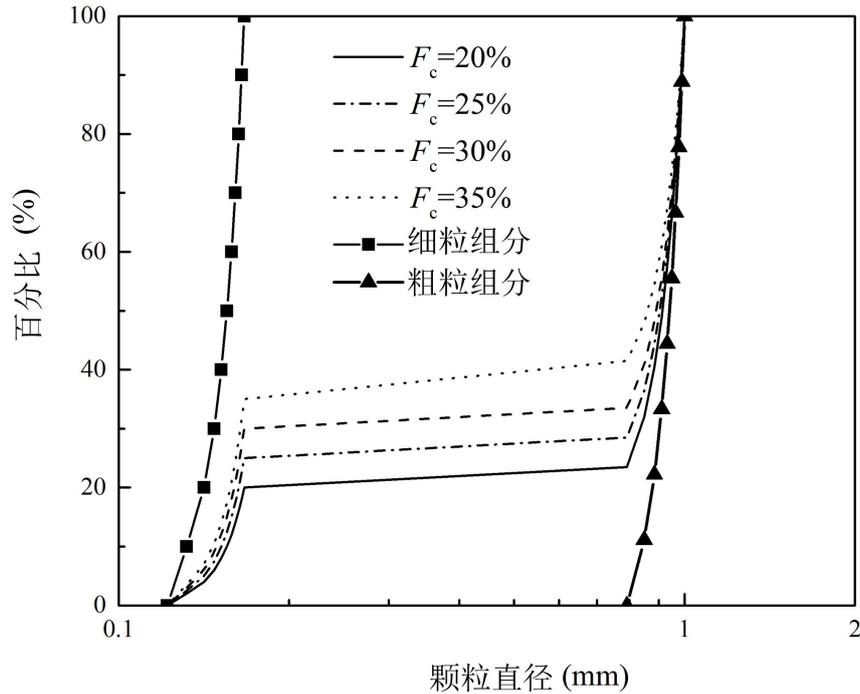


图 3-1 数值模拟试样级配

砂土细颗粒含量取四种值，分别是 $F_c=20\%$, 25% , 30% 和 35% 。图 3-3 显示在不同 p' 下，试样中细颗粒含量与孔隙比之间的关系。当 $F_c=27\%$ 时，试样孔隙比最小，表明此时细颗粒刚好填满粗颗粒间空隙(Shire et al., 2014)。对于 $F_c=20\%$ 和 25% 的试样($F_c<27\%$)，细颗粒未能填满粗颗粒间的空隙，粗粒间直接接触。对于 $F_c=30\%$ 和 35% 的试样($F_c>27\%$)，细颗粒充满粗颗粒间的空隙，并使得粗颗粒间相互分离互不接触(Shire et al., 2014)。在 $F_c=30\%$ 和 35% 情况下，细颗粒的存在对试样整体力学性质有较大的影响。上述两种细粒含量试样接触力传递模式如所示。

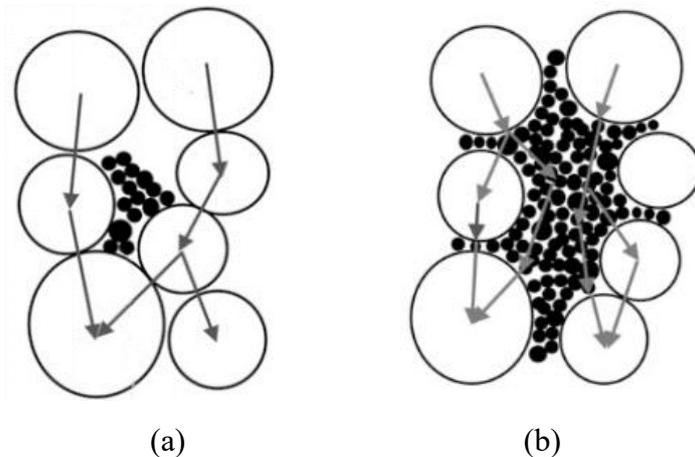


图 3-2 (a) $F_c<27\%$ (b) $F_c>27\%$ 试样接触力传递模式示意图(Shire 等, 2014)

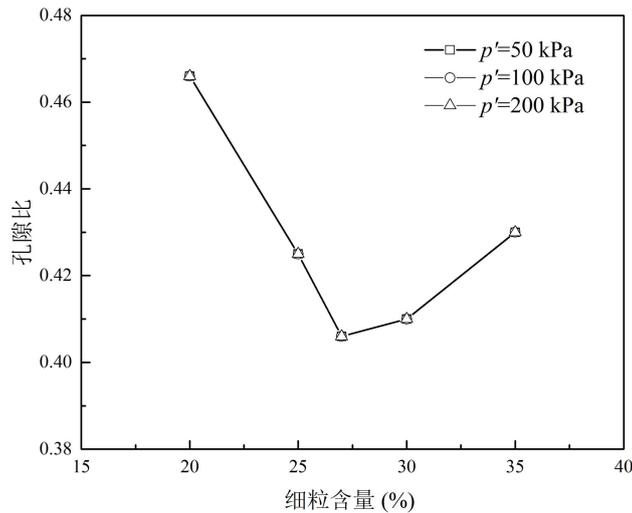


图 3-3 不同 p' 下，细颗粒含量与孔隙比间的关系

在渗蚀模拟中，水力梯度($i=\Delta p/\rho gL$ ，其中 Δp 为试样两端的流体压力差， L 是试样长度)取一个较高值($i=2.0$)和较低值($i=0.2$)。当 $i=2.0$ 时，四种细颗粒含量的试样上加载三个等级的平均有效应力， $p'=50, 100$ 和 200 kPa。当 $i=0.2$ 时，为简化计算，仅在 $F_c=20\%$ 和 35% 的试样上加载两个等级的平均有效应力， $p'=50$ 和 200 kPa，作为典型算例进行分析。表 3-1 总结了本章研究的各类模拟工况。

表 3-1 渗蚀模拟工况

编号	细粒含量, F_c (%)	平均有效应力, p' (kPa)	水力梯度, i
FC20P50-IL	20	50	0.2
FC20P200-IL	20	200	0.2
FC35P50-IL	35	50	0.2
FC35P200-IL	35	200	0.2
FC20P50	20	50	2
FC20P100	20	100	2
FC20P200	20	200	2
FC25P50	25	50	2
FC25P100	25	100	2
FC25-P200	25	200	2
FC30P50	30	50	2
FC30P100	30	100	2
FC30P200	30	200	2
FC35P50	35	50	2
FC35P100	35	100	2
FC35P200	35	200	2

3.2.2 模型尺寸与参数

图 3-4 显示了利用 CFD-DEM 法建立的具有应力边界的长方体试样，其长宽高分别为 13.5 mm×13.5 mm×19.5 mm。CFD 域尺寸为 14.5 mm×14.5 mm×25.0 mm，以覆盖 DEM 域，使得所有颗粒都可受到流体作用力。每个 CFD 网格的尺寸是 2.9 mm×2.9 mm×3.2 mm，大约是试样颗粒直径的 1.5~6.4 倍。颗粒之间的接触模型是 Hertz 接触模型。流体的性质参数即是水的性质参数(Zhao and Shan, 2013)。表 3-2 总结了模拟中 CFD 与 DEM 域中颗粒与流体的性质参数。

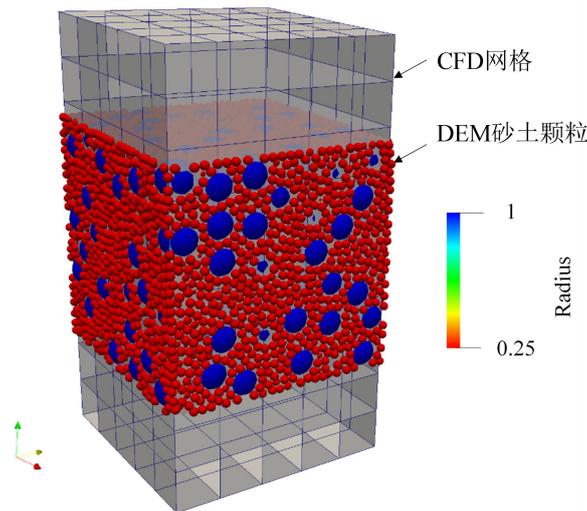


图 3-4 砂土试样 CFD-DEM 模型

表 3-2 CFD-DEM 模型参数

模型参数		
Physical model	模型尺寸 $L \times W \times H$ (mm)	15×15×15
	模拟时长 (s)	14.0
CFD	网络数	5×5×6
	粘度, μ (Pa·s)	1×10^{-3}
	密度, ρ_f (kg/m ³)	1000
DEM	弹性模量, E (GPa)	7
	泊松比, ν	0.3
	恢复系数, e	0.7
	摩擦系数, μ_f	0.5

滚动摩擦系数, μ_r 0.1

为了使 CFD 和 DEM 的数值计算保持稳定, 流体库仑数(C)应低于 0.2, DEM 时间步长(Δt)应满足公式(3-1)(Cundall and Strack, 1979)的要求。

$$C = \frac{U^f \Delta t_f}{\Delta l} \quad (3-1)$$

$$\Delta t \leq 2\sqrt{\frac{M}{k}} \quad (3-2)$$

其中 Δt_f 是流体时间步长, Δl 是最小流体网格尺寸。 M 和 k 分别是试样中颗粒质量和弹性模量最小值。根据以上要求计算得出本模拟中 CFD 和 DEM 时间步长分别取 1.0×10^{-4} s 和 5×10^{-7} s。根据表 3-2 中的模型参数, 在 $i=2.0$ 时, 最大颗粒雷诺数(Re_p)是 5.6。这表明所有算例中流体均是层流流动($Re_p < 10$)。

3.2.3 边界条件

CFD-DEM 模拟中, 水力梯度由 CFD 域进水口和出水口的流体压力控制, 作用在试样上的水力梯度 i 就等于 CFD 域上流体进水口与出水口的压力差除以试样高度。CFD-DEM 方法不考虑流体的动力效应, 流体对颗粒的作用计算方法见 2.1.3 节。在每个试样的 CFD 域边界都是沿竖向的自由滑动边界。对于 DEM 试样, 利用具有伺服控制程序的边界板在三个方向上施加各向同性的平均有效应力 p' , 分别是 50 kPa, 100 kPa 和 200 kPa。伺服边界板是绝对刚性且光滑的(即 $\mu_{wall}=0$)。为使细颗粒可以流出试样, 在底部使用一种等间距多孔板支撑试样。孔的尺寸是 $0.875\text{mm} \times 0.875\text{mm}$, 这一尺寸是最大细颗粒直径的 1.75 倍, 可以保证试样中细颗粒顺利流出。

3.2.4 模拟过程

试样的生成过程如下: (1)在一定区域内生成指定级配(图 3-1)的细颗粒, (2)从三个方向上对生成的颗粒进行各向同性压缩至指定平均有效应力, 在此过程中将颗粒间摩擦系数设为 0.1, 以生成较密的试样, (3)压缩完成后, 试样颗粒间摩擦系数设为 0.3 以模拟真实砂土的性质。最终生成的砂土试样密实度在 58%至 72%之间。在试样生成过程中, 由于 DEM 数值算法的局限性, 颗粒间会产生一定的不平衡力, 当相对不平衡力处于 0.01 即可认为此试样是处于一种稳定状态平衡状态。相对不平衡力计算公式如下:

$$F_{\text{unb}} = \frac{\frac{1}{N_p} \sum_{p=1}^{N_p} \|F_p\|}{\frac{1}{N_c} \sum_{c=1}^{N_c} \|F_c\|} \quad (3-3)$$

其中 F_p 是施加某个颗粒上所有力的矢量和, F_c 是两个颗粒间的接触力。 N_p 和 N_c 分别是颗粒数和接触数。在模拟中施加渗流力之前, 这一参数 0.01 以下。表 3-3 总结了每个试样的颗粒数和宏观参数, 包括细颗粒含量, 孔隙比和相对密实度。

表 3-3 砂土试样的宏观性质

编号	细粒含量 (%)	颗粒总数	粗颗粒数量	细颗粒数量	孔隙比, e	相对密实度, R_d (%)
FC20P50	20	9926	587	9339	0.46	58.8
FC20P100	20	9944	587	9357	0.46	58.8
FC20P200	20	9968	587	9381	0.46	58.8
FC25P50	25	9902	447	9455	0.44	62.4
FC25P100	25	9931	447	9484	0.44	62.4
FC25P200	25	9953	447	9506	0.44	62.4
FC30P50	30	9846	351	9495	0.42	66.1
FC30P100	30	9906	351	9555	0.42	66.1
FC30P200	30	9972	351	9621	0.42	66.1
FC35P50	35	9845	280	9565	0.41	70.2
FC35P100	35	9904	280	9624	0.41	70.2
FC35P200	35	9951	280	9671	0.41	70.2

在施加渗流力进行渗蚀的 CFD-DEM 模拟时, 试样四周的板压力保持不变。流出底部板的颗粒被视为流失颗粒。所有颗粒的信息, 包括位置, 速度和施加于上的拖曳力等, 都每隔 0.05 s 被输出成数据文件。每个 CFD-DEM 模拟案例都使用 8 线程并行计算, 处理器为英特尔 Xeon E52680-v4, 模拟 14.0 秒所需时间大约为 5~7 天。虽然模拟时间只有 14.0 秒, 但是后面的宏观结果可以看出, 这一模拟可以很好重现渗蚀过程中启动, 发展和逐渐稳定的主要现象, 因此并不影响对其宏观机制的研究。

3.3 CFD-DEM 方法验证

3.3.1 基于 Chang(2013)单元渗蚀试验的 CFD-DEM 方法验证

Chang(2013)利用改进的三轴试验仪,如图 3-5 所示,进行砂土单元的渗蚀试验,该装置不仅可以得到渗蚀过程中土样的颗粒流失量、变形和渗透系数演化,还可以对渗蚀前后土样进行三轴压缩和拉伸剪切试验。Chang(2013)系统研究了细粒含量 $F_c=35\%$ 时,不同应力状态下,如图 3-6 所示,砂土的渗蚀特性和力学特性变化。水力梯度 i 从 0 逐级增加到约 8.0。考虑到其试验与本文研究内容的相似性,本小节主要基于 $p'=50$ 和 200 kPa 下的试验结果来验证 CFD-DEM 方法。

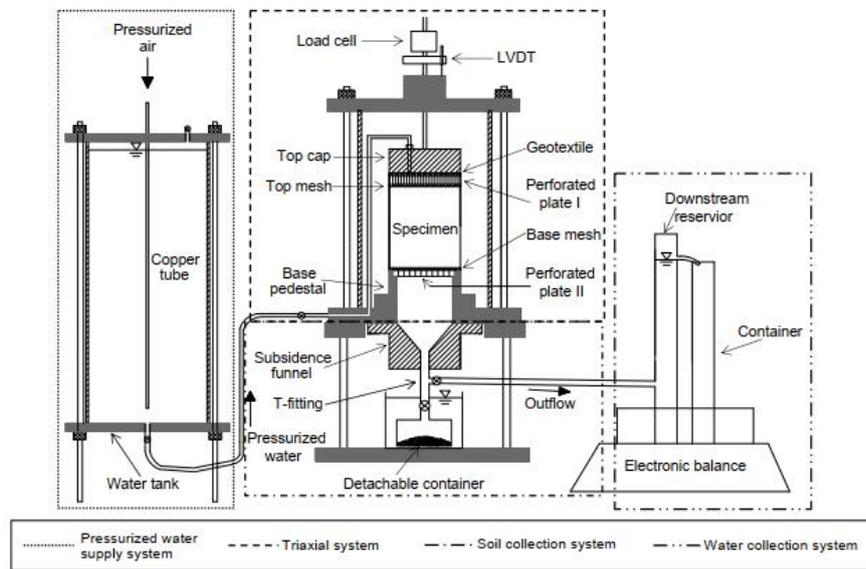


图 3-5 Chang(2012)试验装置示意图

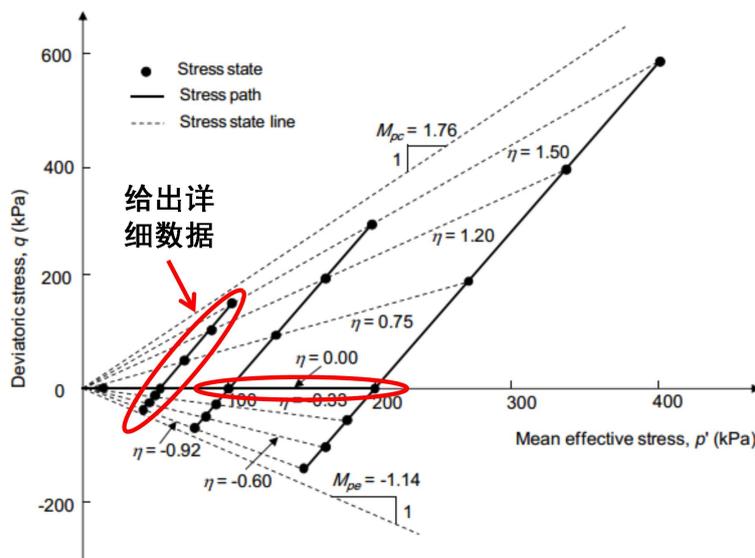


图 3-6 试样渗蚀过程中应力状态(Chang, 2012)

图 3-7 是试验和 CFD-DEM 模拟中试样的级配。为减小 DEM 颗粒数量,提高数值模拟的效率,模拟中试样级配的间断比(粗粒组最小粒径与细粒组最大粒径之比)相比试验值较小。同时模拟中水力梯度每 2 秒加一级也是为了提高计算效率。虽然模拟时长(14 s)相较于试验时间较短(2 h),但下文的数值结果表明,CFD-DEM 方法仍能捕捉渗蚀现象的主要特征。表 3-4 总结了验证模型中采用的各类参数。

表 3-4 验证模型参数

模型参数		
整体	模型尺寸 $L \times W \times H$ (mm)	13×13×26
	模拟时长 (s)	15.0
	网格数	5×5×12
CFD	流体粘度, μ (Pa·s)	1×10^{-3}
	流体密度, ρ (kg/m ³)	1000
	时间步长 (s)	1×10^{-4}
	弹性模量, E (Pa)	7×10^9
DEM	泊松比, ν	0.3
	恢复系数, e	0.7
	摩擦系数, μ_t	0.5
	滚动摩擦系数, μ_r	0.1
	时间步长 (s)	5×10^{-7}

图 3-8(a)对比了试验和模拟中渗蚀造成的试样的细粒流失量。两种方法都表明相比于 $p'=50$ kPa, $p'=200$ kPa 时试样具有更高的临界水力梯度和细粒流失量。这一结果与 Bendahmane et al. (2008)的结果类似。图 3-8 (b)和(c)显示了模拟试样和试验试样的轴向和法向应变,结果显示两者绝对值差别较大,但演化趋势类似。这些结果表明 CFD-DEM 方法可以捕捉渗蚀过程的主要特征。模拟结果与试验结果的差别主要有颗粒形状的影响,试验中砂颗粒较扁平,模拟中则为理想球形,如图 3-8(a)所示。数值模型的简化,比如级配和模拟时长上的差异,也是导致两者出现定量差别的重要原因。

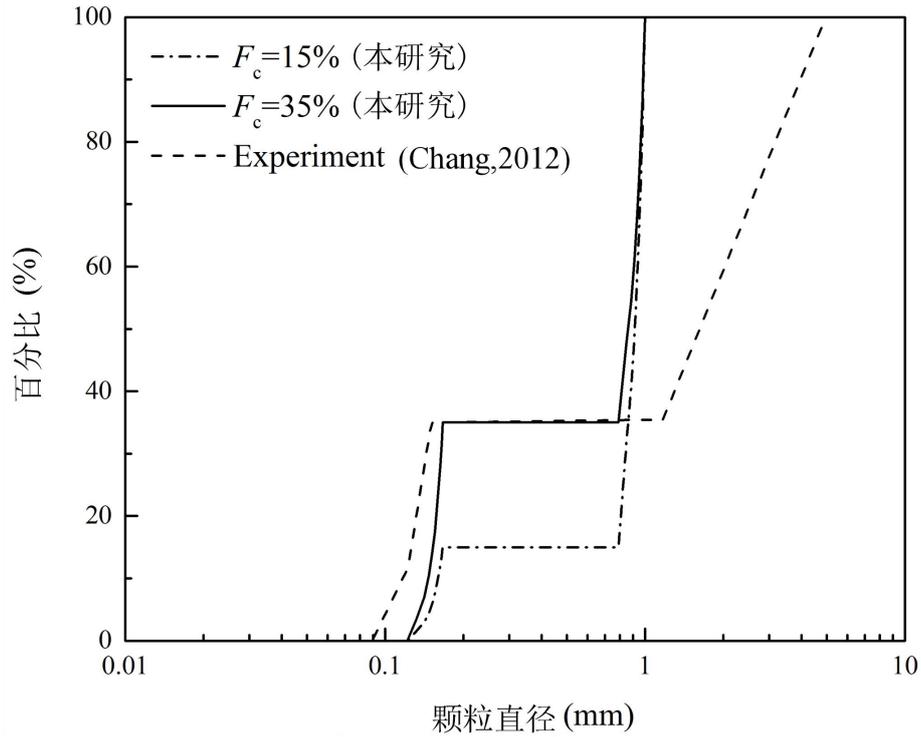
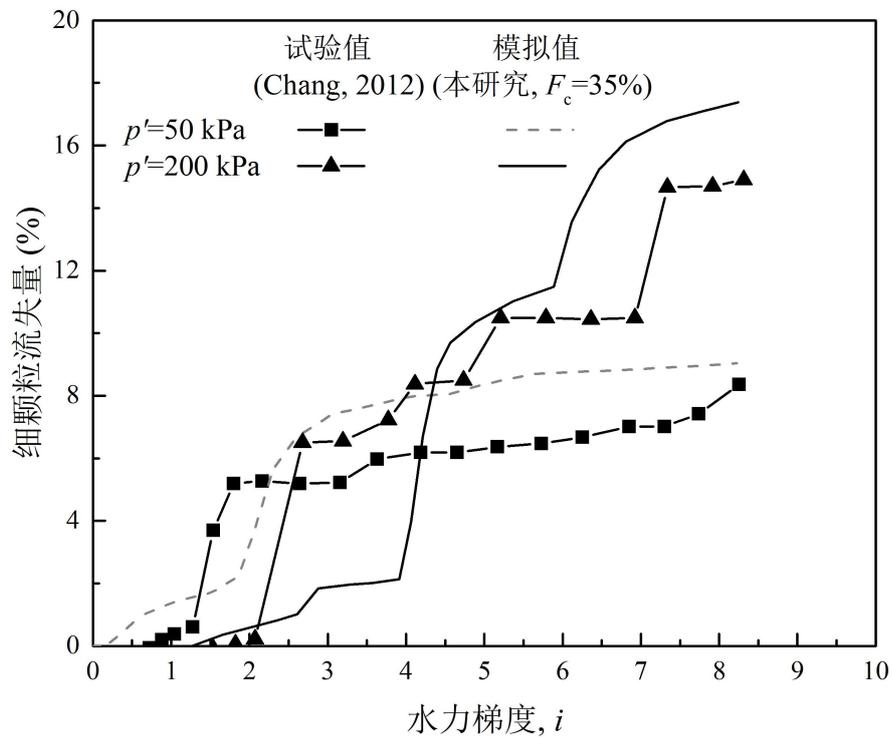
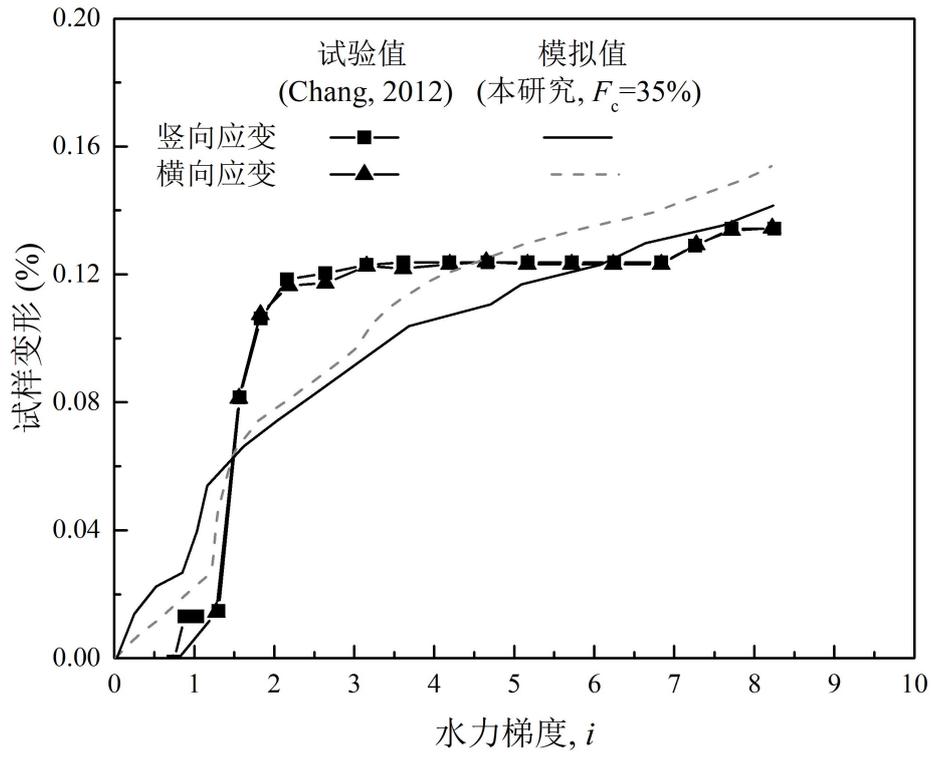


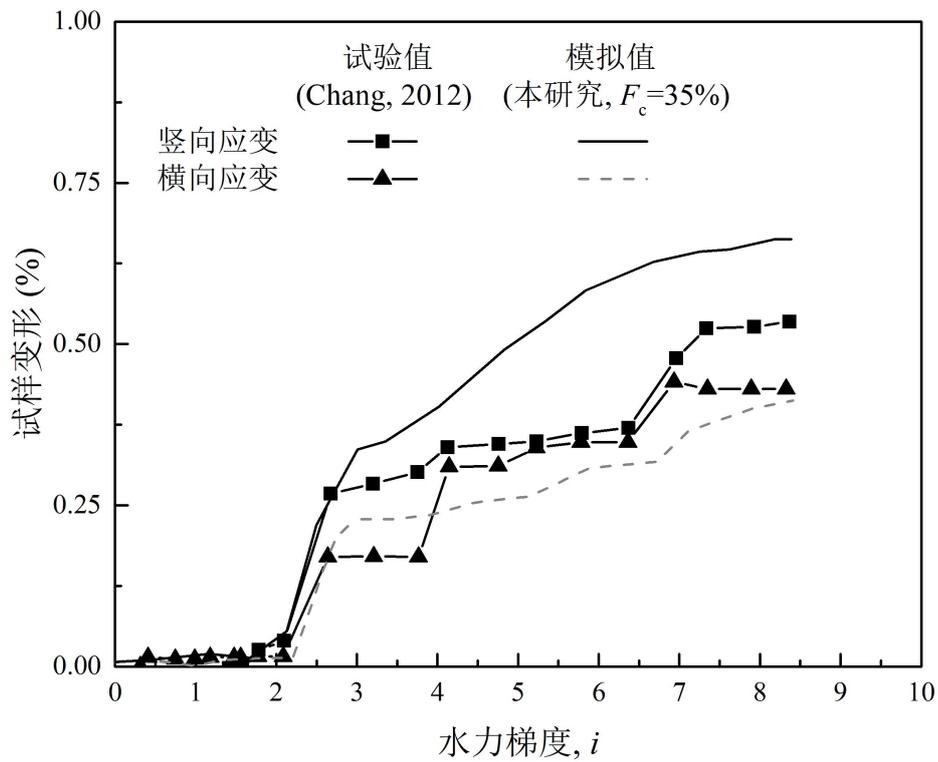
图 3-7 模拟试样与试验试样级配



(a)



(b)



(c)

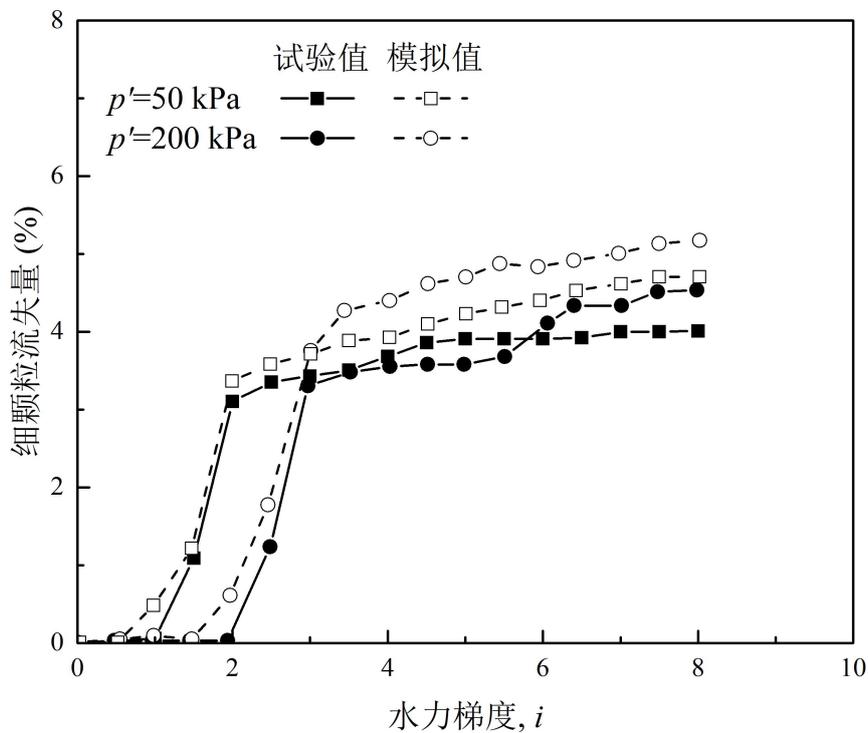
图 3-8 $F_c=35\%$ 试样渗蚀过程中(a) $p'=50$ kPa 和 200 kPa 时颗粒损失; (b) $p'=50$ kPa 时试样变形; (c) $p'=200$ kPa 时试样变形

3.3.2 本研究单元渗蚀试验结果及 CFD-DEM 方法验证

根据试验装置尺寸和参数设置，建立相应的 CFD-DEM 模型，计算得到渗蚀过程中试样细颗粒流失量、渗透系数和试样竖向变形的演化结果并与上节试验结果相对比。

图 3-9 是 $F_c=20\%$ 和 35% 试样渗蚀量演化模拟结果与试验结果对比，可以发现模拟结果与试验结果在趋势上相吻合，即在低竖向压力 ($p'_v=50$ kPa) 情况下试样细颗粒开始流失时的水力梯度较小 (i_{cr})，但在高竖向压力下 ($p'_v=200$ kPa) 试样最终细颗粒流失量却较大。模拟中两种试样在 $p'_v=50$ 和 200 kPa 情况下的 i_{cr} 都较小，这主要因为实际玻璃珠并不是完美球形，其棱角会阻碍颗粒运移从而增大 i_{cr} 。同理，模型中细颗粒流失量更多也是由于模型颗粒是完美球形。模拟值与试验值产生差异的另一个原因是模拟与试验中的颗粒粒径分布也不相同，模拟中为提高计算效率，将粗细颗粒间粒径比从实际的约 20 倍缩小至 5 倍。

图 3-10 是 $F_c=20\%$ 和 35% 试样竖向变形的模拟与试验值比较，两者在趋势上是一致。模型可以很好反应两种不同试样组构对整体变形的影响。在 $F_c=20\%$ 时，由于试样中粗颗粒相接触，细颗粒的流失几乎不会造成试样整体明显变形，而 $F_c=35\%$ 时，粗颗粒被细颗粒分隔开，细颗粒的流失使得粗颗粒失去支撑产生位置重分布，进而使得试样变形明显。



(a)

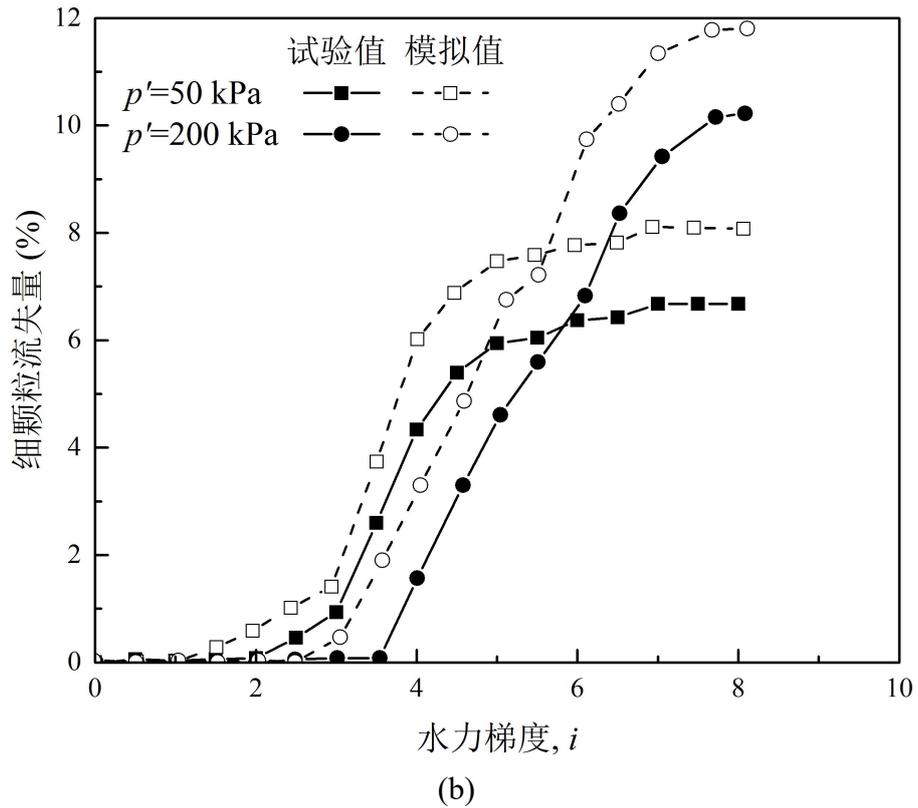
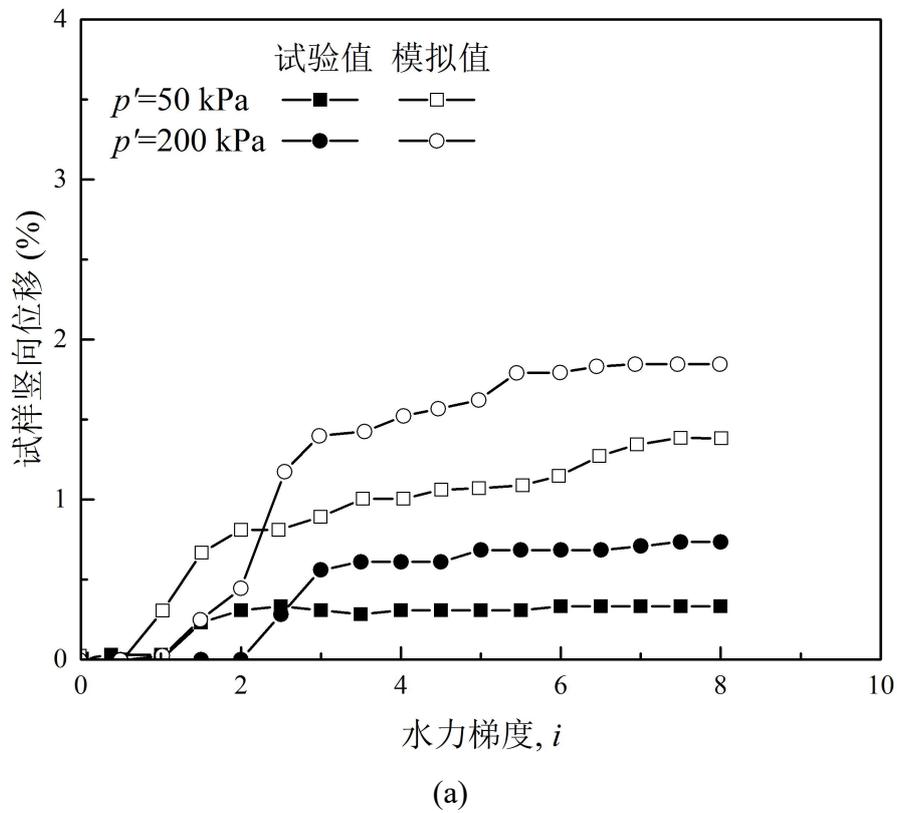


图 3-9 (a) $F_c=20\%$; (b) $F_c=35\%$ 试样渗蚀量演化模拟结果与试验结果对比



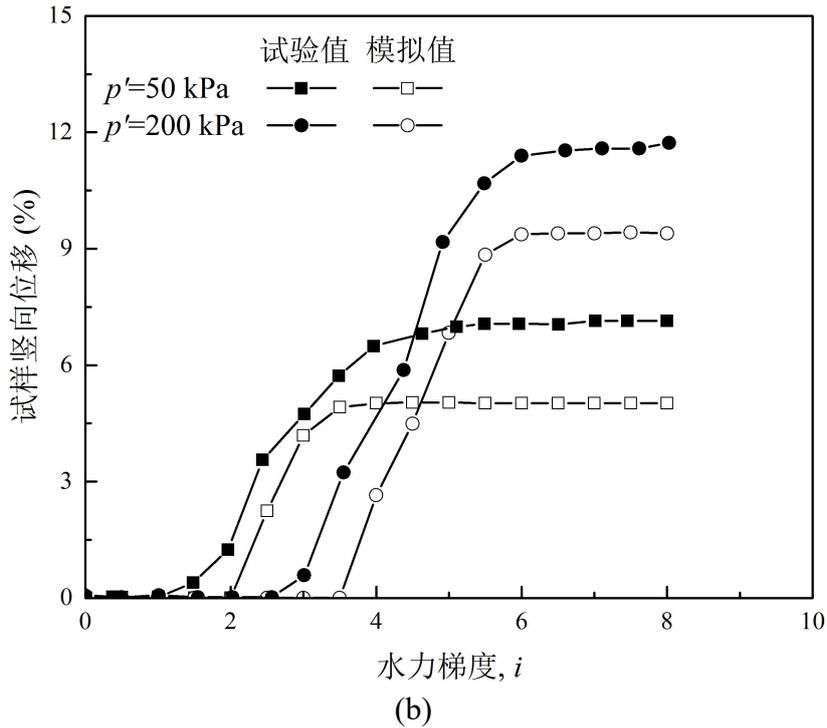
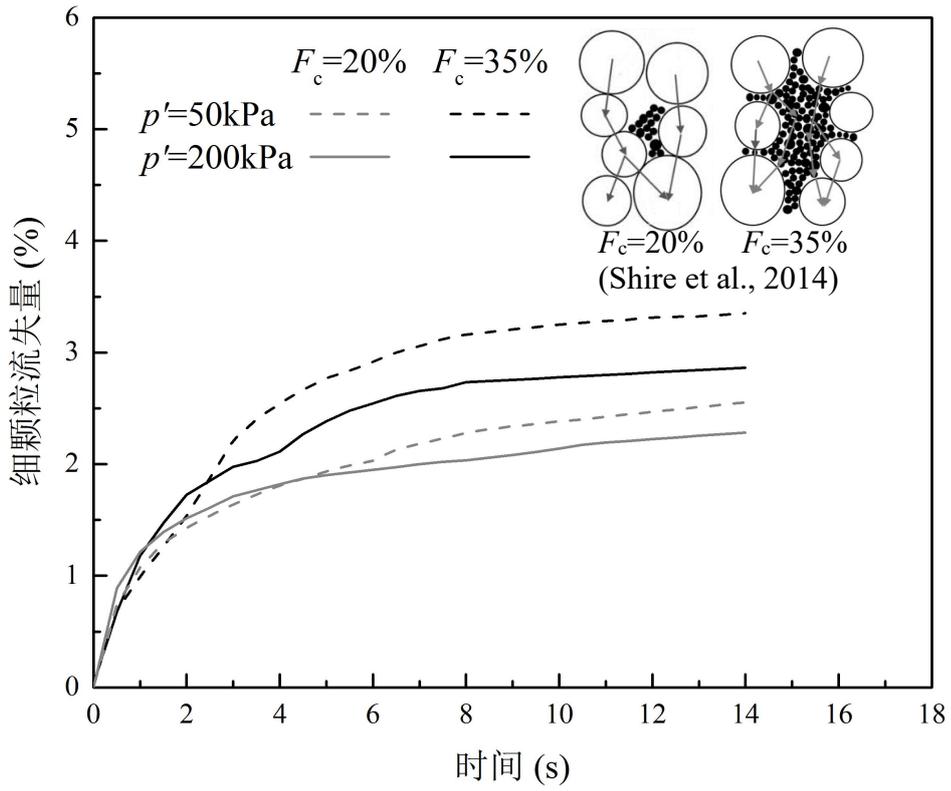


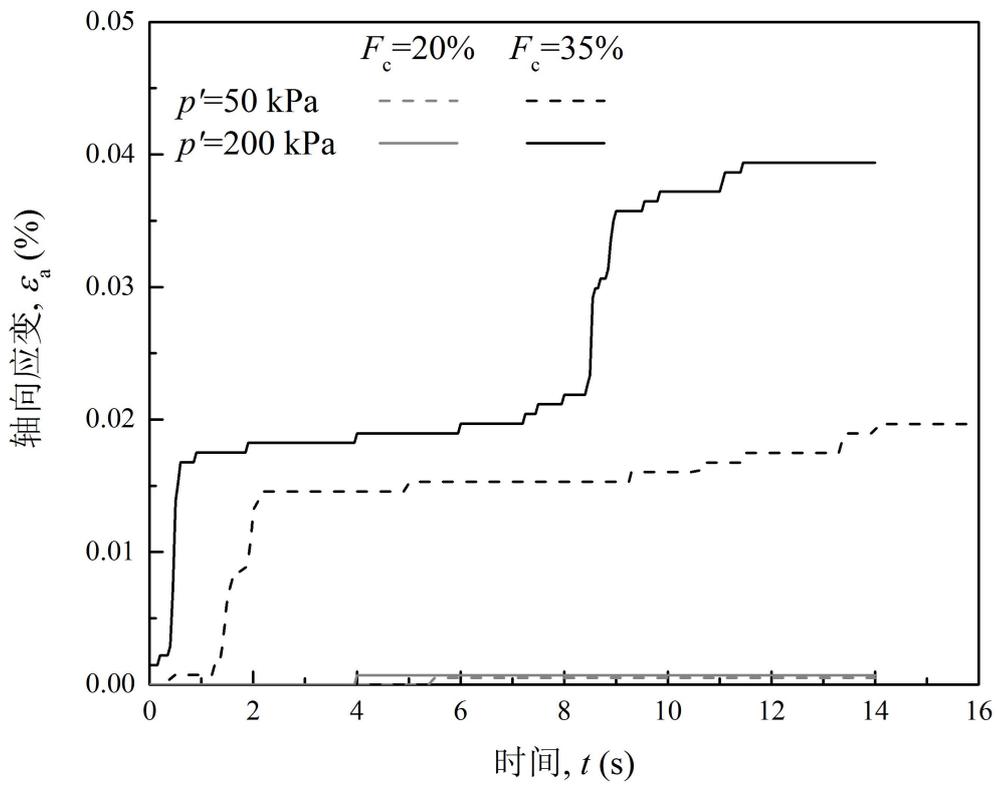
图 3-10 (a) $F_c=20\%$; (b) $F_c=35\%$ 试样竖向变形的模拟与试验值比较

3.4 不同平均有效应力下试样宏观响应

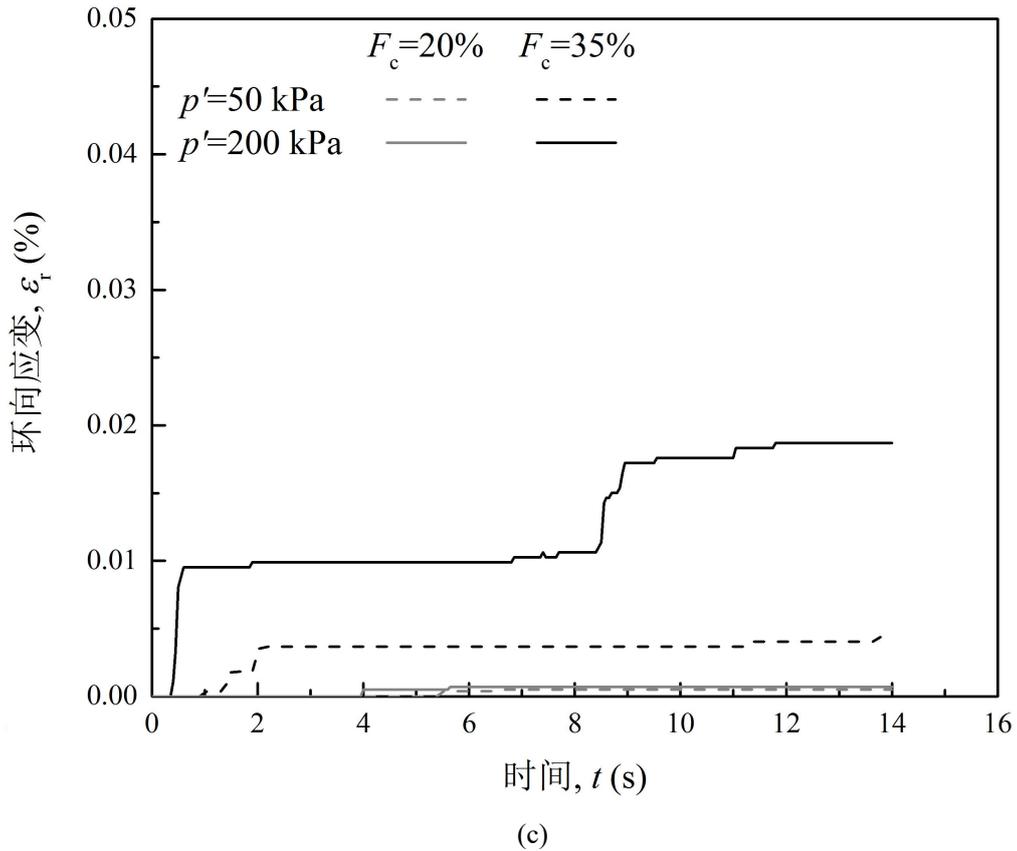
图 3-11(a)显示了在不同平均有效应力 p' 及水力梯度 $i=0.2$ 情况下, 渗蚀过程中 $F_c=20\%$ 和 35% 的试样细颗粒流失量百分比演化。这两种细颗粒含量的试样代表了两种典型的间断级配砂土结构, 即细颗粒未填满粗颗粒间空隙和填满空隙并分离粗颗粒。结果表明, 随着平均有效应力增大, 两种试样的细颗粒流失量均下降, 这说明在较低的水力梯度时高平均有效应力可阻止渗蚀的发展。这与前人一些研究结果相符(Richards and Reddy, 2010; Li and Fannin, 2012; Luo et al., 2013; Chang and Zhang, 2013; Liang et al., 2017), 造成这一现象的主要原因是高平均有效应力增加了颗粒间的接触力, 使得颗粒在渗透水流的作用下更难脱离和运移。试样的承力骨架在低水力梯度下相对稳定, 只有接触力较小的细颗粒才会被冲走流失。图 3-11(a)和图 3-11(b)显示 $i=0.2$ 时, 每个试样的变形均很小, 反映了试样骨架在渗蚀过程中一直比较稳定。图 3-11 显示对于不同细粒含量试样, 颗粒流失量与其本身变形没有直接关系, 主要还是由其自身结构所决定。对于较低细粒含量试样, 如 $F_c=20\%$, 土骨架由大颗粒组成, 细颗粒承担外力较少, 如图 3-2(a)所示, 即使细颗粒全部流失, 试样变形也不会十分明显。对于较高细粒含量试样, 如 $F_c=35\%$, 细颗粒在承力结构中发挥明显作用, 如图 3-2(b)所示, 即使较少颗粒的流失也会对试样整体变形产生重要影响。



(a)

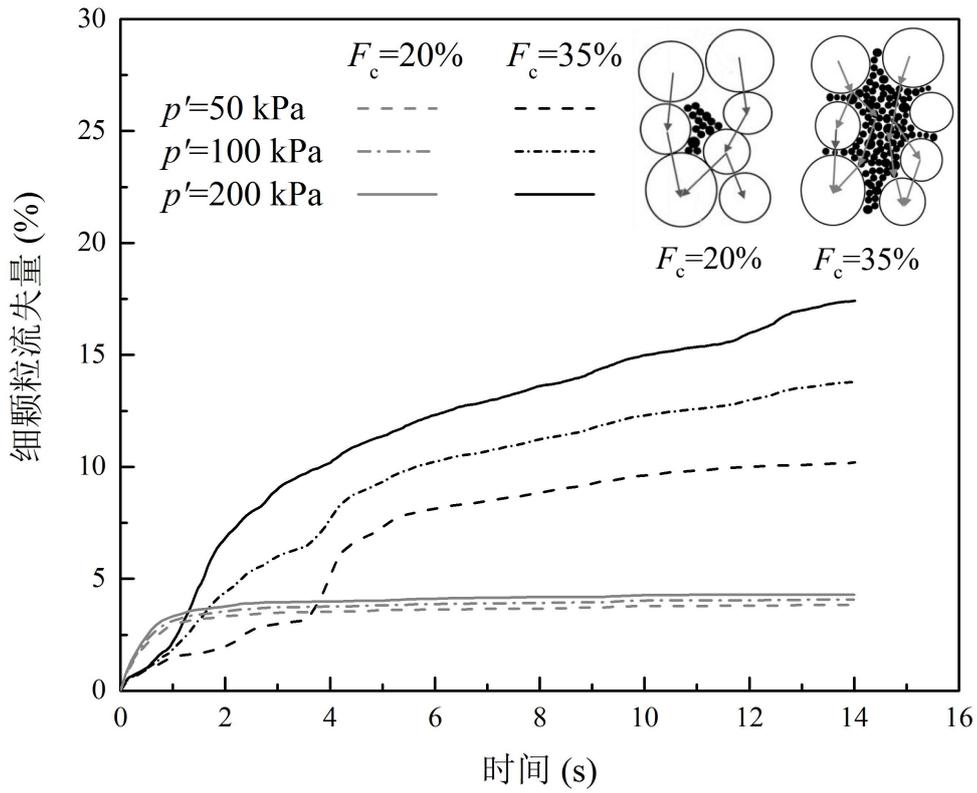


(b)

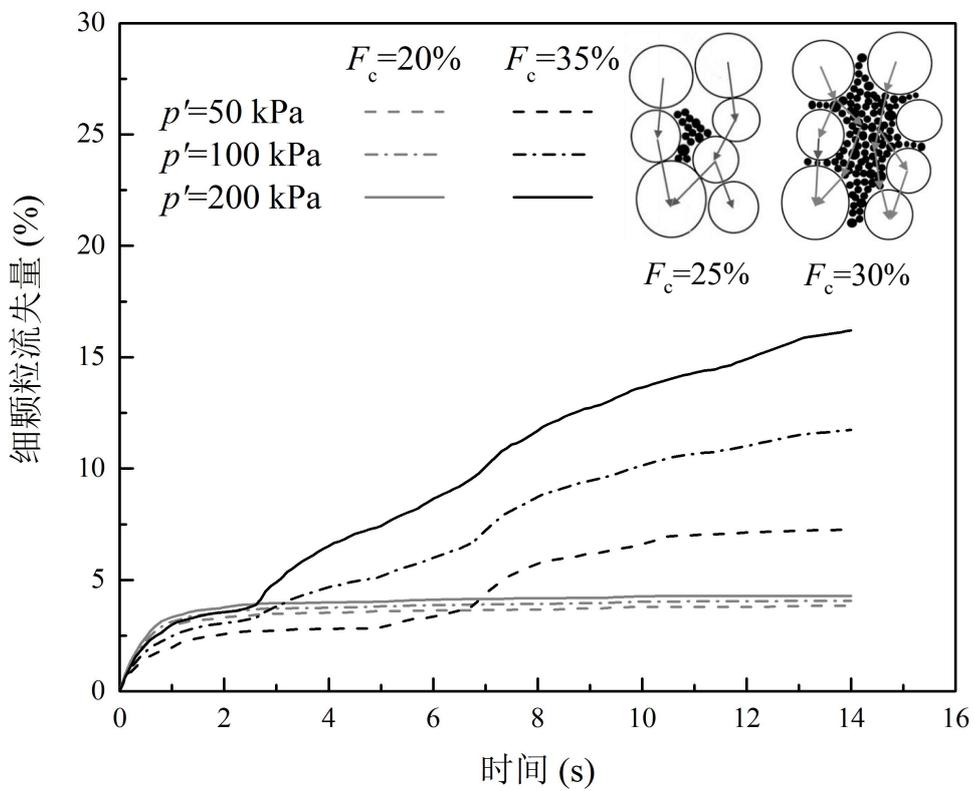


注：图例表示不同细粒含量试样颗粒接触力的传递模式示意图
 图 3-11 $i=0.2$, $p'=50, 200$ kPa 时 $F_c=20\%$ 和 35% 试样细颗粒流失量百分比

但是，如果水力梯度 i 增大至使得砂土承力结构失稳的较大值，较高的平均有效应力则会促使砂土渗蚀的进一步发展。图 3-12 显示了在 $p'=50, 100$ 和 200 kPa 及 $i=2.0$ 时， $F_c=20\%$ 、 25% 、 30% 和 35% 的试样渗蚀流失量。与 $i=0.2$ 时的渗蚀结果相反，在较高水力梯度下，平均有效应力越高的试样颗粒流失量也越多。这种现象对 $F_c=35\%$ 的试样(即细颗粒填满粗颗粒间空隙并分隔粗颗粒)十分明显。这一现象也出现在某些前人试验研究中 (Tomlinson and Vaid, 2000; Papamichos, 2001; Bendahmane et al., 2008; Chang, 2013)。这主要由于此种试样的细颗粒与粗颗粒一起在砂土承力结构中发挥主要作用，高水力梯度下细颗粒的流失造成砂土承力结构的崩塌，颗粒间的应变能释放并转换成颗粒动能，从而促使了渗蚀的发展。对于高平均有效应力试样，颗粒间应变能也相应越大，从而砂土承力结构崩塌后使得颗粒动能也越大，造成流失量增多。关于此论点的详细-细观参数分析见后章。



(a)

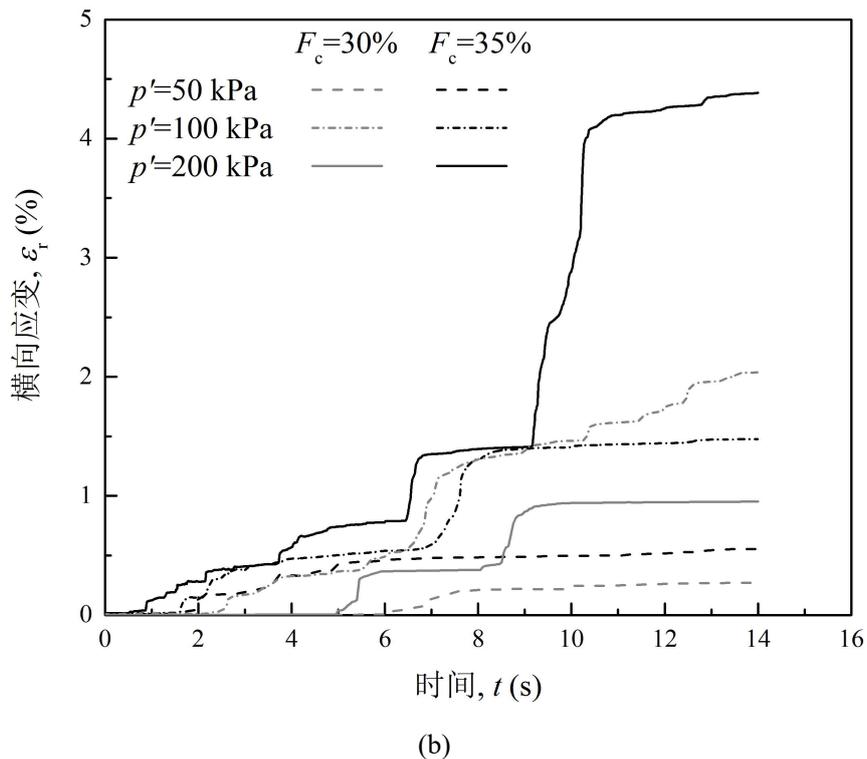
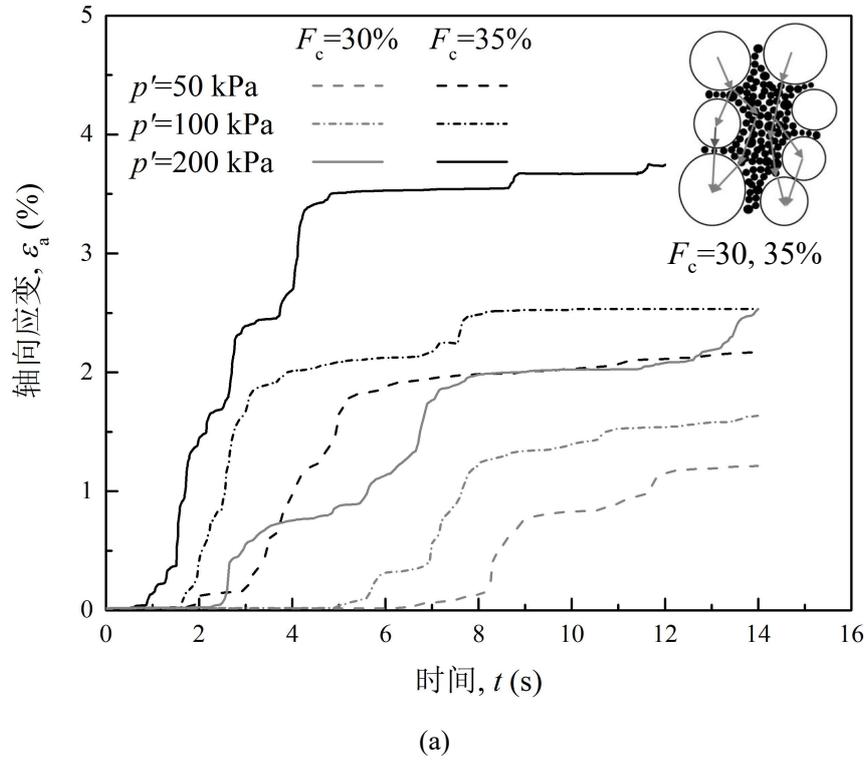


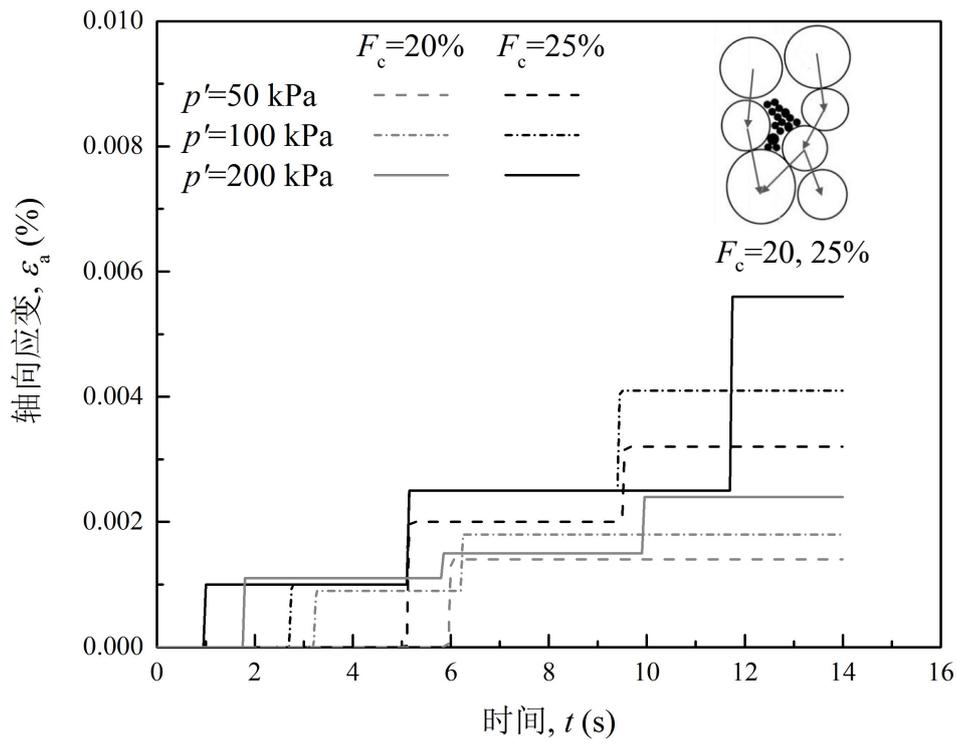
(b)

注：图例表示不同细粒含量试样颗粒接触力的传递模式示意图

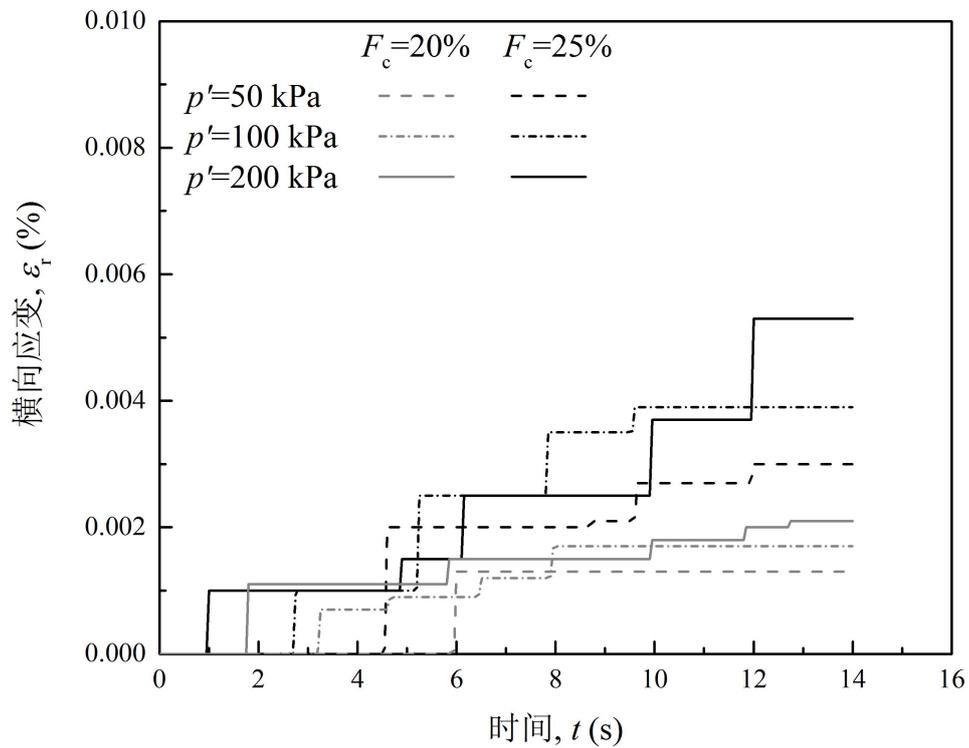
图 3-12 $i=2.0$, $p'=50, 100, 200$ kPa 时(a) $F_c=20\%$ 和 35% ; (b) $F_c=25\%$ 和 30% 试样细颗粒流失量百分比

图 3-13 显示在 $i=2.0$ 时，每个试样渗蚀过程中的轴向和环向变形的演化。可以发现图 3-12 和图 3-13 中都存在试样渗蚀流失量和变形突增的时刻(称为转折点，TP)。转折点出现的原因主要是试样中强力链屈曲引起的承力结构崩塌，伴随着细颗粒流失量和颗粒动能的明显增大。关于转折点出现原因的分析将在后章列出。





(c)



(d)

注：图例表示不同细粒含量试样颗粒接触力的传递模式示意图

图 3-13 $i=2.0$, $p'=50, 100, 200$ kPa 时 $F_c=20\%, 25\%, 30\%, 35\%$ 试样轴向和环向应变演化

在 $i=2.0$ 时, 不同细颗粒含量的试样表现出不同的渗蚀响应, 即平均有效应力对 $F_c=30\%$ 和 35% 的试样有明显的促进作用, 但对 $F_c=20\%$ 和 25% 的试样影响却并不明显。这主要是因为两种试样的细观结构不同。对于 $F_c=30\%$ 和 35% 的试样, 细颗粒充满粗颗粒间的空隙并分隔粗颗粒, 在砂土承力结构中发挥较大作用, 因此它的流失对砂土结构稳定性有明显影响。而 $F_c=20\%$ 和 25% 的试样, 细颗粒堆积在粗颗粒间的空隙, 对砂土抵抗外力的贡献较小, 平均有效应力的增长对这些细颗粒的接触力和流失影响均较小。

试样初始细颗粒含量表征了其结构特点, 有助于解释不同试样在渗蚀时的不同水力学响应。图 3-14 和图 3-15 分别显示了 $F_c=35\%$ 和 20% 试样局部某颗粒体及其接触力和接触间应变能。每个接触的应变能包括法向应变能(E_{sn})和切向应变能(E_{st}), 分别利用公式(3-4)和(3-5)(Hanley et al., 2018)计算:

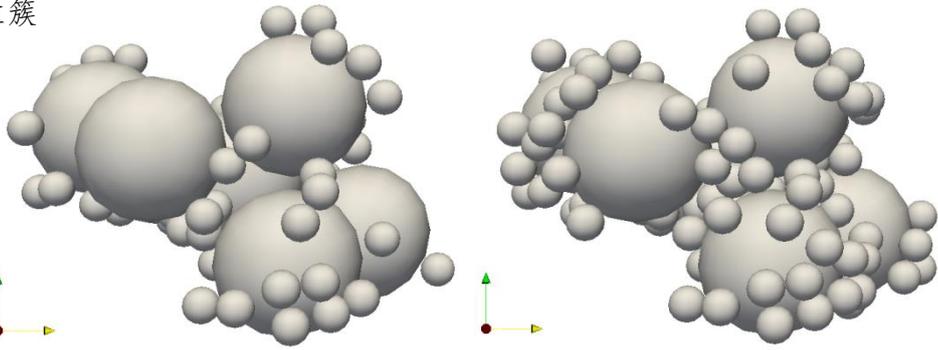
$$E_{sn} = \frac{2}{5} |F_n| s \quad (3-4)$$

$$E_{st} = E_{st}^{\beta-1} + \frac{|F_t^{\beta-1} + F_t^\beta| |F_t^\beta - F_t^{\beta-1}|}{2 k_t} \quad (3-5)$$

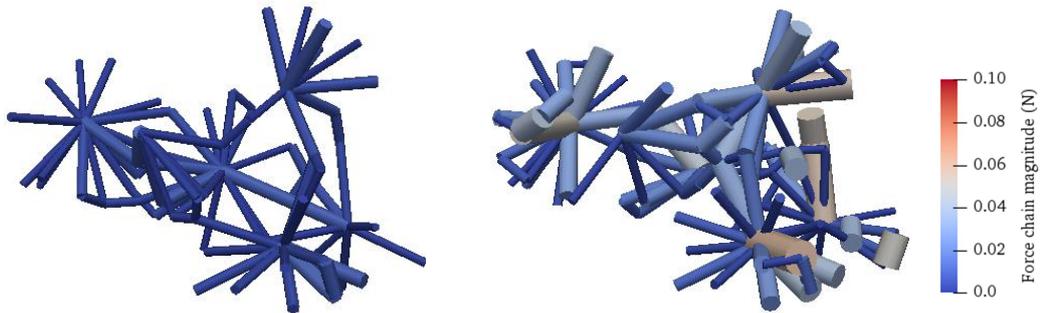
F_n 和 s 分别是接触法向力和颗粒间重叠尺寸。 $E_{st}^{\beta-1}$ 是前一时间步, $\beta-1$, 的应变能切向分量。 F_t^β 和 $F_t^{\beta-1}$ 分别是当前时间步 β , 和前一时间步, $\beta-1$, 的切向接触力。 k_t 接触间的切向弹性模量。从图 3-14 可看出对 $F_c=35\%$ 试样, 具有更大接触力的接触具有更大的应变能。细颗粒充满粗颗粒间空隙并将粗颗粒分隔, 在砂土承力结构中发挥重要作用。当细颗粒在渗透水流作用下流失后, 整体试样的承力结构就会受到较大影响。如果这一结构发生崩塌, 则颗粒间接触力的减弱与应变能的释放将会促进细颗粒的流失。此时高平均有效应力下, 砂土颗粒间更大的应变能释放及动能的增加则会造成细颗粒流失量的增大(将在 5.4 节详细分析)。

对 $F_c=20\%$ 的试样(即细颗粒未充满粗颗粒间的空隙), 图 3-15 显示粗-细颗粒间接触力较小, 表明细颗粒在砂土承力结构发挥的作用也较小(Ke and Takahashi, 2015)。外力主要由粗颗粒承担(Minh et al., 2014), 平均有效应力的增加对细颗粒间接触力的影响很小。从而在渗流力作用下, 细颗粒力的流失受平均有效应力的影响也较小。

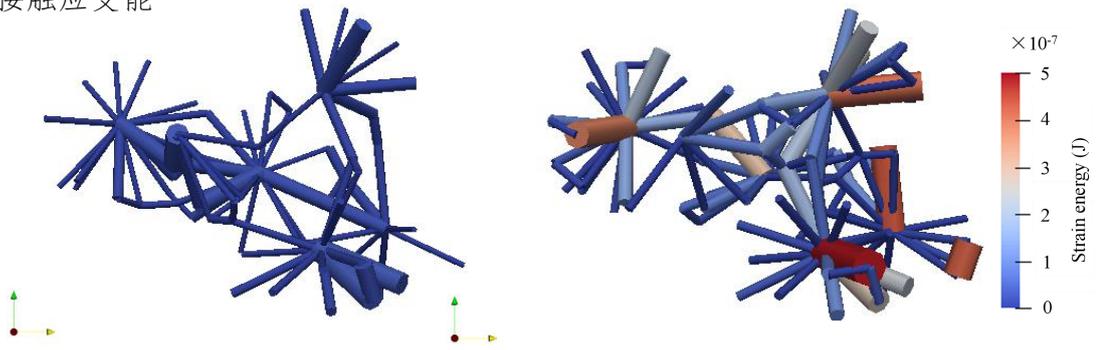
局部颗粒簇



接触力链



法向接触应变能

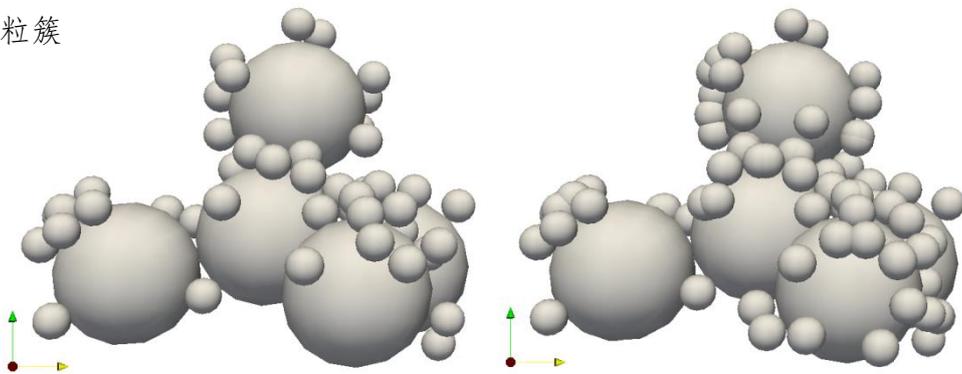


(a)

(b)

图 3-14 $F_c=35\%$ 试样局部某颗粒体及在(a) $p'=50$ kPa; (b) $p'=200$ kPa 下的接触力和接触间应变能

局部颗粒簇



接触力链

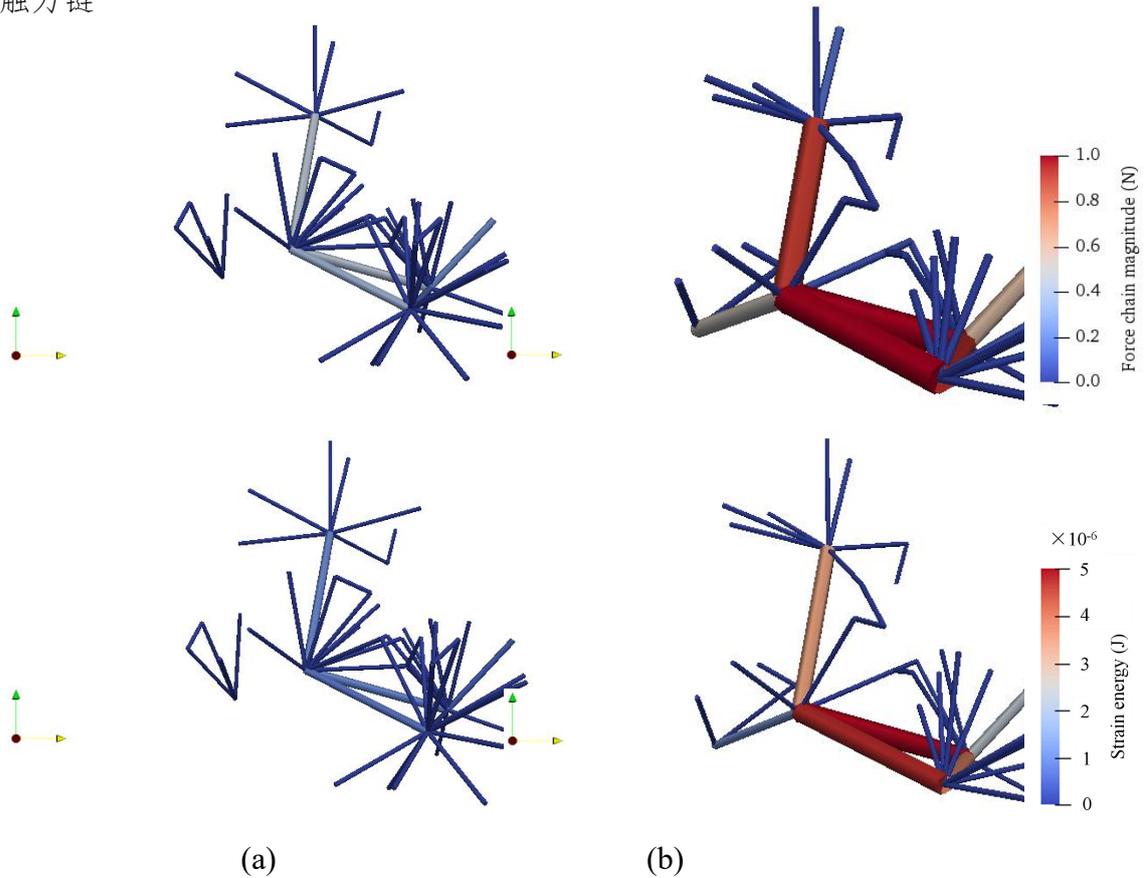


图 3-15 $F_c=20\%$ 试样局部某颗粒体及在(a) $p'=50$ kPa; (b) $p'=200$ kPa 下的接触力和接触间应变能

3.5 不同平均有效应力对渗蚀影响的细观机制分析

3.5.1 渗蚀中不同力链网络的演化

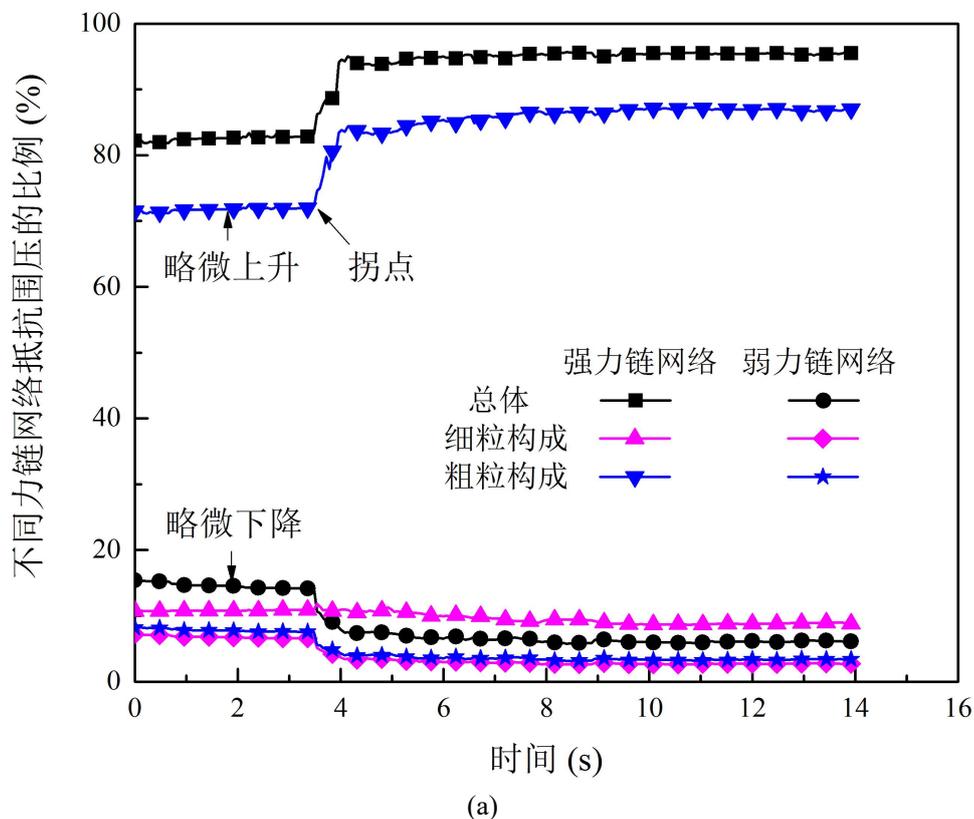
在砂土试样中，外力是由颗粒间接触力抵抗的。不同组分颗粒间接触力形成的力链网络(如所有粗颗粒和粗颗粒间接触力，粗颗粒和细颗粒间接触力)所承担的平均有效应力是不相同。不同力链网络所承担的平均有效应力 (公式(3-6)计算得到)可反映渗蚀作用对试样不同组分的影响

$$\begin{aligned}
 c_{net} &= p'_{net} / p' \\
 p'_{net} &= \frac{1}{3} \sigma_{ii} \\
 \sigma_{ij} &= \frac{1}{V} \sum_{c \in net} f_i^c d_j^c
 \end{aligned} \tag{3-6}$$

net 代表力链网络，主要包括整体力链网络，粗-粗颗粒接触和粗-细颗粒接触形成的力链网络和细-细颗粒接触形成的力链网络。 p'_{net} 是某个力链网络形成的平均有效应力， V 是试样整体的体积。本研究中，强弱接触力的分界值是平均接触力， \bar{f}_n (Radjai et al., 1998)，因为超过平均接触力的力链网络承担的试样整体有效平均应力和剪应力的超过总应力的

80%以上。 f_i^c 是颗粒间接触力， d_j^c 是连接接触颗粒两球心点的枝向量。

图 3-16(a)显示了 $p'=50\text{kPa}$ 和 $i=2.0$ 条件下， $F_c=35\%$ 试样在渗蚀过程中不同力链网络所承担的平均有效应力的变化。在渗蚀量和试样变形转折点前，细-细颗粒接触力网络所承担的平均有效应力一直下降，而粗-粗与粗-细颗粒接触力网络所承担的平均有效应力却一直上升。这造成了强力链所承担平均有效应力的上升及弱力链所承担平均有效应力的下降。这主要是由于在转折点前，渗蚀主要造成接触力和接触数较小的细颗粒流失(Kawano et al., 2018; Hu et al., 2019)，弱力链被削弱，从而使得强力链所承担的平均有效应力上升。在转折点后，图 3-16 显示了试样强力链所承担的平均有效应力及其数量百分比的突变。强力链承担平均有效应力突然增大，但其数量占总力链数的百分比却下降，这表明有许多强力链转换成了弱力链。弱力链在这两方面的演化趋势与强力链相反。另一个很重要的变化是转折点后，粗颗粒在承担平均有效应力方面发挥了更多大作用，细-细颗粒力链网络承担外力值下降。图 3-16(b)也表明了强力链中细-细颗粒所占百分比下降了，这一趋势与 Minh et al. (2014)的研究结果相吻合，即随着细颗粒含量的减小，细-细颗粒间的强力链接触所承担的压力值会下降，而粗颗粒形成的力链网络所承担的外力值上升。



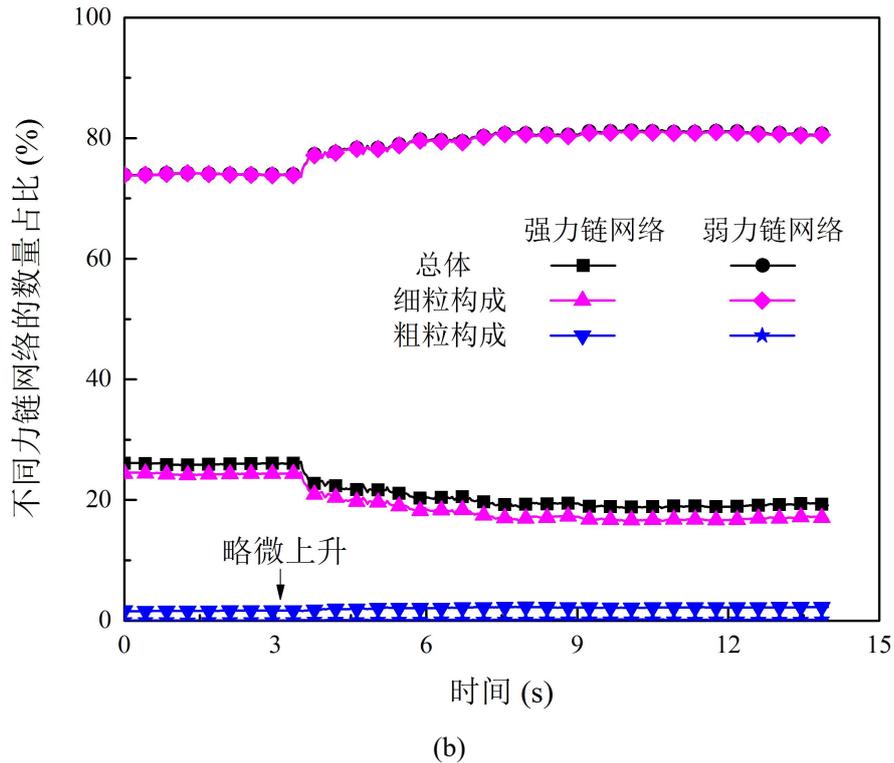
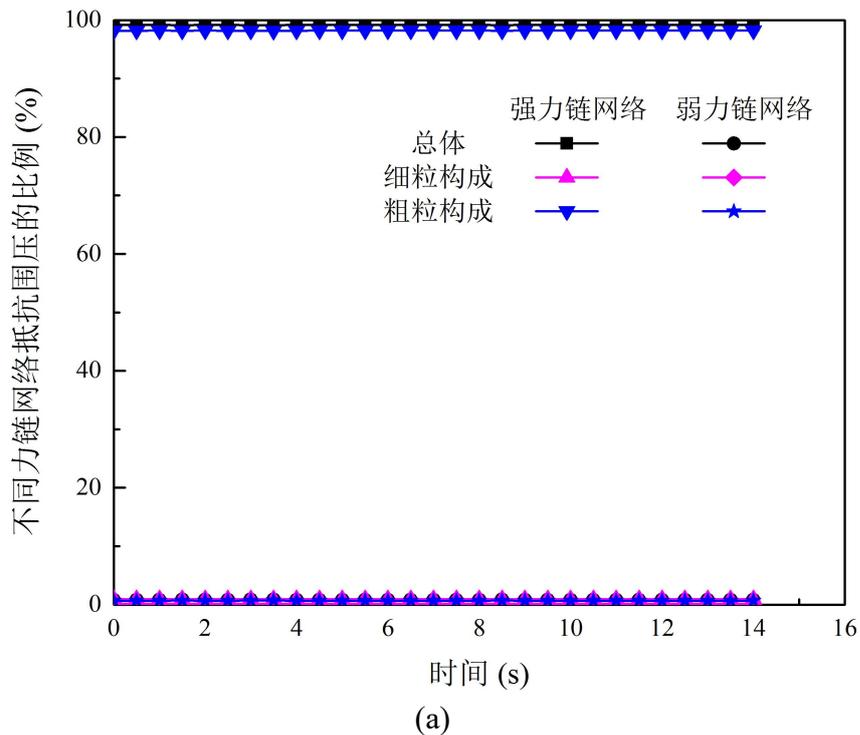


图 3-16 $p'=50\text{kPa}$, $i=2.0$ 时, $F_c=35\%$ 试样渗蚀过程中不同力链网络(a)所承担的平均有效应力; (b)数量的变化

图 3-17 显示在 $p'=50\text{ kPa}$ 和 $i=2.0$ 条件下, $F_c=20\%$ 试样中各力链网络承担平均有效应力在渗蚀中基本保持恒定。这说明细颗粒的流失对试样影响很小。图 3-17 显示各力链网络数量百分比在渗蚀过程中也无明显改变。



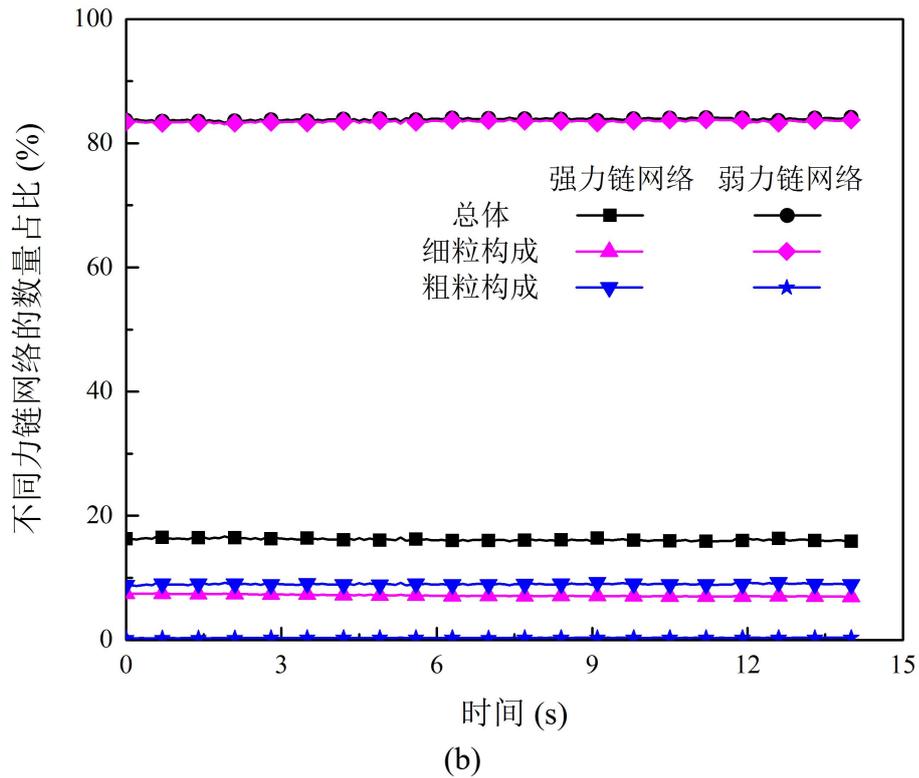


图 3-17 $p'=50\text{kPa}$, $i=2.0$ 时, $F_c=20\%$ 试样渗蚀过程中不同力链网络所承担的平均有效应力的变化

3.5.2 强力链的屈曲

由图 3-16 结果可知 $F_c=35\%$ 的试样, 强弱力链的承担外力比与数量百分比在渗蚀过程都会出现突变。在突变后, 原有的砂土承力结构发生崩塌, 然后形成新的承力结构。图 3-18 显示了 $p'=50\text{ kPa}$, 200 kPa 和 $i=2.0$ 条件下, $F_c=35\%$ 试样局部颗粒及其接触力在渗蚀过程中的演化。图中强力链用红色表示。本研究中, 强力链定义为三个颗粒以准线性的方式连接在一起, 并且它们之间的接触力大于试样整体平均接触力。根据 Tordesillas (2009) 和 Tordesillas 等(2014)的研究, 当力链夹角在很短时间内(如 0.001s)减小 1° , 则认为此力链发生了屈曲。图 3-18 结果显示强力链的值在转折点前有所增大, 表明细颗粒的流失使外力转逐渐移到强力链上。这与图 3-16 中强力链承担外力比增大的结果相一致。在渗蚀量与试样变形发生突变时, 即转折点处, $F_c=35\%$ 的试样的粗颗粒在很短时间内偏移了原有位置, 强力链中两个接触力向量的夹角减小。与此同时, 强力链的大小也变小。这种力链夹角与力大小的减小正是力链屈曲的主要特征 (Tordesillas, 2009; Nicot et al., 2017)。

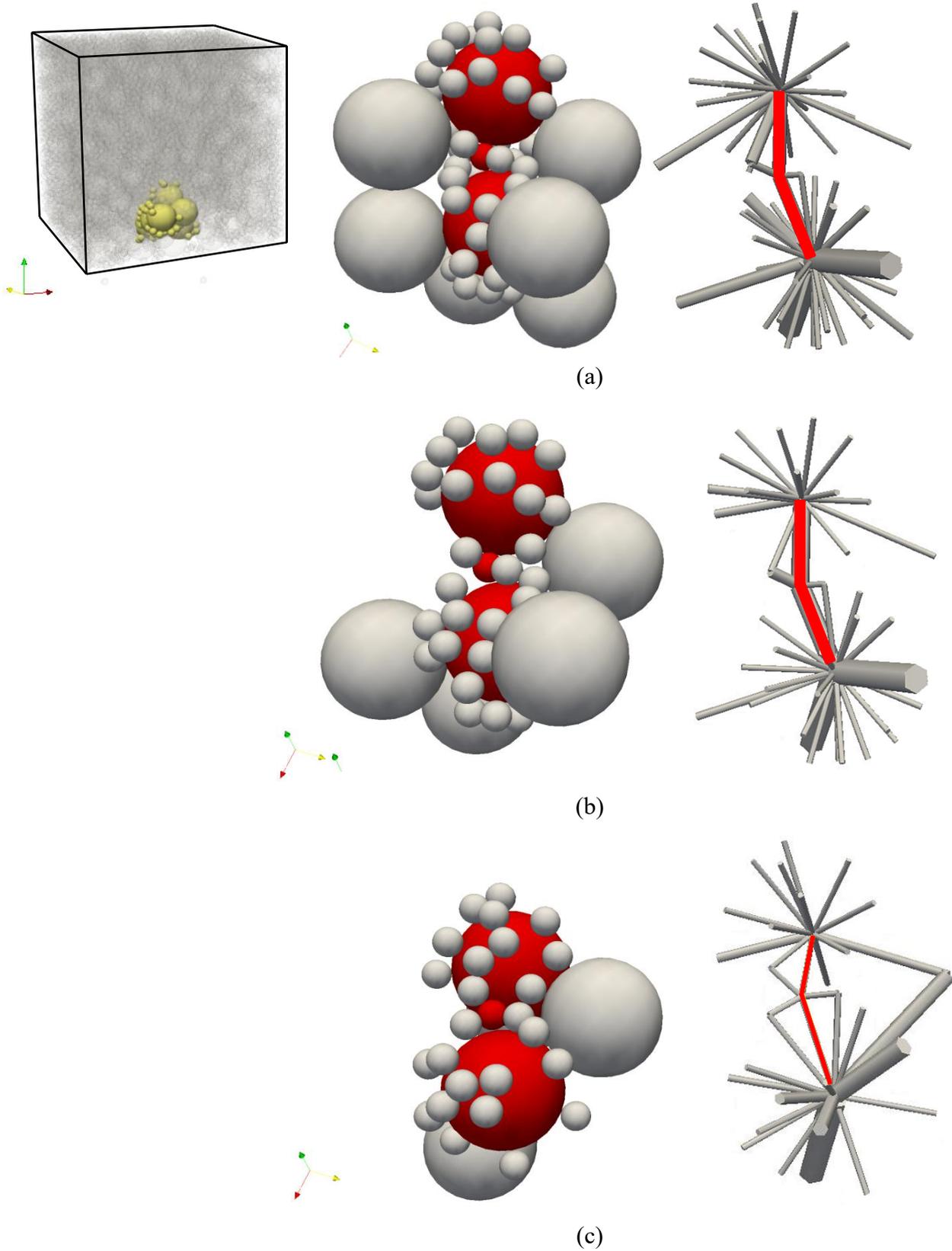
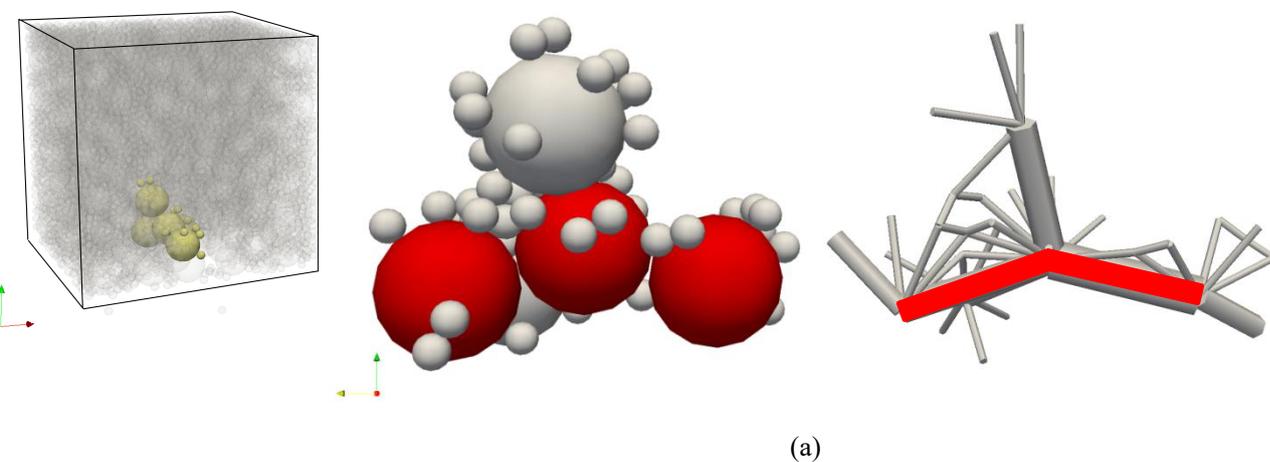


图 3-18 (a)初始时刻;(b)突变时刻(3.5s);(c)突变后时刻 $F_c=35\%$ 试样局部颗粒形态和力链结构演化(线条越粗表示该线条代表的颗粒间接触力越大)

图 3-19 显示了 $p'=50$ kPa, 200 kPa 和 $i=2.0$ 条件下, $F_c=20\%$ 试样局部颗粒在渗蚀过程中的演化。在 $F_c=20\%$ 时, 砂土试样平均有效应力主要由粗颗粒承担, 细颗粒堆积在粗颗粒形成的空隙中, 它们的流失对粗颗粒的位置及接触力影响较小。图 3-19 显示 $F_c=20\%$ 试样的局部强力链在渗蚀过程中一直十分稳定。这与图 3-18 中显示的 $F_c=20\%$ 试样强力链承担平均有效应力的比值保持不变相一致。

图 3-20(a)显示了在图 3-18 和图 3-19 中强力链的轴力的演化。对于 $F_c=35\%$ 的试样, 在转折点之前, 强力链轴力逐渐增加, 在转折点处, 轴力增加至最大值然后迅速减小(后面结果可知从 1.5 N 减小至约为 0 N)。强力链的减弱可以使其中的细颗粒更易出现脱离。而对于 $F_c=20\%$ 的试样, 强力链轴力大小则一直保持不变。图 3-20(b)显示了图 3-18 和图 3-19 中强力链夹角的变化, 强力链夹角如图 3-20(b)中插图所示, 是力链中两个接触力向量之间的夹角。对于 $F_c=35\%$ 的试样, 强力链夹角在转折点时显著减小, 对于 $F_c=20\%$ 的试样, 强力链夹角在渗蚀过程中一直不变, 这与图 3-19 中显示的局部颗粒性状相一致。

图 3-21 显示了 $p'=50$ kPa 条件下, $F_c=35\%$ 试样局部颗粒上的平均接触力与其所受流体作用力之比($F_{\text{cont}}/F_{\text{fluid}}$)的演化。在渗蚀刚开始时, 颗粒所受的平均接触力大约是其所受流体作用力的 2~6 倍。在 2.1 秒时, $F_{\text{cont}}/F_{\text{fluid}}$ 较小的颗粒脱离力链并流失。并且这些颗粒的 $F_{\text{cont}}/F_{\text{fluid}}$ 比值在脱离之前一直在减小。在强力链颗粒周围的这些细颗粒为强力链提供了侧向支撑的作用。当这些提供侧向支撑的颗粒流失至一定量时, 强力链发生屈曲, 如图 3-21 所示。紧接着, 在 3.6 秒由强力链支撑的细颗粒被释放并流失。也有一些细颗粒的 $F_{\text{cont}}/F_{\text{fluid}}$ 比值由于颗粒位置调整导致的应力转移而增加。



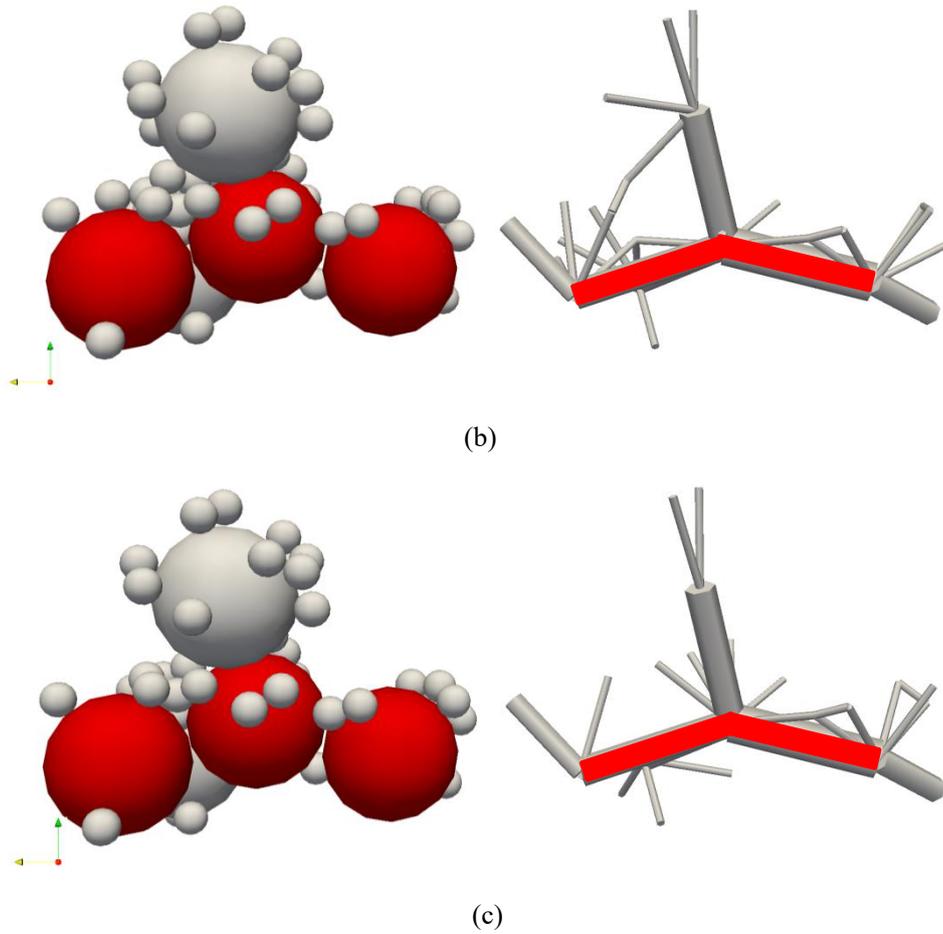
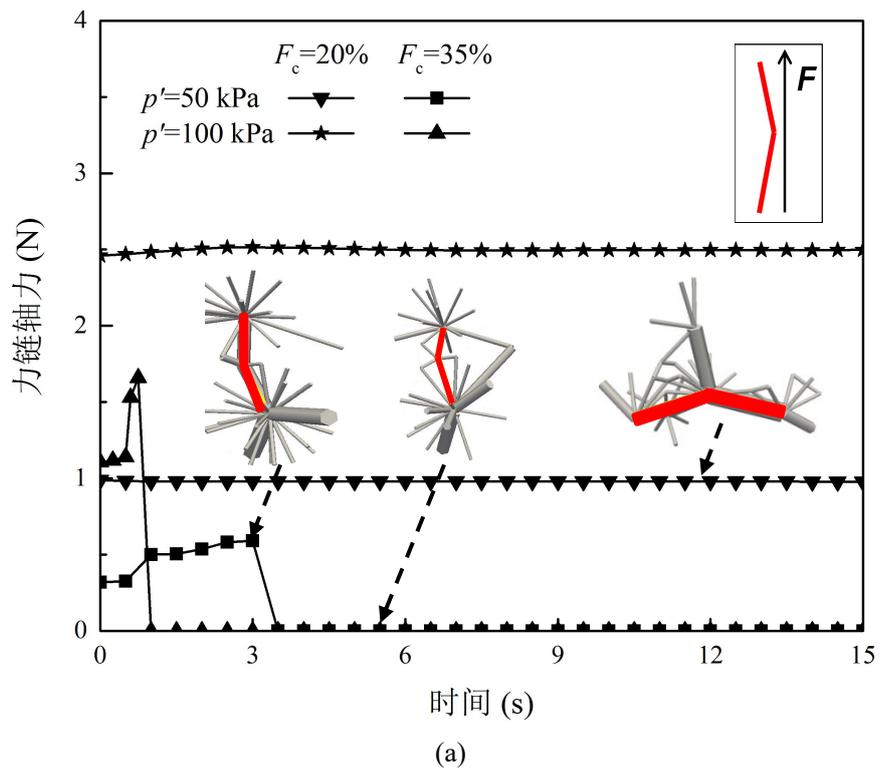


图 3-19 (a)初始时刻;(b)突变时刻(3.5s);(c)突变后时刻 $F_c=20\%$ 试样局部颗粒形态和力链结构演化(线条越粗表示该线条代表的颗粒间接触力越大)



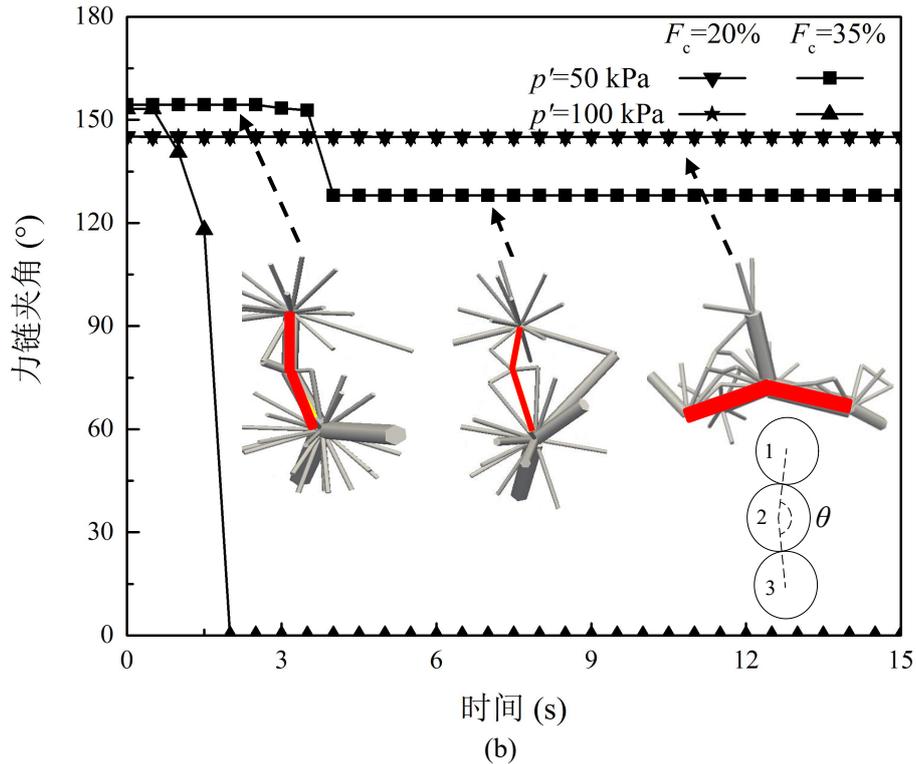


图 3-20 $p'=50, 200$ kPa 时, $F_c=20\%, 35\%$ 试样中局部力链(a)轴向力;(b)夹角演化

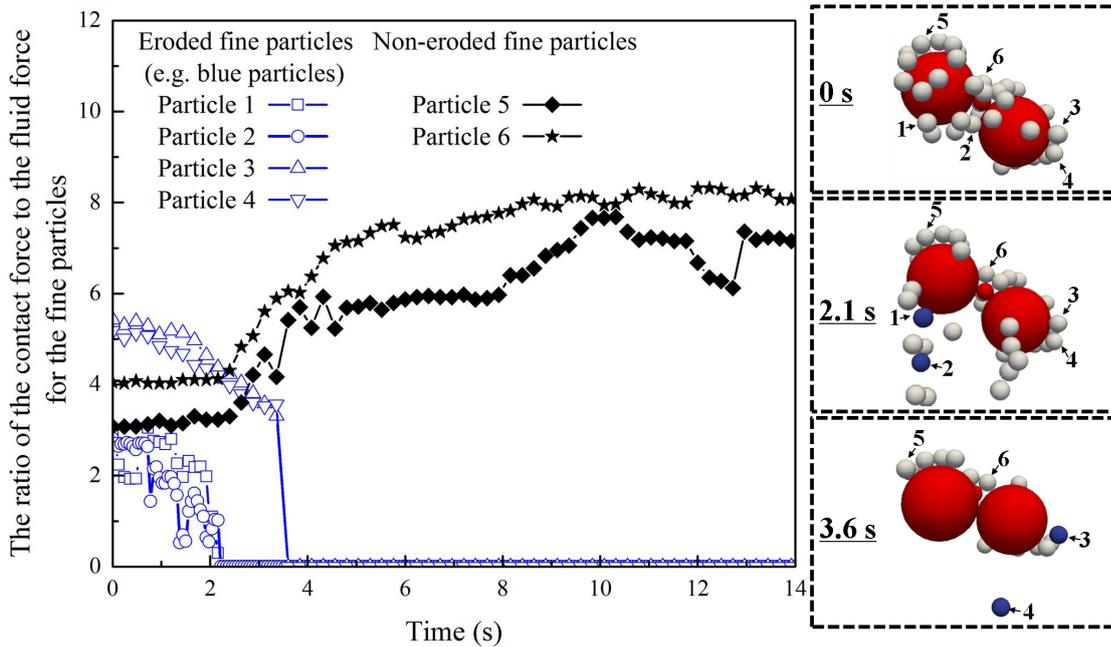


图 3-21 $p'=50$ kPa 时, $F_c=35\%$ 试样局部颗粒上的平均接触力与其所受流体作用力之比(F_{cont}/F_{fluid})的演化

前述分析表明，强力链的屈曲减弱了细颗粒的接触力(Bi et al., 2011; Nguyen, 2016; Nicot et al., 2017)，并促使了细颗粒的流失。为了进一步分析强力链屈曲对细颗粒流失量的影响，图 3-22 显示了 $p'=50$ 和 200 kPa 平均有效应力下， $F_c=20\%$ 和 35% 的试样中强力链发生屈曲的数量百分比。对于 $F_c=35\%$ 试样，在转折点处，发生力链屈曲的数量显示增

加, 试样渗蚀流失量与变形增大的时刻与力链屈曲量增加的时刻一致。平均有效应力较高时($p'=200$ kPa), 力链屈曲百分比也较大, 因此导致颗粒流失量的也相对较大。在不同平均有效应力下($p'=50$ 和 200 kPa), 当颗粒流失量趋于稳定时, 力链屈曲百分比也逐渐下降。由于模拟时间较短, 试样还很难真正达到稳定状态, 因此模拟结束时, 仍有部分力链发生屈曲。对于 $F_c=20\%$ 试样, 在两种平均有效应力下试样中力链屈曲百分比在渗蚀过程中都十分稳定, 并处于较低值, 这与其颗粒流失量较小的结果相吻合。

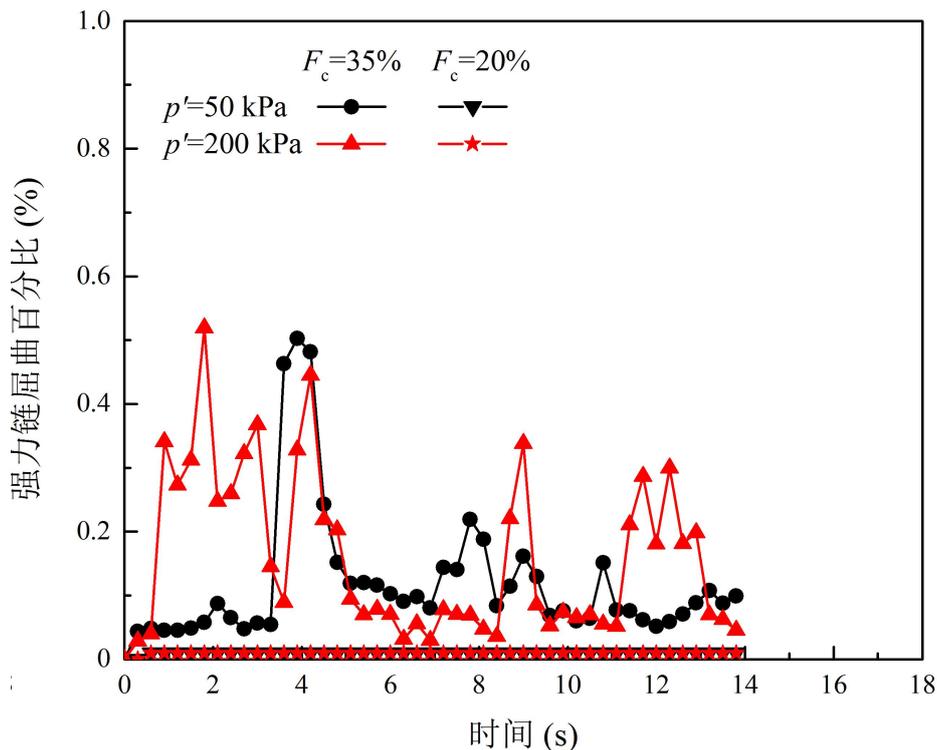


图 3-22 $p'=50, 200$ kPa 时, $F_c=20\%, 35\%$ 试样中强链屈曲数量百分比

3.5.3 渗蚀过程中能量演化

强链屈曲及其诱发的砂土中承力结构与强链网络的崩塌会引起颗粒间应变能的释放。图 3-23 显示 $p'=50$ 和 200 kPa 条件下, $F_c=20\%$ 和 35% 试样中细-细颗粒间强链接触中应变能演化。对 $F_c=35\%$ 试样, 转折点后, 细-细颗粒间强链接触中应变能开始逐渐下降。高平均有效应力下($p'=200$ kPa), 此应变能值下降幅度越大。对 $F_c=20\%$ 试样, 细-细颗粒间强链接触中应变能几乎没有变化, 即没有释放。这主要是因为对于此种试样, 外力主要由粗-粗颗粒间接触承担, 细-细颗粒间接触力较小, 因而应变能也较小。

强链网络崩塌导致的应变能释放会促进细颗粒的流动。图 3-24 显示了不同平均有效应力(p')和细颗含量(F_c)下, 试样中所有颗粒的动能演化。本研究中颗粒的动能是颗粒平

动(E_{kt})与转动动能(E_{kr})之和,按下式计算(Hanley et al., 2018)

$$E_{kt} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{N_p} m_i v_i^2 \quad (3-7)$$

$$E_{kr} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{N_p} I_i \omega_i^2 \quad (3-8)$$

其中, m_i 是颗粒 i 的质量, v_i 和 ω_i 分别是颗粒的平动与转动速度。 N_p 是颗粒数量。 $I_i = 0.4m_i r_i^2$ 是颗粒 i 的转动惯量。

对于 $F_c=35\%$ 的试样,粗-细颗粒的动能在转折点后都大大增加,这主要是强力链屈曲造成的(Bi et al., 2011; Nguyen, 2016; Nicot et al., 2017)。颗粒动能的增加势必会促进其流失,从而加剧试样的渗蚀。相反,在转折时刻前,只有细颗粒的动能稍大,这主要是因为这个阶段只能接触力和接触数较小的细颗粒会运移流失。与图 3-24(a)中 $p'=50$ kPa 时的结果相比,图 3-24(b)显示高平均有效应力($p'=200$ kPa)下颗粒动能也更大,这一趋势与图 3-23 中不同条件下试样颗粒接触间应变能释放量的趋势一致。图 3-24(c)和图 3-24(d)显示 $F_c=20\%$ 的试样中颗粒动能演化,在渗蚀整个过程中,该试样颗粒动能无明显增涨。

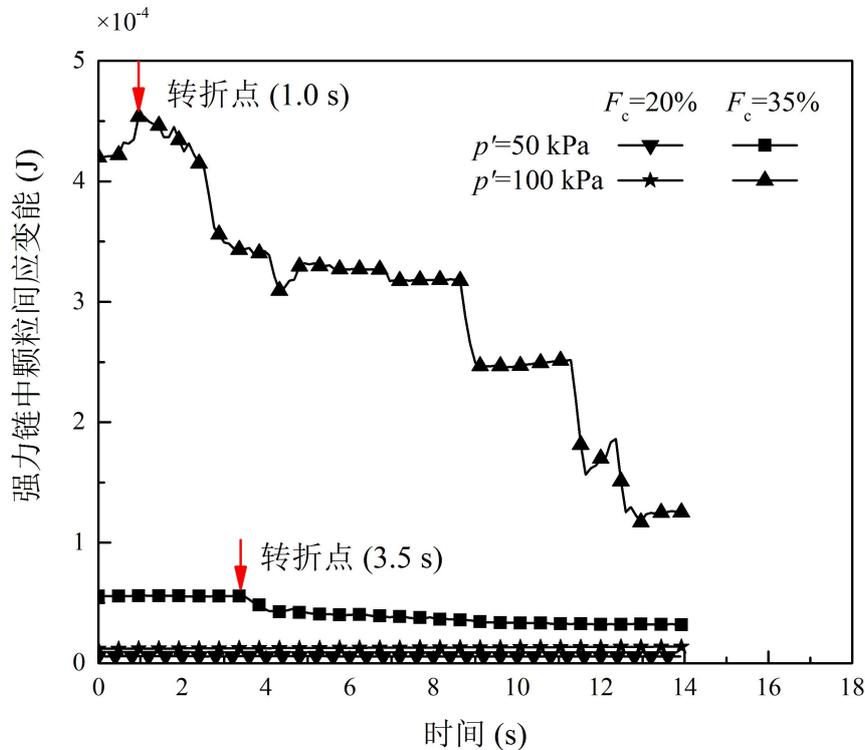
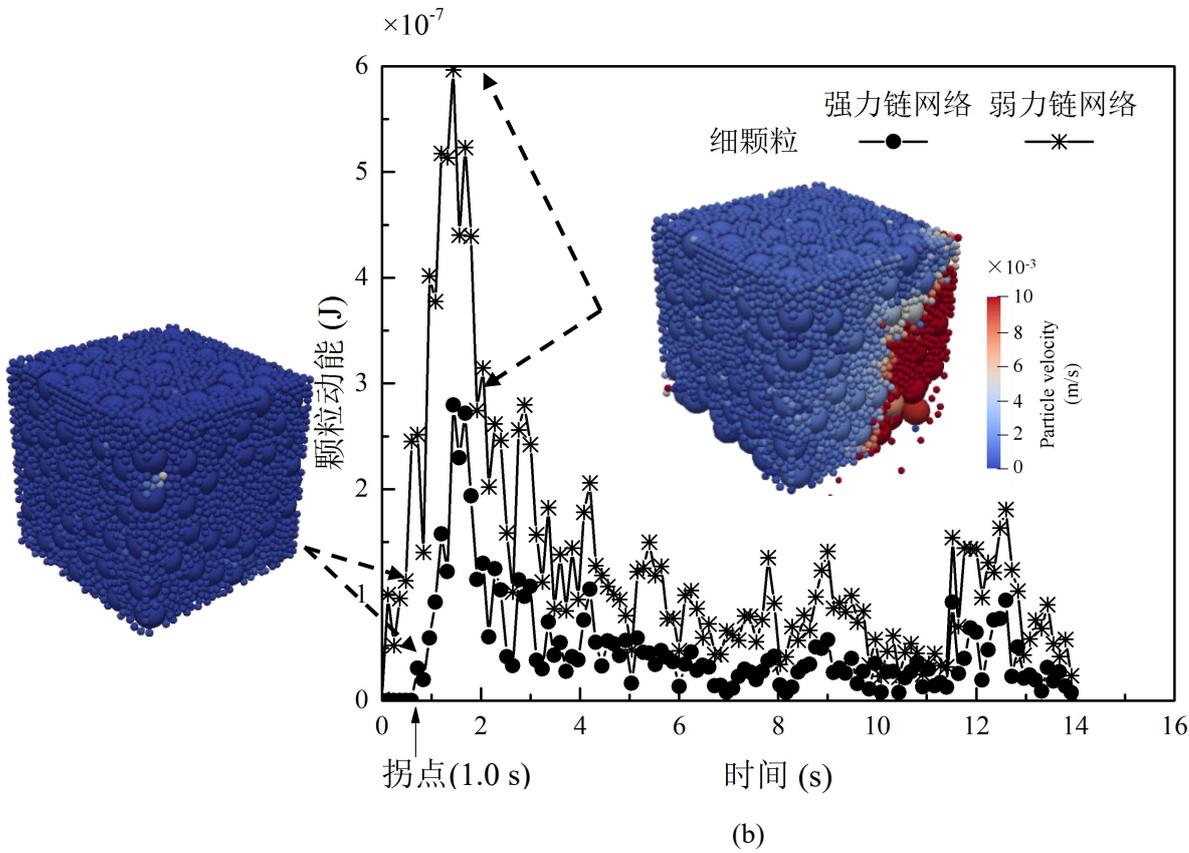
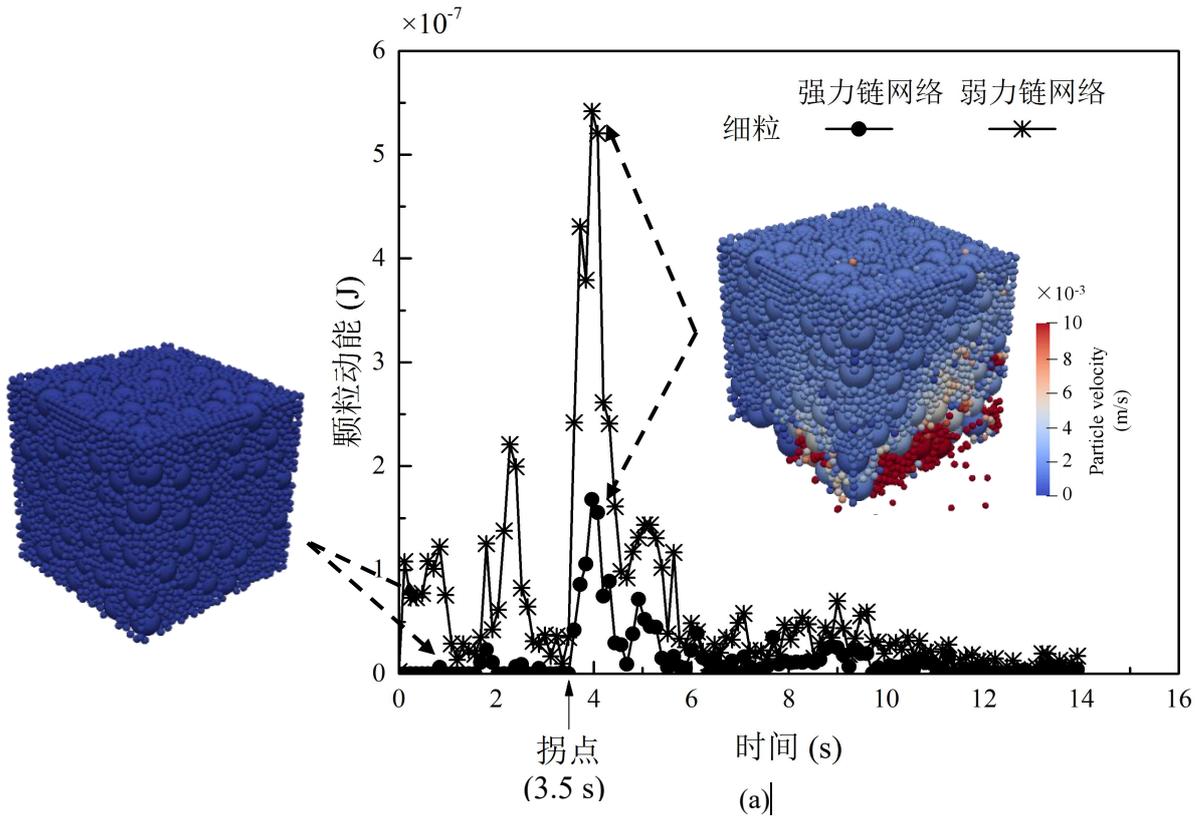


图 3-23 $p'=50$ 和 200 kPa 条件下, $F_c=20\%$ 和 35% 试样中细-细颗粒间强力链接触中应变能演化



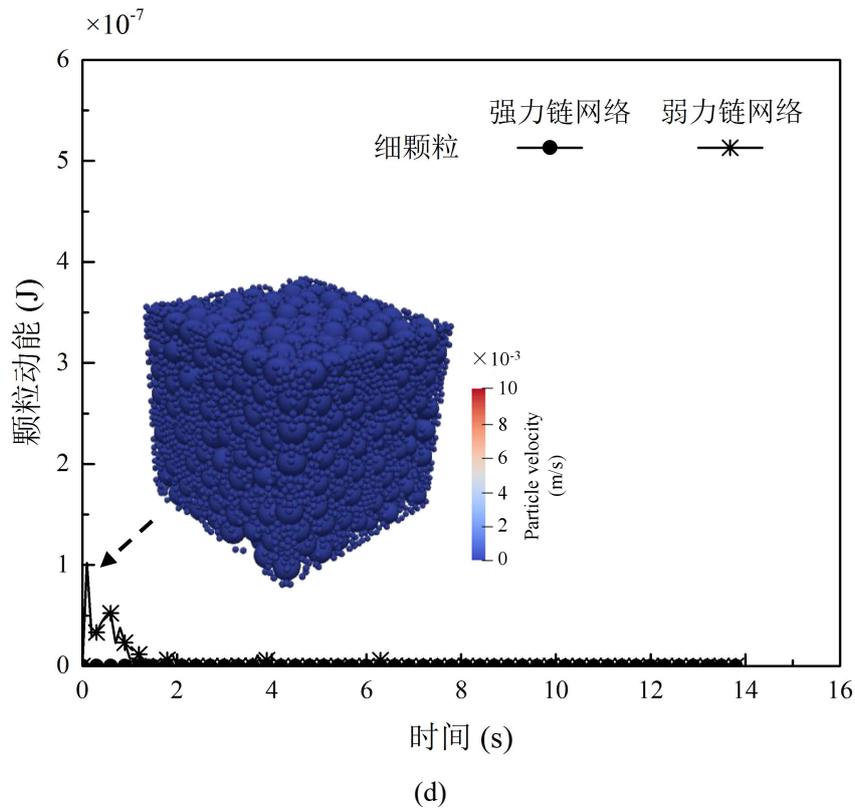
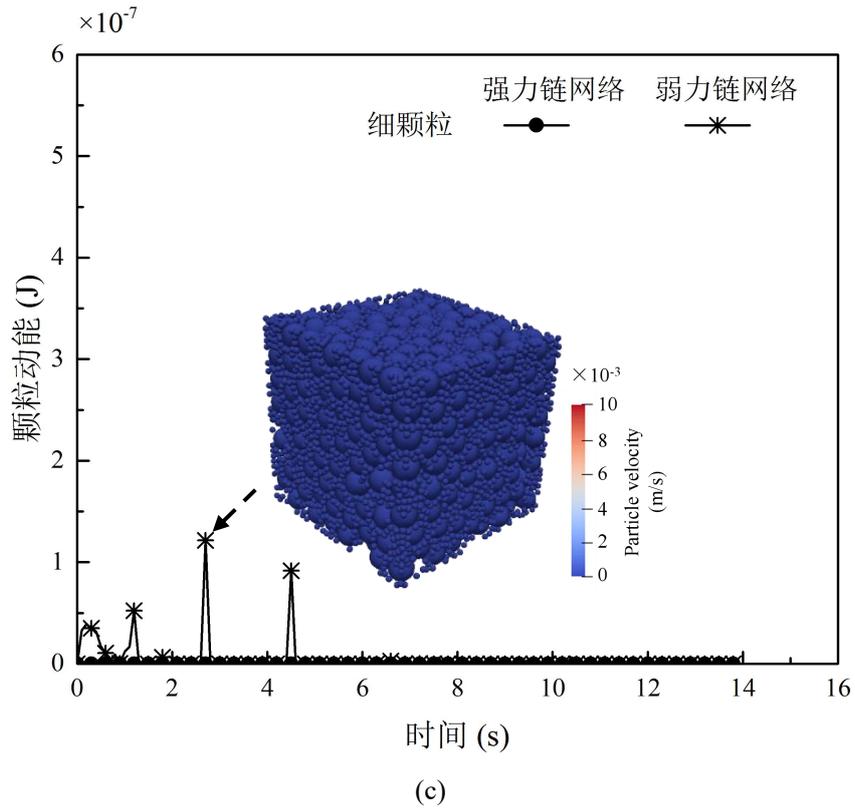


图 3-24 (a) $F_c=35\%$, $p'=50$ kPa; (b) $F_c=35\%$, $p'=200$ kPa; (c) $F_c=20\%$, $p'=50$ kPa; (d) $F_c=20\%$, $p'=200$ kPa 情况下试样强弱力链动能演化

图 3-25 显示 $p'=50$ 和 200 kPa 条件下, $F_c=35\%$ 的试样中强弱力链中颗粒流失量演化。在两种情况下, 试样中强力链中颗粒均在转折点后开始大量流失, 这与应变能开始释放(图 3-23)和颗粒动能开始增加(图 3-24(a)和(b))的时刻一致。间断级配土在渗蚀下的不稳定性, 在本章中从动能和应变能方面进行了分析解释, 在未来工作中可以进一步利用二阶功的原理进行阐释。

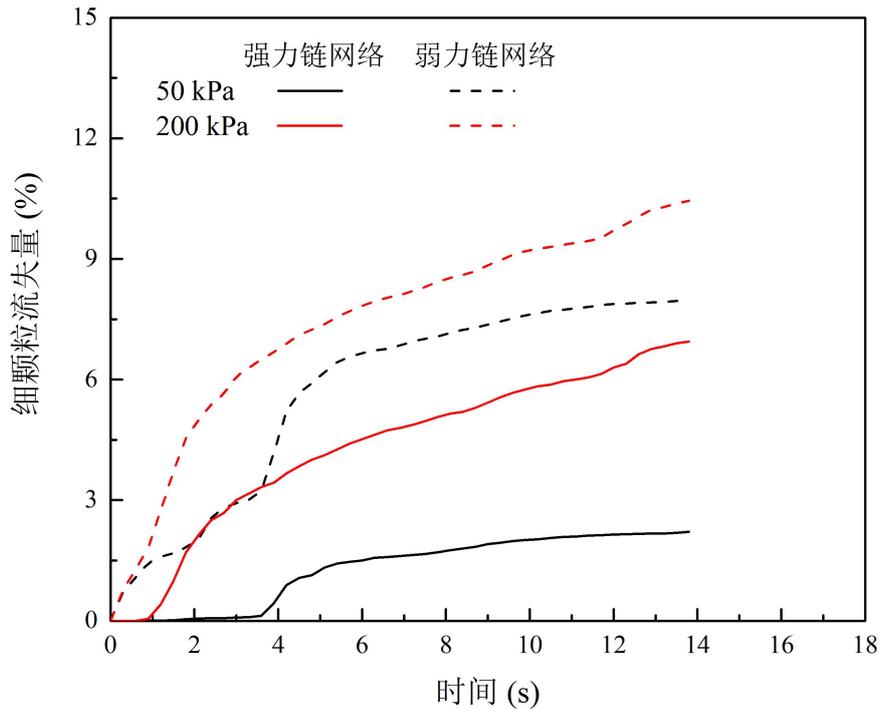


图 3-25 $p'=50$ 和 200 kPa 条件下, $F_c=35\%$ 试样强弱力链中颗粒流失量演化

3.6 小结

本章利用 CFD-DEM 方法研究了 p' (50 到 200 kPa) 和 F_c (20% 到 35%) 耦合作用对间断级配砂土渗蚀过程的影响, 并从细观角度对得到的试样宏观响应, 如颗粒流失量和试样变形等, 做了相应的分析与解释。

当细颗粒充满粗颗粒间(本研究中 $F_c > 27\%$)空隙并在承力结构中发挥重要作用时, 细颗粒的流失会引发强力链的屈曲及砂土承力结构的崩塌, 在这一过程中产生的应变能释放会促进渗蚀的进一步发展。上述过程在高平均有效应力(p')情况下更加明显。相反, 对于细颗粒未填满粗颗粒间空隙的试样(本研究中 $F_c < 27\%$), 细颗粒的流失对砂土承力结构影响很小。在不同平均有效应力下, 细颗粒流失量因此也无明显变化。本章对力链屈曲研究更多地集中在现象描述, 缺乏对力链屈曲的理论研究, 对力链屈曲规律总结方面还有待于进一步提高。

4 应力各向异性对砂土易蚀性影响的细观机制

4.1 概述

如前章内容显示应力状态对渗蚀的启动与力学响应有显著影响。例如,较大的平均有效应力 p' 会增加颗粒间的接触力,迟滞颗粒在粗颗粒中的脱离与运移。其结果是试样的临界水力梯度,即细颗粒开始流失时的水力梯度 i_{cr} ,随着 p' 的增加而增加(Bendahmane et al, 2008; Shire and O'Sullivan, 2013)。另一方面,偏应力(q)对砂土渗蚀的影响也逐渐受到学者的关注(Chang and Zhang, 2013; Luo et al., 2019)。考虑偏应力的砂土渗蚀试验研究表明,具有相同平均有效应力的试样临界水力梯度会随着 q 的增加先上升再下降(Chang and Zhang, 2013; Liang et al., 2017; Luo et al., 2019)。罗玉龙提出这主要由于在低 q 值条件下,试样发生减缩,密实度增大,而高 q 值条件下,试样发生减胀,密实度减小。相比于各向同性状态,三轴拉伸条件下($q < 0$)试样的临界水力梯度的变化并不明显(Chang and Zhang, 2013)。另一方面,在三轴压缩和三轴拉伸条件下的试样在渗蚀过程中更易出现颗粒大量流失和变形较大的现象(Chang and Zhang, 2013)。细观角度分析表明,偏应力会使得颗粒间产生额外的切向力,增加颗粒的摩擦角发挥程度,在渗透水流作用下,更易达到滑动摩擦条件从而产生相对滑动和运移。

前人研究通常关注不同偏应力条件下的砂土渗蚀特性,但不同土体在三轴压缩和拉伸状态下的临界偏应力是不同的。这意味着偏应力相同时,不同土体的强度发挥程度是不同的。在高强度发挥度条件下,渗蚀作用会更容易导致试样出现大变形或整体破坏。因此,仅考虑试样偏应力大小可能无法正确评估其渗蚀响应。另一方面,很少有研究从细观角度解释不同偏应力大小对渗蚀影响的作用机理,例如,试样的主应力方向是如何影响细颗粒的脱离与运移的。由于砂土渗蚀问题涉及到固体与流体的复杂相互作用,对其进行细观研究的数值方法应能同时考虑流体与固体的性质。

本章利用 CFD-DEM 耦合方法分析不同偏应力状态 β ($\beta = q/|q_c|$) 和细颗粒含量 F_c 情况下,间断级配砂土的渗蚀特性,例如,细颗粒流失量和试样变形。然后从细观角度,如通道尺寸分布,组构演化等方面,揭示了其宏观响应的产生机制。

4.2 模型设置

4.2.1 模拟工况

本章主要考虑了两种细颗粒含量 F_c 试样在七个偏应力发挥度 β (i.e., $q/|q_c|$) 间断级配砂土渗蚀的流固耦合模拟。图 4-1 是砂土的级配曲线，其间断比 $D_c/d_f=4$ ，细颗粒含量 F_c 分别为 15% 和 35%。细颗粒含量为 15% 和 35% 的砂土代表了两种典型砂土组构型式。对于 $F_c=15\%$ 试样，细颗粒较松散的堆积于粗颗粒形成的孔隙中，在砂土承力结构中发挥的作用较小 (Skempton and Brogan, 1994; Shier et al., 2014)。对于 $F_c=35\%$ 试样，细颗粒填满粗颗粒间孔隙，并分隔开粗颗粒，对砂土承力结构稳定性影响明显 (Skempton and Brogan, 1994; Shire et al., 2014)。

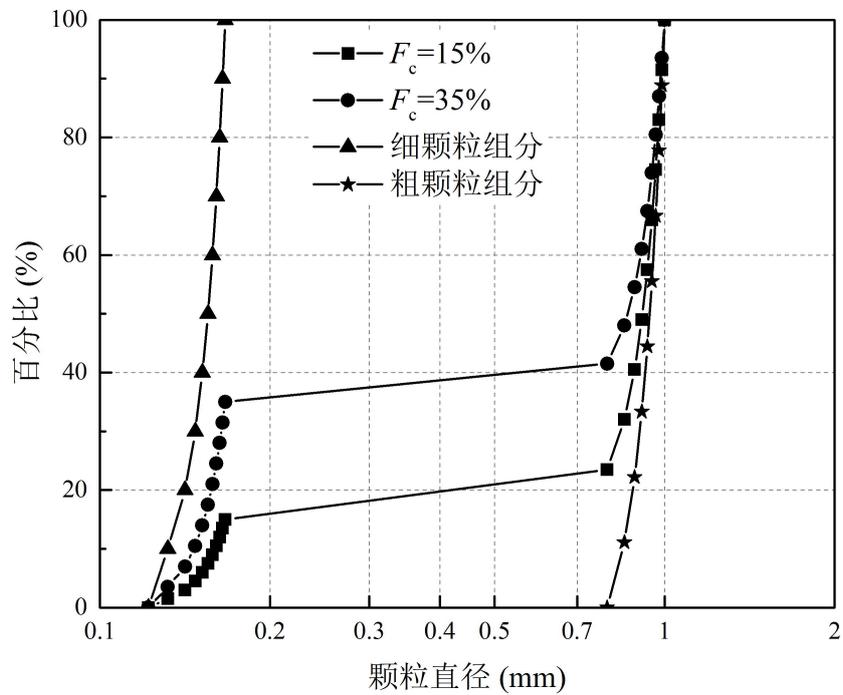


图 4-1 试样级配

渗蚀过程中砂土处于三类应力状态下，即各向同性应力状态，三轴拉伸应力状态和三轴压缩应力状态。每种应力状态的平均有效应力 $p'=50$ kPa，并在渗蚀过程中保持恒定。偏应力发挥度 $\beta=q/|q_c|$ 取七个不同水平，分别为 -0.75, -0.5, -0.25, 0, 0.25, 0.50, 0.75。当 β 为负值，表示试样处于三轴拉伸应力状态， q_c 取三轴拉伸条件下的临界偏应力 q_{cc} ，即 $\beta=q/|q_{cc}|$ 。当 β 为正值，表示试样处于三轴压缩应力状态， q_c 取三轴压缩条件下的临界偏应力 q_{cc} ，即 $\beta=q/|q_{cc}|$ 。图 4-2 显示了 $F_c=15\%$ 和 35% 试样三轴压缩和三轴拉伸试验应力应变曲线。每种试样的 q_{cc} 和 q_{cc} 值取剪应变 $\varepsilon_q=15\%$ 时对应的偏应力值。可以发现对于不同细颗粒含量的

砂土，其临界偏应力基本一致，因此两种试样的 q_{cc} 和 q_{ce} 分别取为 52 kPa 和 46 kPa。

表 4-1 总结了 14 种模拟工况下试样所处的应力状态大小、细颗粒含量和所受的水力梯度。

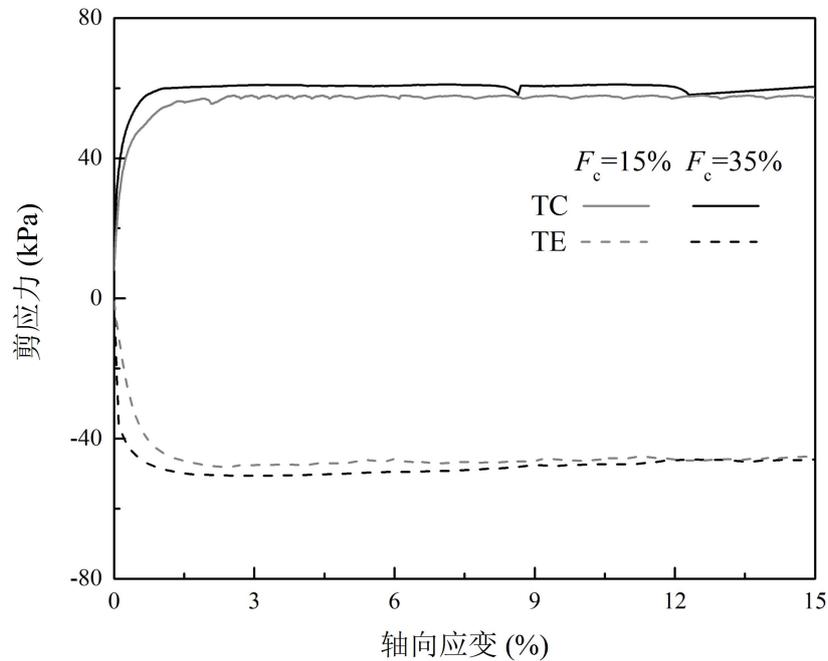


图 4-2 $F_c=15\%$ 和 35% 试样三轴压缩和三轴拉伸试验应力应变曲线

表 4-1 模拟工况汇总

Simulation identity	Fines content, F_c (%)	Confining pressure, p' (kPa)	Shear strength mobilization, β ($q/ q_c $)	Hydraulic gradient, i		
FC15Q0	15	50	0	2.0		
FC15C1			0.25			
FC15C2			0.50			
FC15C3			0.75			
FC15E1			-0.25			
FC15E2			-0.50			
FC15E3			-0.75			
FC35Q0			35		50	0
FC35C1						0.25
FC35C2	0.50					
FC35C3	0.75					
FC35E1	-0.25					
FC35E2	-0.50					
FC35E3	-0.75					

4.2.2 模型参数与模拟过程

图 4-3 是利用 CFD-DEM 方法建立的带有应力控制边界的长方体模型试样，长宽高为 $13\text{ mm} \times 13\text{ mm} \times 20\text{ mm}$ ($14D_{50} \times 14D_{50} \times 21D_{50}$)。 D_{50} 是试样颗粒的平均粒径。CFD 域覆盖 DEM 域，其尺寸为 $13.5\text{ mm} \times 13.5\text{ mm} \times 25\text{ mm}$ 。在初始试样生成后，即在试样上利用伺服程度施加特定偏应力。在施加该偏应力过程中，平均有效应力 p' 维持在 50 kPa 。上述步骤完成后，在试样顶底部施加恒定的水压力开始渗蚀模拟。在渗蚀过程中，试样偏应力 q ，平均有效应力 p' 和水力梯度 i 保持恒定。在水流下游的 DEM 边界板是多孔板，孔径 1.75 mm ，是最大细颗粒的 1.5 倍左右，将流出试样底部板的细颗粒视为流失颗粒。水流上游的 DEM 边界板并不开孔，这不影响水流流入试样，因为如第 2 章所述，CFD 和 DEM 边界条件是相互独立的，DEM 板不开孔不影响 CFD 域中流体的流动。

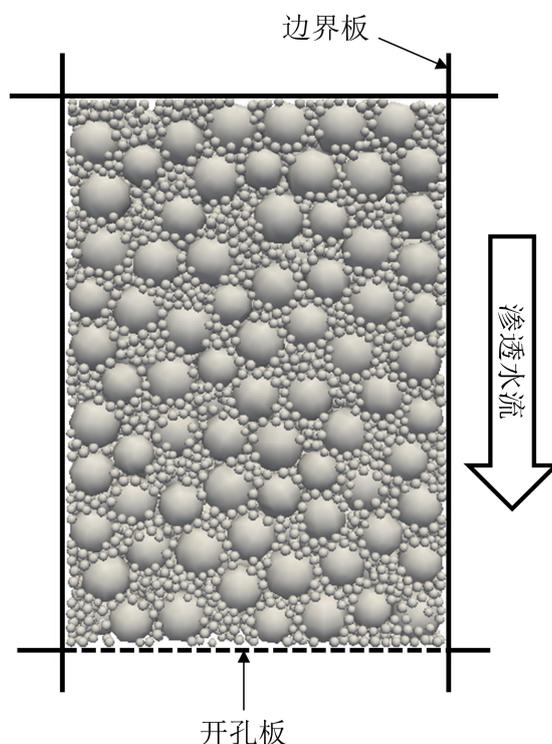


图 4-3 CFD-DEM 数值模型

4.3 应力各向异性状态下试样宏观响应

图 4-4 显示了不同在恒定水力梯度 $i=2.0$ 时，不同 β 和 F_c 条件下细颗粒流失量随时间的演化。 $F_c=15\%$ 和 35% 试样在三轴压缩与拉伸状态下，偏应力水平 β 越大的试样，其细颗粒流失量也越大。同时，在相同偏应力水平下，三轴压缩状态(TC)下试样颗粒流失量大于三轴压缩拉伸(TE)下试样。一些前人渗蚀试验研究(Chang and Zhang, 2013; Wautier et al.,

2019)也得到了类似的趋势。Liang 等(2017)提出在高偏应力水平下, 细颗粒间的切向接触力也越大, 更接触发生滑动的极限切向接触力, 因而在渗透水流作用下更易滑动并流失。Chang 和 Zhang(2013)试验研究表明试样中强力链的接触方向偏向于试样的大主应力方向, 当大主应力越高时, 强力链越容易发生屈曲。其结果是由强力支撑的细颗粒被释放, 并在渗透水流作用下流失。但是这些对渗蚀宏观现象的解释需要相应的细观分析来验证。

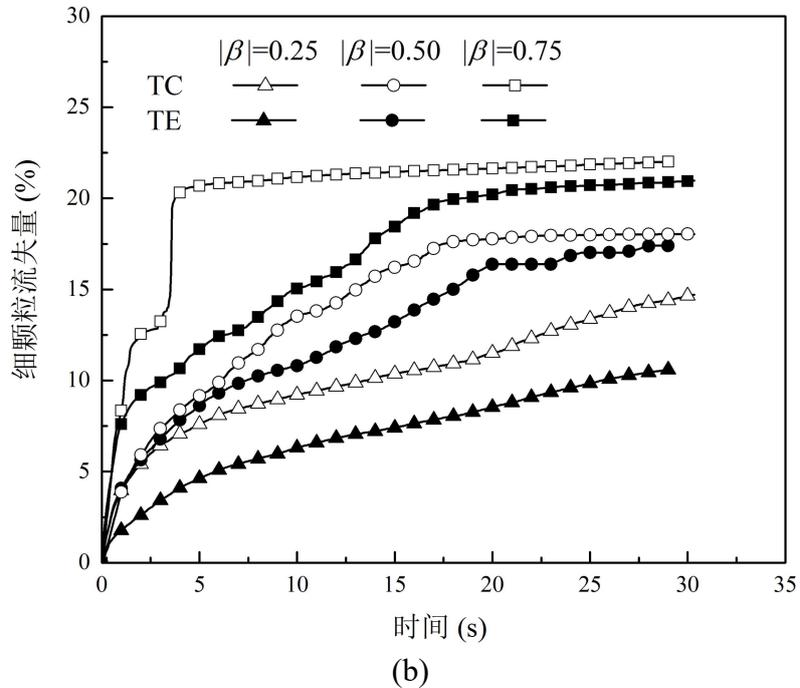
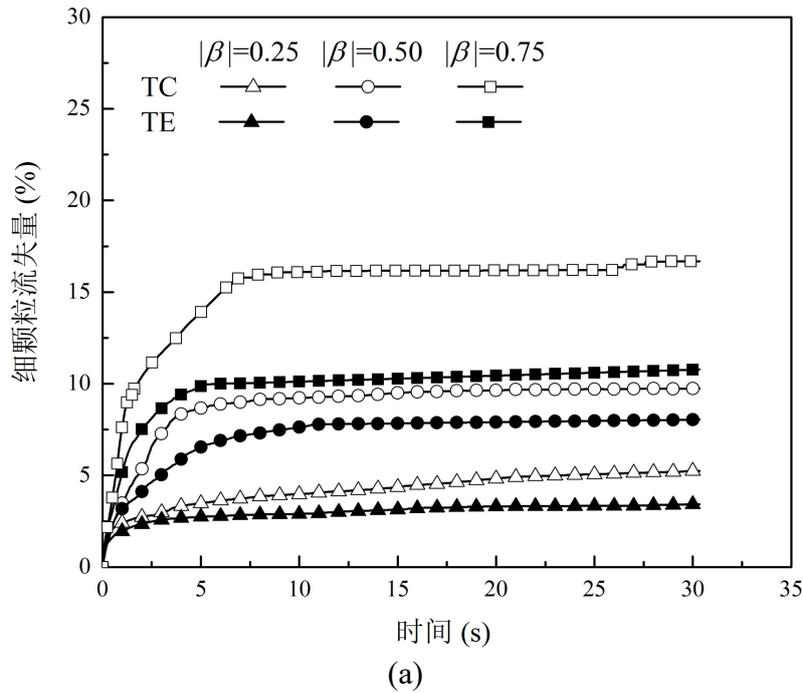


图 4-4 $i=2.0$ 时, 不同 β 和 F_c 条件下(a) $F_c=15\%$; (b) $F_c=35\%$ 试样细颗粒流失量随时间的演化

图 4-5 显示了 $F_c=15\%$ 和 35% 试样在应力各向同性状态下轴向和横向变形, 结果显示

两者变形都较小，最大值在 1% 以内。 $F_c=15\%$ 试样的变形值小于 $F_c=35\%$ 试样，这主要是因为前者中粗颗粒间相互接触，细颗粒的流失不会使粗颗粒位置发生明显改变。后者中粗颗粒间夹有细颗粒，细颗粒流失后，粗颗粒开始相互接触，位置发生重分布，因此造成试样产生较大变形。

图 4-6 显示了 $F_c=15\%$ 试样在三轴压缩和三轴拉伸条件下中间时刻 $t=5.0\text{ s}$ 的试样变形。相比于应力各向同性状态，应力各向异性状态下(即具有偏应力 q)试样的轴向和横向变形都较大，变形值处于约 7.0%~175.0% 范围。图 4-7 显示了 $F_c=35\%$ 试样在三轴压缩和三轴拉伸条件下中间时刻 $t=5.0\text{ s}$ 的试样变形。与 $F_c=15\%$ 是情况类似，处于应力各向异性状态下试样的轴向和横向变形都较大。三轴拉伸状态下，试样轴向拉伸变形较大，是由于试样在两个方向受压缩造成的。

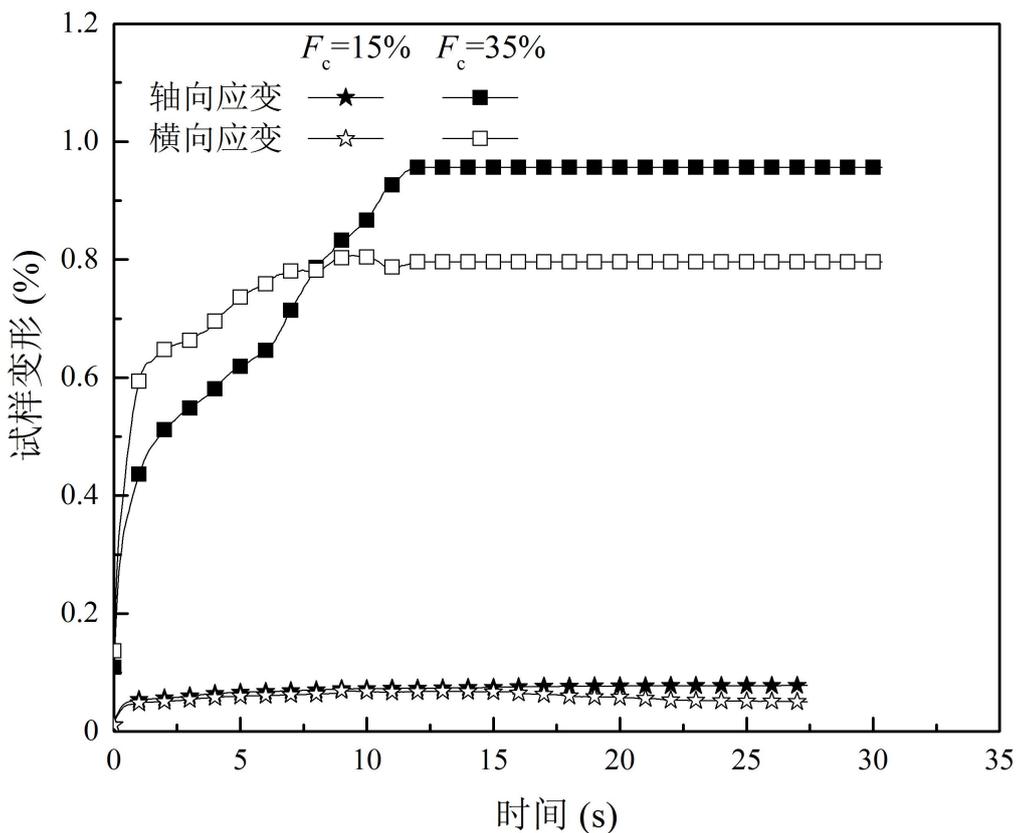


图 4-5 各向同性状态下 $F_c=15\%$ 和 35% 试样渗蚀过程中轴向与环向变形演化

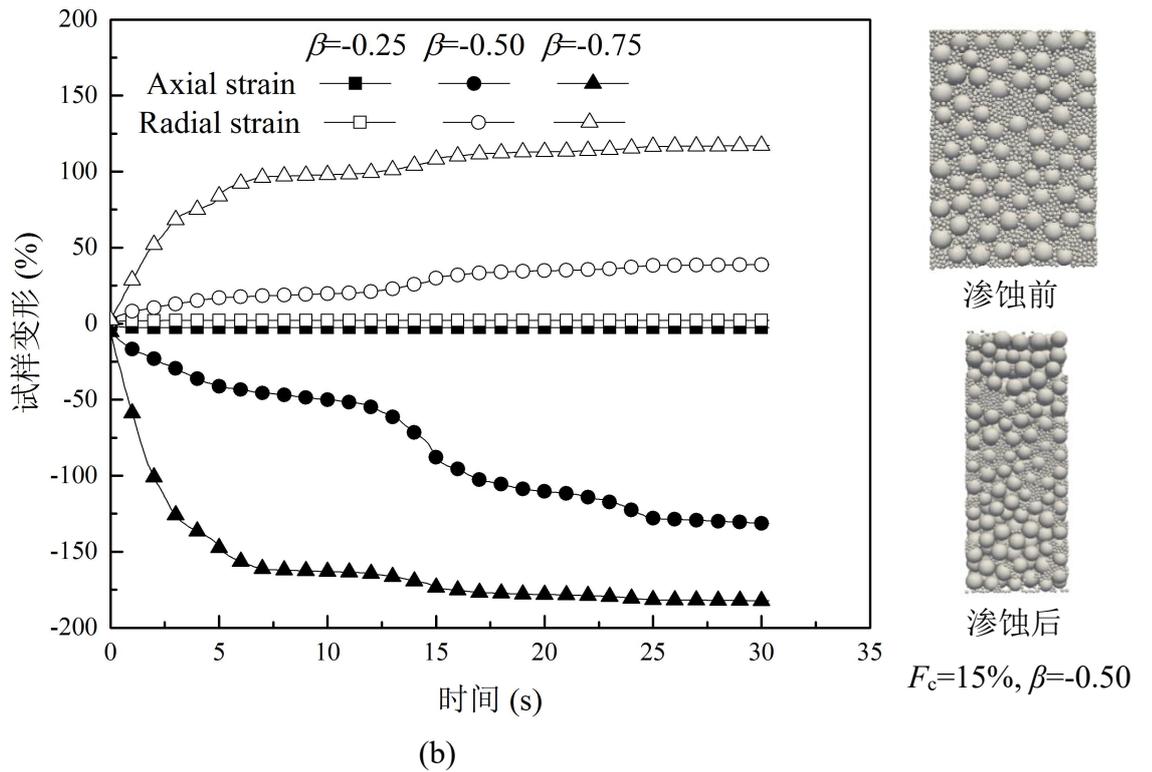
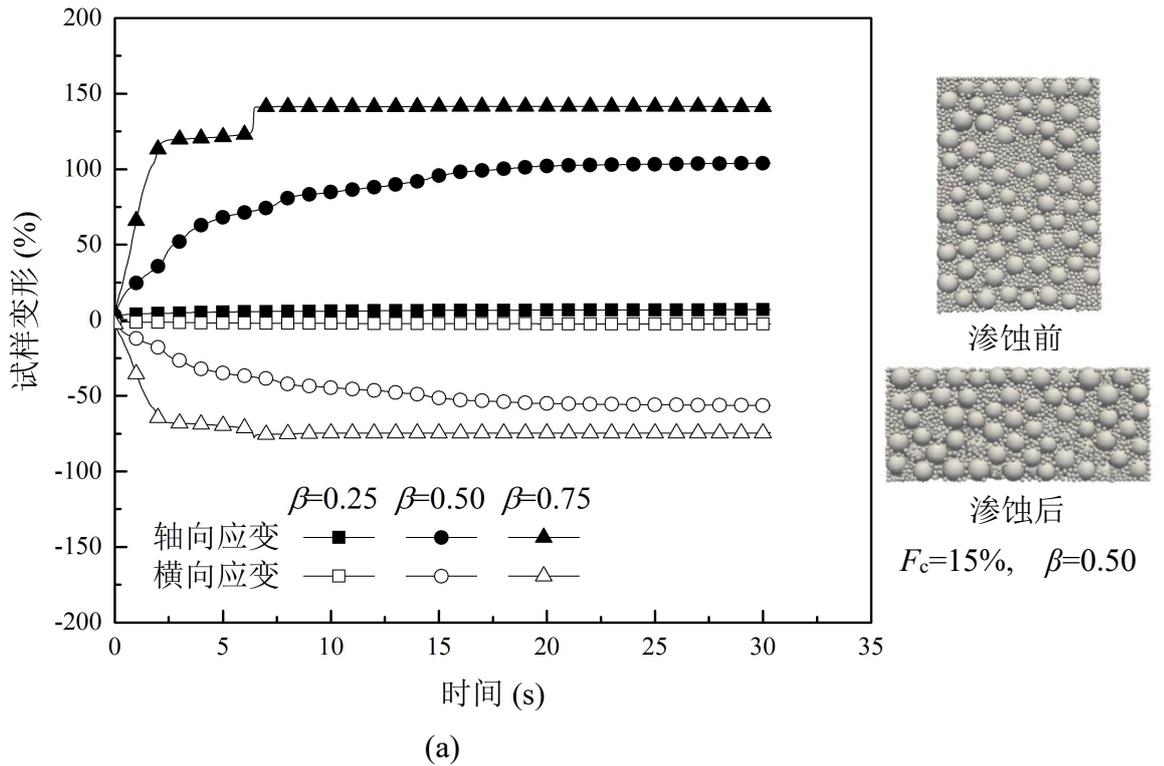


图 4-6 $F_c=15\%$ 试样(a)三轴压缩; (b)三轴拉伸状态下渗蚀过程中轴向与环向变形演化

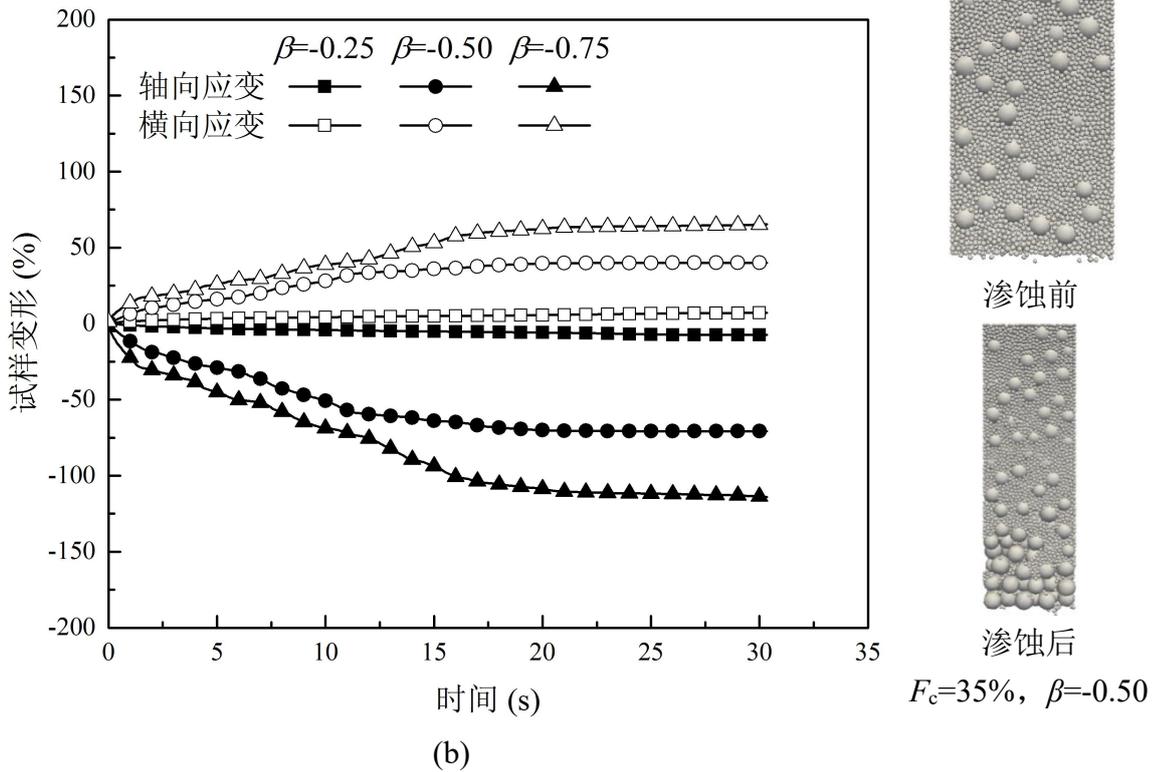
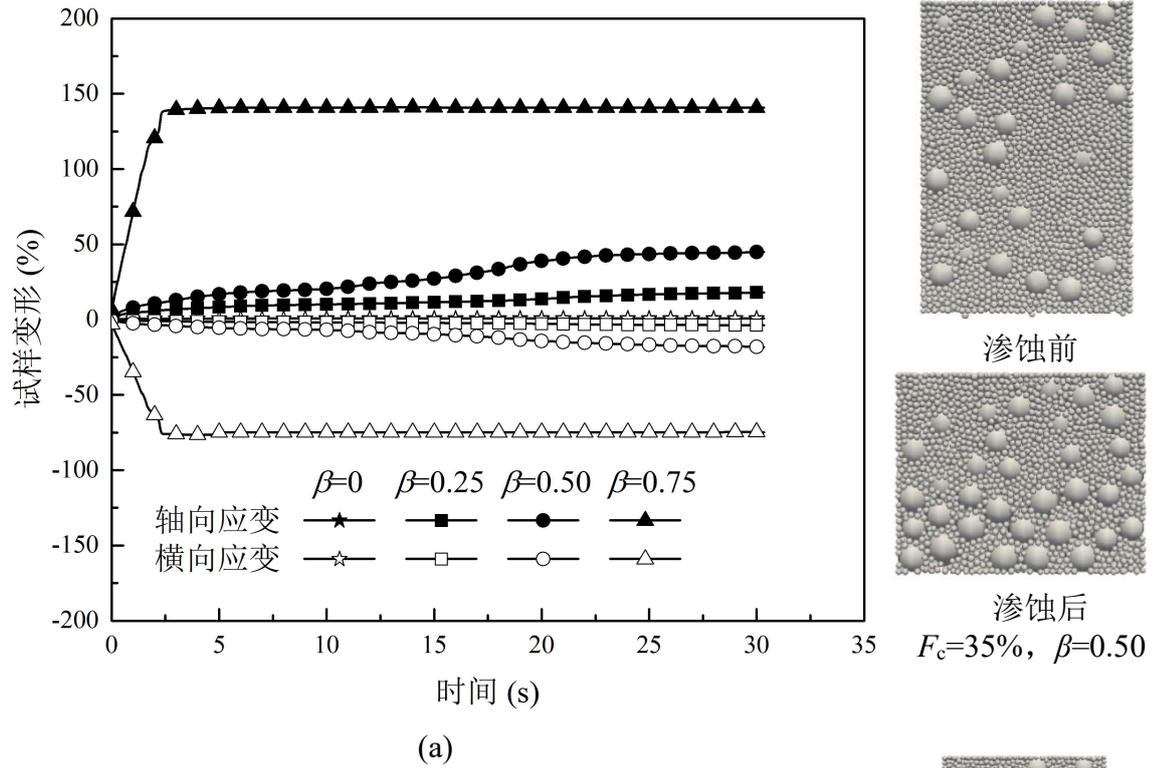


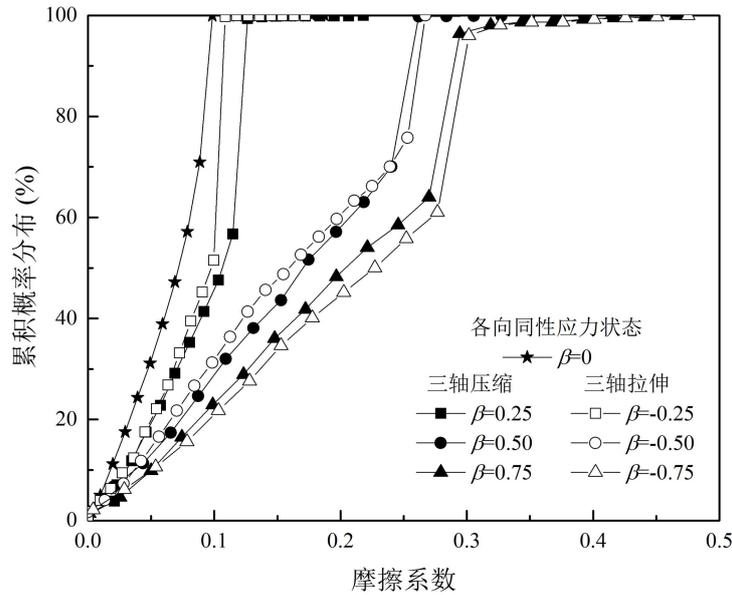
图 4-7 $F_c=35\%$ 试样(a)三轴压缩; (b)三轴拉伸状态下渗蚀过程中轴向与环向变形演化

4.4 应力各向异性对渗蚀影响的微观机制分析

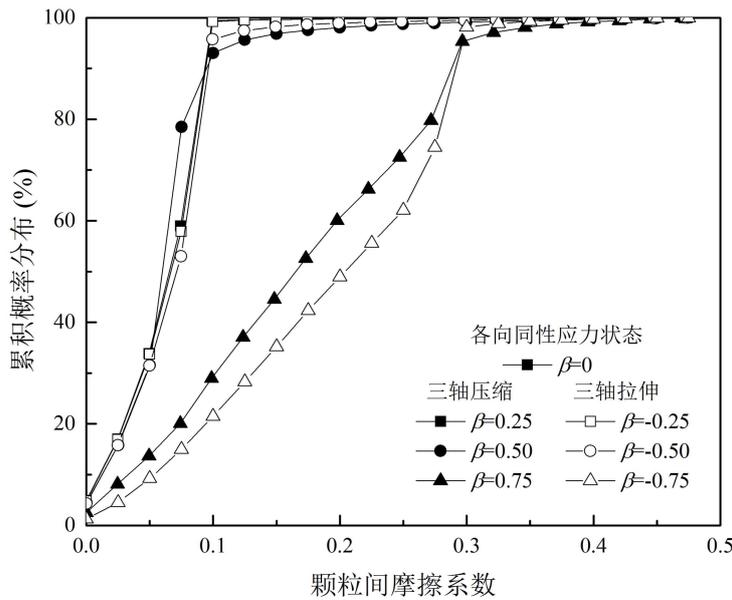
4.4.1 接触力与摩擦系数分布

图 4-8 显示不同偏应力水平下 $F_c=15\%$ 和 35% 试样, 接触间摩擦系数分布曲线。摩擦

系数等于切向接触力除以法向接触力，并取绝对值。模拟中滑动摩擦系数 $\mu_f=0.3$ ，当接触间摩擦系数越接近 $\mu_f=0.3$ 时，颗粒间越容易发生滑动。图 4-8 显示相比于应力各向同性状态下的试样，应力各向异性状态下的试样中高摩擦系数的概率分布越大，即具有高摩擦系数的接触数量越多。因而细颗粒在此状态下更容易流失。这与前节图 4-4 中不同应力状态下试样的流失量结果相一致。在相同的偏应力水平下，不管试样是处于三轴压缩或拉伸状态，其摩擦系数分布曲线都基本一致。这说明，仅根据摩擦系数分布曲线还不能解释试样在三轴压缩和拉伸状态下渗蚀特性的差异性。



(a)



(b)

图 4-8 不同偏应力发挥度(β)下(a) $F_c=15\%$; (b) 35% 试样的接触摩擦系数的累积概率分布

4.4.2 接触各向异性对渗蚀的影响

土体接触各向异性主要由土体应力的各向异性引起。在应力各向异性土体中,颗粒间的接触方向偏向于大主应力方向(Yimsiri and Soga, 2010)。本节从细观角度分析由应力各向异性引发的颗粒接触各向异性对砂土渗蚀特性的影响。渗蚀过程中的接触各向异性演化也是主要讨论分析的内容。

根据 Oda (1982), 散体材料的接触组构可用一个式(4-1)定义的二阶张量表示:

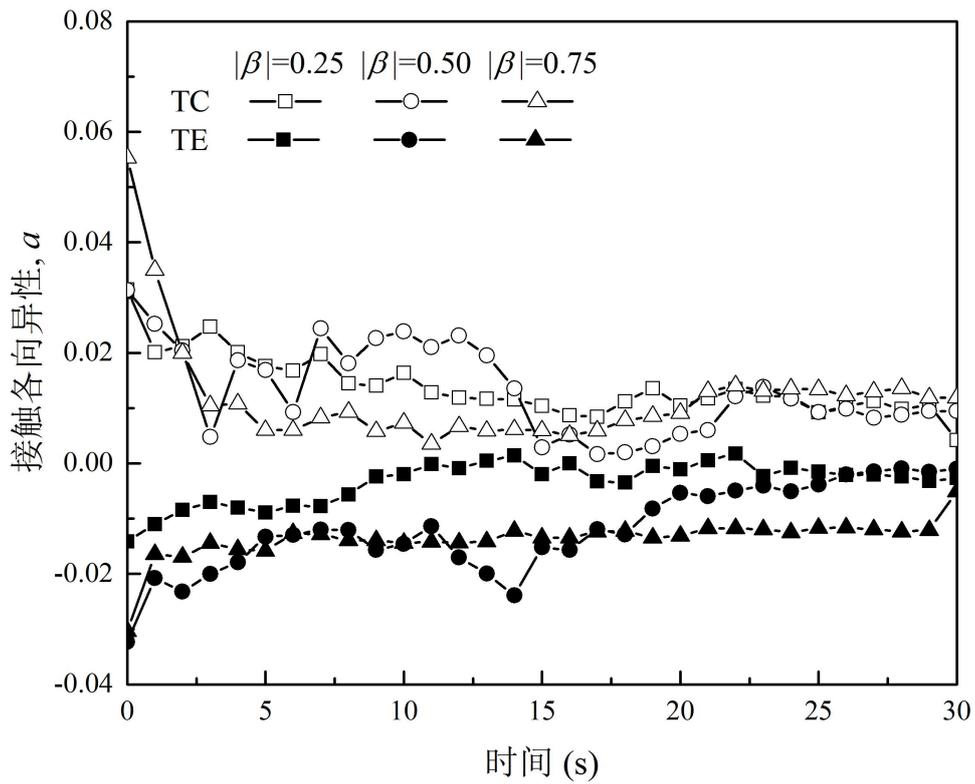
$$F_{ij} = \frac{1}{N_c} \sum_{N_c} n_i n_j \quad (4-1)$$

其中 n_i 是接触颗粒间连接球心的单位向量在 i 方向的分量, N_c 是颗粒接触的个数。由于研究中试样在两个水平方向的压力是相同的, 因此用式(4-2)定义一个可以表征散体材料接触各向异性程度的变量 a (Kruyt, 2012):

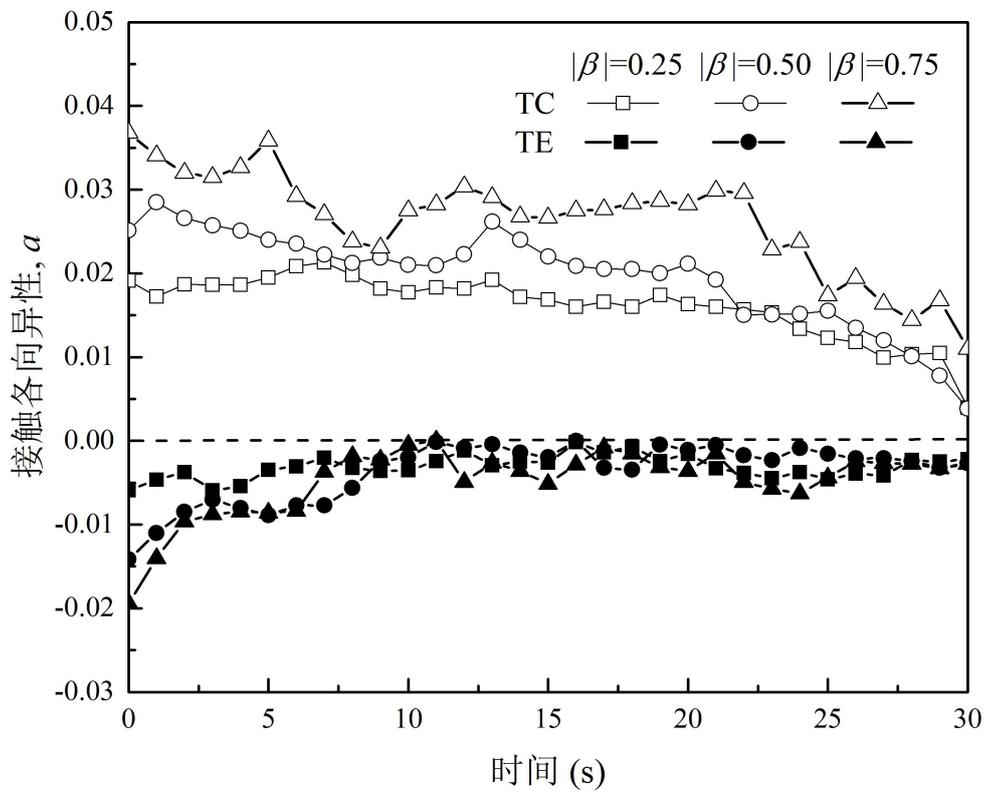
$$a = F_1 - F_3 \quad (4-2)$$

其中 F_1 和 F_3 分别是土体接触组构张量 F_{ij} 的竖向(轴向)与水平方向特征值。所以当 $a > 0$, 土体中接触方向主要偏向于竖直方向(即平行于渗透水流方向), 当 $a < 0$ 时, 土体中接触方向主要偏向于水平方向(即垂直于渗透水流方向)。 a 的绝对值越大, 试样的接触各向异性程度也越大。

图 4-9 显示渗蚀过程中不同应力水平 β 下, $F_c=15\%$ 和 35% 试样接触各向异性的演化。对于处于三轴压缩和拉伸状态下的试样, 其接触各向异性在渗蚀过程中持续减小。这也表明即使砂土试样的应力各向异性状态保持不变, 在渗蚀作用下, 其接触组构却不断趋向于各向同性状态(即 $a=0$)。这主要因为试样在三轴压缩和三轴拉伸状态下, 细颗粒的接触方向一般偏向于竖向或横向, 即接触各向异性较强。这种颗粒的稳定性相比于接触方向分布比较均匀的细颗粒要差。在渗流力作用下, 接触各向异性较强的细颗粒更易流失。留下的接触方向分布比较均匀的细颗粒使得试样整体的接触各向异性减小。



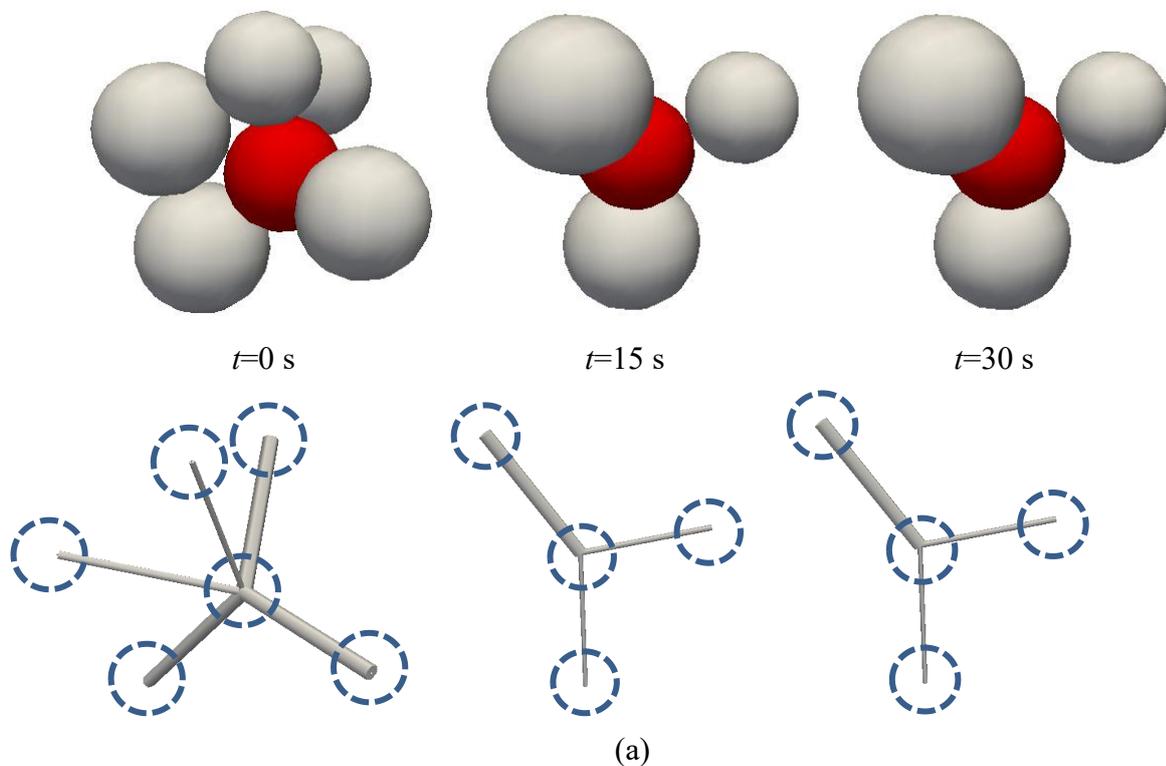
(a)



(b)

图 4-9 不同偏应力发挥度(β)下, (a) $F_c=15\%$; (b) $F_c=35\%$ 试样渗蚀过程中接触各向异性演化

图 4-10 应力(a)是各向同性状态下局部颗粒团及其接触力链在渗蚀过程中的演化。可以明显观察到，与红色颗粒接触的灰色颗粒均匀分布在其周围，力链间夹角接近于 120° ，没有明显的偏向于竖向或水平向。根据式(4-1)计算得到的此颗粒接触的各向异性系数 $a=0.00025$ ，非常接近于各向同性接触。在 $t=15\text{ s}$ 时，红色颗粒周围有两个颗粒流失，剩余颗粒仍然均匀分布于红色颗粒周围。这种各向同性分布的接触颗粒形态使得红色颗粒十分稳定，一直到渗蚀模拟结束时刻($t=30\text{ s}$)，红色颗粒都未流失。图 4-10 应力(b)显示的是处于三轴压缩状态 $F_c=35\%$ 试样中典型的细颗粒及与其接触的颗粒。可以很明显的看出图 4-10 应力(b)中颗粒的接触方向分别偏向于竖向，也就是偏向于它们所在试样的最大主应力方向。在 $t=3\text{ s}$ 时，红色颗粒周围有两个颗粒流失，只剩余一个颗粒与红色颗粒接触，明显红色颗粒无法在渗透水流作用下保持稳定，因此在渗蚀模拟结束时刻($t=30\text{ s}$)，红色颗粒与其周围接触颗粒都流失了。图 4-10 应力(b)右边还显示了这种具有高接触各向异性颗粒在各向同性和三轴压缩应力状态试样中的分布，三轴压缩应力状态试样含有更多的如图 4-10 应力(b)的颗粒，这也可以解释在三轴压缩应力状态下试样颗粒流失量更多。由于三轴拉伸状态下试样局颗粒形态与三轴压缩应力状态下类似，只是接触方向偏向于水平向，渗蚀过程中其演化特性也与三轴压缩应力状态下试样类似，因此在这里就不做赘述。



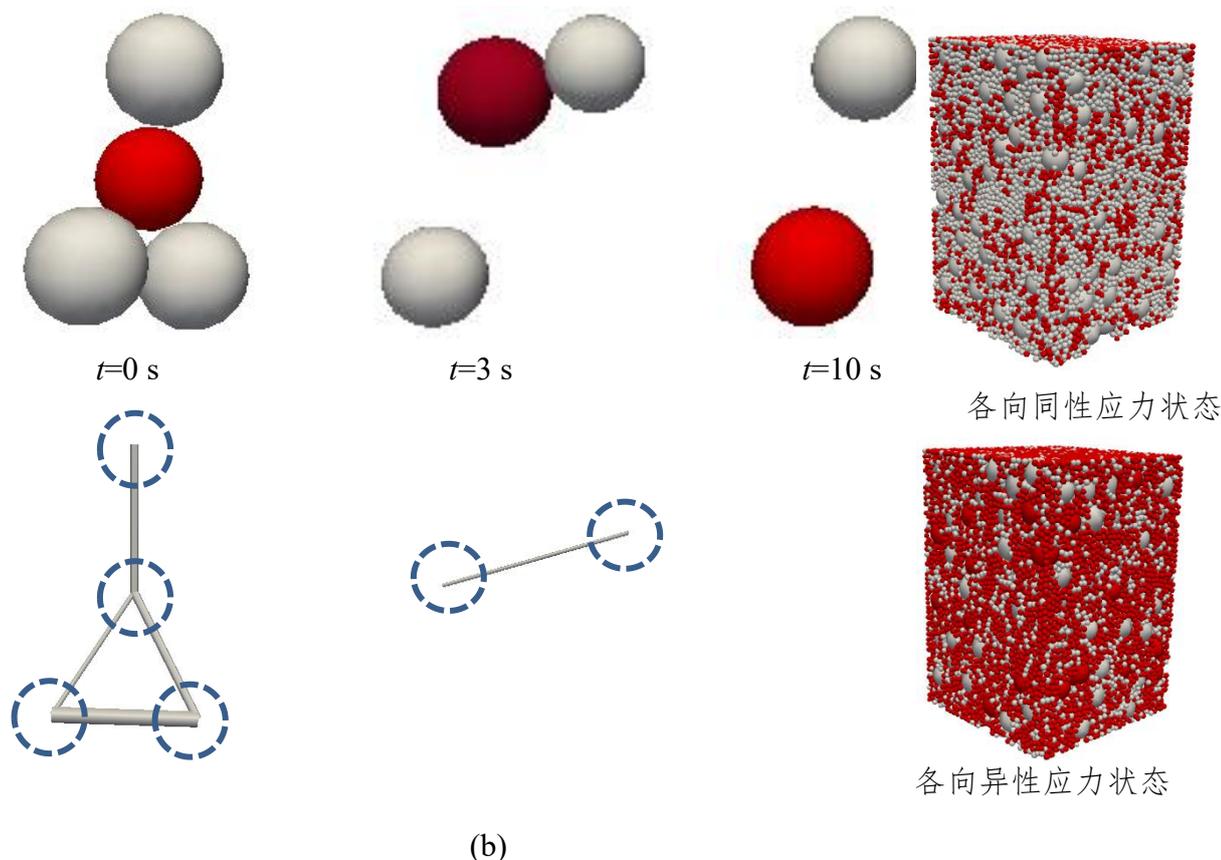


图 4-10 应力各向同性和三轴压缩状态下, $F_c=35\%$ 试样中典型细颗粒团及其力链

在渗蚀过程中, 具有较高接触各向异性的细颗粒, 如图 4-10 应力(b), 较容易流失, 从而造成试样整体接触各向异性的减小。为了证明此论断, 图 4-11 $F_c=35\%$ 试样在三轴压缩($\beta=0.5$)和三轴拉伸($\beta=-0.5$)状态下, 不同接触各向异性颗粒流失量显示了 $F_c=35\%$ 试样在三轴压缩($\beta=0.5$)和三轴拉伸($\beta=-0.5$)状态下, 具有不同接触各向异性的颗粒流失量百分比。虽然土体处于不同的应力状态下, 但都是接触各向异性系数较高, 即 $a>0.03$, 的细颗粒流失量最大。这与试样在三轴压缩和三轴拉伸状态下细颗粒流失量较大的宏观现象相一致。另一方面, 细颗粒因接触各向异性不同而有选择性的流失, 表明在其它渗蚀控制条件都相同的情况下, 如级配, 水力梯度, 应力状态等, 土体的接触各向异性差异也可对试样的渗蚀力学特性和水力学特性造成影响。除了接触各向异性程度, 接触方向对渗蚀特性也有明显影响。图 4-12 显示了 $F_c=35\%$ 试样在 $\beta=0, 0.5$ and -0.5 状态下的强弱力链网络。本研究中, 利用平均接触力(\bar{f}_n)来做为强弱力链间的界限(Radjai et al., 1998; Thornton and Antony, 1998), 即大于 \bar{f}_n 的力链为强力链, 小于 \bar{f}_n 的力链为弱力链。在其它应力水平下的试样也具有类似的力链网络。图 4-12(a)和图 4-12(b)显示对应力各同性状态下的力链网络具有很小的接触各向异性。强弱力链的接触各向异性系数 a 分别为 0.0002 和 0.0003。图 4-13(c)

和图 4-13(e)显示处于三轴压缩和拉伸状态下试样的强力链接触方向偏向于其大主应力方向。他们的各向异性系数 a 分别为 0.06 和 -0.05，与观察现象一致。图 4-13(d)和图 4-13(f)显示处于三轴压缩和拉伸状态下试样的弱力链接触方向则偏向于大主应力垂直方向。虽然对于弱力链网络来说，很难直接观察到接触的方向性，但它们的接触各向异性系数 a 分别为 -0.002 和 0.004，可以说明上述论断。

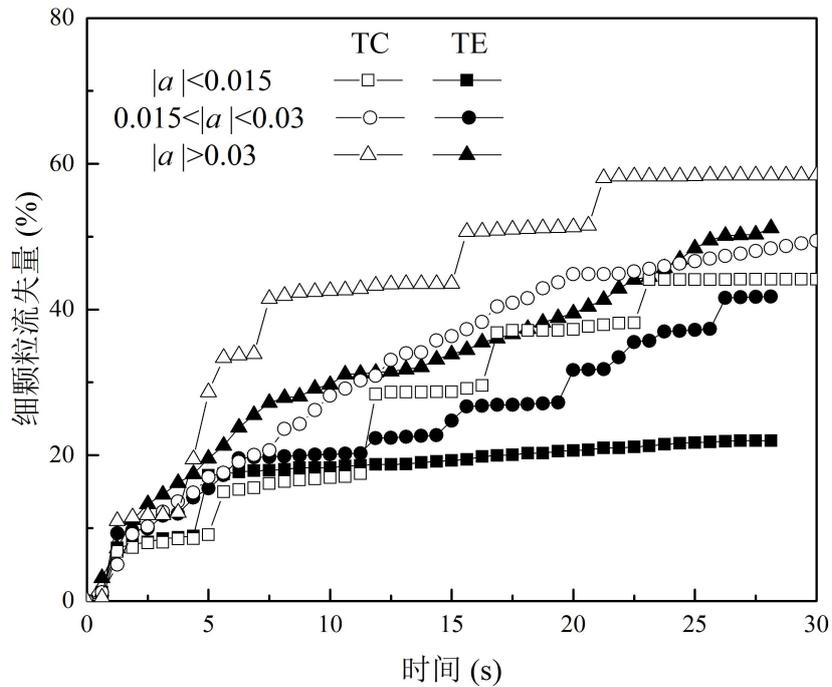
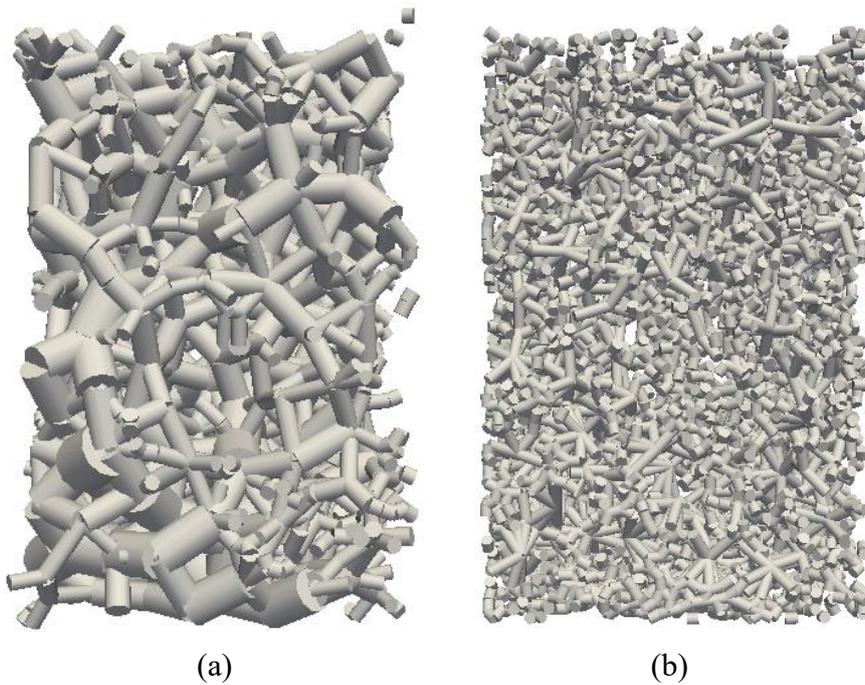


图 4-11 $F_c=35\%$ 试样在三轴压缩($\beta=0.5$)和三轴拉伸($\beta=-0.5$)状态下，不同接触各向异性颗粒流失量



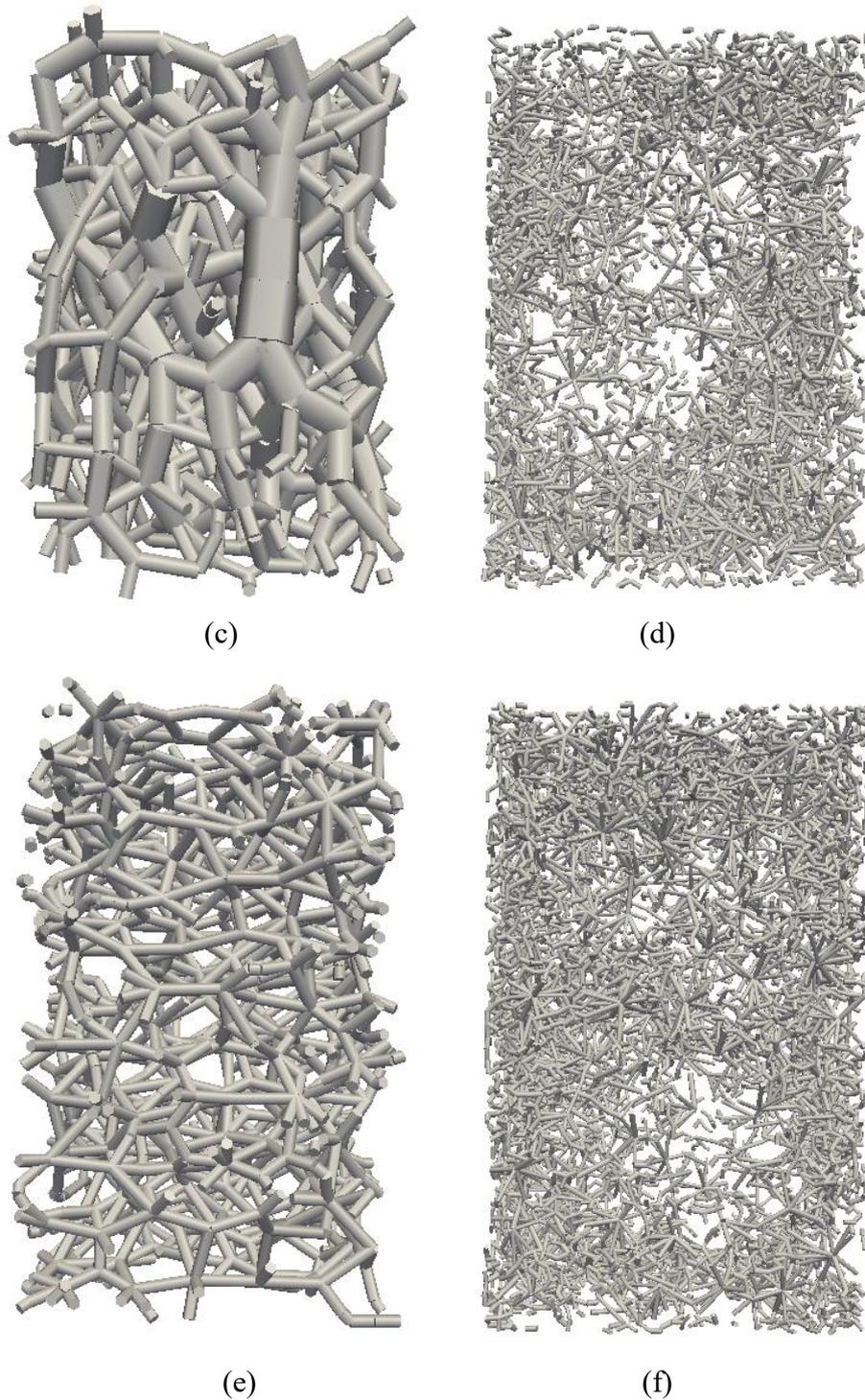


图 4-12 $F_c=35\%$ 试样在 $\beta=0, 0.5$ and -0.5 状态下的强弱力链网络

图 4-13 显示 $F_c=35\%$ 试样在 $\beta=0.5$ 和 -0.5 状态下，具有不同接触方向颗粒的流失量。该曲线的计算方法如下：首先将试样中的细颗粒按其接触组构张量主方向偏向于竖直方向(与竖向夹角 $<90^\circ$)和水平方向(与水平向夹角 $<90^\circ$)分为两类，然后统计渗蚀过程中两种颗粒的流失量。结果显示具有偏向于水平向接触，即 $a < 0$ ，的细颗粒流失量在两种情况下

都是流失最多的。由于试样中弱力链是易于滑动并流失的，因此三轴压缩状态下试样弱力链中细颗粒，不仅接触力小，而且接触方向偏向于水平向，在渗流力作用下也更易流失。而三轴拉伸状态下试样弱力链中的细颗粒，其接触方向偏向竖直方向，对竖向水流的侵蚀抵抗力较强。上述两点可以解释试样在三轴压缩状态下的细颗粒流失量要比在三轴拉伸状态下的大。

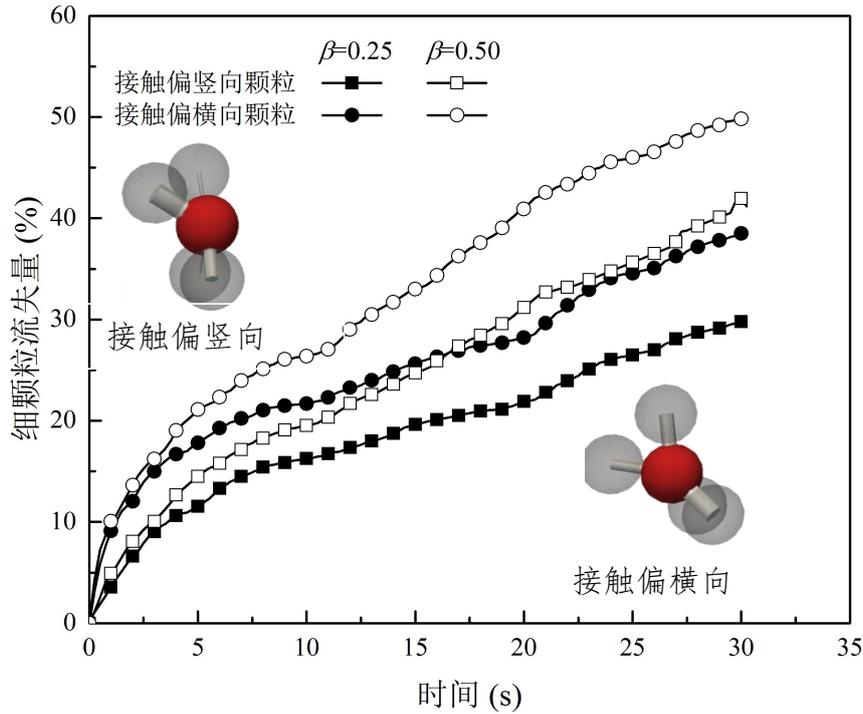


图 4-13 $\beta=0.5$ 和 -0.5 时, $F_c=35\%$ 试样中具有不同接触方向颗粒的流失量

4.5 小结

为了从细观角度揭示偏应力对砂土渗蚀特性的影响，本章利用计算流体力学和离散元耦合方法分析了不同细颗粒含量 F_c 和应力水平 β 工况下砂土渗蚀的宏细观特征。对不同工况下砂土试样细颗粒流失量，试样变形进行了细观分析和解释，得到了砂土偏应力大小，颗粒间摩擦系数发挥度和接触各向异性等对渗蚀影响的细观机制。根据模拟结果和相应分析可得到如下结论：

偏应力会使砂土中细颗粒理易脱离力链网络并运移流失。在三轴压缩和拉伸状态下的试样的颗粒流失量相比于各向同性状态更大。这主要是由于作用于试样上的偏应力使颗粒间的摩擦系数发挥度更大，在渗透水流作用下，细颗粒更易滑动并运移流失。

具有高接触各向异性的颗粒在渗透水流作用下更易滑动流失，由于高偏应力发挥水平使得颗粒的接触各向异性增大，因而造成试样整体颗粒流失量也相应增大。在渗蚀过程中，

即使试样的应力各向异性保持恒定，其接触各向异性趋向于各向同性。

相比于试样大主应力方向与渗透水流方向垂直的情况，试样大主应力方向与渗透水流方向平行时，细颗粒流失量更大。这主要因为弱力链网络的接触方向总是偏向于与大主应力相垂直的方向。当试样大主应力方向与渗透水流方向平行时，弱力链的接触方向与渗透水流方向垂直，使得处于弱力链中的细颗粒对渗透水流的抵抗作用较小，更易流失。

5 悬浮细颗粒对砂土易蚀性影响的细观机制

5.1 概述

前章中关于渗蚀研究通常假设流入试样的渗透水流是清水,即不包含悬浮细颗粒。在实际工程中,渗透水流常常包含从毫米级到大分子级的悬浮细颗粒(Amir and Brij, 2009)。渗透水流中的悬浮颗粒造成的间断级配土局部阻塞会改变土体的结构、水力学和力学特性。同时,渗蚀中细颗粒的流失会减小试样强度(Hicher, 2013; Yin et al., 2014, 2016),但悬浮颗粒的流入对力链的支撑又会提高试样强度。

对于试样的水力学特性,渗透水流中的悬浮颗粒造成的阻塞可能会降低试样的孔隙比和渗透系数(Valdes and Liang, 2006)。有限的试验研究表明悬浮液(悬浮颗粒尺寸一般从纳米级到毫米级)浓度较低时,如 0.5 g/L,就会造成试样的渗透系数减小约 50%。因此,渗透水流中的悬浮颗粒会对试样的水力学特性造成重要影响。

虽然试验研究揭示了渗蚀过程中许多由悬浮颗粒引起的宏观现象,但从细观方面对这些现象的分析阐释仍比较缺乏。因此,此过程中试样局部的侵蚀和阻塞细观机制,如悬浮颗粒在试样中的运移与分布,仍不明晰。由于试样局部侵蚀和阻塞过程中复杂的流体-颗粒相互作用,仅能考虑单相物质的数值软件不能很好用来研究此过程。计算流体力学(CFD)与离散单元法(DEM)相耦合的方法(CFD-DEM)是目前解决此类流固耦合问题的有力工具(Zhao and Shan, 2013; Zhao et al., 2016; Kawano et al., 2018; Hu et al., 2019)。

本章基于 CFD-DEM 方法从宏细观角度分析渗透水流含悬浮颗粒时,间断级配砂土渗蚀过程中颗粒阻塞、渗蚀性和水力学性质的演化。考虑关键因素,如悬浮液浓度 C ,细粒含量 F_c 和水力梯度 i 对此过程的影响,得到不同因素下试样的各类宏观响应,包括颗粒流失量,试样变形,渗透系数和渗蚀率。然后从悬浮颗粒的运移和阻塞,试样承力结构演化与通道尺寸分布等细观角度阐释宏观现象的内在机理。

5.2 模拟工况与模型设置

5.2.1 模拟工况

本研究进行了 12 种不同悬浮液浓度和细颗粒含量工况的试样渗蚀 CFD-DEM 模拟研究。模拟试样包含两种细粒含量,即 $F_c=15\%$ 和 35% ,级配曲线见图 4-1。悬浮颗粒的级配与试样中细粒级配一致。

前人研究表明自然界渗蚀发生的临界水头通常小于 0.3(Skempton and Brogan, 1994; Li,

2008), 本研究中水力梯度取为 $i=0.10$ 和 0.25 , 处于一般土体发生渗蚀所需的临界水力梯度典型范围内。与前章相比, 本章水力梯度取值较小的原因是为了可以使细颗粒不致在大的水力梯度下流失较多, 有利于观察悬浮颗粒流入试样导致堵塞的情形, 研究悬浮颗粒对试样渗蚀的影响。同时这一取值更接近实际情况, 比较合理。模拟中悬浮液浓度 $C=30$ 和 60 g/L, 取值相对较高(通常为 $1\sim 2$ g/L), 主要是为了在较短的模拟时间内(15.0 秒)使试样更快地发生阻塞现象。在整个渗蚀过程中, 试样一直处于围压 $p'=50$ kPa 的状态下。考虑到在试样尺寸较小的情况下(长宽高为 $13\text{ mm}\times 13\text{ mm}\times 26\text{ mm}$), 重力造成试样内部应力小于 1 kPa (Kawano et al., 2018), 这与 50 kPa 的围压相比可忽略不计, 因此模拟中不考虑重力以消除其对细颗粒运移和阻塞的影响(Wautier et al., 2019; Hu et al., 2019)。这种情况下, 试样中一些细颗粒与周围颗粒只有一个接触或处于漂浮状态, 这将使得试样的临界水力梯度相比于同样状态下的实际砂土要小。

5.2.2 模型几何尺寸和参数

图 5-1 显示了由球形颗粒组成的长方体试样, 长宽高为 $13\text{ mm}\times 13\text{ mm}\times 26\text{ mm}$ ($14D_{50}\times 14D_{50}\times 28D_{50}$)。 D_{50} 是试样颗粒的平均粒径。CFD 域覆盖 DEM 域, 其尺寸为 $13.5\text{ mm}\times 13.5\text{ mm}\times 35\text{ mm}$ 。在试样上游区域 $13\text{ mm}\times 13\text{ mm}\times 5\text{ mm}$ 范围内生成悬浮颗粒, 每隔 0.01 s 检查该区域颗粒浓度若小于设定即生成新的悬浮颗粒。CFD 域大于 DEM 域是为使试样中颗粒都能受到流体作用力。虽然 CFD 和 DEM 边界不重合, 但实际两个方法的边界条件是独立的, 即 CFD 或 DEM 域的边界条件不会影响另外一个域的计算。颗粒性质参数, 如弹性模量(E), 摩擦系数(μ_f), 滚动摩擦系数(μ_r)取自前人利用 DEM 模拟砂土性质的研究(Wang and Gutierrez, 2010; Yang et al., 2017)。表 5-1 总结了模型设置与相关参数。

5.2.3 边界条件

在每种工况的 CFD-DEM 渗蚀模拟中, CFD 域的出水与入水口施加固定的水压力, 以保证试样的水力梯度恒定为 0.10 或 0.25 。水力梯度 $i=\Delta p/\rho gL$, 其中 Δp 是流体压力差, L 是水流方向的试样长度。CFD 周围四个边界设置为滑移边界, 即流体只能沿着平行于边界面的方向流失, 在边界面法向的流速为 0 。

在 DEM 试样六个边界面上的施加刚性板, 并利用 LIGGGHTS 自带的伺服控制程序施加各向同性围压 $p'=50$ kPa。板的摩擦系数设为 0 , 其弹性模量是球体弹性模量的 10 倍。板的摩擦系数设为 0 主要是为防止在边界上出现剪切力, 从而使得试样无法处于各向同性围压下。在试样底部的边界板是多孔板, 以使试样中细颗粒流失, 孔径 0.5 mm , 是最大

细颗粒直径的 1.5 倍。

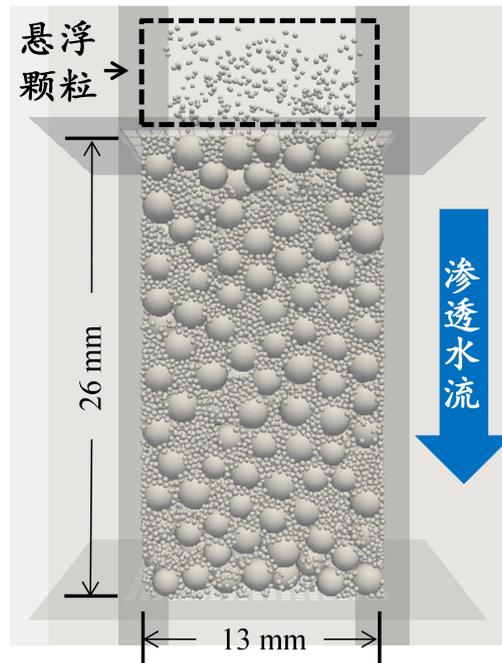


图 5-1 CFD-DEM 模型设置

表 5-1 CFD-DEM 模型参数

	模型参数	验证模型	考虑悬浮颗粒的模型
整体	模型尺寸 $L \times W \times H$ (mm)	13×13×13	13×13×26
	模拟时长 (s)	40.0	15.0
CFD	网格数	5×5×6	5×5×12
	流体粘度, μ (Pa·s)	1×10^{-3}	1×10^{-3}
	密度, ρ (kg/m ³)	1000	1000
	时间步长 (s)	1×10^{-4}	1×10^{-4}
DEM	弹性模量, E (Pa)	7×10^9	7×10^9
	泊松比, ν	0.3	0.3
	恢复系数, e	0.7	0.7
	摩擦系数, μ_f	0.5	0.5
	滚动摩擦系数, μ_r	0.1	0.1
	时间步长 (s)	5×10^{-7}	5×10^{-7}

5.2.4 模拟过程

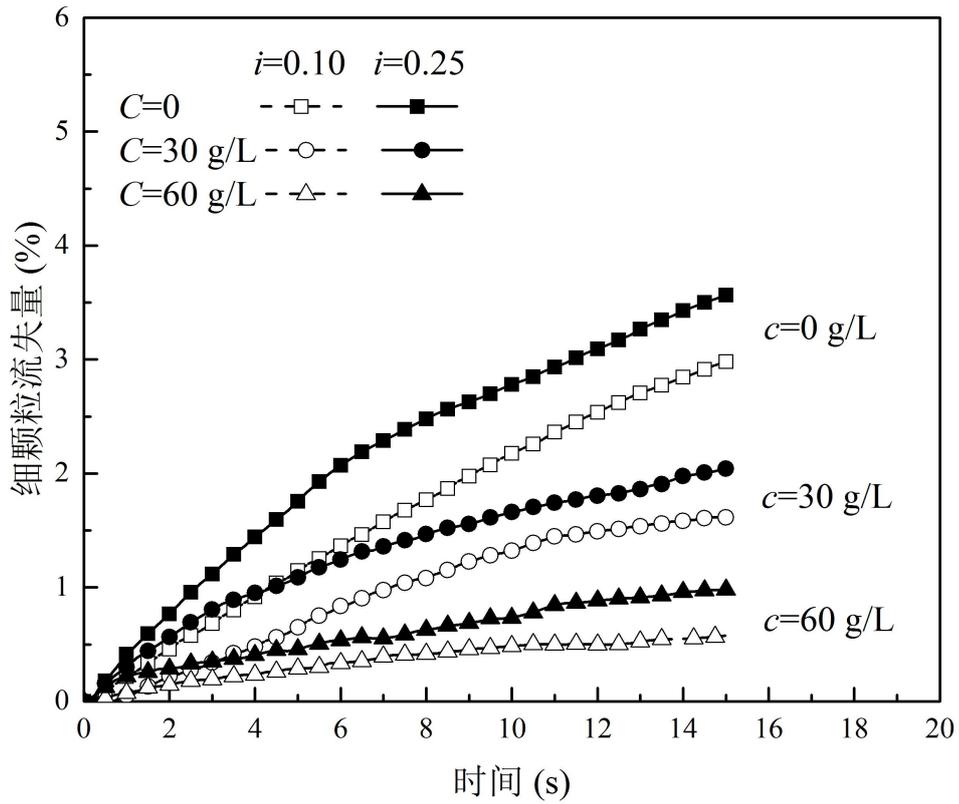
首先按特定级配曲线(图 3-1)在长方体区域中随机生成球形颗粒, 然后利用六面板将其压缩至各向同性围压为 50 kPa 的应力状态。在这一过程中颗粒间摩擦系数为 0.1, 以生成较密实状态的试样。当试样围压达到 50 kPa 时, 颗粒间摩擦系数再设为 0.3。在生成初始 DEM 试样后, 在试样上下游施加固定的水压差以模拟渗蚀过程。同时, 在试样上游区域周期性的生成悬浮颗粒, 保证该区域颗粒数目和颗粒浓度的固定。在整个模拟过程中每隔 0.05 秒输出每个颗粒信息(如位置, 速度和所受拖曳力)和接触信息(如接触颗粒位置和接触力)。

每个模拟案例利用 8 个 Intel Xeon E52680-v4 2.4GHz 处理器和 512GB DDR4 内存进行计算, 模拟 15.0 秒所需的时间约 5~7 天。虽然每种工况的模拟时长只有 15.0 秒, 但是后面的数值结果显示它仍可反应渗蚀过程中砂土的主要特征, 如渗蚀启动, 发展与逐渐稳定。

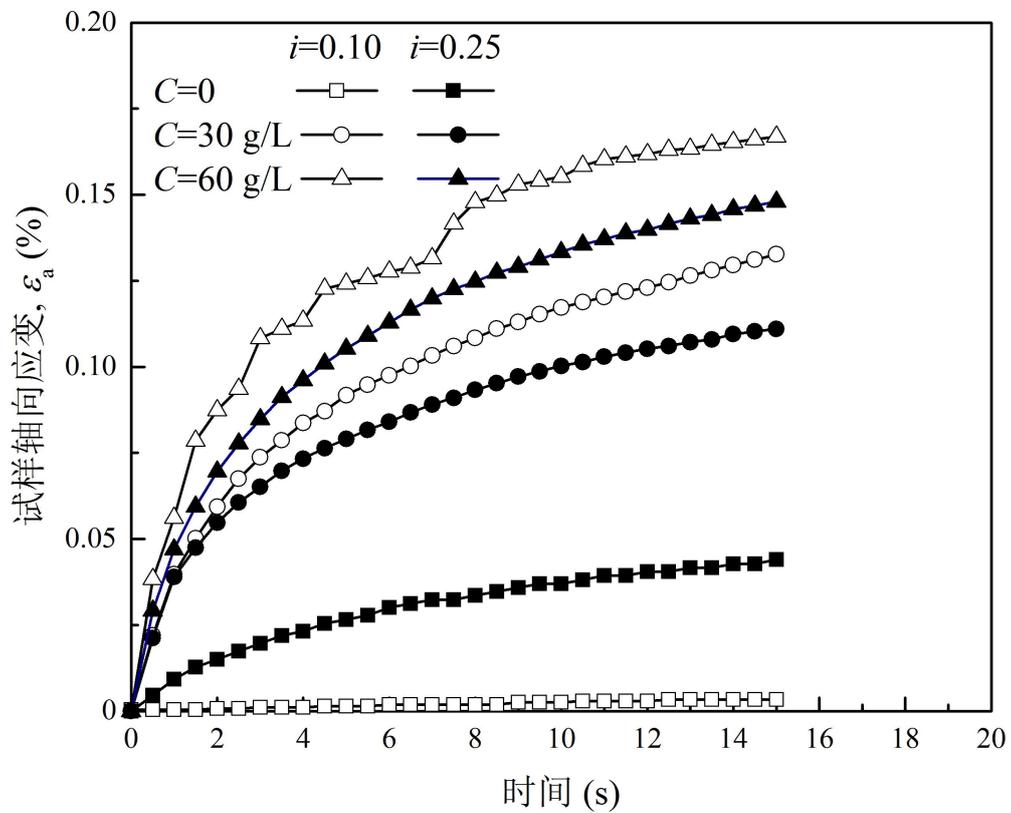
5.3 不同悬浮颗粒浓度下试样渗蚀宏观响应

5.3.1 试样净颗粒流失量演化

图 5-2(a)显示了不同 C 和 i 条件下 $F_c=15\%$ 试样的净颗粒流失量, $m_{e_net}(=m_e-m_{in})$, 其中 m_e 和 m_{in} 分别是流出和流入试样的细颗粒)。高水力梯度下, 由于细颗粒所受渗流力也较大, 在相同 C 情况下, 细颗粒流失量越多。相比渗透水流为清水的情况, 即 $C=0$, 悬浮颗粒的存在减小了试样的净颗粒流失量。这主要因为对于 $F_c=15\%$ 的试样, 细颗粒未填满粗颗粒间的空隙, 使得悬浮颗粒可以进入试样占据剩余的空间或原有细颗粒流失所留下的空间。高悬浮液浓度会增加悬浮颗粒的流量(单位时间单位面积通过试样上表面的悬浮颗粒数), 使得试样上部更易发生阻塞并延缓渗蚀过程的发展。因此 C 越大时, 试样净颗粒流失量也越小。图 5-2(b) 和图 5-2(c)是试样渗蚀过程中轴向和横向应变的演化。试样横向应变是试样两个水平向应变的平均值。不同工况下, 试样变形值差距不大, 这主要因为 $F_c=15\%$ 的试样中粗颗粒直接相互接触并承担外力, 细颗粒的流失不会引起粗颗粒位置明显变化和试样变形。这也使得试样在渗蚀过程中变形具有一定随机性, 规律性并不明显。



(a)



(b)

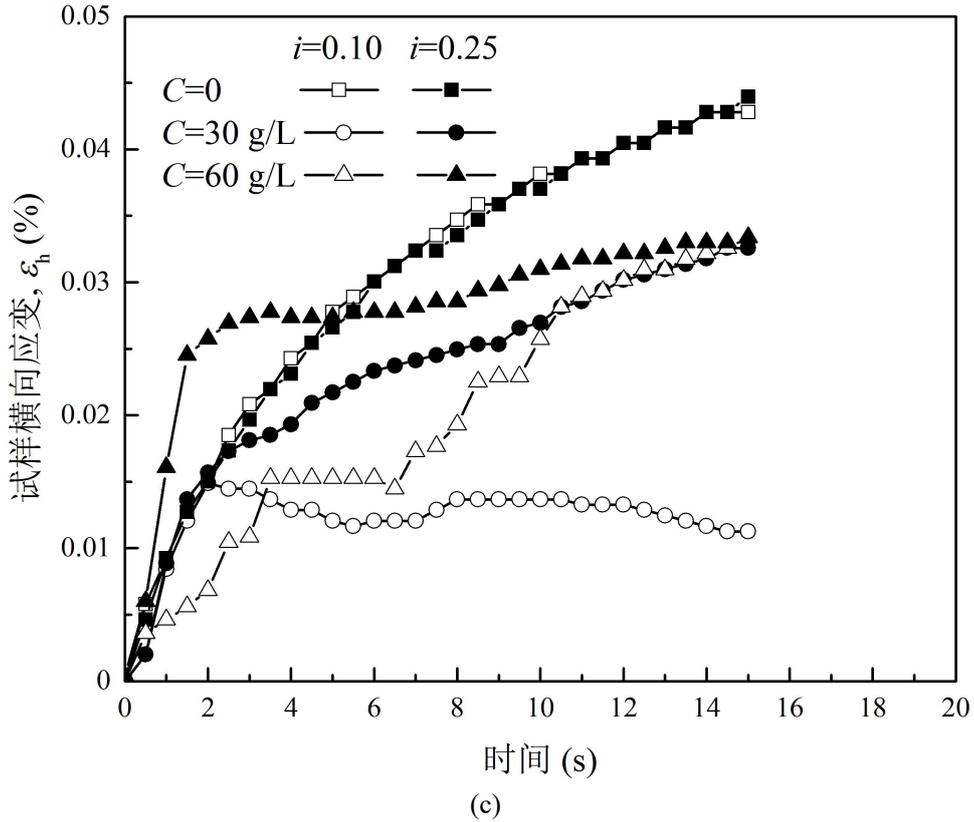
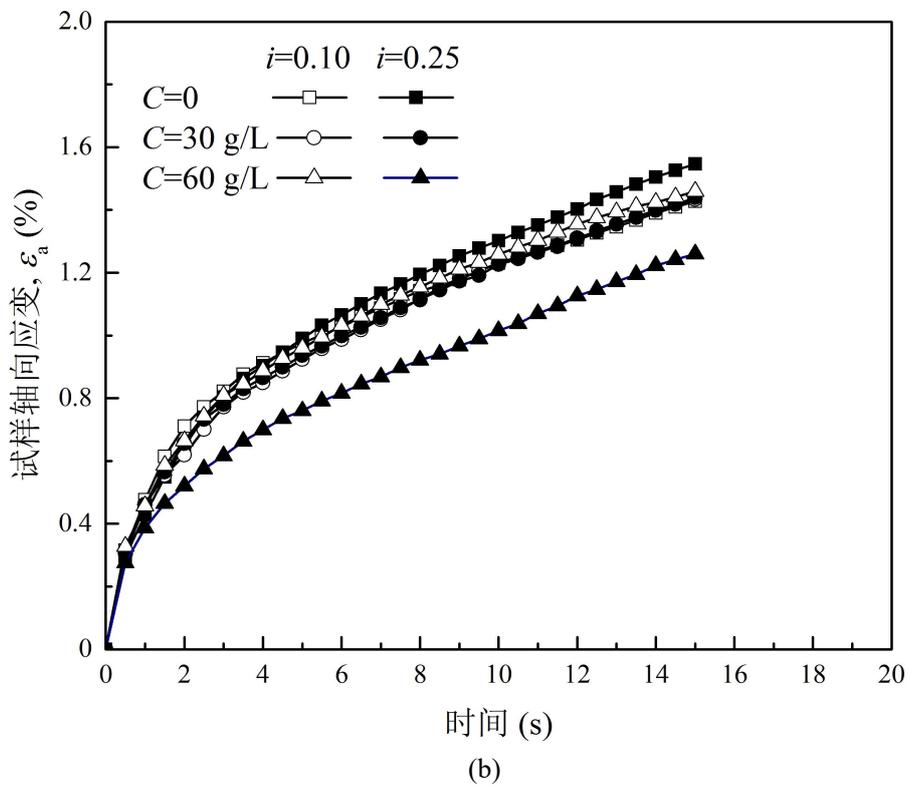
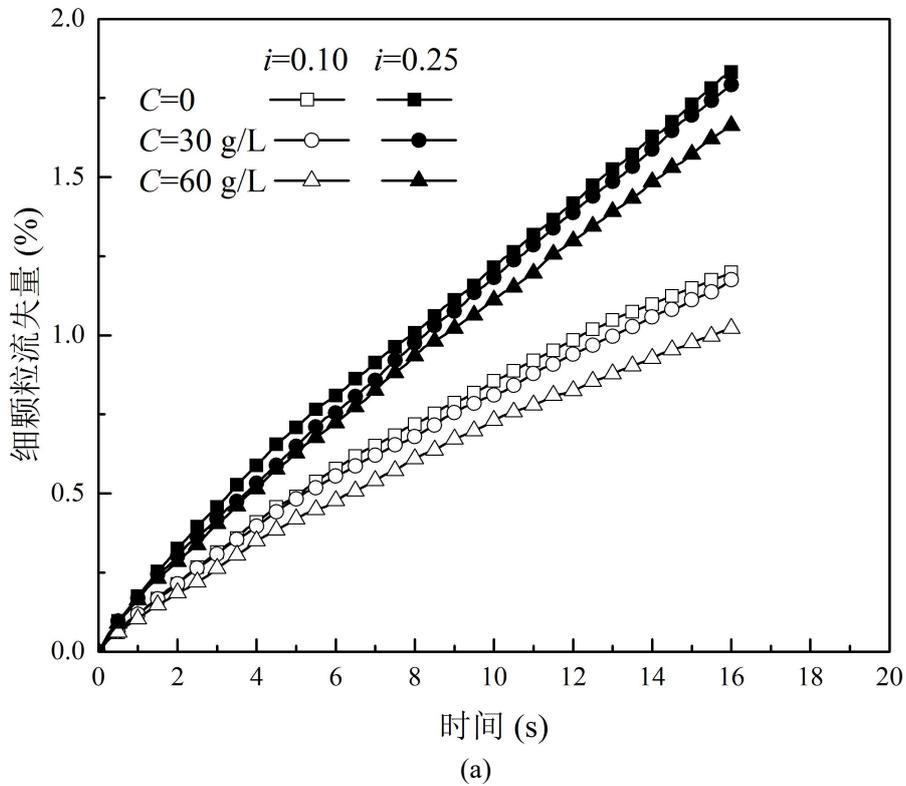


图 5-2 不同 C 和 i 条件下 $F_c=15\%$ 试样的(a)净颗粒流失量; (b)轴向应变; (c)环向应变

图 5-3(a)显示了不同 C 和 i 条件下 $F_c=35\%$ 试样的净颗粒流失量。相比于 $F_c=15\%$ 时，其细颗粒净流失量(图 5-2(a))受悬浮液浓度的影响很小。这是由于高细粒含量的试样中细颗粒充满粗颗粒间的空隙，对悬浮液颗粒进入试样有一定的阻碍作用。图 5-3(b)和图 5-3(c)是 $F_c=35\%$ 试样渗蚀过程中轴向和横向应变的演化。虽然 $F_c=35\%$ 试样的净颗粒流失量($m_{e_net}=0.75\% \sim 1.8\%$)小于 $F_c=15\%$ 试样相应值($m_{e_net}=0.6\% \sim 3.5\%$)的两到三倍，但 $F_c=35\%$ 试样的变形值(即 $0.2\% \sim 1.6\%$)却大于 $F_c=15\%$ 试样(即 $0.005\% \sim 0.16\%$)十多倍。产生这一现象的主要原因在于两种试样的组构形式不同。对于 $F_c=15\%$ 试样，粗颗粒直接相互接触承担外力，细颗粒松散堆积于粗颗粒间的空隙中，对粗颗粒的侧向支撑作用不明显(Skempton and Brogan, 1994; Minh et al., 2014; Shire et al., 2014)。因此，细颗粒的流失对粗颗粒形成的承力结构影响很小。但是对于 $F_c=35\%$ 试样，细颗粒分隔开粗颗粒并对粗颗粒有较强的支撑作用(Skempton and Brogan, 1994; Minh et al., 2014; Shire et al., 2014)。细颗粒的流失会造成粗颗粒的位置重分布，原先被分隔开的部分粗颗粒会重新接触，进而造成试样较大的变形。图 5-4 显示了在不同 C 和 i 条件下， $F_c=15\%$ 和 35% 试样颗粒流失速率。对于 $F_c=15\%$ 试样，颗粒更易在高水力梯度和低悬浮液浓度条件下流失。悬浮液浓度对 $F_c=35\%$ 试样的颗粒流失率影响很小，这一规律与图 5-3 中它对细颗粒流失量的影响规律一致。在渗蚀

刚开始发生时, 每个试样的颗粒流失速率都很快达到峰值并缓慢减小直至模拟结束。这种现象也出现在前人试验中(Chang, 2012), 这说明 CFD-DEM 模型可以在较短的模拟时长内(即 15 s)捕捉渗蚀过程的主要特征。



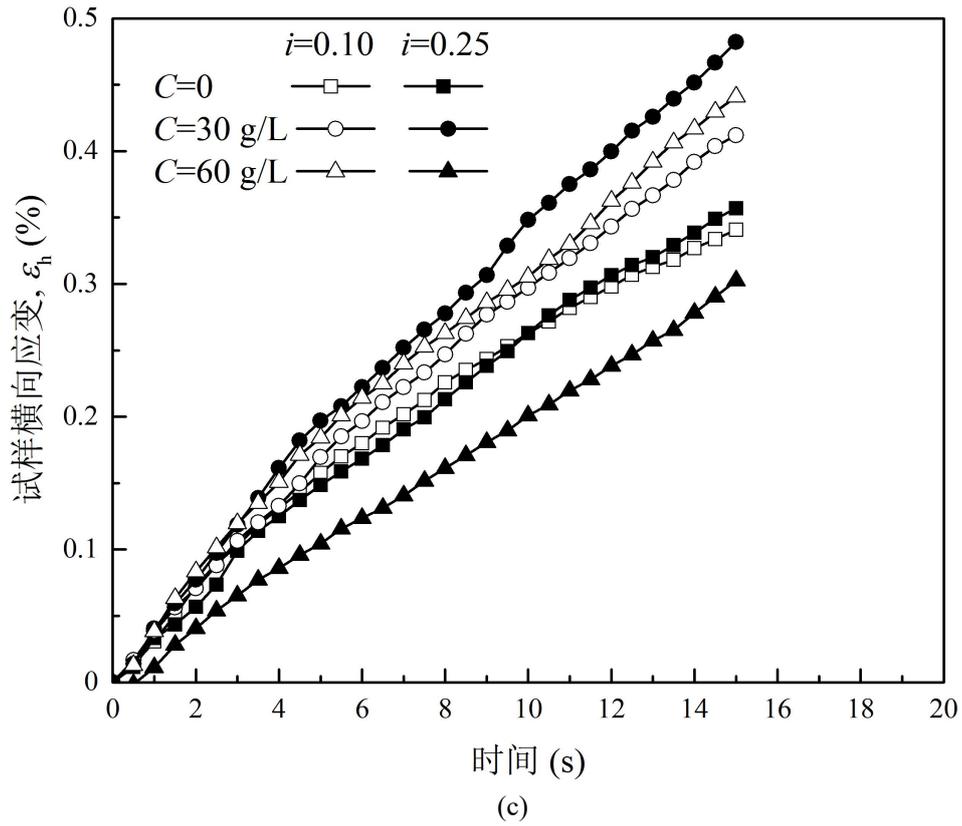
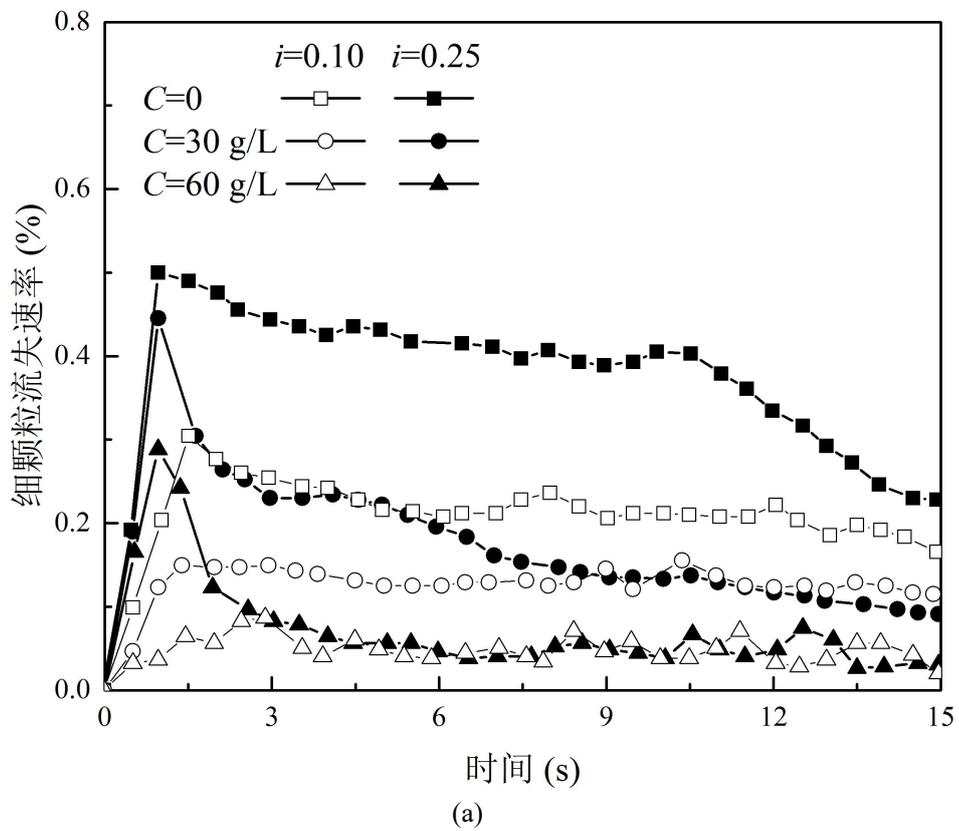


图 5-3 不同 C 和 i 条件下 Fc=35% 试样的(a)净颗粒流失量; (b)轴向应变; (c)横向应变



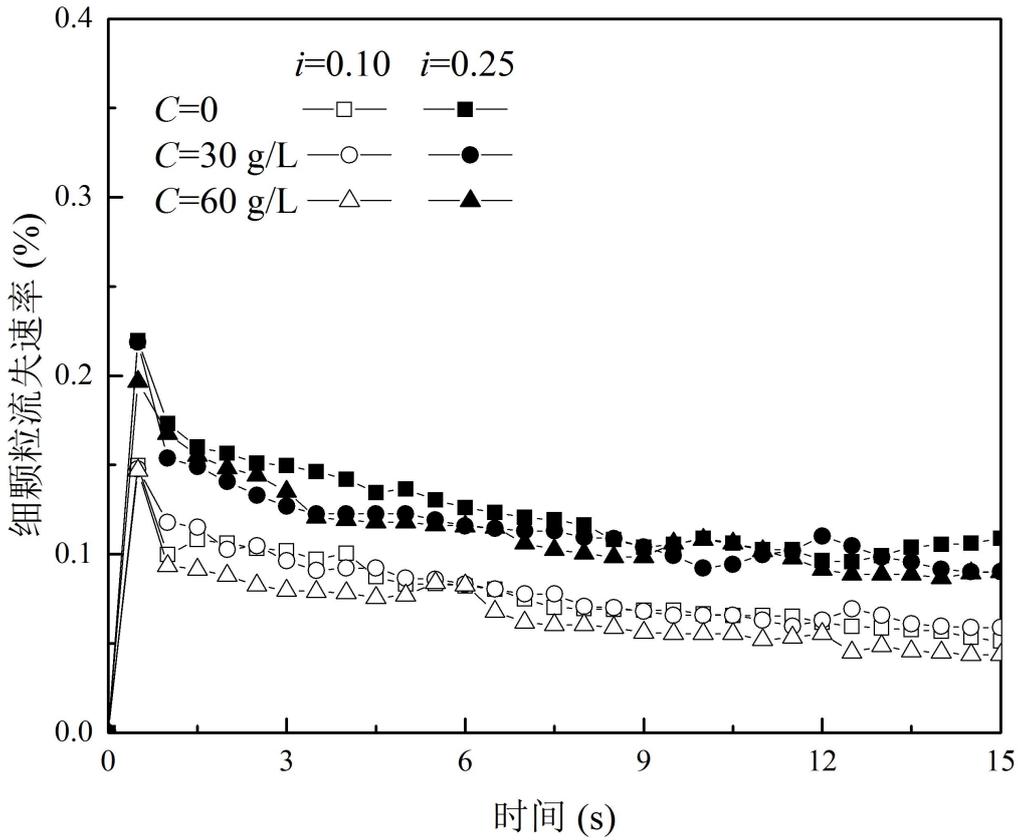


图 5-4 不同 C 和 i 条件下(a) $F_c=15\%$; (b) $F_c=35\%$ 试样的渗蚀率演化

5.3.2 细颗粒竖向分布规律

图 5-5 显示在不同 C 和 i 条件下, $F_c=15\%$ 和 35% 试样中细颗粒含量沿试样高度方向的分布。它可以反映试样不同区域细颗粒在渗透水流作用下的流失程度。对于 $F_c=15\%$ 和 $C=0$ 的情况, 试样上部细颗粒质量占比相对于试样中下部最小, 表明试样上部细颗粒在渗流作用下向下运移(Chang and Zhang, 2013; Nguyen et al., 2019)。当渗透水流中包含悬浮颗粒, 由于其在试样中产生阻塞, 试样中沿高度的不同区域细颗粒含量都有所增加。在试样顶部的细颗粒含量增加最多, 这说明悬浮颗粒主要阻塞并停留在试样顶部。

图 5-5(b)显示 $F_c=35\%$ 试样顶部细颗粒流失量最小。这主要由于高细粒含量的试样中, 细颗粒填满粗颗粒形成的孔隙中, 细颗粒的接触力和接触数相较于 $F_c=15\%$ 试样都较大(Shire et al., 2014), 较难在渗流作用下流失。 $F_c=35\%$ 试样下部细颗粒流失量较大, 主要由于底部板是多孔板, 下部的颗粒较易首先流失。这种下部颗粒流失较多的现象也出现于前人试验中(Valdes and Santamarina, 2007; Bendahmane et al., 2008), 一般被称为溯源冲刷。试样上部的颗粒流失量较少也阻止了悬浮颗粒进入试样, 导致悬浮液浓度对 $F_c=35\%$ 试样的渗蚀特征, 如流失量, 细颗粒含量沿高度的分布等, 都影响很小。

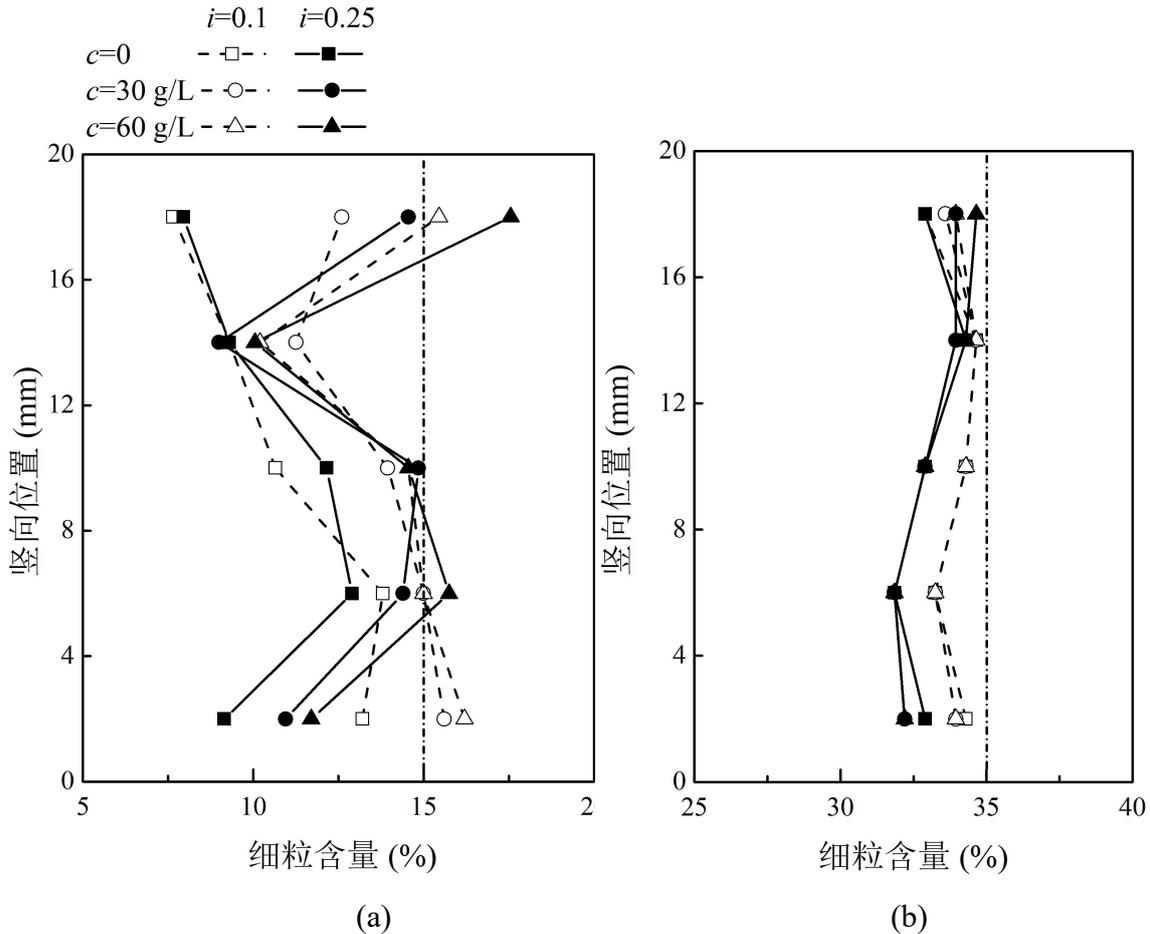


图 5-5 不同 C 和 i 条件下(a) $F_c=15\%$; (b) $F_c=35\%$ 试样渗蚀后细颗粒分布

5.4 不同悬浮颗粒浓度对渗蚀影响的微观机制分析

5.4.1 细颗粒的运移和通道尺寸分布的演化

图 5-6 显示 $i=0.25$ 和 $C=30\text{ g/L}$ 条件下, $F_c=15\%$ 和 35% 试样渗蚀前后组构和流线的演化。对于 $F_c=15\%$ 试样, 图 5-6(b) 显示细颗粒在上部某些区域完全冲走, 并向下运移。这与前人试验结果(Chang, 2012)相吻合。图 5-6(b) 中黑框显示的渗蚀区域由于孔隙比较大具有较大的流速。这部分区域颗粒流失量也较其周围区域大, 表明细颗粒主要通道渗蚀通道流失而不是均匀的通过试样断面。在渗蚀最终时刻, 图 5-6(b) 中的流线显示流体流速和流向都具有较强的不均匀性, 这主要由细颗粒分布不均匀性引起的。图 5-6(b) 中同时显示了沿试样高度的各区域平均流速, 结果与图 5-6(b) 中流线显示的流速结果一致。

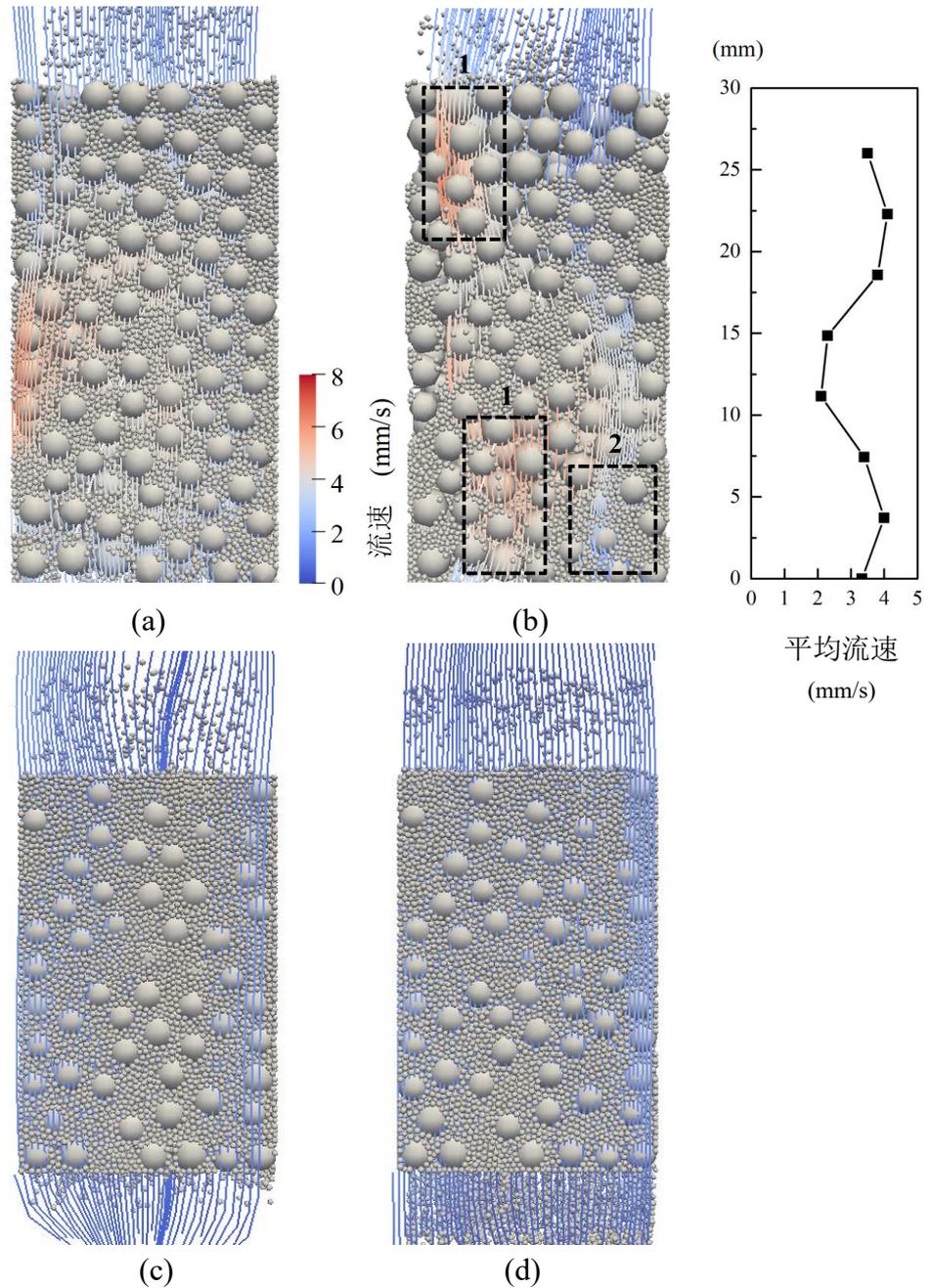


图 5-6 $i=0.25$ 和 $C=30$ g/L 条件下, $F_c=15\%$ 试样(a)渗蚀前; (b)渗蚀后和 $F_c=35\%$ 试样(c)渗蚀前; (d)渗蚀后结构和流线的演化

图 5-6(d)显示对于 $F_c=35\%$ 试样, 渗蚀结束时, 细颗粒的分布不均匀程度相比于 $F_c=15\%$ 试样明显较小。造成这一现象的原因有如下两个方面: (1)各区域细颗粒的流失受到高接触力和接触数的限制, 无法形成明显的渗蚀区域; (2)粗颗粒间孔隙被细颗粒充满, 使得该区域的外部的细颗粒很难进入并聚集形成阻塞区域。上述因素都造成细颗粒从下游开始流失并逐渐向上游发展。由于细颗粒分布相对均匀, 试样中流体流速和流向也相对均匀。

前人研究(Indraratna et al., 2007; Indraratna et al., 2015)显示粗颗粒间通道直径控制细颗粒的流失, 运移和阻塞。基于通道直径分布的砂土渗蚀准则由(Indraratna et al.(2007)提出。本研究中, 通道直径的计算根据 Shire and O’Sullivan(2016)提出的方法。此方法首先利用三维德劳内划分对试样进行分区, 德劳内四面体顶点位于颗粒球心点, 如图 5-7(a)所示。通道直径是德劳内四面体每个面上内接于颗粒的圆的直径, 如图 5-7(b)所示。如果两个内接圆的重叠面积超过某一设定值, 则它们合并成一个通道(Shire and O’Sullivan, 2016), 如图 5-7(c)所示。

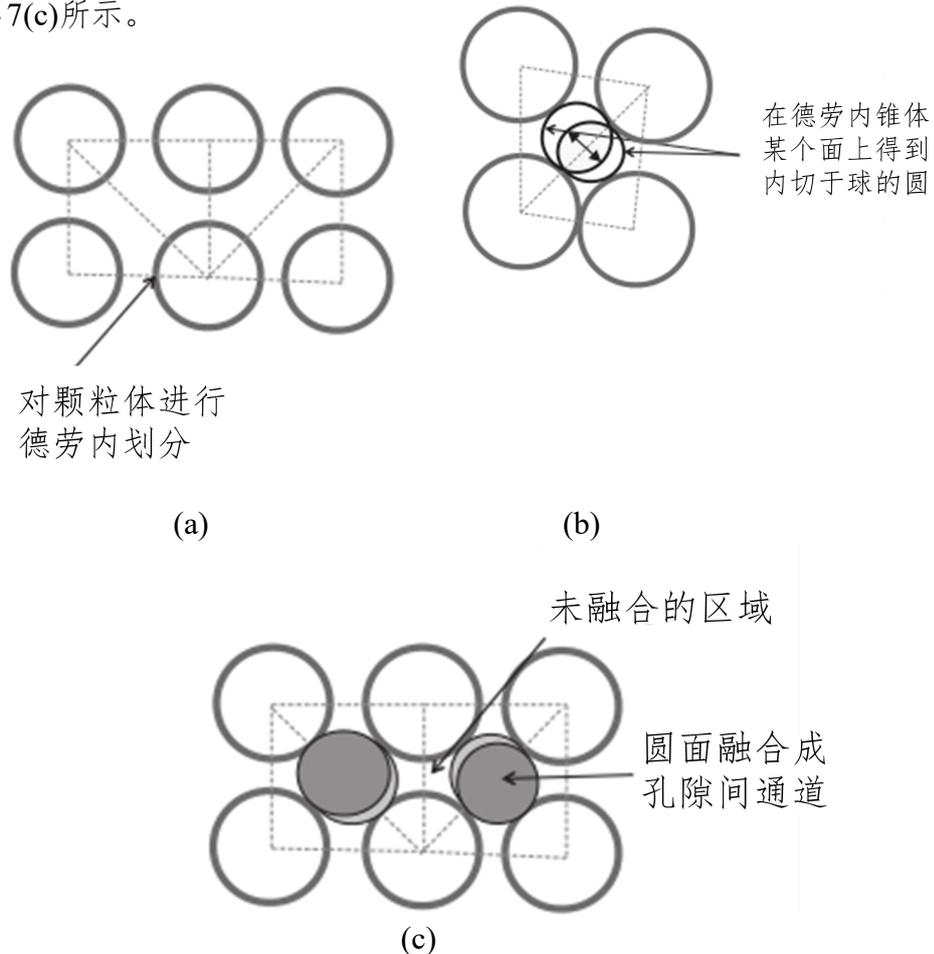
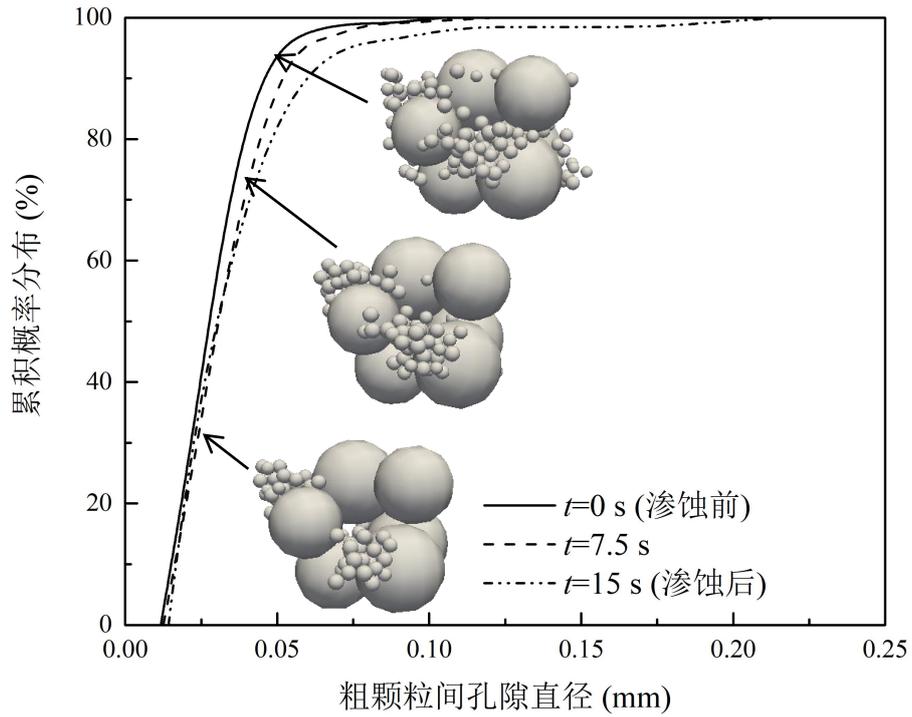
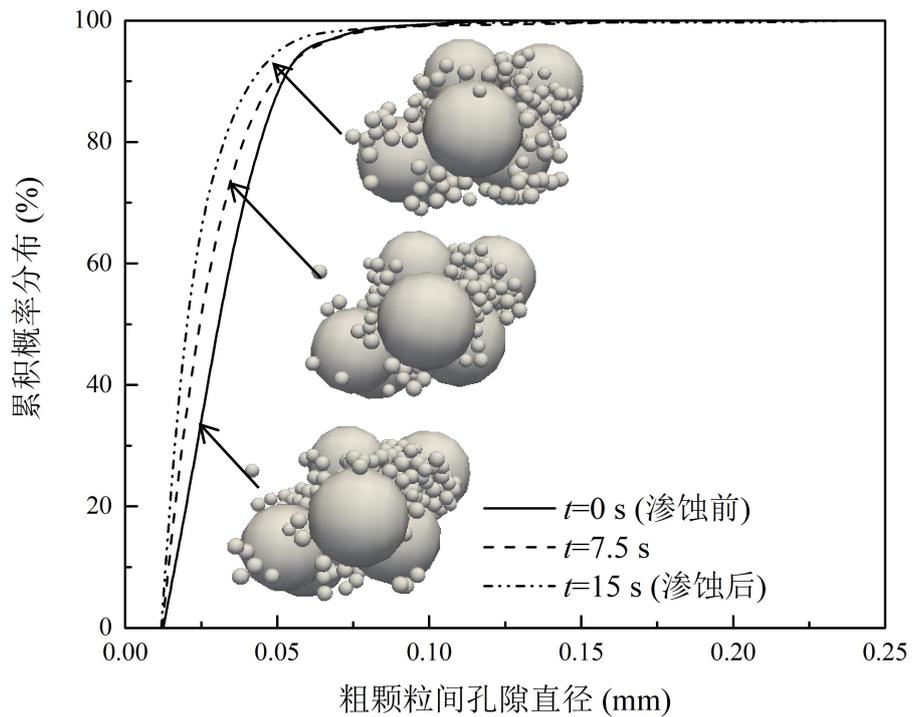


图 5-7 孔隙通道计算步骤示意图

图 5-8 显示 $i=0.25$ 和 $C=60 \text{ g/L}$ 情况下, $F_c=15\%$ 试样中渗蚀区和阻塞区孔隙直径分布演化。图 5-8 中的插图显示两个区域试样组结构的演化。对于渗蚀区(图 5-8 (a)), 细颗粒逐渐流失, 粗颗粒位置保持不变。与渗蚀区不同, 对于阻塞区(图 5-8(b)), 细颗粒逐渐在粗颗粒间孔隙中集聚。阻塞区域的小孔隙分布概率在渗蚀过程中逐渐增大, 而渗蚀区域的小孔隙分布概率逐渐减小。这一趋势与图 5-8(b)中插图的结果相一致。



(a)



(b)

图 5-8 $i=0.25$ 和 $C=60$ g/L 时, $F_c=15\%$ 试样渗蚀区和阻塞区孔隙直径分布演化

5.4.2 阻塞的细观机制分析

对由悬浮颗粒引起的阻塞细观机制分析可以更好的理解模拟中出现的宏观现象,如不同条件下细颗粒流失量和试样变形(图 5-2 和图 5-3)。同时,这也有助于揭示悬浮颗粒渗蚀

中包含的新机理。图 5-6(b)显示阻塞区中细颗粒逐渐集聚并形成团簇体。在团簇体中的细颗粒具有较大接触数，在渗流力作用下更难发生流失和运移。另一方面，团簇体的尺寸也比粗颗粒间孔隙尺寸大，这进一步增加了整个团簇体及其中细颗粒对渗流力的抵抗作用。为了量化团簇体微观特性，比较了团簇体与整体试样的配位数与数量密度。颗粒体的配位数定义如公式(5-1)所示：

$$Z = \sum_{i=1}^{N_p} C_i / N_p \quad (5-1)$$

其中 C_i 是颗粒 i 与其它颗粒的接触数； N_p 是总颗粒数。图 5-9 显示在渗蚀过程中，团簇体的配位数与数量密度都比整体试样要大，这一结果证实了前述分析。试样整体颗粒配位数上升主要因为渗透水流使颗粒在试样中分布不均匀，容易造成颗粒在局部数量集中，从而增大配位数(颗粒的平均接触数)。

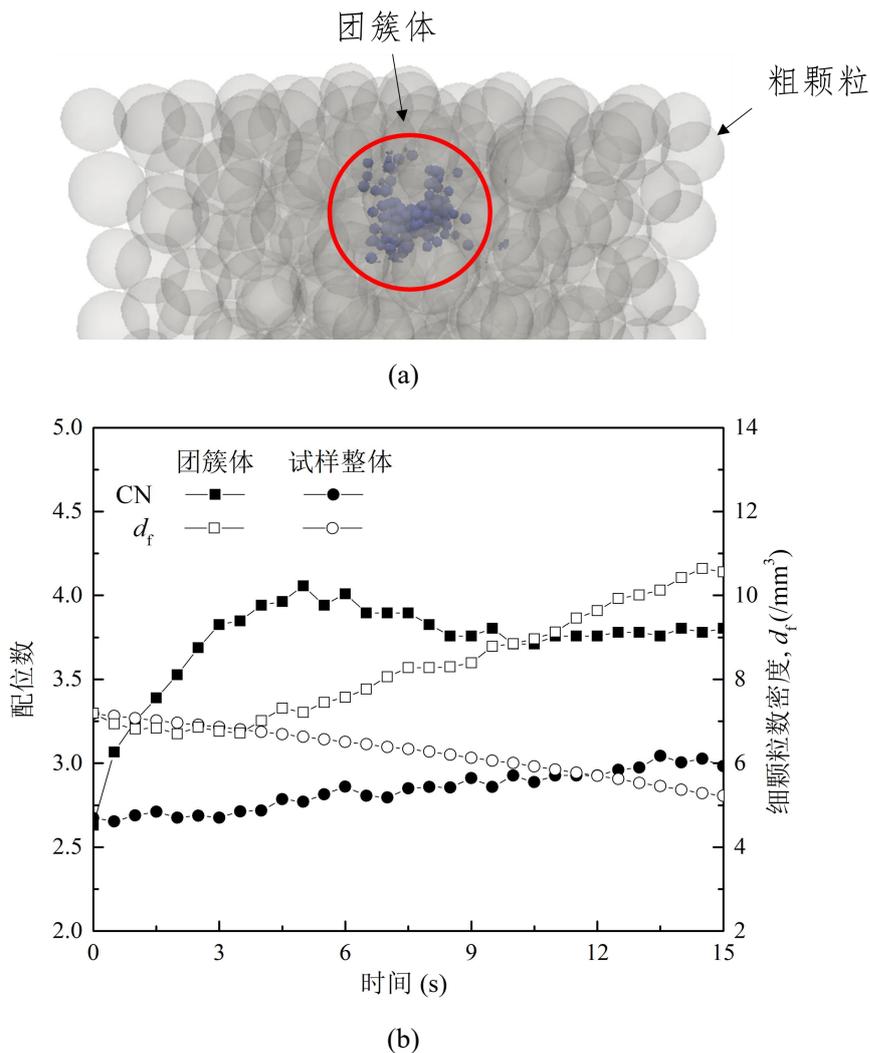


图 5-9 渗蚀过程中(a)团簇体颗粒; (b)团簇体与试样整体的配位数与数量密度比较

考虑到大多数悬浮颗粒都阻塞在试样顶部, 顶部 10 cm 高区域被分割成八个区域, 如图 5-10(a)所示。利用细颗粒的阻塞比来评价每个子区域的阻塞程度, 其中细颗粒阻塞比, R_{ret} , 定义如下:

$$R_{ret} = \frac{N_{pc}}{N_{pt}} \quad (5-2)$$

N_{pc} 是渗蚀后子区域中滞留的悬浮细颗粒。 N_{pt} 是渗蚀过程中流经该子区域的所有悬浮细颗粒。对每个子区域其平均通道尺寸的变异系数约是 0.01, 表明这些区域在这一方面是均匀的。但是八个区域的阻塞比却并不相同(从 0.48 变化至 0.79), 表明平均通道尺寸并不能决定悬浮颗粒的阻塞与否。

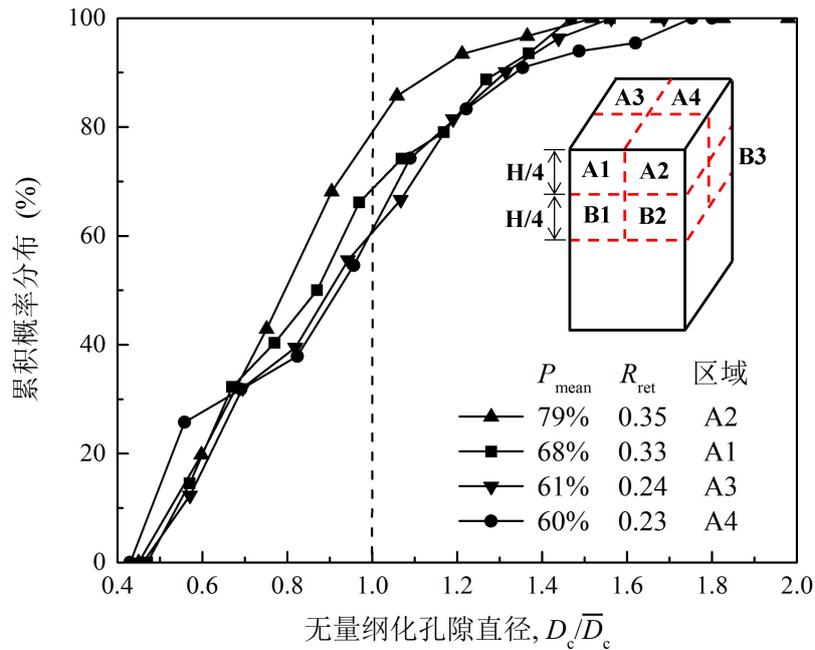
图 5-10 显示各子区域粗颗粒间通道尺寸分布与阻塞比之间的关系。本研究中利用某区域中平均通道尺寸的累积概率密度 P_{mean} 来表征通道尺寸分布对阻塞比的影响, 此值越大, 表明此区域中小于平均通道尺寸的通道数量越多。图 5-10 结果显示, 在阻塞比较大的区域, 其对应 P_{mean} 也越大。这主要是因为 P_{mean} 越大的区域, 细颗粒更易流经尺寸小于平均值的通道, 被阻塞于此概率相对较高, 因而导致整个区域在渗蚀过程中阻塞比较高。当细颗粒阻塞后, 该区域的通道尺寸会进一步减小。从图 5-10 结果也可发现初始 P_{mean} 的细微差别可以导致区域渗蚀特性的明显不同。

尽管如此, 区域的细颗粒阻塞比 R_{ret} 并不能仅由 P_{mean} 决定。例如, B2 区域的 $P_{mean}=66\%$ 最小, 但该区域 R_{ret} 却比 $P_{mean}=68\%$ 的 B1 和 B4 区域大得多。图 5-11 显示了考虑 P_{mean} 和子区域细颗粒浓度的 R_{ret} 图。虽然细颗粒均匀地分布在来流中, 但由于流入试样后, 流体变得不均匀(Moffat et al., 2011; Bacchin et al., 2014), 流经每个区域的细颗粒数量并不完全一样。因此各子区域在渗蚀过程中的悬浮颗粒浓度有差异。图 5-11 显示, P_{mean} 较小的区域可能悬浮液浓度较高, 从而导致该区域颗粒阻塞比较大。

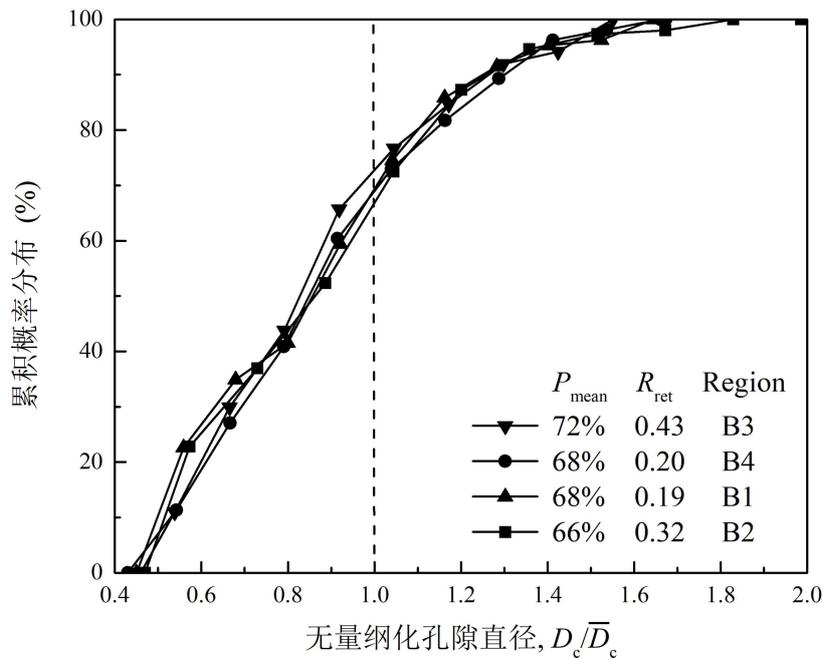
图 5-12(a)显示了 $F_c=15\%$, $C=70 \text{ g/L}$ 和 $i=0.25$ 条件下, 渗蚀最终时刻悬浮颗粒的分布, 作用于悬浮颗粒的流体力和流线结果。在试样下部的悬浮颗粒, 即运移距离较大者, 受到的流体力作用较大。相反, 阻塞于试样上部的悬浮颗粒, 作用其上的流体力都偏小。这表明承受较大流体力作用的悬浮颗粒更易运移, 承受较小流体作用力的悬浮颗粒则更易聚集并产生阻塞。悬浮颗粒上流体力大小和方向由颗粒周围的流体流速大小和方向决定。承受较大流体力的悬浮颗粒一般处于流速较大的区域。而流体流速和方向的不均匀性则主要由试样初始通道尺寸分布或细颗粒含量分布决定, 这点将在以后的研究中进一步分析。为了

定量评价流体力对细颗粒运移的影响，图 5-12(b)显示了悬浮颗粒所受的时间平均流体力与其运移距离的关系，大多数运移距离较大的颗粒都受到较大流体力作用，这与图 5-12(a)所观察的现象一致。

图 5-13 显示的是阻塞于试样上部 1/5 高度内细颗粒的级配曲线，与悬浮液中原始颗粒级配比较可以发现，阻塞于试样上部的颗粒直径偏大，小直径细颗粒的组分有所降低。



(a)



(b)

图 5-10 $i=0.25$ 和 $C=60$ g/L 时, $F_c=15\%$ 试样不同子区域粗颗粒间通道尺寸分布(P_{mean})与阻塞比(R_{ret})之间的关系

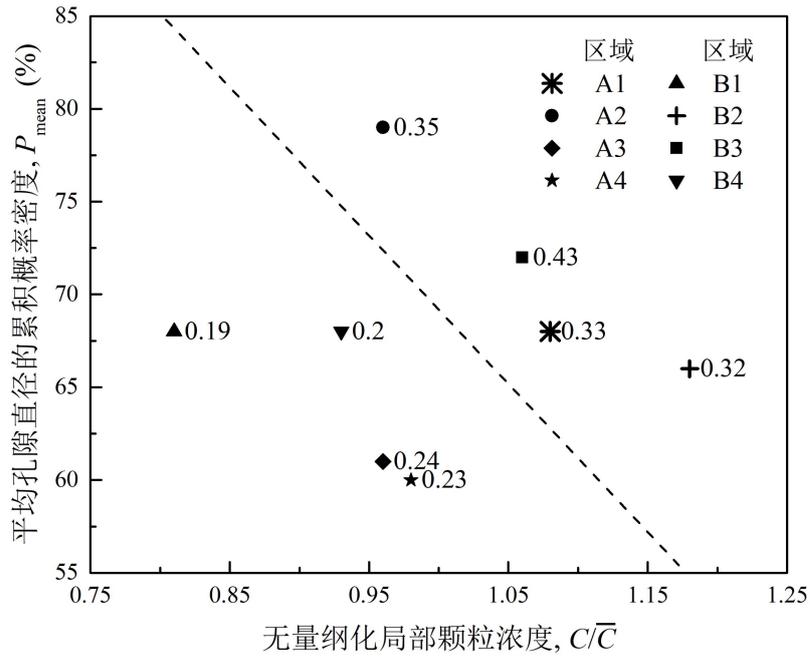
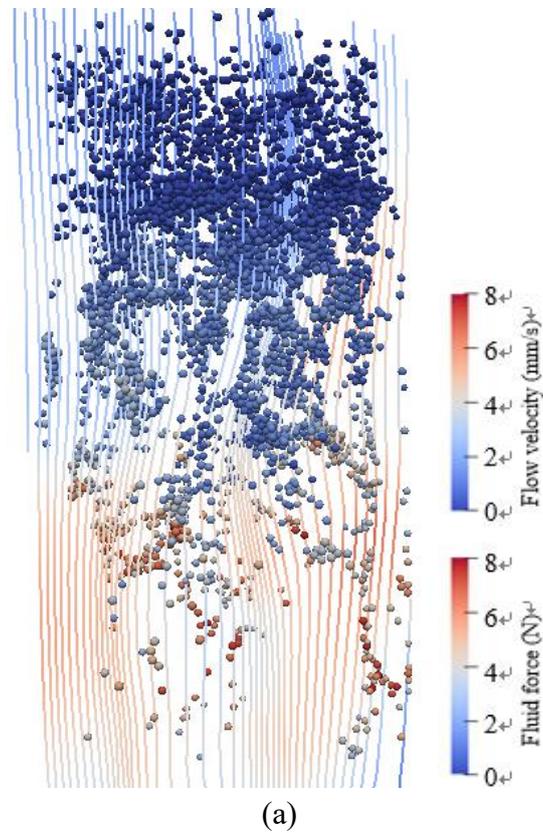


图 5-11 $i=0.25$ 和 $C=60 \text{ g/L}$ 时, $F_c=15\%$ 试样不同子区域阻塞比(R_{ret})与粗颗粒间通道尺寸分布(P_{mean})和颗粒浓度(C)之间的关系



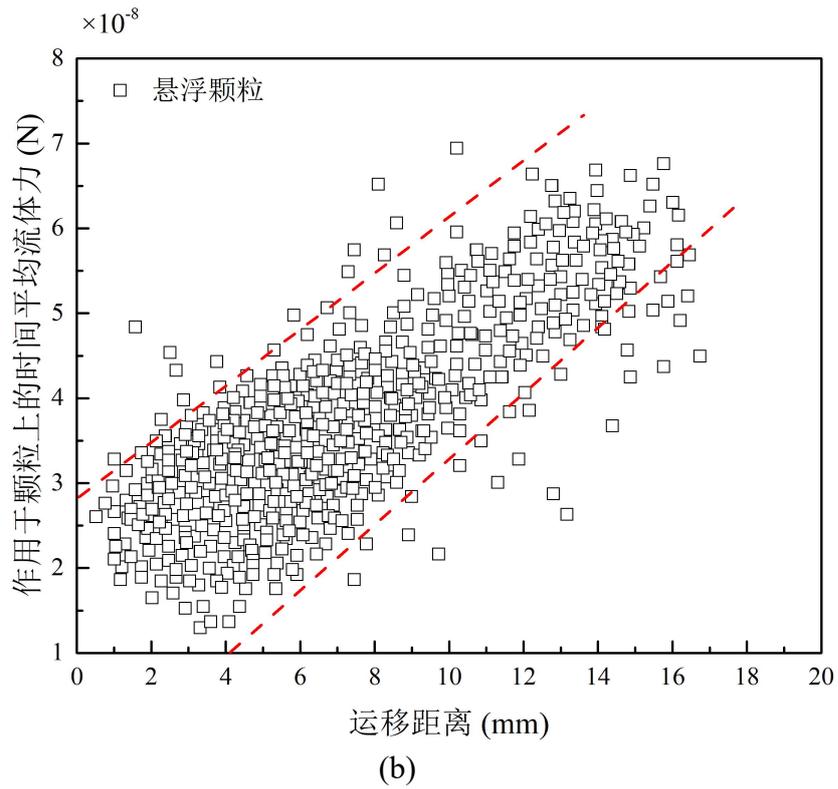


图 5-12 $F_c=15\%$, $C=70\text{ g/L}$ 和 $i=0.25$ 悬浮颗粒所受的(a) $t=10\text{ s}$ 时流体力; (b)整个过程时间平均流体力与其运移距离的关系

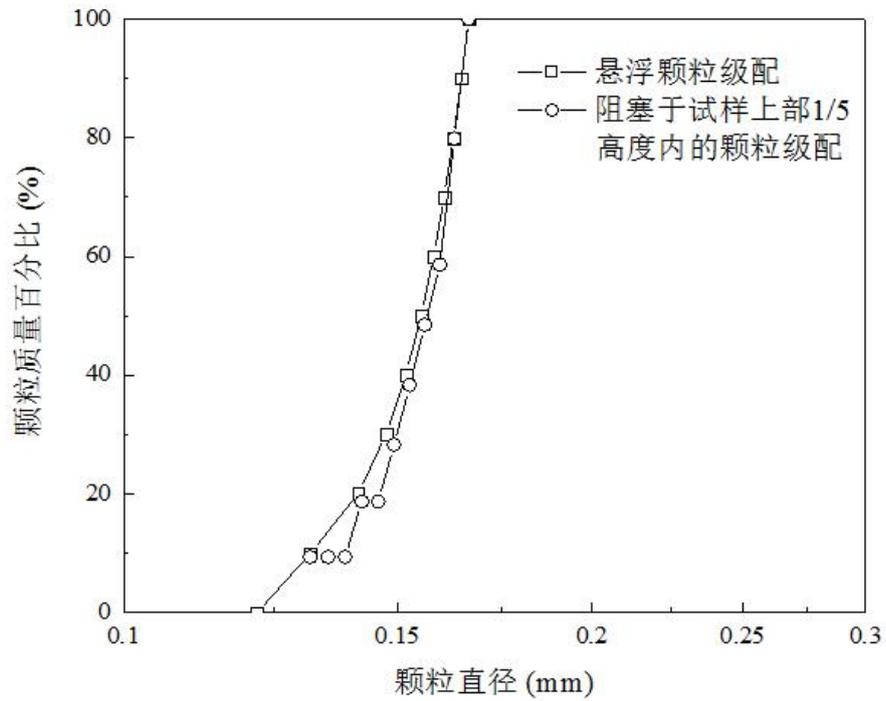


图 5-13 阻塞于试样上部的细颗粒级配

5.5 小结

本研究利用三维 CFD-DEM 流固耦合方法从宏细观角度分析了间断级配土渗蚀过程中的特性演化。在不同水力梯度与悬浮液浓度情况下,考虑了两种典型级配砂土,即细颗粒充满($F_c=35\%$)与未充满($F_c=15\%$)粗颗粒间空隙,的渗蚀演化特性。从细观角度分析了悬浮液浓度对渗蚀过程土体性状与阻塞发生的影响机理。基于对模拟结果的分析,可得到如下主要结论:

(1) 对于 $F_c=15\%$ 的试样,渗透水流中含有悬浮颗粒会在试样上部阻塞,从而减小试样的净细颗粒流失量和土体渗透系数的增加速率。对于 $F_c=35\%$ 的试样,由于细颗粒充满粗颗粒间孔隙,阻止了悬浮颗粒进入试样,因而悬浮液浓度对试样的渗蚀特性影响很小。

(2) 由于渗蚀过程流体流速和细颗粒分布的不均匀性,试样中逐渐产生阻塞区域和渗蚀区域。在阻塞区域,小尺寸通道的分布概率增加,而在渗蚀区域,小尺寸通道的分布概率降低。初始通道尺寸分布的细微差异会造成不同区域渗蚀响应的明显差别。

(3) 利用滞留比表征的试样某区域阻塞程度取决于该区域通道尺寸分布和细颗粒浓度。若某区域的通道平均尺寸累积概率密度(P_{mean})较高,则细颗粒更容易阻塞在该区域。较高的悬浮颗粒浓度增加了颗粒间的接触概率,因而也有助于阻塞的发生。

(4) 在颗粒团簇中的细颗粒对流体力的抵抗作用更强,更不易流失。首先,团簇中的细颗粒具有更多接触数,增强了颗粒的稳定性。其次,颗粒团簇的直径相比于粗颗粒间孔隙尺寸大得多,使得其更难在试样中进一步运移。

6 渗蚀土体孔隙结构和渗透特性演化

6.1 概述

渗蚀过程中土体颗粒的重新排列会导致其局部孔隙尺寸及其分布出现明显变化。在细颗粒流失较多区域，土体孔隙比增大，在细颗粒堵塞区域，土体孔隙减小，上述变化会分别导致土体局部渗透系数增大和减小，对岩土工程带来未预料的后果。例如，土体渗透系数的减小会导致挡土墙后水土压力增加，降低本身的安全性。土体渗透系数的增大则可能在土体内部造成连通的渗蚀通道，从而引发突涌或管涌灾害。

第二章提到目前研究显示间断级配土中渗蚀既会造成土体渗透系数的增大(Chang, 2013; Ma 等, 2016)也会造成其减小(Marot 等, 2009; Xiao 和 Shwiyhat, 2012)，这主要与土体的细粒含量，水力梯度等因素有关。初步的试验分析(见第二章)表明高细粒含量试样($F_c=35\%$)会形成贯通的渗蚀区域，如图 2-8(a)所示，导致渗透系数 k 明显增大。对于低细粒含量试样($F_c=20\%$)，细颗粒未填满粗颗粒间孔隙，渗透水流可沿孔隙比较大的区域通过，不会出现形成贯通通道后渗透系数 k 突增的现象。相反，细颗粒会在渗透水流作用下发生明显运移，一部分会随水流流出试样，另一部分则会堵塞在试样下部，从而减小试样下部截面上孔隙面积和水流流量，降低土体渗透系数。

本章将第三至第五章各工况下土样渗透系数演化的数值结果进行总结分析，对不同工况的影响及其细观机理做进一步分析。

6.2 不同应力状态下土体渗透系数演化

图 6-1 显示的是不同有效应力和细粒含量下试样的渗蚀过程渗透系数演化规律。本文中渗透系数定义如下：

$$k = \frac{q}{Ai} \quad (6-1)$$

其中 q 是流量， i 是沿试样高度的水力梯度， A 是试样截面积。在不同平均有效应力下， $F_c=35\%$ 和 $F_c=20\%$ 试样的渗透系数在渗透过程中都会逐渐增大。较大的平均有效应力可促进 $F_c=35\%$ 试样的渗透系数明显增大，这与图 3-12 中试样流失量的规律是一致。主要原因是颗粒流失量增大后，试样孔隙比增大，根据 Koney-Carman 公式(Koney, 1927;

Carman, 1938)可知, 试样渗透系数会随孔隙比的增大而增大。但是对于 $F_c=20\%$ 试样, 平均有效应力对其渗透系数演化的影响则相对不明显, p' 从 50kPa 增大到 200kPa, 渗蚀结束后 $t=14\text{ s}$ 时的试样渗透系数只增大了 3.4%。同样, 渗透系数的演化的结果与图 3-15 中 $F_c=20\%$ 试样细颗粒流失量规律一致。

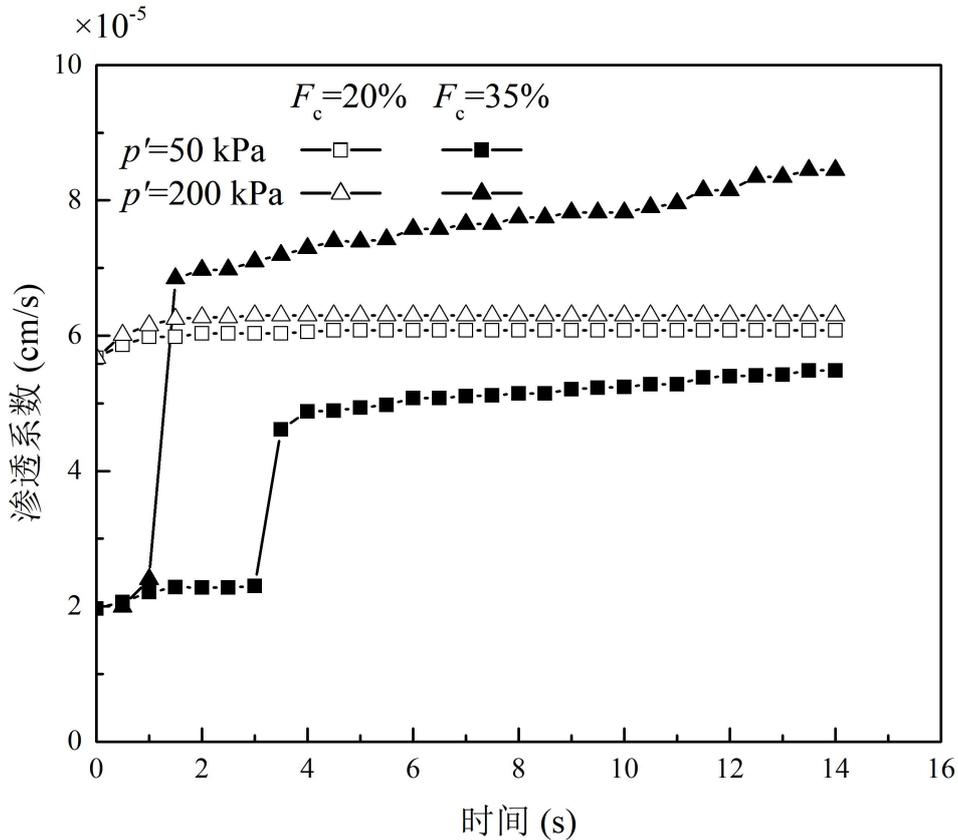
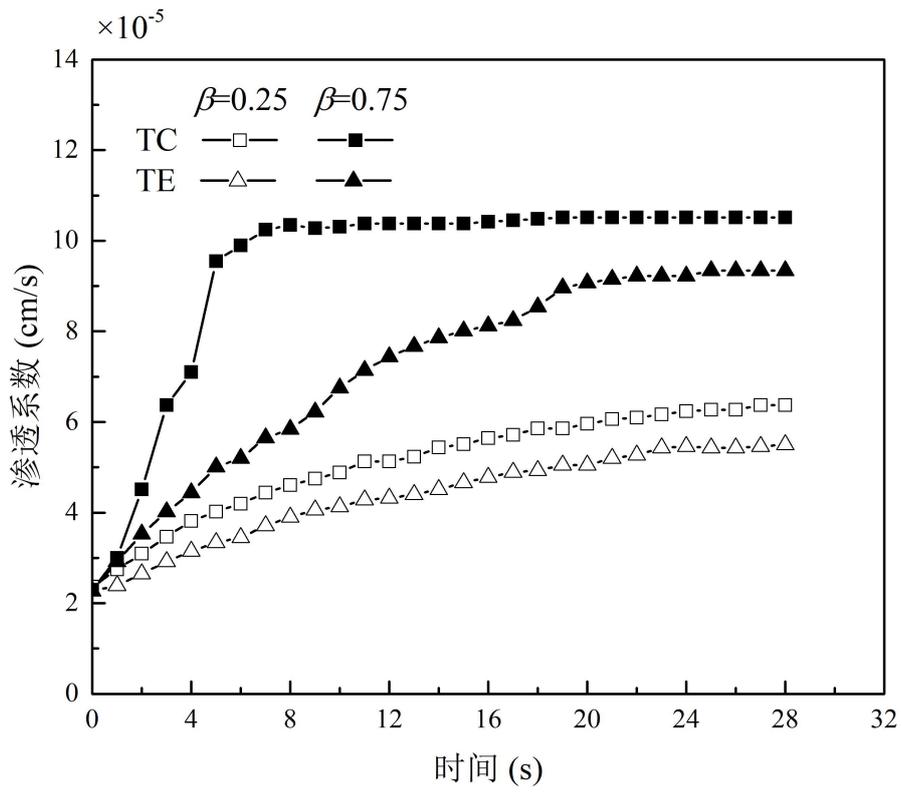
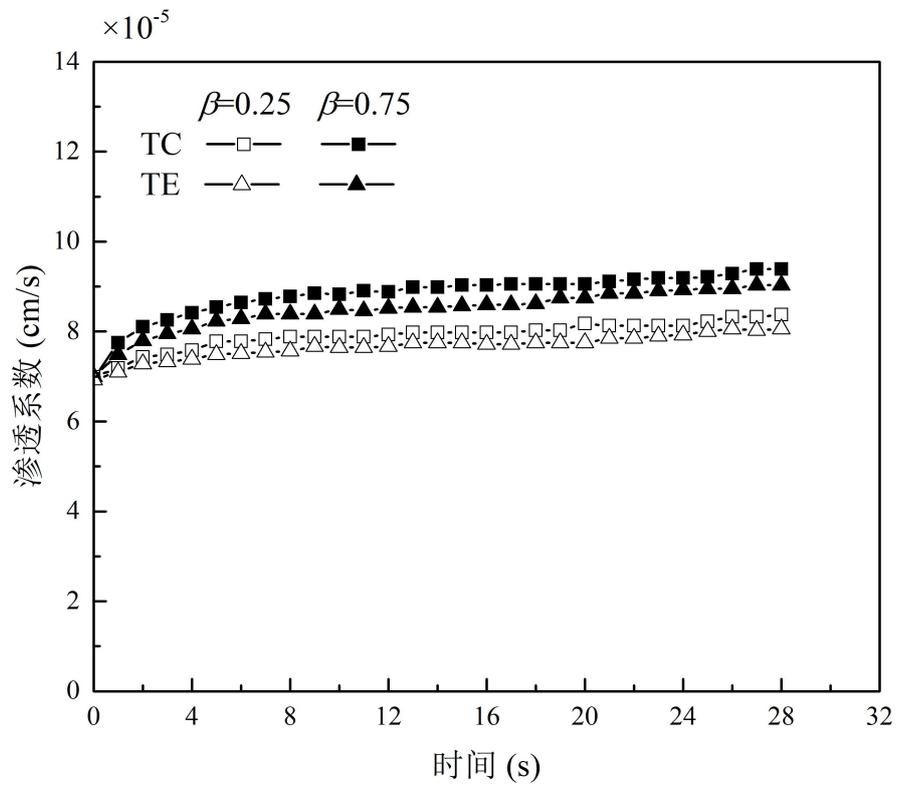


图 6-1 不同有效应力和细粒含量下试样渗蚀过程渗透系数演化规律

图 6-2(a)和图 6-2(b)分别显示的是应力各向异性条件下 $F_c=35\%$ 和 $F_c=15\%$ 试样的渗透系数演化规律。在三轴压缩条件下, $F_c=35\%$ 和 $F_c=15\%$ 试样的渗透系数增涨幅度较三轴拉伸时较大。图 6-2(a)表明应力各向异性对 $F_c=35\%$ 试样的渗透系数的影响较明显, 不同条件下渗蚀系数的增幅差异性较明显。结合图 4-4 可知, 试样细颗粒流失越多导致渗透系数增量也越大。这同样因为颗粒流失会增加试样的孔隙比, 同时导致贯通渗蚀通道的形成(姚秋玲等, 2014)。对于 $F_c=15\%$ 试样, 图 6-2(b)表明应力各向异性对其渗透系数演化的影响则相对不明显, 不同工况下渗透系数的变化并不明显。虽然从图 4-4 可知 $F_c=15\%$ 试样细颗粒流失量变化差异较明显, 但 $F_c=15\%$ 试样的粗颗粒骨架在渗蚀过程中并无明显变化, 因而使得试样整体渗透系数变化较小。



(a)



(b)

图 6-2 三轴压缩和三轴拉伸条件下(a) $F_c=35\%$ 和(b) $F_c=15\%$ 试样的渗透系数演化规律

6.3 不同悬浮颗粒浓度对试样渗透系数演化的影响

图 6-3 显示了不同悬浮颗粒浓度 C 和水力梯度 i 条件下, $F_c=15\%$ 和 35% 试样的相对渗透系数, k/k_0 (k_0 是试样初始渗透系数) 演化。这主要是因为高水力梯度使得细颗粒流失更多, 试样孔隙率(ϕ)相应增大得越多。由于 CFDEM 方法利用局部平均化的思想来计算流体性质, 无法考虑某特定区域, 如渗流通道, 对流体性质的影响。实际渗蚀过程中, 试样渗透系数的增大也是由渗流通道的形成导致的(姚秋玲等, 2014)。两种试样渗透系数演化规律同样与其细颗粒流失量规律一致。 $F_c=35\%$ 时, 由于悬浮颗粒无法大量进入试样, 因此 C 对试样渗透系数的影响不明显。前人研究中提出较多与联系孔隙率与渗透系数的理论公式, 如下列比较广泛应用的 Kozeny-Carman 类型公式(Scheidegger, 1960):

$$k = \frac{C_s}{\tau^2 S_s^2} \frac{\phi^3}{(1-\phi)^2} \quad (6-2)$$

其中 C_s 经验形状系数, S_s 试样比表面积, τ 是试样中孔隙通道的挠曲度($=L_a/L$, L_a 是流过试样流体的平均路径长度, L 是流体经过的试样长度)。公式(6-2)中的 τ 是较难确定的参数, 主要是由于很难直接或间接测定试样中流体的路径长度。因此, τ 一般简化成一个拟合参数或不考虑(Han et al., 2018)。本研究中, τ 简单取为试样中孔隙流体平均流速与达西流流速之比。

图 6-3 是根据 Kozeny-Carman 公式计算的每个试样的渗透系数。结果表明, 此公式可以基本重现不同条件下试样渗透系数变化趋势。拟合值相比于理论值偏小, 这可能由于渗蚀中阻塞区的形成会明显滞缓流体速度, 而 Kozeny-Carman 公式并不能考虑阻塞区对渗透系数演化的复杂影响。

在数值模拟中, 对于低细粒含量试样, 如 $F_c=15\%$ 和 20% , 渗透系数在渗蚀过程中都是增加的, 这与图 2-7 的试验结果相反。主要原因在于模拟中颗粒为完美球形, 且颗粒间摩擦系数 $\mu=0.3$ 较小, 颗粒间更容易滑动流失, 不易形成堵塞区阻碍水流通过。对于实际砂土, 尤其是棱角较明显的砂土, 模拟中取 $\mu=0.5$ 及 $\mu_r=0.1$ 以上更加符合实际, 也更能得到与试验结果趋势相接近的结果。另一方面, 低细粒含量试样渗透系数是否在试验过程中一定降低仍然取决于试验条件(如砂土内摩擦角、水力梯度、级配和应力状态)的综合作用。例如, Skempton 和 Brogan(1994)试验中渗蚀试样 $F_c=10\%$, 但渗透系数在渗蚀过程中仍然增大。

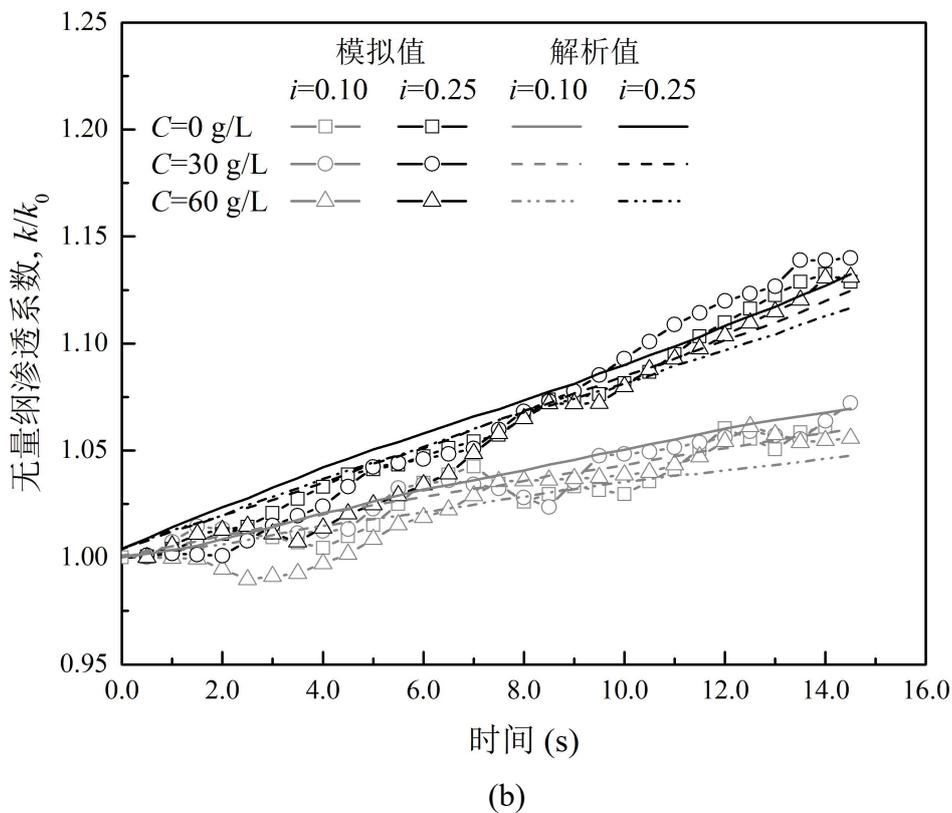
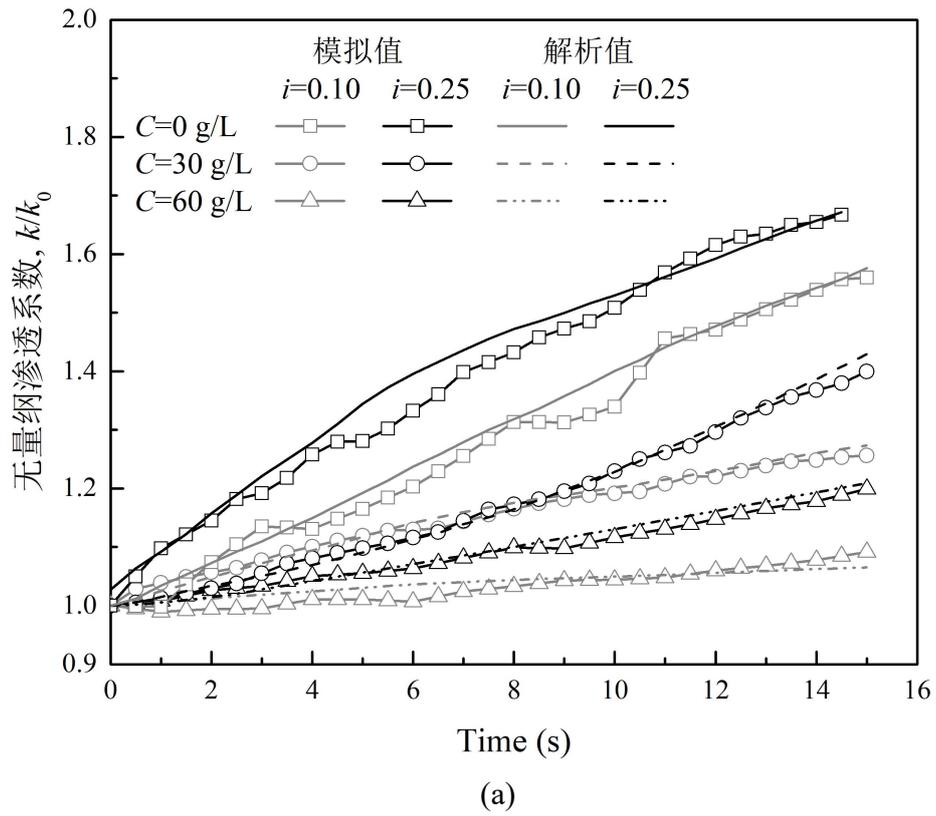


图 6-3 不同 C 和 i 条件下(a) $F_c=15\%$ 和(b) $F_c=35\%$ 试样的渗透系数演化 ($F_c=15\%$ 和 35% 试样的初始渗透系数 k_0 分别为 $3.6 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 和 $1.8 \times 10^{-4} \text{cm/s}$)

6.4 小结

1、对于内摩擦角较小的砂土，在不同平均有效应力、应力状态和悬浮颗粒浓度条件下 $F_c=35\%$ 和 $F_c=20\%$ 试样的渗透系数在渗透过程中都会逐渐增大。一方面由于此类砂土颗粒更易滑动流失造成其孔隙比上升，另一方面由于此类砂土在渗蚀中很难形成阻塞区来降低自身的渗透系数。对于 $F_c=35\%$ 试样不同的平均有效应力和偏应力会通过影响细颗粒流失量来影响其渗透系数的变化，对于 $F_c=20\%$ 砂土平均有效应力和偏应力的影响则不明显。

2、相对于应力状态因素，悬浮颗粒浓度 C 对 $F_c=35\%$ 砂土渗透系数的影响较低，这主要由于悬浮颗粒无法流入 $F_c=35\%$ 试样。相反对于 $F_c=15\%$ 砂土，由于悬浮颗粒可以流入试样，高悬浮颗粒浓度下 $F_c=15\%$ 砂土渗透系数的增长速率因为细颗粒在试样上部的局部堵塞而降低。

3、Kozeny-Carman 公式可以基本重现不同条件下试样渗透系数变化趋势。但渗蚀过程中阻塞区的形成会明显滞缓流体速度，而 Kozeny-Carman 公式不能考虑阻塞区的复杂影响，因此导致理论预测值较模拟值偏大。

7 渗蚀土体本构行为演化规律

7.1 概述

渗蚀后由于土体颗粒的流失会造成土体孔隙比增大,因而一般在排水条件下土体的剪切刚度、峰值强度和剪胀性都有所降低(Muir Wood 和 Maeda, 2008; Muir Wood 等, 2010; Hitcher, 2013; Chang, 2013; Ke 和 Takahashi, 2014; Yin 等, 2014, 2016; Chen 等, 2016; Hu 等, 2020),降低的程度与颗粒流失量正相关 (Chen 等, 2016)。理论分析和试样结果都表明,试样由于渗蚀后细颗粒含量的变化会导致其在 $p'-q$ 空间的临界状态线有一定差异。随着试样中细颗粒含量的下降,试样孔隙比增大,其 $e-p'$ 空间里的临界状态线会平移上升(Muir Wood 和 Maeda, 2008)。Zhang 等(2018)和 Hu 等(2020)分别通过 DEM 和 CFD-DEM 数值方法研究了不同颗粒消除方式对渗蚀后试样力学性质的影响。结果表明按通常设想的将试样中接触力和接触数较小的颗粒消除的方法不能反应试样渗蚀后真实的力学性质。由于渗蚀后细颗粒在试样中分布不均匀,会使试样中出现大量的弱力链,它对试样中主要力链的支撑作用使其刚度和峰值强度都比均匀消除颗粒的试样要高(Hu 等, 2020)。

从前人研究可看出,渗蚀后试样力学性质不能简单以孔隙比增大,细颗粒含量减小来衡量。渗蚀后细颗粒在试样中的不均匀分布,弱力链数量的增加等都对试样力学性质有明显影响。本章利用 CFD-DEM 数值方法对典型工况下渗蚀前后试样进行三轴排水剪切和不排水剪切数值试验,分别得到应力应变关系和临界状态线的演化。通过试样剪切过程中微观特性参数(如孔隙比分布、接触数和接触力)的演化规律,分析试样渗蚀后引起其力学性质变化的主要原因。

7.2 基于 CFD-DEM 的试样渗蚀过程力学性质演化研究

7.2.1 三轴排水和不排水数值试验过程

实际土体三轴排水剪切试验排水阀打开,孔隙水压力为零,因此对试样所施加的轴向和环向应力即是试样所受到的有效应力。DEM 方法由于不存在水的影响,边界板施加在颗粒体上的应力也即是颗粒体所受到的有效应力。因而利用 DEM 方法进行三轴排水剪切数值试验是在试样环向利用具备伺服程序的边界板施加恒定围压,然后将两块轴向边界板按一定速率压缩实现的。监测此过程中轴向和环向板的压力和位移,即可得到该试样三轴排水剪切过程中的应力应变关系和剪应变和体应变关系。三轴剪切试验要求试样在剪切过

程中保持准静力状态, 试样轴向压缩速率不能过大, 数值试验也需要满足此要求。利用 DEM 方法进行试样三轴排水剪切时, 当试样轴向应变率 $\dot{\varepsilon}_a=0.01 \text{ s}^{-1}$ 时, 其基本处于准静力状态(Ricardo et al., 2016)。因此本章所有三轴试验试样轴向压缩率均采用此标准。

实际土体三轴不排水剪切试验由于排水阀关闭, 试样体积保持不变, 即体应变不变。在 DEM 方法中即利用试样体应变为零这一特点来近似模拟三轴不排水剪切试验。具体做法是仍然按 $\dot{\varepsilon}_a=0.01 \text{ s}^{-1}$ 的速率对试样进行轴向压缩, 与此同时控制环向边界板的位移, 使试样在轴向板压缩过程中, 整体体积保持不变。这一过程中, 轴向与环向板上的应力会发生变化, 试样所受的有效应力仍然等于板上所施加的应力。孔隙水压力 u_w 等于环向板初始应力 σ_3^0 减去剪切过程中某时刻环向板的当前应力值 σ_3 , 即 $u_w=\sigma_3^0-\sigma_3$ 。

7.2.2 试样渗蚀过程力学性质演化数值分析

图 7-1 显示各向同性平均有效应力 $p'=50 \text{ kPa}$ 条件下渗蚀过程中不同时刻 $F_c=35\%$ 试样(见第三章)三轴排水试验结果。随着试样中细颗粒的流失, 其峰值强度、刚度和剪胀性都逐步下降, 但临界剪切强度变化不明显。在试样初始 3 s 流失约 5% 的细颗粒时, 其力学性质的变化比较明显, 例如峰值强度下降最大。而在后面时刻, 虽然也有 6% 的细颗粒流失, 但其对试样力学性质的影响变小。这主要是由于随着试样中细颗粒的流失, 试样组构由图 3-2(a)(细颗粒由填满粗颗粒间孔隙)转向图 3-2 (b)中的情况(细颗粒未填满粗颗粒间孔隙)。对于前者, 细颗粒在试样承力结构中发挥重要作用, 因而它的流失对试样力学性质的影响明显, 而后者中细颗粒未能填满粗颗粒间孔隙时, 试样主要由粗颗粒承担外力, 此时细颗粒的流失对试样力学性质的影响则有所下降。这点在试样 6 s 和 14 s 时刻应力应变关系有明显反映, 虽然最后时间段试样仍有 5% 的颗粒流失, 但其力学性质的变化并不明显。

图 7-2 显示了 $p'=50 \text{ kPa}$ 条件下 $F_c=35\%$ 试样中具有不同接触数的细颗粒以及具有不同接触力的力链流失量演化与试样剪胀角变化的关系。由图中结果可知, 在渗蚀开始后的 3 s 内, 试样中主要是接触数较少的颗粒(如接触数 $CN<4$)和较弱的力链(如相对接触力 $f_N=ff_{ave}<0.25$, 其中 f 为某两颗粒间的接触力, f_{ave} 为试样中所有力链的平均接触力)首先流失, 这与前人研究结论相一致(Kawano 等, 2018)。虽然试样中接触数较少和接触力较弱的颗粒首先流失, 但它对试样剪胀角的影响仍然是比较明显的。因为这些颗粒主要为强力链网络中颗粒提供侧向支撑作用, 并且数量较多, 它们对试样峰值强度和剪胀性的影响明显

(Hu et al., 2020)。3-6 s 阶段，具有较多接触数的颗粒(如 $CN > 4$)和较强的力链(如 $f_N > 0.50$)开始流失，同时上述 CN 值较小的颗粒和 f_N 值较小的力链也同时开始大量流失。

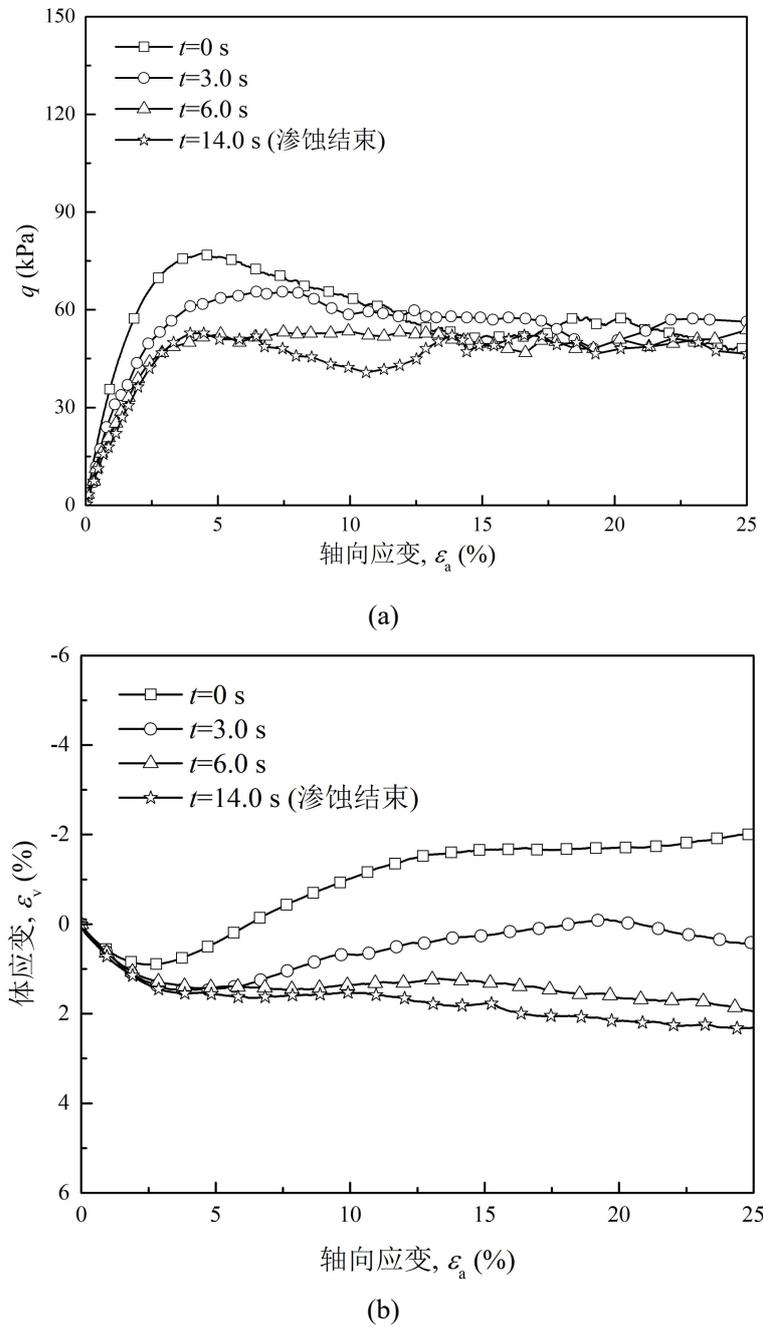
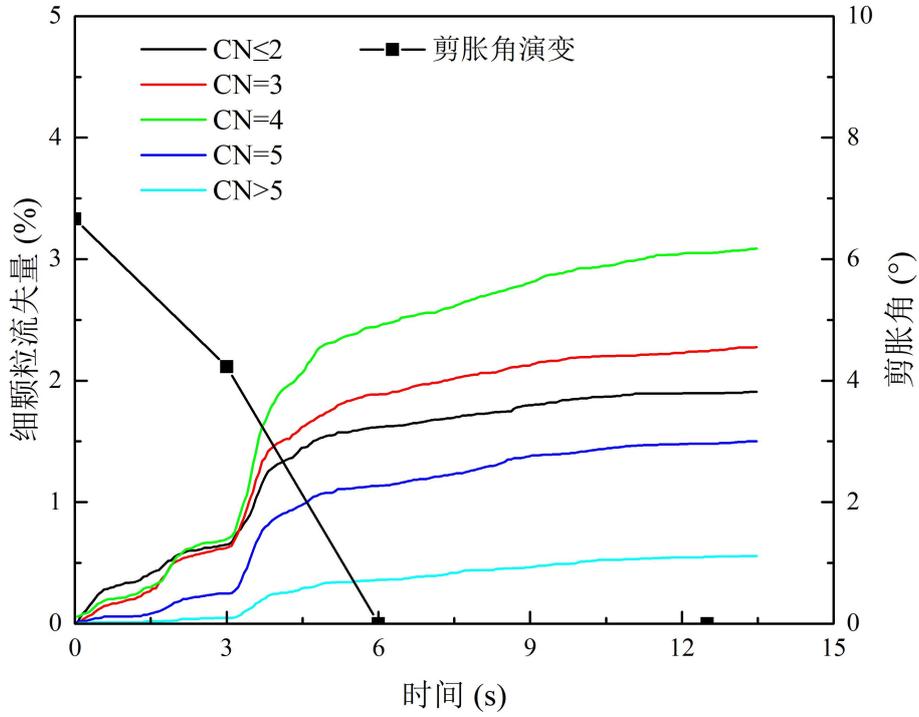


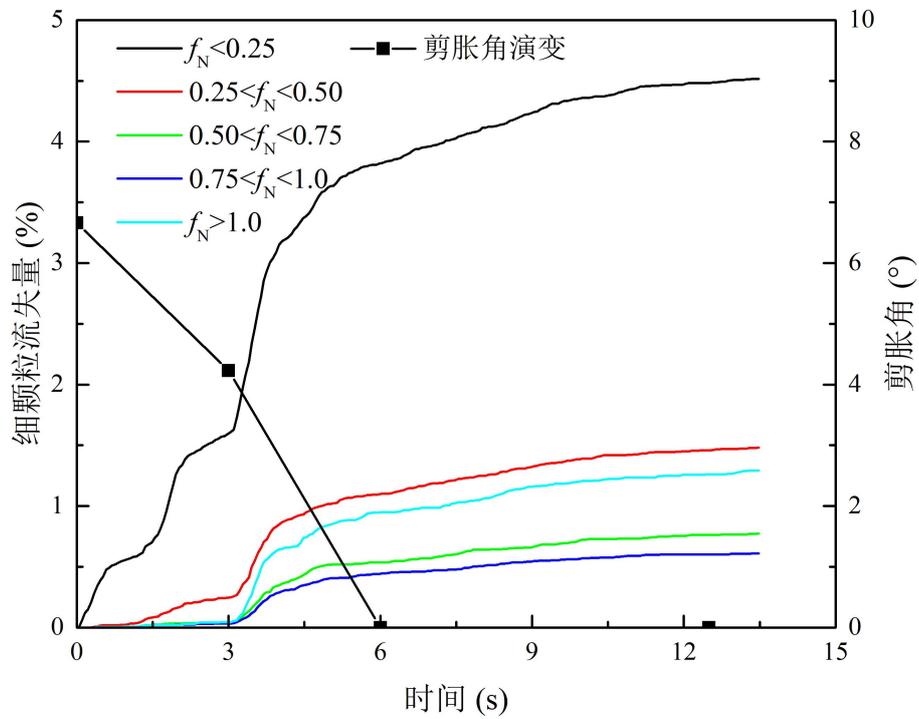
图 7-1 试样渗蚀过程不同时刻(a)应力应变关系; (b)体应变与轴向应变关系演化

这一现象充分体现了试样中强弱力链和颗粒(将 $CN > 4$ 的颗粒简称为强颗粒，而 $CN < 4$ 的颗粒称为弱颗粒)在渗蚀过程中的相互影响。首先较弱力链和颗粒的流失，使得强力链和颗粒失去了支撑，当前者流失至一定量时，强力链网络失稳并且强颗粒发生位置重分布，使得后者开始流失。当强力链和强颗粒流失时，这些力链或颗粒支撑的弱颗粒则被释放出

来同样发生运移和流失。强弱力链和颗粒的共同流失作用使得试样力学性质发生本质变化，剪胀性完全消失。在试样承力结构因为细颗粒流失由图 3-2 (a)型式转变成图 3-2 (b)型式后，细颗粒进一步流失对试样的力学性质影响就较小了。



(a)



(b)

图 7-2 具有不同细观特征的颗粒流失对试样剪胀角影响: (a)接触数; (b)接触力

图 7-3 显示的是 $F_c=35\%$ 试样在 $p'=50 \text{ kPa}$ 条件下渗蚀前后临界状态线在 $e-p'$ 空间的演化。图中各点的值由不排水剪切试验得到，因为相比于排水剪切试验，不排水剪切试验可以更快地使试样达到临界状态。图 7-3 中临界状态线根据 Li 和 Wang(1998)提出的如下公式拟合得到：

$$e = e_T - \lambda_c (p'/p_a)^\xi \tag{7-1}$$

其中 e_T ， λ_c 和 ξ 是材料参数， p_a 是大气压力。

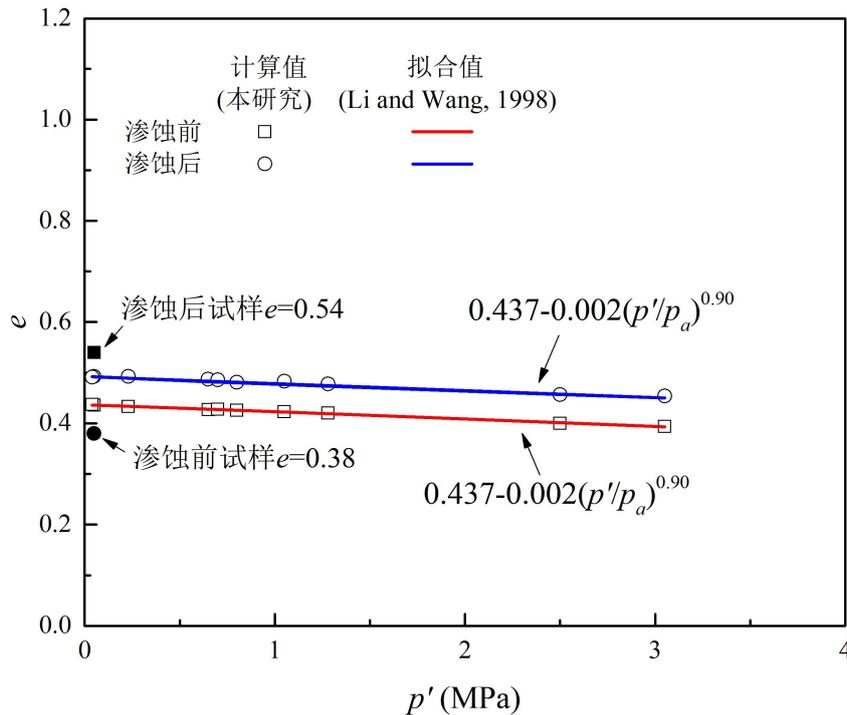


图 7-3 渗蚀前后试样 $e-p'$ 空间临界状态线演化

由于渗蚀后试样整体孔隙比增大，该临界状态线在 e 轴的截距略有上移，而斜率没有明显改变。图中还列出试样在渗蚀前后的 e 和 p' 值，可以发现渗蚀前该点位于临界状态线以下，说明试样是密砂，即剪切后会产生剪胀。在渗蚀过程中，该点与临界状态线的距离逐渐减小，并最终处于临界状态线以上，说明该试样从密砂变为松砂的状态。试样状态的变化与图 7-1 中试样渗蚀前具有明显剪胀性，渗蚀后剪胀性消失的规律相一致。

从以上分析可知对于高细粒含量($F_c=35\%$)试样，由于细颗粒在其承力结构中发挥作用较大(图 3-2 (b))，因而渗蚀后其峰值强度和剪胀性下降等力学性质变化明显，且这些宏观性质演化与其细观特征演化具有较强的相互影响关系。对于较低细粒含量(如 $F_c<20\%$)的试样，由于其初始组构型式即为图 3-2 (b)型，细颗粒在承力结构中发挥作用较小，根据上

述分析细颗粒的流失对试样力学性质影响也较小。图 7-4 显示 $F_c=20\%$ 试样在渗蚀不同时刻三轴排水剪切的应力应变关系演化。与 $F_c=35\%$ 试样相比(图 7-2), $F_c=20\%$ 试样的力学性质在渗蚀过程中的变化并不明显。对比两者细颗粒渗蚀量较接近的时刻, 如图 7-5 中 $p'=50$ 时, $F_c=35\%$ 试样 3s 时与 $p'=50$, $F_c=20\%$ 试样 14s 时, 的力学性质可以发现尽管相同量颗粒的流失对 $F_c=35\%$ 试样的影响更明显, 主要原因仍是如前所述, 是由两试样初始结构及细颗粒在试样承力结构中所发挥作用决定的。

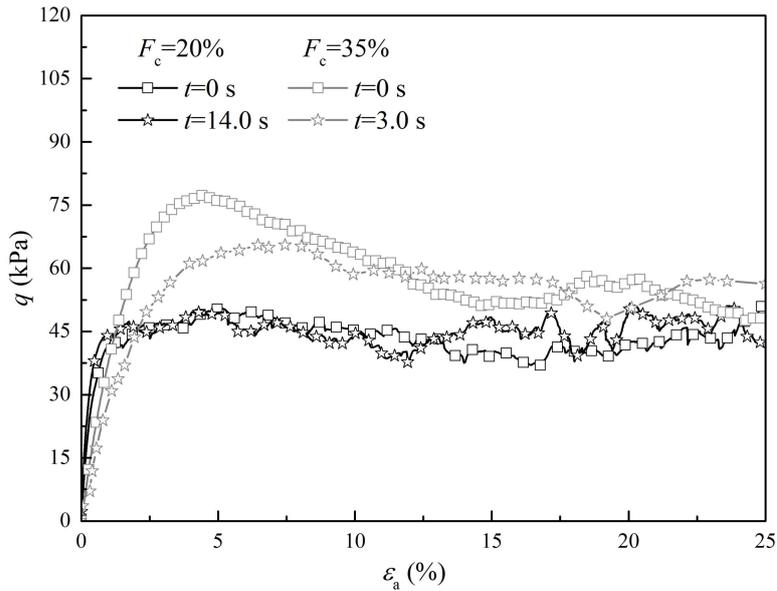


图 7-4 $F_c=20\%$ 试样在渗蚀前后的应力应变关系演化

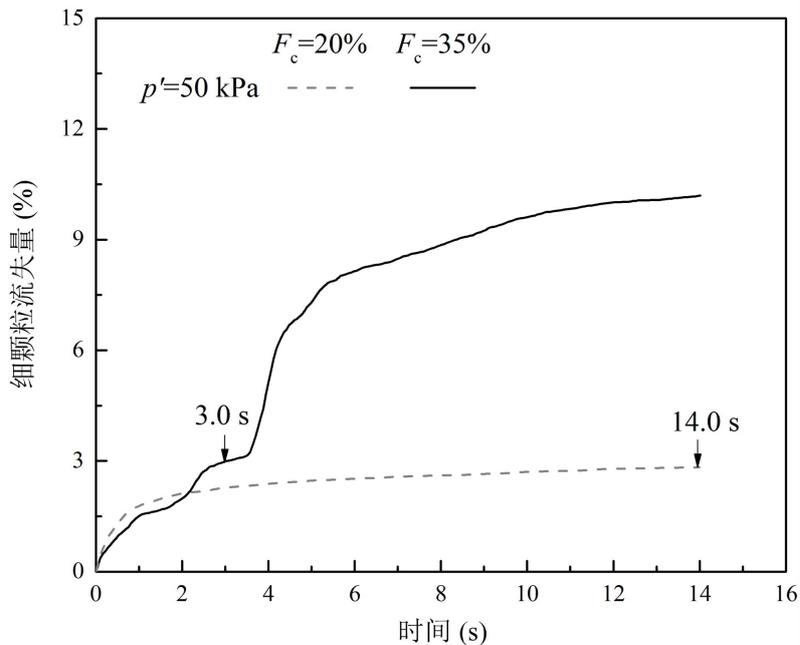


图 7-5 $i=2.0$, $p'=50, 100, 200$ kPa 时 $F_c=20\%$ 和 35% 试样细颗粒流失量百分比

7.3 考虑组构各向异性的渗蚀本构模型

从前述章节可知，渗蚀过程使试样接触各向异性程度减弱，趋向于各向同性，而砂土试样组构各向异性对其力学性质具有明显影响(Li 和 Dafalias, 2000; Li 和 Dafalias, 2012; Gao 等, 2014; Zhao 和 Gao, 2015)。本节基于 Li 和 Dafalias (2000)提出的各向异性临界状态理论对渗蚀前后试样的应力应变关系进行预测，提出模型中关键参数，如临界状态参数和组构各向异性参数，在渗蚀过程中的演化。该参数演化规律和各向异性临界状态理论相结合可较好反映土体组构各向异性，细粒流失量和应力状态对渗蚀后试样应力应变关系的影响。

7.3.1 考虑组构各向异性的砂土本构模型简介

组构各向异性的定义有较多种，本章采用 Li 和 Li (2009)的方法，它主要关注孔隙几何形状的统计特征，也能反映接触的空间分布。首先定义孔隙几何形状的统计矢量 \mathbf{v} ，主方向上的长度 $\bar{v}(\mathbf{m})$ 是孔隙形状主方向 \mathbf{m} 上的长度，如所示：

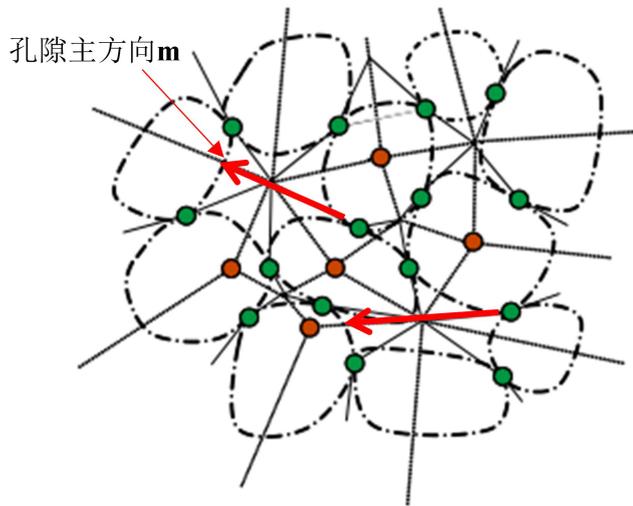


图 7-6 孔隙细观结构表征示意图

则材料的组构张量如下：

$$\mathbf{G}^* = E_0 \int_{\Omega} \bar{v}(\mathbf{m}) \mathbf{m} \otimes \mathbf{m} d\Omega \tag{7-1}$$

其中 Ω 是固体角度的全域， E_0 就归一化常数。 \mathbf{G}^* 是对称二阶张量，可以分解为以下两个部分：

$$\mathbf{G}^* = \frac{v^p}{3} \mathbf{I} + \mathbf{F} \quad (7-2)$$

其中 \mathbf{I} 是单位张量, \mathbf{F} 是与密度无关的偏张量。

组构各向异性临界状态理论认为砂土组构及其表征它的张量 \mathbf{F} 在临界状态时也达到某一固定值 \mathbf{F}_c 。 \mathbf{F} 可分解为其模与单位方向张量 \mathbf{n}_F 的积,

$$\mathbf{F} = F \mathbf{n}_F \quad (7-3)$$

$$F = \sqrt{\mathbf{F} : \mathbf{F}} \quad (7-4)$$

\mathbf{n}_F 在砂土剪切时不断接近外力加载的方向张量 \mathbf{n} , 在临界状态时, 两者一致, 即 $\mathbf{n}_F \cdot \mathbf{n} = 1$ 。为表征试样在加载过程中各向异性张量 \mathbf{F} 的发展及其方向与加载方向的关系, 定义组构各向异性变量 A 如下,

$$A = \mathbf{F} : \mathbf{n} = F \mathbf{n}_F : \mathbf{n} = FN \quad (7-5)$$

它在试样达到临界状态时等于 1。因此可以将其与剪应力比, 孔隙比一起做为试样达到临界状态的指标, 如下所示:

$$\eta = \eta_c = M, \quad e = e_c = \hat{e}_c(p), \quad A = A_c = 1 \quad (7-6)$$

即试样在达到临界状态时, 不仅剪应力与孔隙比不变, 其组构各向异性也保持不变。

在引用组构各向异性做为砂土状态的一个指标后, 传统的砂土状态变量需要改进, 因为传统砂土状态变量是不考虑砂土组构影响的。与 $e-p'$ 空间中临界状态线(CSL)类似, Li 和 Dafalias (2000) 提出了砂土的剪胀状态线(DSL), 该线与临界状态线 CSL 的距离即为新的砂土状态变量。剪胀状态线 DSL 线不仅由试样的 e 和 p' 决定, 还与组构各向异性变量 A 有关。在临界状态时, 剪胀状态线 DSL 线与临界状态线 CSL 线重合。因为砂土实际孔隙比点不处于 DSL 线上, 因此定义 DSL 线上的孔隙比值为剪胀孔隙比 e_d , 如下所示:

$$e_d = \hat{e}_c(p) + \hat{e}_A(e, p)(A-1) \quad (7-7)$$

其中 $\hat{e}_c(p) = e_c$ 是土体临界状态孔隙比, $\hat{e}_A(e, p)$ 可简化为常数 e_A , 则

$$e_d = e_c + e_A(A-1) \tag{7-8}$$

考虑组构各向异性的砂土状态变量即为：

$$\zeta = e - e_c - e_A(A-1) \tag{7-9}$$

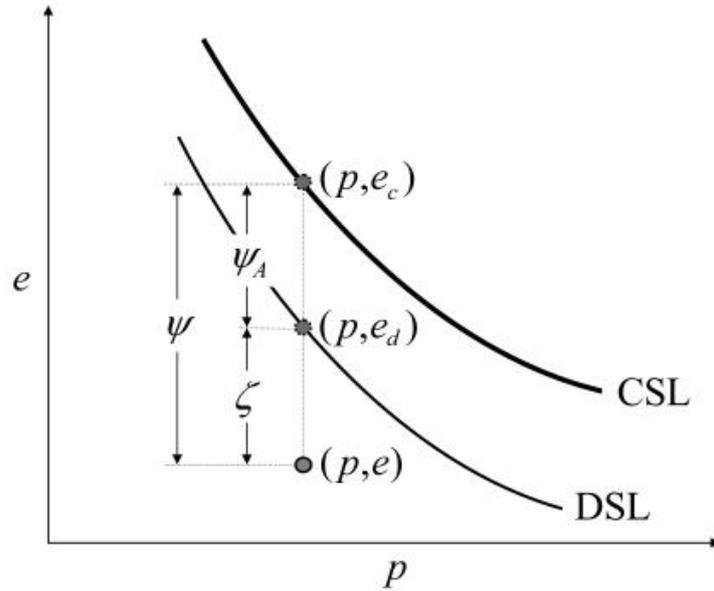


图 7-7 考虑组构各向异性的砂土状态变量示意图

在构建了组构各向异性变量和新的砂土状态变量参数后，即可将其引入到传统塑性力学框架中建立可考虑组构各向异性的砂土本构模型。首先弹性模量(K , G)和弹性应变增量(de_{ij}^e , de_v^e)定义如下：

$$G = G_0 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{pp_a}, \quad K = G \frac{2(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \tag{7-10}$$

$$de_{ij}^e = \frac{ds_{ij}}{2G}, \quad de_v^e = \frac{dp}{K} \tag{7-11}$$

其中 G_0 为材料常数， e 是孔隙比， ν 是泊松比， p_a 为大气压力。

该模型的屈服函数、流动法则、硬化准则、剪胀方程等如下所示。具体推导过程见 Li 和 Dafalias(2012)、Gao 等(2014)、Zhao 和 Gao(2015)和 Yang 等(2018)。

屈服函数：

$$f = \frac{R}{g(\theta)} - He^{-k_h(A-1)^2} = 0 \tag{7-12}$$

$$R = \sqrt{\frac{3}{2} r_{ij} r_{ij}} = \sqrt{\frac{3}{2} \frac{s_{ij} s_{ij}}{p^2}} = \frac{q}{p} \quad (7-13)$$

$$r_{ij} = (\sigma_{ij} - p\delta_{ij})/p = s_{ij}/p \quad (7-14)$$

其中 A 为组构各向异性标量值： $A = F_{ij} n_{ij}$ 。 F 的模为 $F = \sqrt{F_{ij} F_{ij}}$ ，表示材料的组构各向异性程度。对于 x - y 平面横观各向同性材料，初始 F_{ij} 等于

$$F_{ij} = \begin{pmatrix} F_x & & \\ & F_y & \\ & & F_z \end{pmatrix} = \sqrt{\frac{2}{3}} \begin{pmatrix} F_0 & & \\ & -F_0/2 & \\ & & -F_0/2 \end{pmatrix} \quad (7-15)$$

其中 F_0 是初始组构各向异性程度。 H 是砂土摩擦性质的硬化参数。 n_{ij} 为加载方向，如下式所示：

$$n_{ij} = \frac{N_{ij} - N_{mn} \delta_{mn} \delta_{ij} / 3}{\|N_{ij} - N_{mn} \delta_{mn} \delta_{ij} / 3\|} \quad (7-16)$$

$$N_{ij} = \frac{\partial \tilde{f}}{\partial R} \frac{\partial R}{\partial r_{ij}} + \frac{\partial \tilde{f}}{\partial g(\theta)} \frac{\partial g(\theta)}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial r_{ij}} \quad (7-17)$$

$$\tilde{f} = R/g(\theta) \quad (7-18)$$

$g(\theta)$ 为关于应力洛德角的插值函数，

$$g(\theta) = \frac{\sqrt{(1+c^2)^2 + 4c(1-c^2)\sin 3\theta} - (1+c^2)}{2(1-c)\sin 3\theta} \quad (7-19)$$

其中 $c = M_e/M_c$ ， M_e 是三轴拉伸临界剪应力比， M_c 三轴压缩临界剪应力比。

本章研究采用的硬化规律如下(Zhao 和 Gao, 2015):

$$dH = \langle L \rangle r_h = \langle L \rangle \frac{G_r (c_h - e)}{p} \left[\frac{M_c g(\theta) e^{-n\zeta}}{R} - 1 \right] \quad (7-2)$$

$$dF_{ij} = \langle L \rangle \Theta_{ij} = \langle L \rangle k_f (n_{ij} - F_{ij}) \quad (0)$$

其中 $\langle \rangle$ 是 Macauley 括号，它表示：

$$\langle L \rangle = \begin{cases} L & L > 0 \\ 0 & L \leq 0 \end{cases} \quad (7-2)$$

L 是加载因子， c_h ， n 和 f 是模型参数， ζ 如式(7-9)所示。

根据屈服方程式(7-12)的一致性方程和式(7-20)的硬化规律得塑性模量如下:

$$K_p = - \left(\frac{\partial f}{\partial H} r_h + \frac{\partial f}{\partial A} \frac{\partial A}{\partial F_{ij}} \Theta_{ij} \right) \quad (7-22)$$

$$= \frac{R}{g(\theta)} \left\{ \frac{G_r(C_h - e)}{pH} \left[\frac{M_c g(\theta) e^{-n\zeta}}{R} - 1 \right] + 2k_h k_f (1 - A)^2 \right\}$$

根据屈服方程式(7-12)本章采用非相关联流动法则(Zhao 和 Gao, 2015), 如下式所示:

$$\tilde{f} = \frac{R}{g(\theta)} - H = 0 \quad (7-23)$$

$$de_{ij}^p = \langle L \rangle m_{ij}$$

$$m_{ij} = \frac{\frac{\partial f}{\partial r_{ij}} - \frac{1}{3} \frac{\partial f}{\partial r_{mn}} \delta_{mn} \delta_{ij}}{\left\| \frac{\partial f}{\partial r_{ij}} - \frac{1}{3} \frac{\partial f}{\partial r_{mn}} \delta_{mn} \delta_{ij} \right\|} \quad (7-24)$$

模型中采用如下与组构各向异性相关的剪胀方程:

$$D = \frac{d\varepsilon_{ii}^p}{\sqrt{2de_{ij}^p de_{ij}^p / 3}} = \frac{d_1}{M_c g(\theta)} \left[1 + \frac{R}{M_c g(\theta)} \right] [M_c g(\theta) e^{m\zeta} - R] \quad (7-25)$$

其中 d_1 和 \mathbf{m} 是模型参数。

塑性应变张量:

$$d\sigma_{ij} = E_{ijkl} d\varepsilon_{kl}^e$$

$$d\varepsilon_{ij}^p = de_{ij}^p + d\varepsilon_v^p \delta_{ij} / 3 = \langle L \rangle m_{ij} + D \sqrt{2 \langle L \rangle m_{kl} \langle L \rangle m_{kl} / 3} \delta_{ij} / 3$$

$$= \langle L \rangle (m_{ij} + \sqrt{6 / 9} D \delta_{ij}) = \langle L \rangle x_{ij} \quad (7-26)$$

加载因子:

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial H} dH + \frac{\partial f}{\partial F_{ij}} dF_{ij}$$

$$= \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} - \langle L \rangle K_p = 0 \quad (7-27)$$

将 $d\sigma_{ij}$ 代入上式, 可得

$$\begin{aligned}
df &= \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} E_{ijkl} (d\varepsilon_{kl} - \langle L \rangle x_{ij}) - \langle L \rangle K_p = 0 \\
L &= \frac{(\partial f / \partial \sigma_{ij}) E_{ijkl}}{K_p + (\partial f / \partial \sigma_{ij}) E_{ijkl} x_{ij}} d\varepsilon_{kl} = \Pi_{kl} d\varepsilon_{kl} \\
\Pi_{kl} &= \frac{(N_{ij} + \frac{\partial f}{\partial A} \frac{\partial A}{\partial n_{kl}} \frac{\partial n_{kl}}{\partial r_{ij}}) [2G(\delta_{ip} \delta_{jp} - \frac{1}{3} \delta_{ij} \delta_{pq}) - Kr_{ij} \delta_{pq}]}{(N_{ij} + \frac{\partial f}{\partial A} \frac{\partial A}{\partial n_{kl}} \frac{\partial n_{kl}}{\partial r_{ij}}) (2Gm_{ij} - \sqrt{\frac{2}{3}} KD r_{ij}) + pK_p}
\end{aligned} \tag{7-28}$$

综上得到考虑足够各向异性的弹塑性本构关系：

$$d\sigma_{ij} = [E_{ijkl} - h(L) E_{ijmn} x_{mn} \Pi_{kl}] d\varepsilon_{kl} = \Lambda_{ijkl} d\varepsilon_{kl} \tag{7-29}$$

$$\Lambda_{ijkl} = K \delta_{ij} \delta_{kl} + 2G(\delta_{ik} \delta_{jl} - \frac{1}{3}) - h(L)(2Gm_{ij} + \sqrt{\frac{2}{3}} KD \delta_{ij}) \Pi_{kl} \tag{7-30}$$

7.3.2 渗蚀前后试样力学性质演化的模型预测

本章建立考虑组构各向异性的渗蚀本构模型的主要思路是：(1)利用组构各向异性砂土本构模型对不同应力和组构状态下的渗蚀试验结果(Chang, 2012; Chang and Zhang, 2014; Chen, 2016)进行标定；(2)根据标定结果提出影响渗蚀前后砂土应力应变关系的关键参数的演化模型；(3)利用关键参数的演化模型再预测不同应力和组构状态下渗蚀试验结果，验证模型的合理性。

Chang (2012)曾经利用三轴剪切仪改装的渗透仪进行不同应力状态下的渗蚀试验，如图 7-8 所示，记录了试验过程中的颗粒流失量、试样变形和渗透系数的演化，并进行了渗蚀前后试样的三轴剪切试验。图 7-8 显示了渗蚀试验中试样所处的应力状态，包括三组各向同性、三组三轴压缩和两组三轴拉伸应力工况，黑色圆点表示试样在渗蚀过程中所处的应力状态。

图 7-10(a)和图 7-10 (b)分别是在试样处于三轴压缩和三轴拉伸状态下渗蚀前后应力应变关系的结果。结果表明，不管试样在渗蚀过程中处于何种应力和组构状态，其渗蚀后的剪切刚度、峰值强度和剪胀性都有所降低。渗蚀后临界剪切强度与渗蚀前相比略有增大。图 7-10 显示随着剪应力比的增大，试样在渗蚀后剪切刚度也越弱。试样在各向异性应力和组构状态下渗蚀后的剪切刚度相比于在各向同性状态下渗蚀后的剪切刚度要小。上述规律产生的主要原因是试样在不同应力和组构状态下流失量不同导致的。在其它条件相同情

况下，试样在各向同性应力和组构状态下颗粒流失量最小。对于处于相同的应力状态的试样，剪应力比越大，则试样流失的细颗粒也越多。对于 $F_c=35\%$ 的试样，细颗粒流失越多，其剪切刚度和峰值强度下降也较多，剪缩性也增大。Chen (2016) 利用盐溶法得到试样在各向同性应力和组构状态下渗蚀前后的剪切特性，试样的主要力学特性在渗蚀前后的变化趋势与 Chang (2012) 类似。

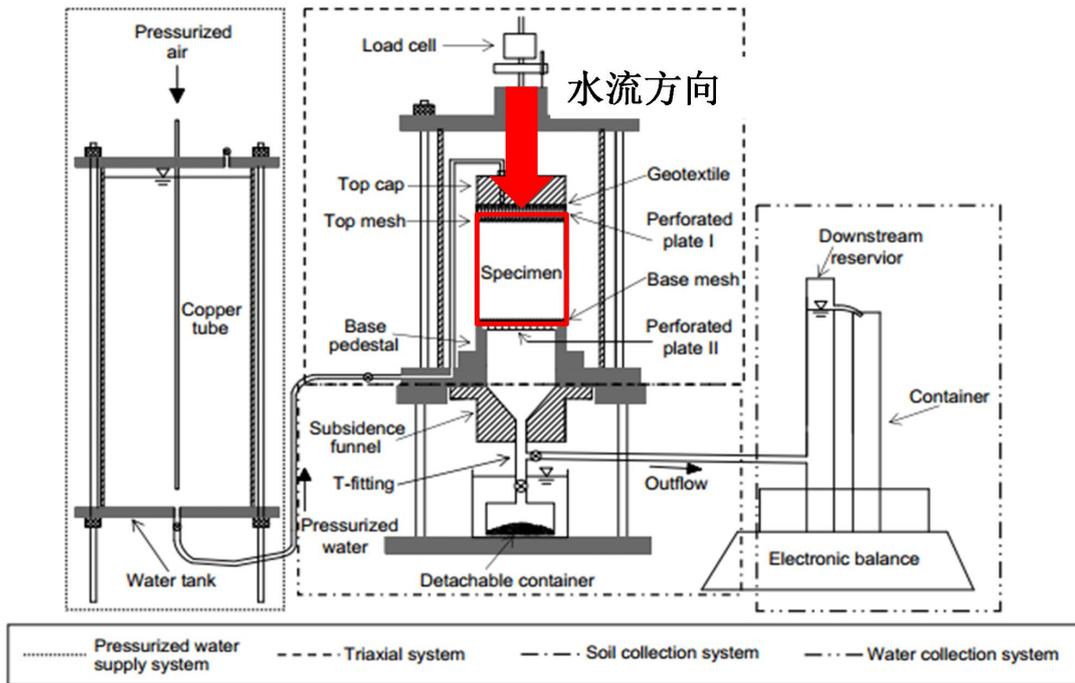


图 7-8 可考虑不同试样应力状态的渗蚀试验装置简图(Chang, 2012)

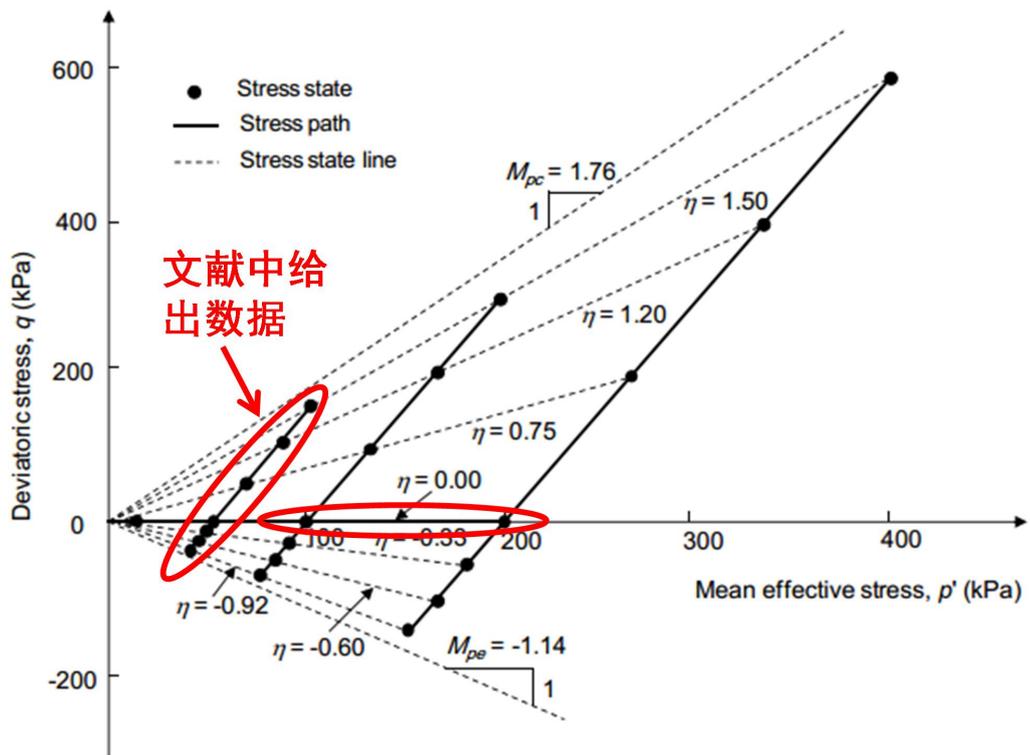
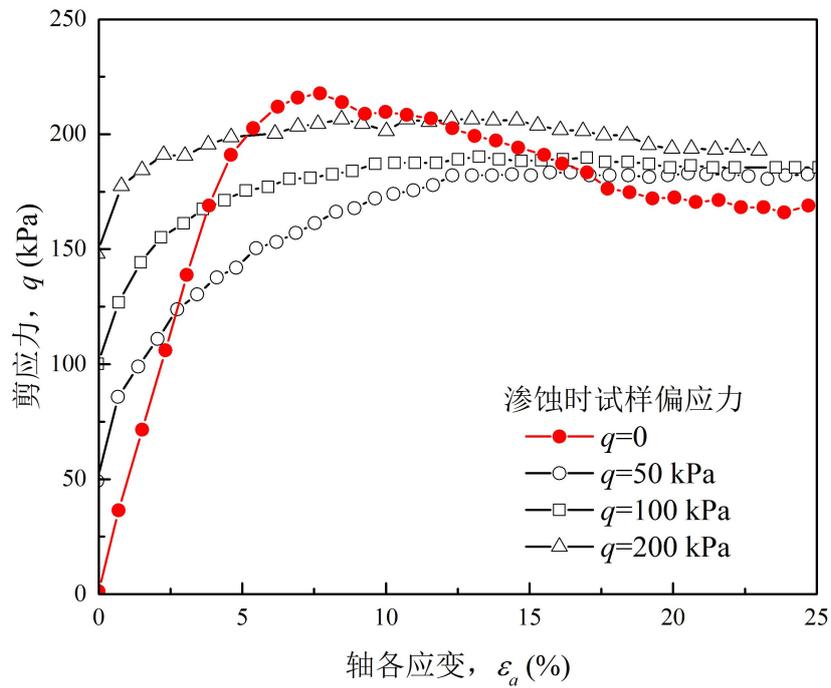


图 7-9 渗蚀试验中试样所处应力状态(Chang, 2012)



(a)

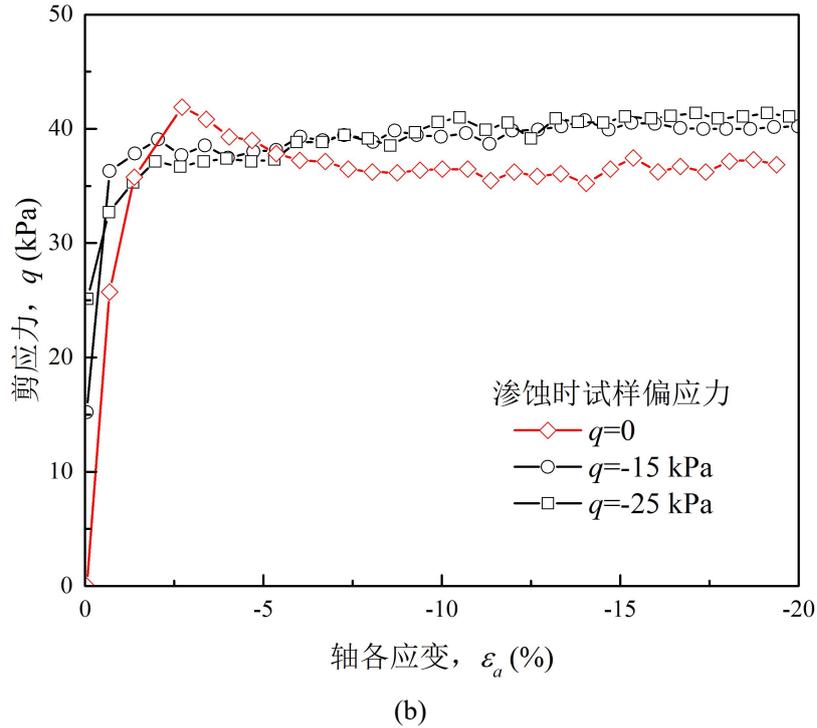


图 7-10 (a)三轴压缩与(b)三轴拉伸状态下试样渗蚀前后力学性质变化

砂土试样渗蚀前后力学性质变化主要由细颗粒流失引起的临界剪切状态和组构各向异性的改变(Muir Wood 和 Maeda, 2008; Muir Wood 等, 2010; Scholtès 等, 2010; Hicher, 2013)。Muir Wood 和 Maeda (2008)和 Muir Wood 等(2010) 的研究表明, 土体在渗蚀后由于级配改变会导致其在 $e-p'$ 空间里的临界状态线平行上移, 即参数 e_f 增大。试验和理论研究(Muir Wood 等, 2010; Chang, 2012)也显示试样的临界剪应力比 M_c 在渗蚀后由于本身级配的改变而相应发生变化。基于 CFD-DEM 的各向异性应力和组构状态下的砂土试样渗蚀研究(第 4 章)表明, 试样的接触方向组构在渗蚀过程中会趋于各向同性。根据上述研究结果, 在考虑组构各向异性的本构模型中主要改变参数 e_f 、 M_c 和 F_0 来反映渗蚀对试样应力应变关系的影响。表 7-1 和表 7-2 分别列出了利用组构各向异模型对 Chang(2012)试验中试样渗蚀前后应力应变关系进行预测所取用的参数值。下文显示了试样在各向同性、三轴压缩和三轴拉伸应力和组构状态下, 利用该组参数得到的渗蚀前后应力应变关系预测结果与试验实测结果的对比。

表 7-1 渗蚀前试样模型参数

模型参数		模型参数	
G (GPa)	50	初始孔隙比 e_0	
ν	0.15	n	3.5

M_c	1.58	d_1	0.75
c	0.75	m	5.5
e_Γ	0.50	e_A	0.027
λ	0.02	F_0	0.37
ξ	0.55	k_f	4.8
c_h	0.8	k_h	0.13

表 7-2 渗蚀后试样模型参数

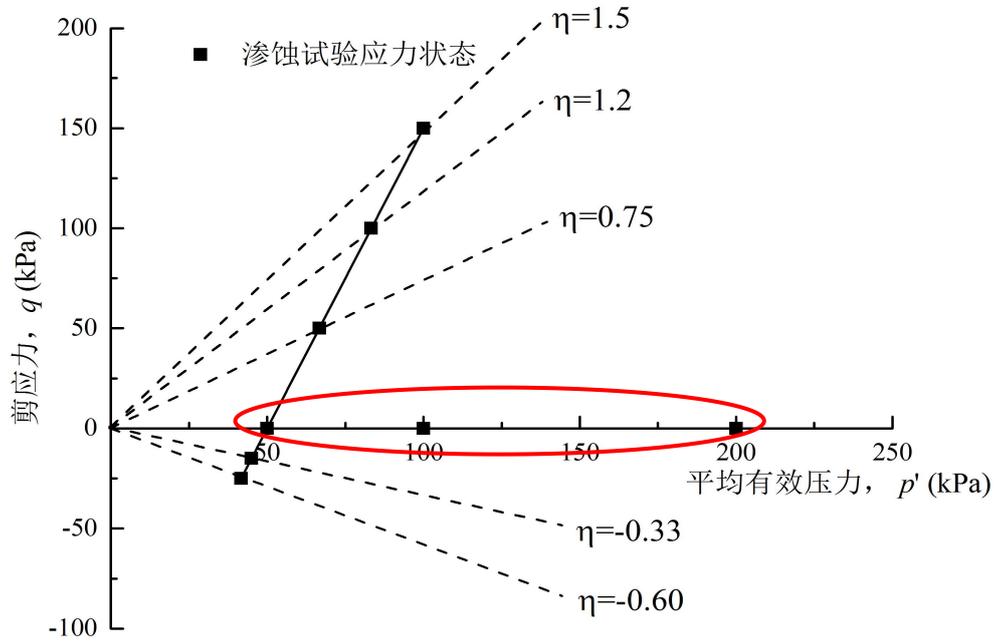
q/p'	0	0	0	0.75	1.2	1.5	-0.33	-0.6
p' (kPa)	50	100	200	66.7	83.3	100	45	41.6
流失质量 (%)	2.25	4.50	4.55	3.20	3.50	4.10	5.10	5.23
Δe	0.19	0.18	0.17	0.25	0.27	0.30	0.21	0.24
M_c	1.59	1.59	1.59	1.63	1.68	1.68	1.63	1.65
e_Γ	0.51	0.51	0.51	0.53	0.53	0.59	0.53	0.48
F_0	0.36	0.35	0.35	0.36	0.36	0.35	0.35	0.35

注： Δe 为试样渗蚀后孔隙比变化值

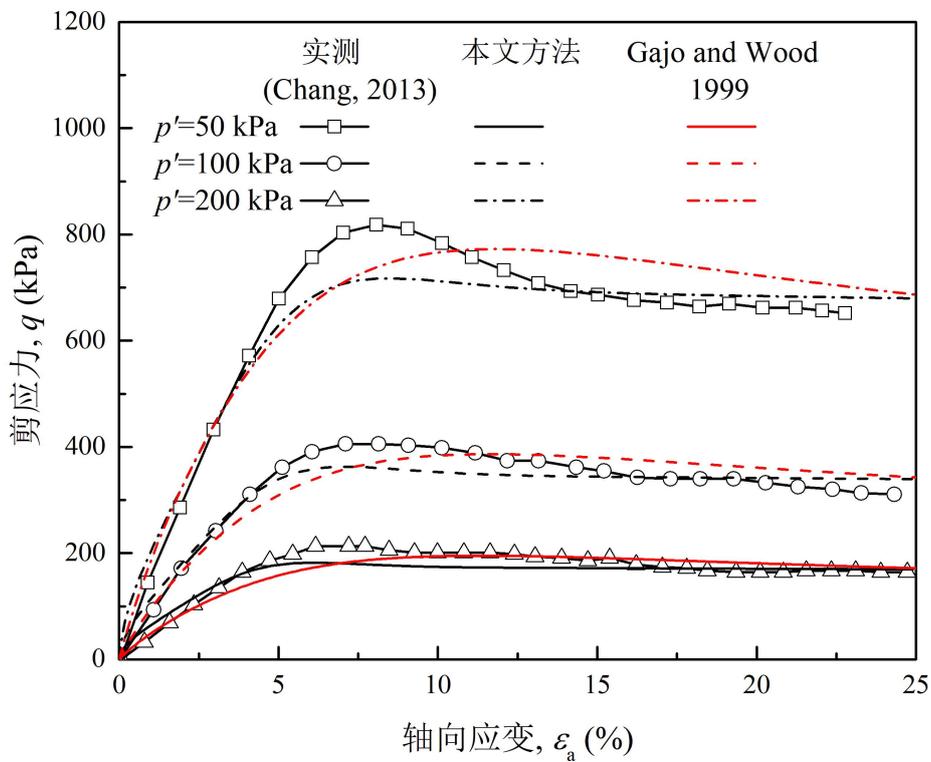
图 7-11(b)对比了试样各向同性状态下($p'=50, 100, 150$ kPa, $q=0$ kPa)渗蚀前后三轴排水压缩应力应变关系实测值与组构各向异性本构模型(Zhao 和 Gao, 2015)和 Gajo 和 Muir Wood(1999)提出的本构模型的预测值。Gajo 和 Muir Wood 模型具有概论清晰简明, 参数较少, 能同时较好预测土体三轴压缩和拉伸性状的特点。结果显示, 在各向同性状态下, 考虑或不考虑砂土组构各向异性的本构模型都可以较好的预测实验值。图 7-11(c)对比了试样各向同性状态下渗蚀前后三轴拉伸应力应变关系实测值与两种模型的预测值, 结果显示两种本构模型都可以较好预测实验值。

图 7-12 利用组构各向异性本构模型(Zhao 和 Gao, 2015)对试样在三轴压缩条件下($q=50, 100, 150$ kPa)渗蚀前后的应力应变关系实测值进行预测。图中红色点画线和曲线分别代表试样渗蚀前的力学性质实测与理论预测值。由于 Gajo 和 Muir Wood(1999)的模型无法考虑组构各向异性, 因此无法对三轴压缩条件下试样的渗蚀后强度进行预测。图 7-12 的结果显示组构各向异性本构模型预测值与实测吻合较好, 但在高剪应力条件下($q=150$

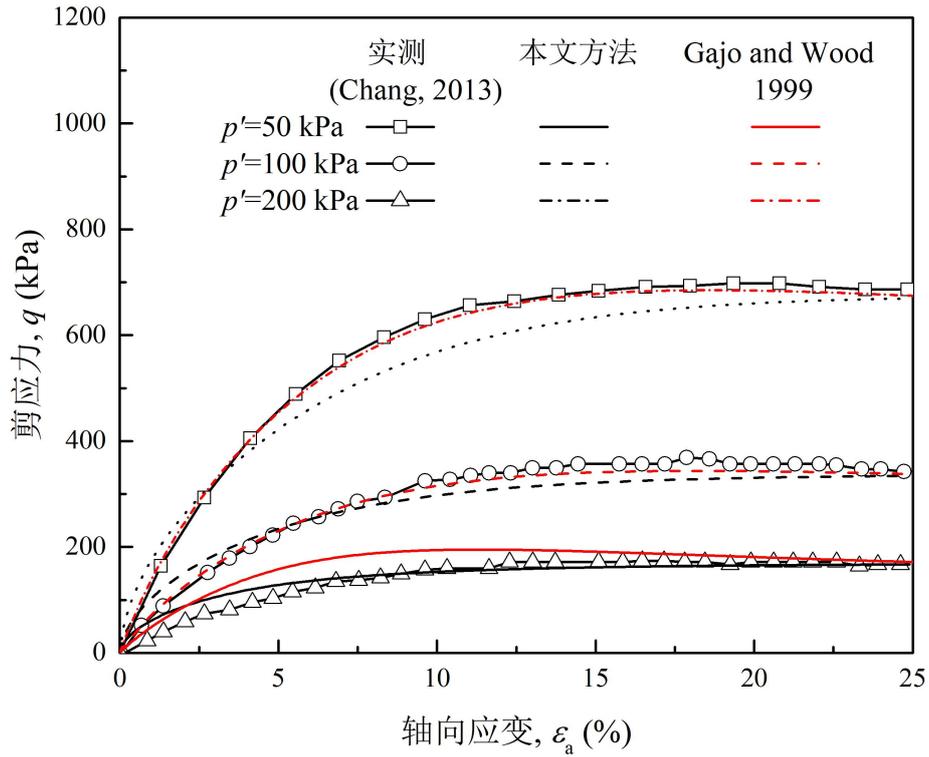
kPa)差别较大,原因可能是高剪应力时,试样流失颗粒量较多,与低剪应力时试样渗蚀后性质差别较大。因而本构模型不能很好同时反应试样在高低剪应力条件下渗蚀后的性质变化规律。



(a)

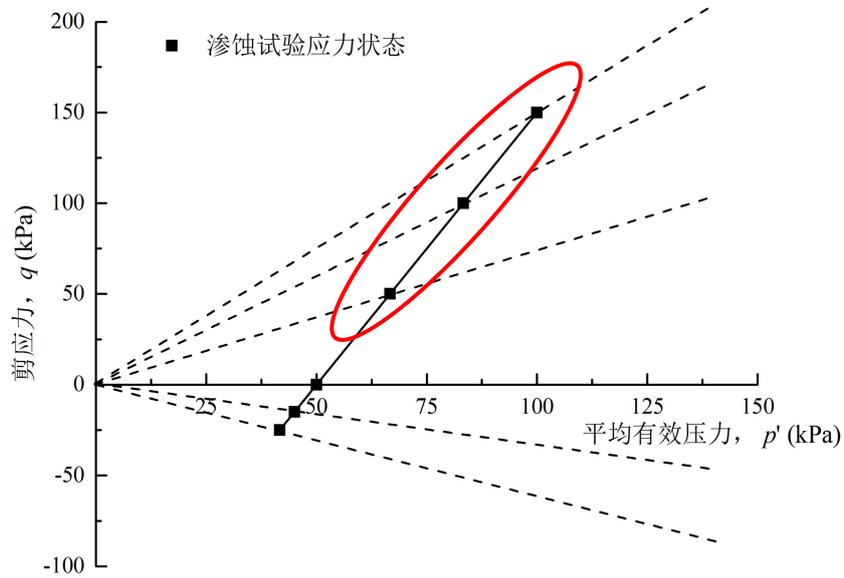


(b)

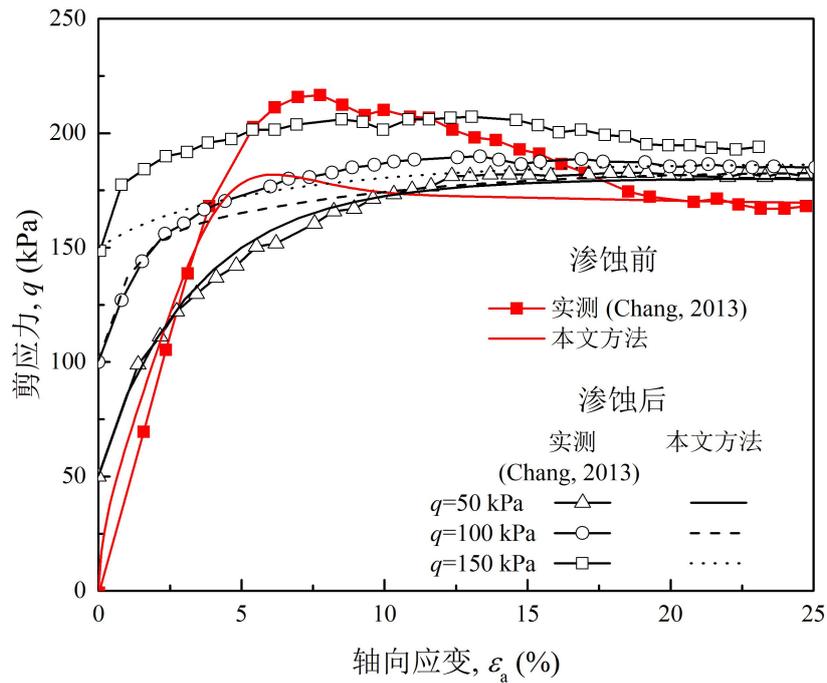


(c)

图 7-11 (a) 试样渗蚀时应力状态 ($p'=50, 100, 150$ kPa, $q=0$ kPa)及其渗蚀前后(b)三轴压缩; (c)三轴拉伸应力应变关系实测值与本构模型预测值比较



(a)



(b)

图 7-12 (a)试样渗蚀时应力状态 ($q=50, 100, 150$ kPa)及其渗蚀前后(b)三轴压缩应力应变关系实测值与本构模型预测值比较

图 7-13 利用组构各向异性本构模型(Zhao 和 Gao, 2015)对试样在三轴拉伸条件下 ($q=-15, -25$ kPa)渗蚀前后的应力应变关系实测值进行预测。由于试样在高剪应力 $q=-45$ kPa 条件下渗蚀过程中即出现破坏, 因此无法对其进行渗蚀后剪切强度测量。从这点可以看出, 相比于三轴压缩条件, 试样在三轴拉伸条件下颗粒更易流失并出现破坏现象。结果显示组构各向异性本构模型对试样在不同应力和组构状态下渗蚀前后应力应变关系的预测与实测值吻合较好。

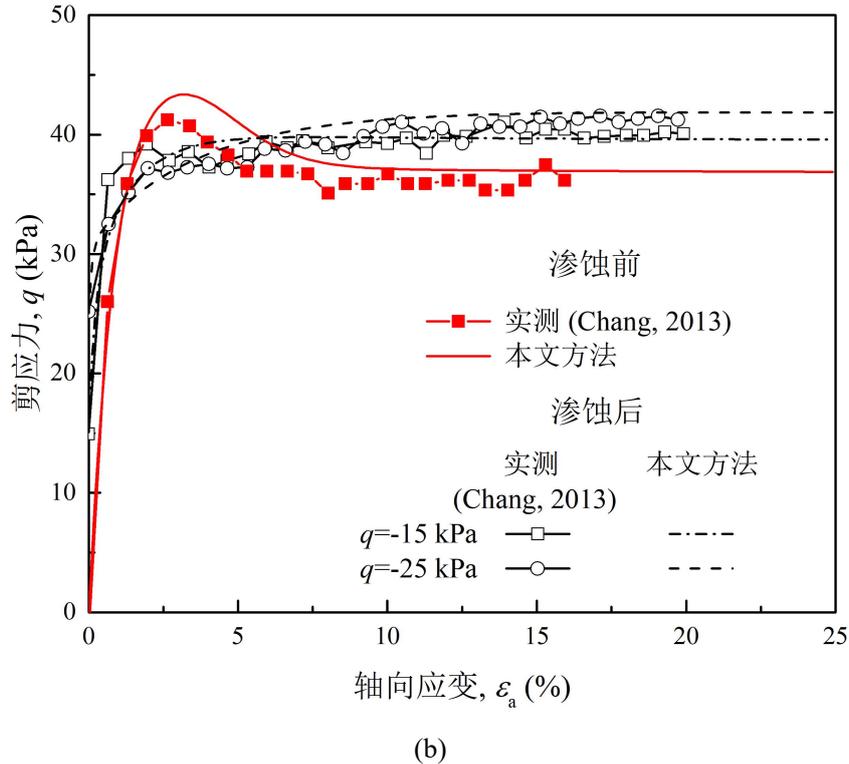
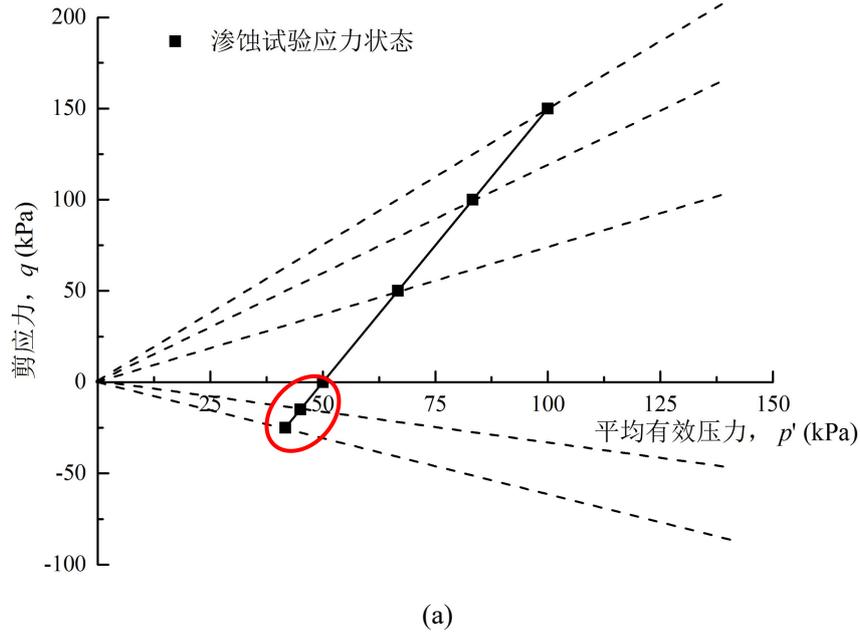


图 7-13 (a)试样渗蚀时应力状态 ($q=-15, -25$ kPa)及其渗蚀前后(b)三轴拉伸应力应变关系实测值与本构模型预测值比较

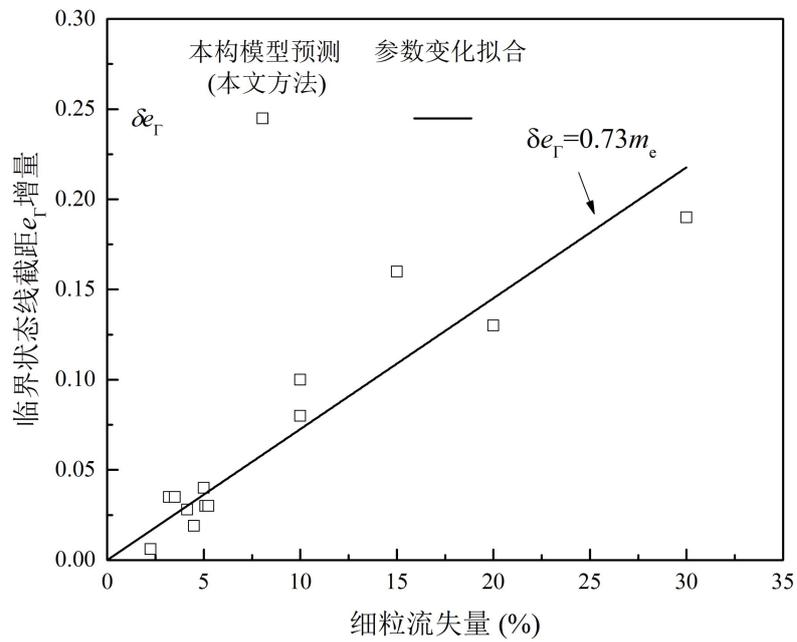
通过分析组构各向异性砂土本构模型中试样主要力学参数在渗蚀前后的演化规律，可建立试样渗蚀前后应力应变关系的预测模型。图 7-14 显示了试样渗蚀前后主要模型参数 e_T 、 M_c 和 F_0 的变化规律，结果表明 e_T 、 M_c 在渗蚀后有所增大，且增大程度与颗粒流失量百分比 m_e 呈正比，如下式所示：

$$\delta M_c = 1.85m_e \tag{7-3 1)}$$

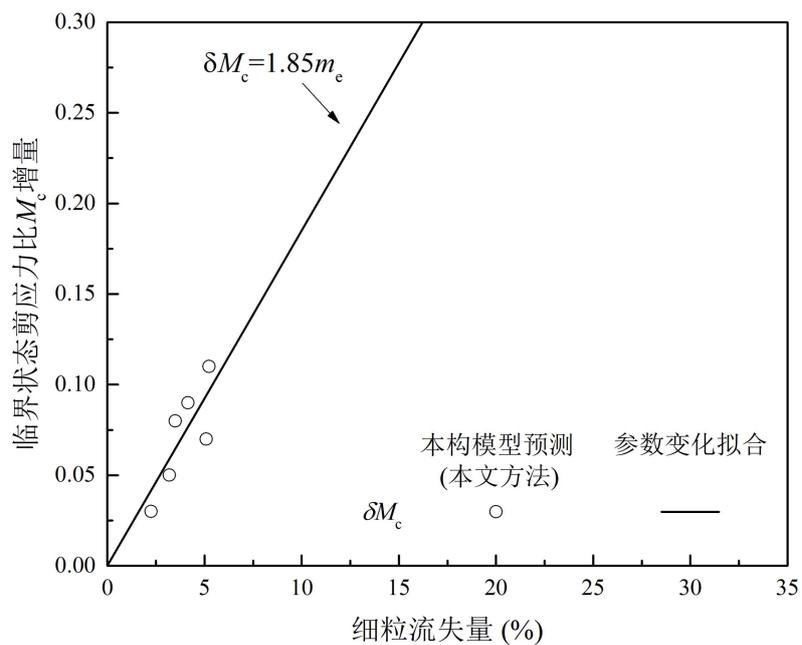
$$\delta e_{\Gamma} = 0.73m_e \tag{7-3 2)}$$

组构各向异性参数 F_0 在渗蚀后降低，这与第 4 章 CFD-DEM 模拟结果一致。

$$\delta F_0 = -0.40m_e \tag{7-33)}$$



(a)



(b)

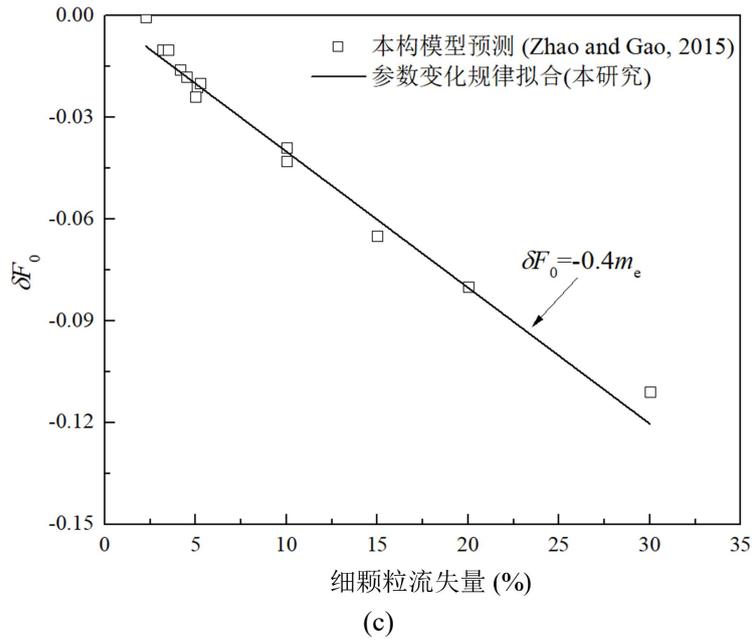


图 7-14 砂土细颗粒流失量与(a)临界状态线截距 e_T ; (b)临界状态剪应力比 M_c ; (c)组构各向异性参数 F_0 增量间的关系

7.4 小结

(1) 对于高细粒含量($F_c=35\%$)试样, 由于细颗粒在其承力结构中发挥作用较大(图 3-2 (b)), 因而渗蚀后其峰值强度和剪胀性下降等力学性质变化明显。由于渗蚀后试样整体孔隙比增大, 该临界状态线在 e 轴的截距略有上移, 而斜率没有明显改变。试样在渗蚀过程中由密砂变为松砂的状态。

(2) 细观角度表明在渗蚀开始后的 3 s 内, 高细粒含量($F_c=35\%$)试样中主要是接触数较少的颗粒(如接触数 $CN < 4$)和较弱的力链(如相对接触力 $f_N = f/f_{ave} < 0.25$, 其中 f 为某两颗粒间的接触力, f_{ave} 为试样中所有力链的平均接触力)首先流失, 并且对试样剪胀角的影响比较明显。当较弱颗粒流失至一定量时, 强力链网络失稳并且强颗粒发生位置重分布, 使得强颗粒开始流失。当强力链和强颗粒流失时, 这些力链或颗粒支撑的弱颗粒又被释放出来同样发生运移和流失。强弱力链和颗粒的共同流失作用使得试样力学性质发生本质变化, 剪胀性完全消失。

(3) 对于较低细粒含量(如 $F_c < 20\%$)的试样, 由于其初始组构型式即为图 3-2 (b)型, 细颗粒在承力结构中发挥作用较小, 细颗粒的流失对试样力学性质影响也较小。

(4) 利用考虑组构各向异性的砂土本构模型预测渗蚀前后试样应力应变关系, 建立了试样主要模型参数的演化模型。该模型表明, 试样的临界剪应力比 M_c 和临界状态线参数 e_T

随颗粒流失量线性增大，组构各向异性参数 F_0 随颗粒流失量线性减小。通过该参数演化模型对试验结果的预测表明它可以较好反映试样渗蚀前后应力应变关系的变化。

8 富水粉砂地层基坑渗蚀灾变机制

8.1 概述

渗蚀作为一种土体内部侵蚀现象当其发展至一定状态,例如第三章所述的土体主骨架崩塌时,即可形成管涌或突涌(Bendahmane 等,2008),造成基坑挡墙倒塌事故(Wang 等,2018;曾纪文,2004;李士彦和张敏,2012)。例如,2015年杭州地铁水澄桥站基坑开挖中发生了渗蚀诱发的挡墙倒塌事故,承受较高水力梯度的砂质土体从挡墙裂缝处涌出,造成坑外土体大幅沉降和挡墙的严重变形。类似基坑挡墙薄弱处(如桩或地连墙连接处)破裂引发的渗蚀灾害屡有发生。

渗蚀发生的临界水头或临界水力梯度一直是渗蚀灾害的研究重点(Kenney 和 Lau,1985;刘杰,1992;毛昶熙等,2009;Burenkova,1993;毛昶熙等,2005;Bonelli 和 Marot,2008;王霜等,2015;Slangen 和 Fannin,2016)。对其细观机制的研究则有助于建立完善渗蚀产生判别条件。这方面研究主要利用显微技术和数码成像系统进行单元试验或模型试验(毛昶熙等,2005;Bonelli 和 Marot,2008;王霜等,2015;Slangen 和 Fannin,2016),得到渗流场下颗粒运移特征和渗蚀区的演化规律。结果表明水土相互作用作为渗蚀现象最主要特征贯穿于其发展的全过程。最初薄弱处土颗粒被渗透水流侵蚀后形成空隙区会影响流场的分布,形成集中渗流区或颗粒阻塞区,使得侵蚀区域发生迁移或扩展(周健等,2007)。集中渗流区侵蚀发展较快,可能会形成贯通的渗蚀通道(王霜等,2015)。颗粒阻塞区则会加速水流的集中速率,使得其余区域水力梯度增加幅度较大(周健等,2007)^[117]。当达到临界水力梯度时,颗粒运移程度剧烈,流场中水压波动也较剧烈,如渗蚀出口处水力梯度甚至达到其它区域的 2-3 倍(姚志雄等,2009)。

正是由于渗蚀细观机制的复杂性,相应的数值分析研究也逐步展开。一类是利用有限元将土体视为连续性介质并与渗透水流进行耦合的唯象分析(李守德等,2003;周晓杰等,2009;胡亚元和马攀,2013),它很难捕捉渗蚀中土颗粒流失,堵塞、沉积等重要特征。因此,另一类基于流体力学(CFD)和散体介质(DEM)的多相耦合仿真分析方法(CFD-DEM)在渗蚀研究中越发常见(张刚,2007;周健等,2009;Fujisawa 等,2010)。这种方法将土体视为不同相的组合,如土骨架以及土骨架孔隙中的水流与细颗粒。它可考虑渗蚀中细颗粒从土骨架中的流失。CFD-DEM 耦合仿真分析方法可捕捉基坑渗蚀过程中土体的主要力学特

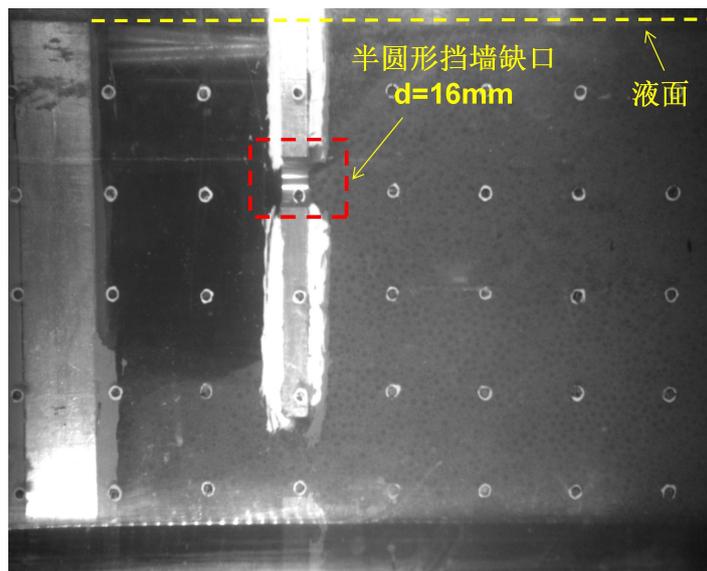
征, 也可用于解决实际基坑渗蚀问题(Fujisawa 等, 2010)^[20]。

本章利用基坑离心机模型试验和 CFD-DEM 耦合仿真分析方法研究细粒含量(F_c)与水力梯度(i)对间断级配土基坑中渗蚀灾害的影响。首先进行超重力下基坑渗蚀模型试验, 得到土体流失量和土颗粒位移等宏观规律。然后利用 CFD-DEM 方法对试验进行模拟, 对比模拟结果与试验结果, 验证数值模型正确性, 并从颗粒力链和接触数等细观角度分析基坑渗蚀的细观机制。

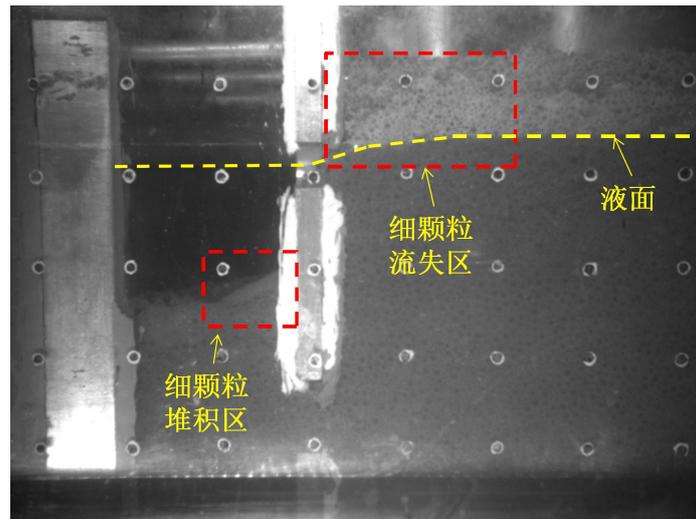
8.2 离心机试验结果

本节基坑离心机试验的设置及参数见 0 节。图 8-1 显示了试验初始时刻、墙后土体坍塌前时刻和坍塌后时刻的模型图像。结果显示基坑内外液面差始终较小, 这主要由于试样孔隙率较大, 水流在 50 g 重力作用下渗透性很高, 使得基坑主动区的水很快流向基坑被动区。在试验中尝试向主动区补水, 但主被动区液面又会同时上升, 这同样是水的渗透性很高导致的。虽然基坑挡墙两侧水头差较小, 但当水面逐渐下降时, 仍有细颗粒从挡墙缺陷处流失, 如图 8-1(b)所示。试验结果表明挡墙缺口斜上方主动区细颗粒流失量较多, 流失的颗粒堆积在开挖侧挡墙根部。

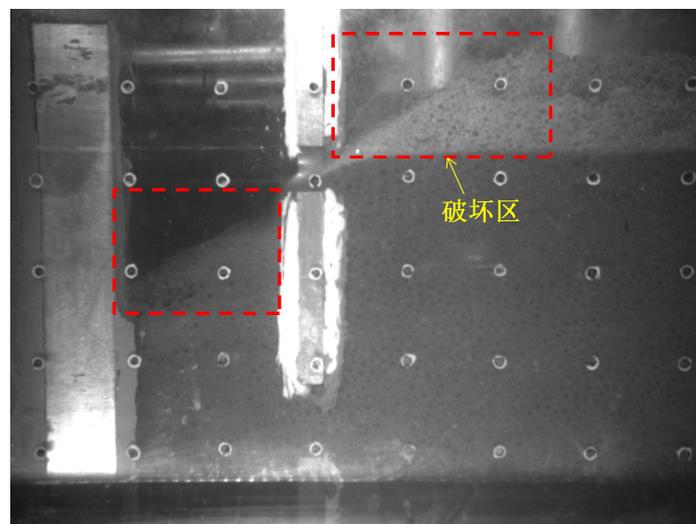
当液面降至挡墙缺口处时, 基坑主动区突然发生坍塌, 挡墙缺口斜上方区域颗粒发生整体坍塌, 从缺口流入被动区, 如图 8-1(c)所示。考虑到挡墙两侧水头差约 1.5cm, 挡墙厚 5.0 cm, 此时水力梯度约为 0.3。塌陷区形成一个半圆形凹槽, 半径约 100 mm, 为孔洞深的 1.6 倍。



(a)



(b)



(c)

图 8-1 基坑渗蚀离心机试验过程: (a)初始时刻; (b)坍塌前时刻; (c)坍塌后时刻

图 8-2 显示了基坑渗蚀初始时刻, 中间时刻与坍塌前时刻土体位移场演变。由于坍塌前后土体位移剧烈且持续时间较短, 无法利用 PIV 技术捕捉到位移场。图 8-2(a)和(b)的结果显示随着水位下降, 挡墙后土体只坍塌前时刻出现明显的位移, 且位移较大区域集中在孔洞斜后方。这表明土颗粒渗蚀造成的土体破坏具有突然性。

图 8-3 显示的是图 8-2(c)对应的坍塌前时刻, 细粒流失区土体的位移模式。从结果可以看出孔口斜上方细颗粒的流失会造成土体明显的下沉, 下沉区域宽度约为孔位置深的 0.4 倍。

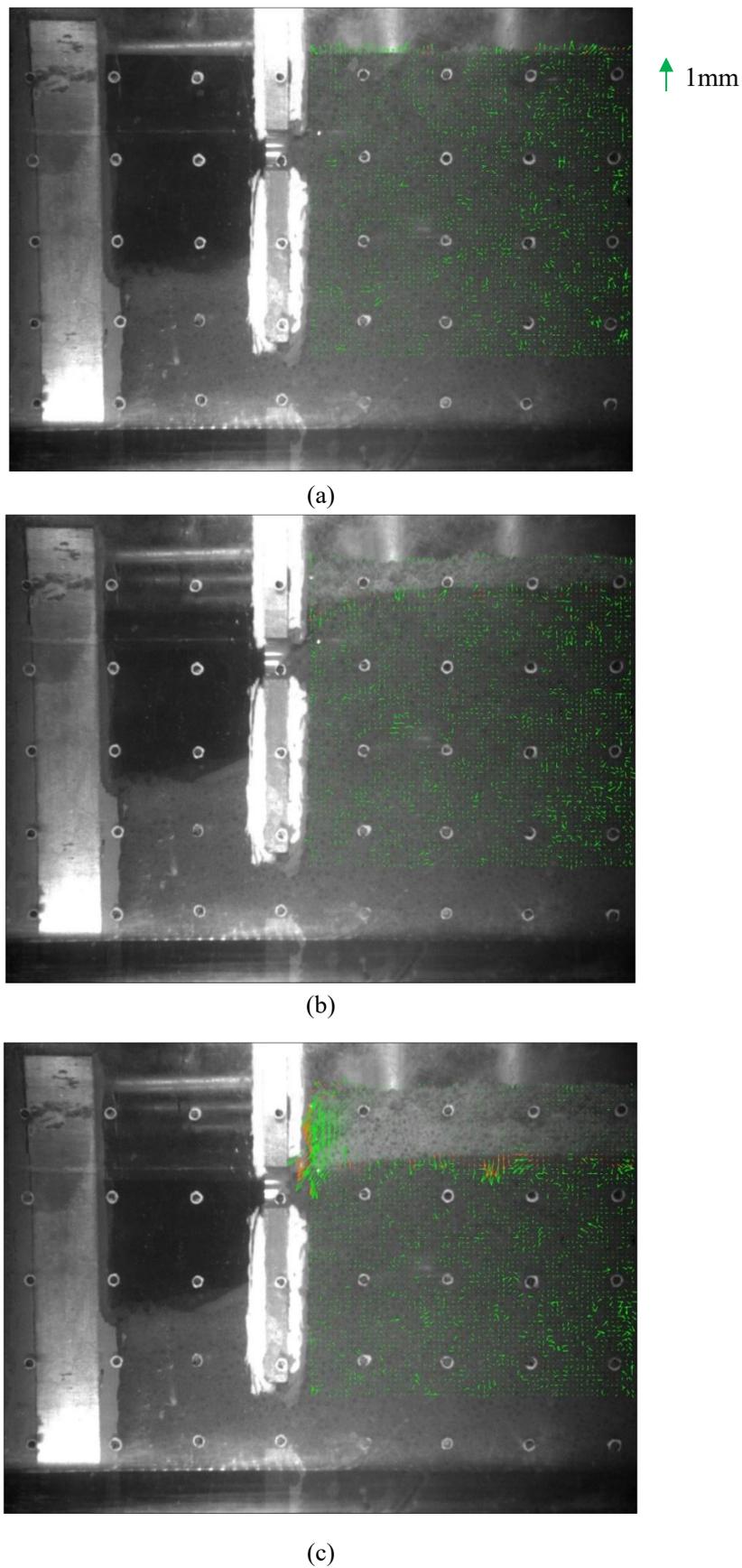


图 8-2 基坑渗蚀过程土体位移场: (a)初始时刻; (b)中间时刻; (c)坍塌前时刻

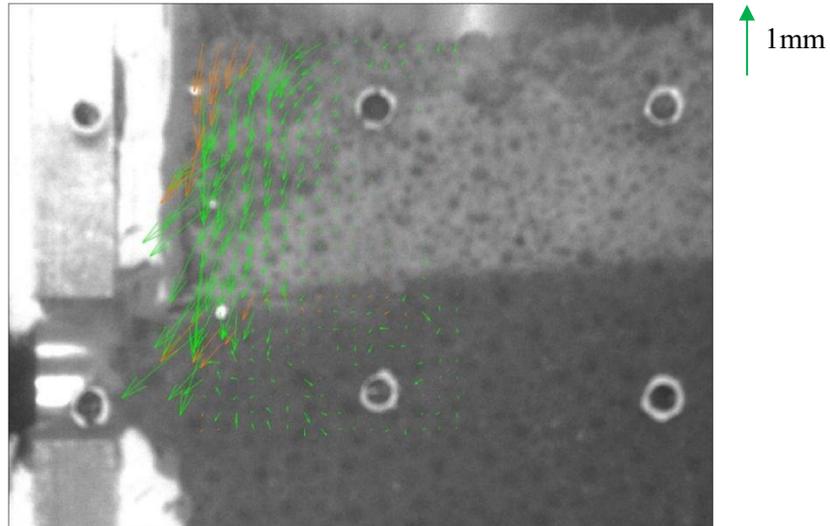


图 8-3 土体颗粒流失区坍塌前位移模式

图 8-4 显示的是挡墙后 7 cm, 14 cm 和 28 cm 处基坑试样表面在试验过程中的沉降演化规律。沉降监测点位置(见图 2-10(a), 位于模型箱对称轴线上)不处于坍塌区域内。当试验开始后, 试样表面即有一定量的沉降发生, 在其后的一段时间内逐渐趋于稳定。当挡墙后方土体发生坍塌后, 试样表面沉降突然增大。离基坑挡墙较近区域, 如 7 cm 和 14 cm 处, 试样沉降较小, 离基坑挡墙较远区域, 如 28 cm 处, 试样沉降较大。两者间的差距约为 1.5 倍。

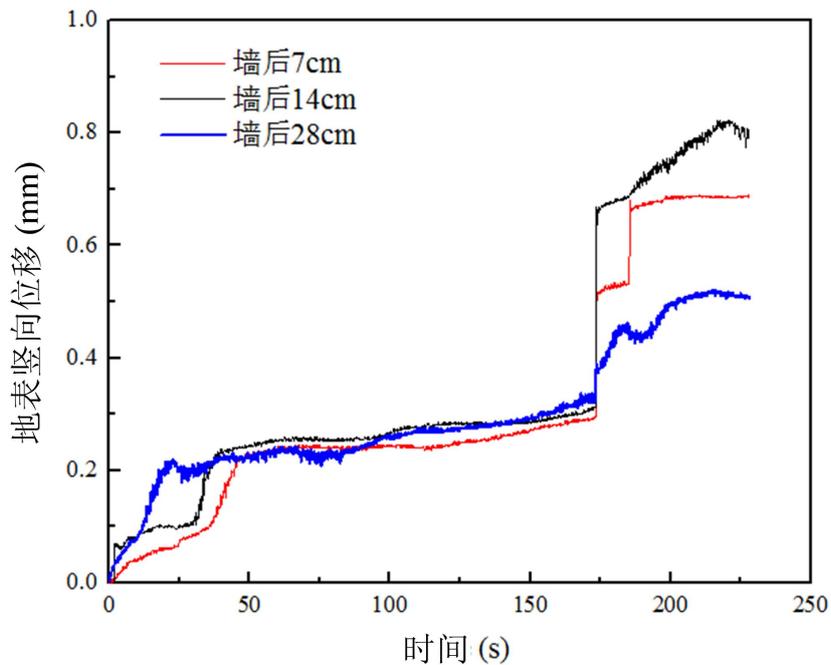


图 8-4 基坑墙后不同位置地表沉降演化

由于试验中挡墙两边水位高度较接近，渗流场中测得的水压力分布规律不明显。图 8-5 分别显示深度 6 cm 处和土层底部(50 cm 深)孔压计测量值随时间的变化。由于基坑内水位最终降到 6 cm 以下，因此 6 cm 处孔压值首先降为 0。孔压值的演化规律表明试验中水位升降控制与孔压计测量较准确。

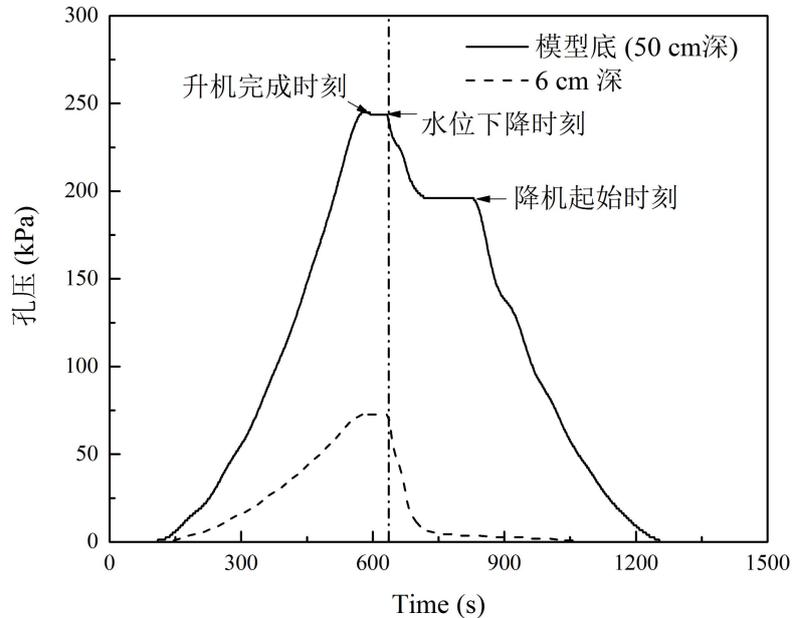


图 8-5 不同位置处孔压随时间演化

8.3 基坑渗蚀仿真分析工况与参数设置

8.3.1 仿真分析工况

本章主要通过不同的土体细粒含量与水力梯度工况来研究其对基坑渗蚀的影响。一般认为细粒含量直接决定土体结构，当 $F_c < 24\% \sim 29\%$ 时，土中粗颗粒相互之间直接接触(离心机试验中试样细粒含量 25%)，而大于这一范围，粗颗粒则被细颗粒分隔开(Shire 等, 2014)。两种不同的土体结构会直接影响渗蚀过程土水性质演化，以及产生不同的渗蚀后果。因此本章采用 $F_c = 25\%$ 和 35% 的试样可反应上述两种不同的典型土体结构对基坑渗蚀的影响。

为研究基坑渗蚀启动前后土体力学性质演变，在仿真过程中，水力梯度由 $i = 0.8$ 增至 $1.8 (i = \Delta p / \rho g L)$ ， Δp 是基坑内处水压差， L 是模型中流体最短流动路径，本研究中是 0.5 m ， g 是模型中采用的重力加速度值)。当 $i = 0.8$ 时，渗蚀并未启动，而 i 增至 1.8 时，渗蚀开始发生并持续至仿真结束。表 1 总结了本研究考虑的四个渗蚀仿真工况。模拟中土体粗粒组和细粒组均为单一直径颗粒，分别为 8 mm 和 2 mm 。考虑到 CFD-DEM 耦合仿真计算效率，每一种工况的仿真时长均为 1.0 s 。结果表明，在此较短仿真时长内，基坑变形也可达

到稳定状态。

表 8-1 仿真分析工况

工况	细粒含量, F_c (%)	水力梯度, i	持续时间, t (s)	重力加速 度, g (m/s^2)
FC25	25	0.8	0.2	490.5
		1.8	0.8	

8.3.2 模型尺寸与参数设置

图 8-6 是基坑 DEM 模型的尺寸示意图。由于本研究主要针对渗蚀过程中颗粒与流体力学特性演化, 因此挡墙假定为刚性体, 在仿真过程中不发生变形。为研究挡墙裂缝引起的基坑渗蚀灾害, 在挡墙 10 cm 高度处开有 2.5 cm 高度的孔洞。挡墙右侧和左侧分别是基坑的开挖侧与支护侧, 高度分别为 50 cm 和 25 cm, 长度分别均为 25 cm 和 50 cm。由于 DEM 中颗粒数量和计算效率的限制, 按实际基坑建模难度较大, 因此本研究中将其简化为平面应变问题, 模拟结果表明这样简化仍能较好重现基坑渗蚀过程中的宏观的现象。仿真模型的 CFD 域与 DEM 域范围大小相同, 如图 8-7 所示, 保证所有颗粒均受渗透水流的作用。

为使模型中土体应力水平与实际土体应力水平接近, 仿真时模型重力设为常重力加速度($9.81 m/s^2$)的 50 倍。研究表明这一方法可以有效解决 DEM 边界值问题(Zeghal 和 El Shamy, 2004; El Shamy, 2004 和 Jiang 等, 2006)。因此, 该模型相当于仿真挖至 10 m 时基坑发生渗蚀的工况。表 2 列出了模型中颗粒与流体的力学性质参数。

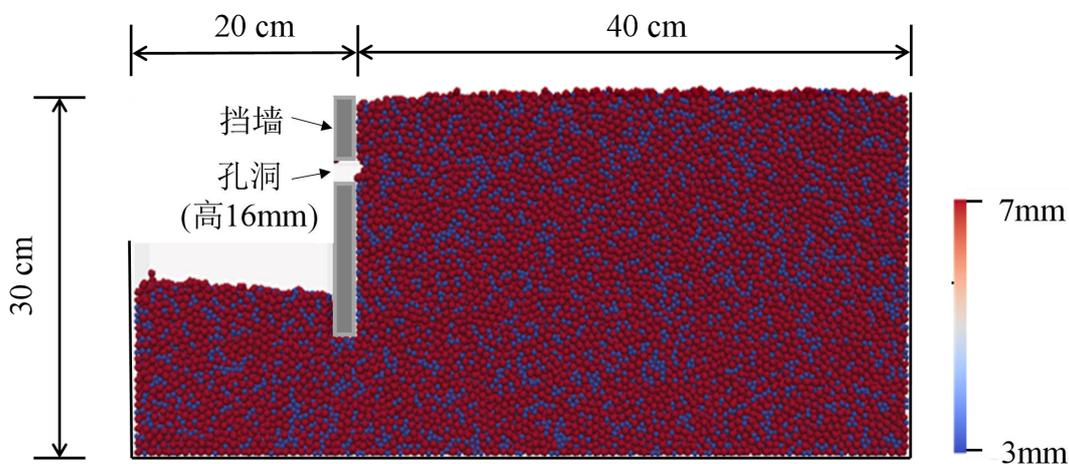


图 8-6 基坑渗蚀仿真 DEM 模型

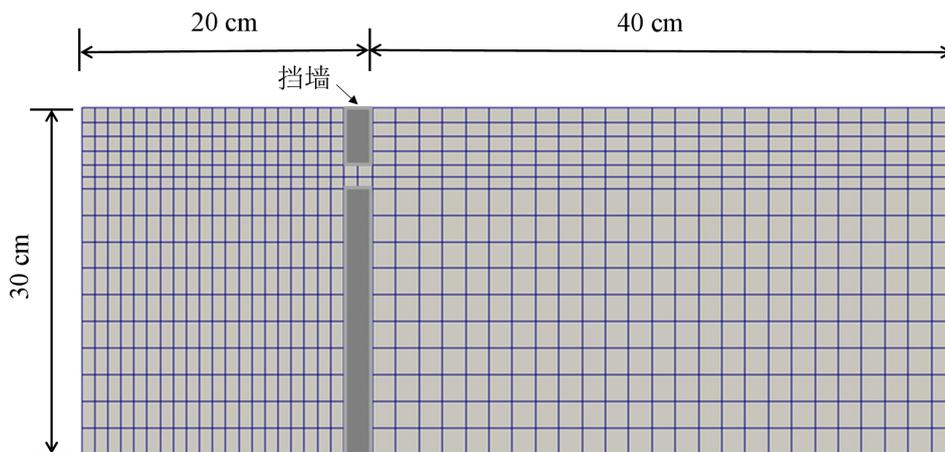


图 8-7 基坑渗蚀仿真 CFD 网格

表 8-2 CFD 与 DEM 参数汇总

CFD	流体粘度, ν_f (Pa·s)	0.05
	流体密度, ρ_f (kg/m ³)	1000
DEM	颗粒数量	47655
	颗粒弹性模量, E (Pa)	7×10^9
	泊松比, ν	0.3
	恢复系数, e	0.7
	摩擦系数, μ	0.5
	转动摩擦系数, μ_r	0.1

8.3.3 边界条件设置

为模拟实际中基坑挡墙两侧水压差，在 CFD 域的开挖侧顶面(图 8-7)施加一定水压，使得基坑内外水力梯度在整个仿真过程中均维持在 0.8 或 1.8。CFD 域其余面均为不透水面。对于颗粒与 DEM 边界的接触，假定它们之间的摩擦系数等于 0，法向接触刚度是颗粒弹性模量的 10 倍。

8.3.4 仿真分析步骤

首先在基坑区域上方生成一定数量的颗粒并使其在重力作用下自由下落。本研究中将土体相对密度设定为 $R_e=65\sim67\%$ ，使用分层压实法将生成的颗粒体压到设定的相对密度，即在颗粒填至模型 1/5 高度时，对其进行压缩使其达到设定的相对密度，然后再生成下一层颗粒。重复上述两个步骤直至颗粒填满基坑支护侧与开挖侧。在 DEM 模型准备完成后，立即在 CFD 域的支护与开挖侧顶面上施加固定的水压力差以开始基坑渗蚀的仿真模拟。所有颗粒及它们间的接触信息在整个仿真过程中每隔 0.01 s 输出。

8.4 基坑渗蚀仿真分析主要结果

8.4.1 渗蚀过程土体宏观力学特性

图 8-8 是基坑渗蚀完成后地层变形试验结果与模拟结果比较。结果显示 CFDEM 模型可以较好重现试验主要现象，土体坍塌后倾角试验值与模拟值比较接近，都为 40° 左右。图 8-9 是土体坍塌前时刻，挡墙孔洞处颗粒位移场。孔洞处土颗粒首先开始流动，具有较大的相对位移，孔洞斜上方土体也出现明显沉降。这一模拟结果与前小节离心机试验结果(图 8-3)类似。

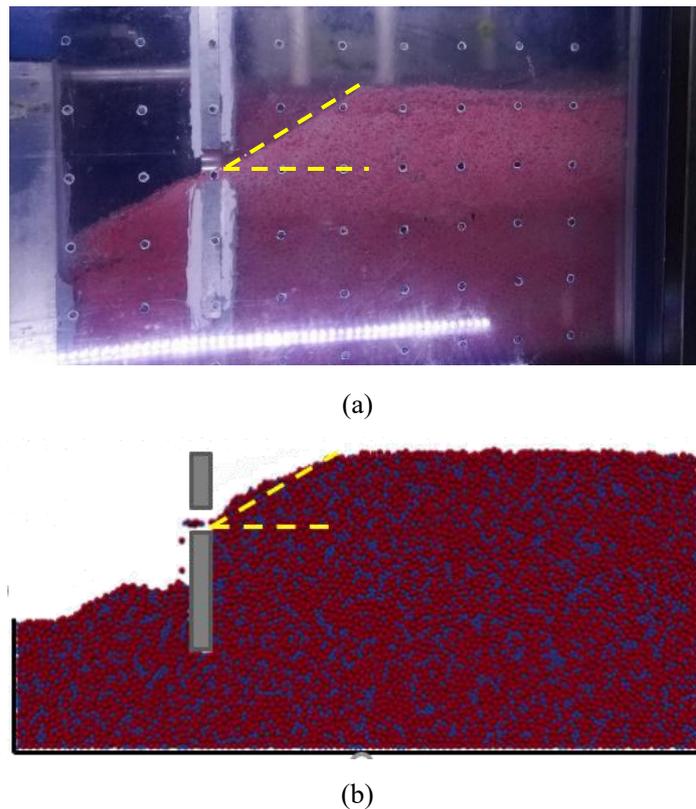


图 8-8 渗蚀后基坑变形: (a)试验结果; (b)模拟结果

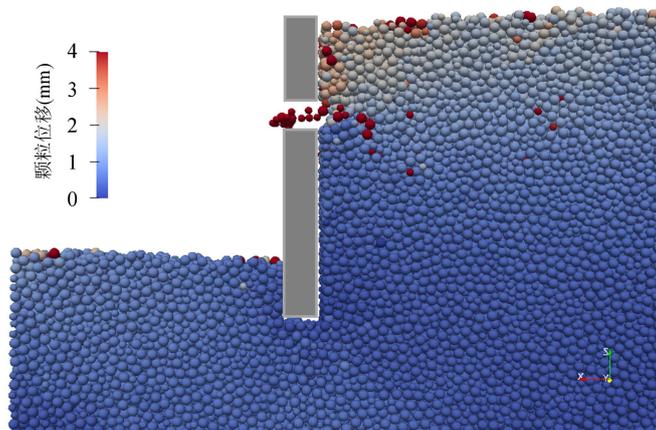


图 8-9 渗蚀前时刻基坑土颗粒变形场

图 8-10 显示了基坑支护侧土体流失量。在墙后土体坍塌前有少量颗粒流失，这也与试验结果类似。这些土颗粒的流失减弱了挡墙孔洞处土的承载能力，对诱发墙后土体坍塌起一定作用。图 8-11 墙后地表沉降演化是不同时刻基坑支护侧地表沉降演化。地表沉降范围主要局限在 $0 < d/H_c < 0.85$ ，且在墙后土体坍塌后 ($t=0.2$ s) 突增。

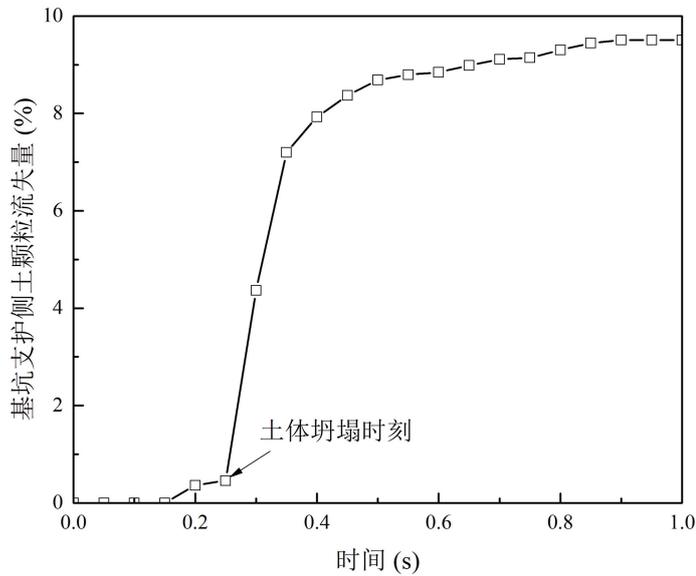


图 8-10 不同工况下支护侧土体流失量比较

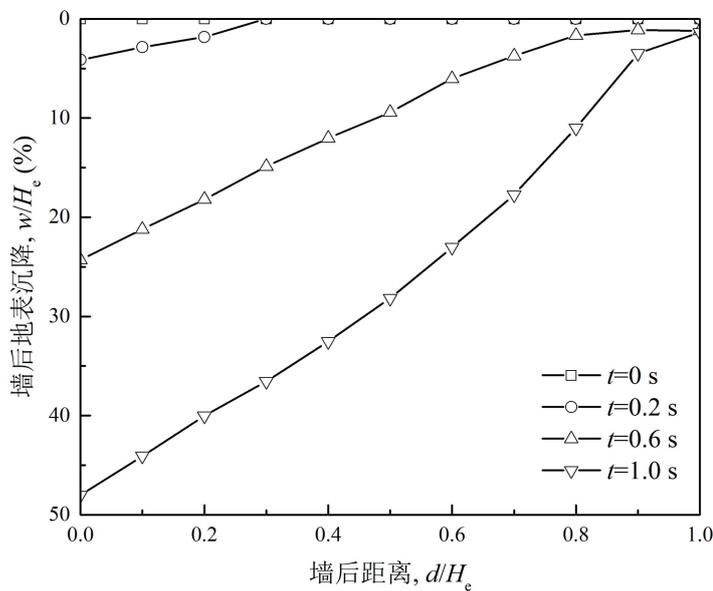
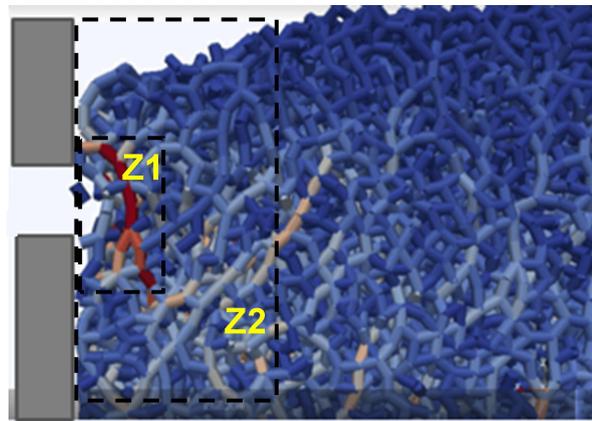


图 8-11 墙后地表沉降演化

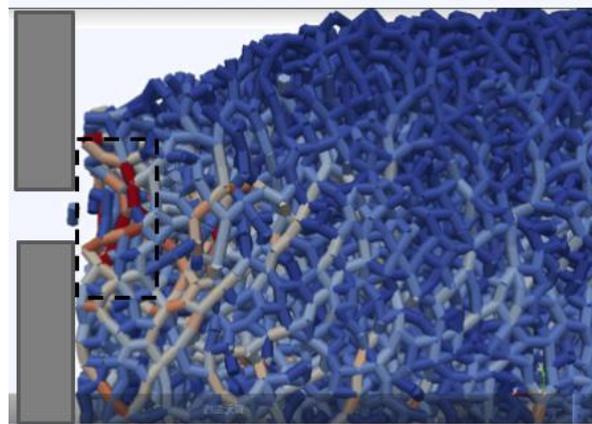
8.4.2 渗蚀过程土体细观力学特性演化

图 8-12 显示了基坑挡墙孔洞处土体力链坍塌前后演化。在土体坍塌时刻(0.2 s)之前，孔洞处土体具有明显的拱效应，土体坍塌后，孔洞处的力链拱效应消失。这表明在流体力作用下，挡墙孔洞处首先流失一定量土颗粒后，土拱被破坏并进而引发墙后土体坍塌。图

8-13 显示了基坑挡墙孔洞处土体平均接触力大小与颗粒流失的关系。结果与图 8-12 观察较一致，即在孔洞处土体接触力锐减以后，土体颗粒开始大量流失。



(a)



(b)

图 8-12 孔口局部力链图: (a)坍塌前; (b)坍塌后

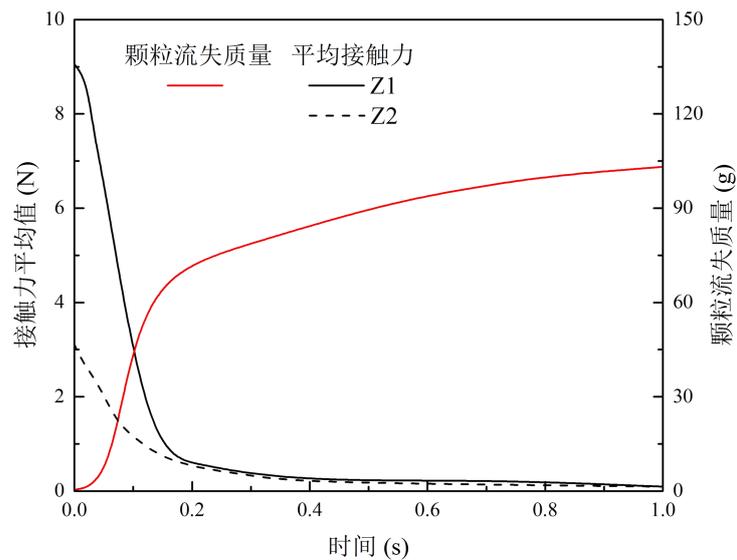


图 8-13 渗蚀过程孔口附近颗粒间平均接触力演化

图 8-14 显示了基坑挡墙周围土颗粒所受流体力的分布。孔洞处土颗粒所受流体力明

显较大，这与孔洞处流体流速较快，从而对土体作用力较大的结果相一致。图 8-15 分析了基坑渗蚀过程中孔洞处土体颗粒间力链大小与所受流体力的关系。随着土颗粒所受流体力的增加，颗粒间接触力急剧减小，最终坍塌后接触力趋于 0。当孔洞处土颗粒流失离开孔洞位置后，其所受流体力也逐渐减小。上述分析表明，在渗蚀过程中，流体力首先破坏挡墙孔洞处土拱，然后引发墙后土体的整体坍塌。

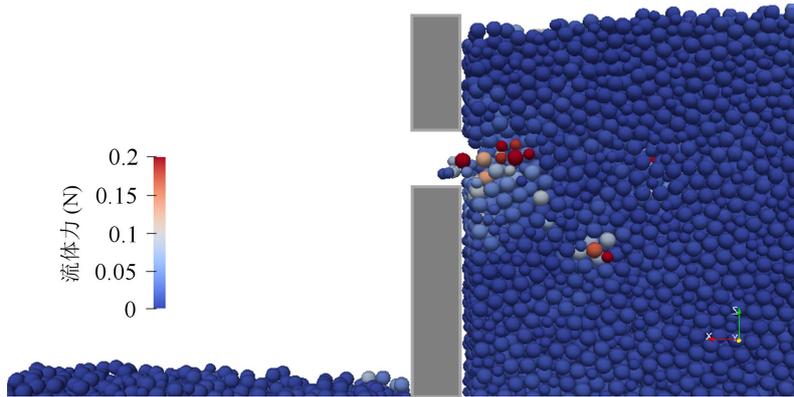


图 8-14 墙后土体坍塌时刻颗粒所受流体力分布

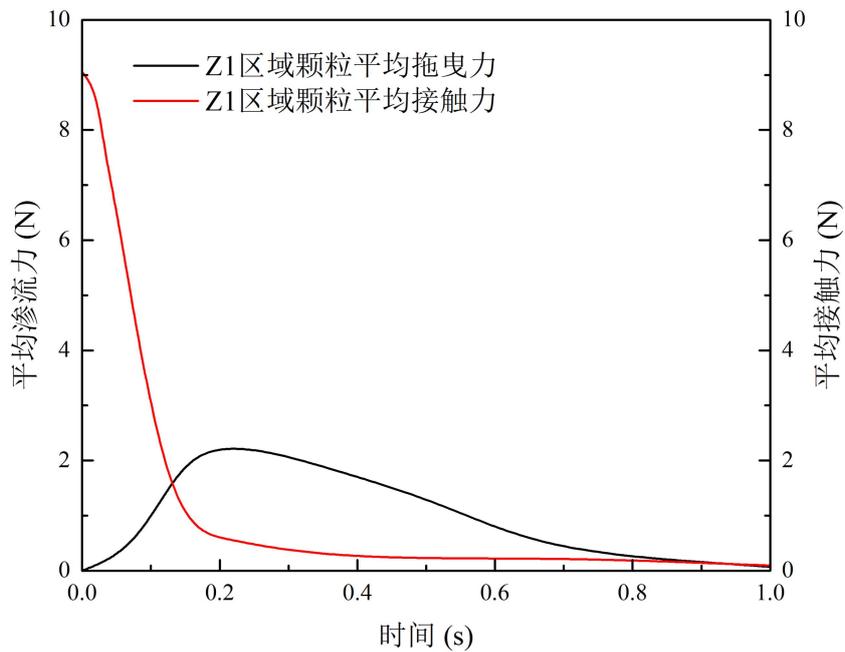


图 8-15 孔洞附近区域颗粒流体力与接触力演化关系图

8.5 小结

本章首先利用离心机试验研究了基坑挡墙孔洞处砂土渗蚀的宏观响应，然后利用 CFD-DEM 方法对挡墙孔洞导致的渗蚀问题进行了仿真分析，通过对砂土基坑渗蚀的宏观试验现象(如地表沉降与土体流失)和细观机制(如力链演化)进行分析，得到了如下结论：

离心机试验结果表明挡墙孔洞处斜上方主动区细颗粒流失量较多,流失的细颗粒堆积在开挖侧挡墙根部,造成土体明显的下沉,下沉区域宽度约为孔位置深的 0.4 倍。当细颗粒流失量达到一定程度后,基坑墙后砂土突然发生坍塌,孔洞处斜上方区域颗粒发生整体坍塌,从缺口流入被动区。塌陷区形成一个半圆形凹槽,半径约 100 mm,为孔洞深的 1.6 倍。

CFD-DEM 方法可以较好重现基坑挡墙孔洞渗蚀的主要特征,如地表沉降特征等。同时可反映基坑渗蚀不同区域,砂土细观性质,如土颗粒细观接触数与接触力和宏观现象之间的相互关联。细观分析显示基坑挡墙孔洞处土体会形成拱效应。在渗蚀过程中,流体力首先破坏挡墙孔洞处土拱,然后引发墙后土体的整体坍塌。在实际工程中为防止渗蚀灾害的发生,除提高挡墙或止水帷幕施工质量外,仍需对开挖侧土体实施良好的加固措施。

9 结论与展望

9.1 本文主要结论

渗流侵蚀(渗蚀)引起的土体颗粒流失会造成土体力学性质的显著变化,对紧邻的周围构筑物会产生严重影响甚至破坏,因此迫切需要对渗蚀灾害细观机制和宏观响应进行深入研究。本文首先通过室内单元试验和 CFD-DEM 数值模拟,探讨了不同应力条件和渗透水流中悬浮颗粒浓度对砂土单元渗蚀的影响,得到了土体渗蚀过程中流失量、变形和渗透系数等宏观响应,以及力链结构演化、能量转化和孔隙尺寸演化等细观机制。然后基于单元试验结果,建立基坑离心机渗蚀模型,得到了基坑主动区土颗粒在渗蚀作用下的运移模式及其诱发的地表沉降规律。本文主要的研究成果和结论如下:

(1)对于高细粒含量(如 $F_c=35\%$)的砂土试样,细颗粒充满粗颗粒间空隙并在承力结构中发挥重要作用,细颗粒的流失会引发强力链的屈曲及砂土承力结构的崩塌,在这一过程中产生的应变能释放会促进渗蚀的进一步发展。上述过程在高平均有效应力(p')情况下更加明显。当悬浮颗粒级配与试样中细粒级配相同时,由于细颗粒充满粗颗粒间孔隙,阻止了悬浮颗粒进入试样,因而悬浮液浓度对试样的渗蚀特性影响很小。

(2)偏应力使砂土中细颗粒间的摩擦系数发挥度和接触各向异性增大,在渗透水流作用下,细颗粒更易滑动并运移流失。在渗蚀过程中,即使试样的应力各向异性保持恒定,其接触各向异性趋向于各向同性。相比于试样大主应力方向与渗透水流方向垂直的情况,试样大主应力方向与渗透水流方向平行时,细颗粒流失量更大。这主要因为弱力链网络的接触方向总是偏向于与大主应力相垂直的方向。当试样大主应力方向与渗透水流方向平行时,弱力链的接触方向与渗透水流方向垂直,使得处于弱力链中的细颗粒对渗透水流的抵抗作用较小,更易流失。

(3)细颗粒易在小尺寸通道概率分布密度较高的区域发生堵塞。初始通道尺寸分布的细微差异会造成不同区域渗蚀响应的明显差别。细颗粒主要以颗粒团簇形成堵塞于中,团簇细颗粒对流体力的抵抗作用更强,更不易流失。这主要由于团簇中的细颗粒具有更多接触数,增强了颗粒的稳定性。其次,颗粒团簇的直径相比于粗颗粒间孔隙尺寸大得多,使得其更难在试样中进一步运移。

(4)对于高细粒含量(如 $F_c=35\%$)试样,试样承力结构的坍塌及细颗粒流失会增加试样

孔隙比及贯通的渗蚀通道的形成, 从而造成试样渗透系数的突增。对于低细粒含量(如 $F_c=15\%$ 或 20%) 试样, 由于其承力结构较稳定, 细颗粒流失并不会使其渗透性明显增加, 在颗粒内摩擦角较大情况下, 可能出现局部阻塞造成的渗透性下降。

(5) 渗蚀开始后, 高细粒含量(如 $F_c=35\%$) 试样中主要是接触数较少的颗粒(如接触数 $CN<4$) 和较弱的力链(如相对接触力 $f_N=ff_{ave}<0.25$, 其中 f 为某两颗粒间的接触力, f_{ave} 为试样中所有力链的平均接触力) 首先流失, 并且对试样剪胀角的影响比较明显。当较弱颗粒流失至一定量时, 强力链网络失稳并且强颗粒发生位置重分布, 使得强颗粒开始流失。当强力链和强颗粒流失时, 这些力链或颗粒支撑的弱颗粒又被释放出来同样发生运移和流失。强弱力链和颗粒的共同流失作用使得试样力学性质发生本质变化, 剪胀性完全消失。

利用考虑组构各向异性的砂土本构模型预测渗蚀前后试样应力应变关系, 建立了试样主要模型参数的演化模型。该模型表明, 试样的临界剪应力比 M_c 和临界状态线参数 e_1 随颗粒流失量线性增大, 组构各向异性参数 F_0 随颗粒流失量线性减小。通过该参数演化模型对试验结果的预测表明它可以较好反映试样渗蚀前后应力应变关系的变化。

(6) 离心机试验结果表明挡墙孔洞处斜上方主动区细颗粒流失量较多, 流失的细颗粒堆积在开挖侧挡墙根部, 造成土体明显的下沉, 下沉区域宽度约为孔位置深的 0.4 倍。当细颗粒流失量达到一定程度后, 基坑墙后砂土突然发生坍塌, 孔洞处斜上方区域颗粒发生整体坍塌, 从缺口流入被动区。塌陷区形成一个半圆形凹槽, 半径约 100 mm , 为孔洞深的 1.6 倍。

CFD-DEM 方法可以较好重现基坑挡墙孔洞渗蚀的主要特征, 如地表沉降特征等。同时可反映基坑渗蚀不同区域, 砂土细观性质, 如土颗粒细观接触数与接触力和宏观现象之间的相互关联。细观分析显示基坑挡墙孔洞处土体会形成拱效应。在渗蚀过程中, 流体力首先破坏挡墙孔洞处土拱, 然后引发墙后土体的整体坍塌。在实际工程中为防止渗蚀灾害的发生, 除提高挡墙或止水帷幕施工质量外, 仍需对开挖侧土体实施良好的加固措施。

9.2 对于进一步工作的展望

(1) 下一步研究中可将细颗粒在土体中的作用进一步细分, 利用有效细粒含量的概念来解释土体渗蚀性状。有效细颗粒是指在砂土中承力结构中发挥作用较大, 接触数较多的颗粒。平均有效应力增大主要导致这部分颗粒间接触力增大, 这一机制可以解释 $F_c=15$ 或 20% 时, 平均有效应力对其渗蚀量的影响较小。另一方面, 有效细粒含量可被用以深入阐释土

体渗蚀后性状演化规律，相关研究结论可用于改进含细粒的土体临界本构模型。

(2)CFD-DEM 耦合方法虽然可以较好反映单元试样渗蚀性状，但在应用到工程尺度问题时仍存在计算效率低的不足。因此若要在实际工程中考虑土体渗蚀对大坝、基坑的影响需借助考虑可渗蚀效应的土体本构模型。将 CFD-DEM 耦合方法在土体渗蚀局部效应分析上的优势与土体本构模型理论相结合，利用 CFD-DEM 耦合方法改进相应模型或得到关键参数演化规律，有助于工程尺度问题的更精确模拟与分析。

(3)本文仅对某一特殊工况下的基坑案例进行了分析，试验效果有待改进。如基坑离心机试验表明若渗透水流为水，在高重力条件下由于其粘度较低，流动性好，因而使得在基坑挡墙两侧难以维持较高的水头差。建议在离心机试验中利用具有一定粘度的硅油(作者经验 50 倍水的粘度即可)来模拟渗透水流。下一步工作中可针对不同的工况(如挡墙孔洞位置)或土工结构形式(如大坝或地下管道等)中土体渗蚀的影响进行系统分析。

参考文献

- [1] Amir Z, Brij M. Flow of dispersed particles through porous media-Deep bed filtration. *Journal of Petroleum Science and Engineering*. 2009, 69:71-88.
- [2] Bonelli S, Marot D. On the modelling of internal soil erosion. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, IACMAG, 2008, pp. 7-14.
- [3] Burenkova VV. Assessment of suffosion in non-cohesion and graded soils. *Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering*. Rotterdam: Balkema A A, 1993, pp. 357-360.
- [4] Bendahmane F, Marot D, Alexis A. Experimental parametric study of suffusion and backward erosion. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2008, 134, 57-67.
- [5] Buijtenen MS, Dijk WJ, Deen NG, Kuipers JAM. Numerical and experimental study on multiple-spout fluidized beds[J]. *Chemical Engineering Science*, 2011, 66: 2368-2376.
- [6] Bi ZW, Sun QC, Jin F, Zhang M. Numerical study on energy transformation in granular matter under biaxial compression. *Granular Matter*. 2011, 13, 503-510.
- [7] Bacchin P, Derckx Q, Veyret D, Glucina K, Moulin P. Clogging of microporous channels networks: role of connectivity and tortuosity. *Microfluid Nanofluid*. 2014, 17:85-96.
- [8] Chang DS. Internal erosion and overtopping erosion of earth dams and landslide dams. PhD thesis. 2012. Hong Kong University of Science and Technology.
- [9] Chang DS, Zhang LM. Critical Hydraulic Gradients of Internal Erosion under Complex Stress States. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2013, 139(9), 1454-1467.
- [10] Chang DS, Zhang LM. A Stress-controlled Erosion Apparatus for Studying Internal Erosion in Soils. *Geotechnical Testing Journal*. 2011, 34(6):1-11.
- [11] Chang DS, Zhang LM, Cheuk J. Mechanical consequences of internal soil erosion. *HKIE Transactions*, 2014. Hong Kong.
- [12] Chen C, Zhang LM, Chang DS. Stress-strain behavior of granular soils subjected to internal erosion. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2016, 142(12): 06016014.
- [13] Clough GW, O'Rourke TD. Construction-induced movements of in-situ walls. In: *Proceedings, design and performance of earth retaining structures*, ASCE special conference, Ithaca, New York; 1990. p. 439-70.
- [14] Cundall PA, Struck ODL. A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique*. 1979, 29(1), 47-65.
- [15] Carman PC. The determination of the specific surface of powders. *J. Soc. Chem. Ind. Trans*. 1938, 57:225.
- [16] Chang D, Zhang L, Cheuk J. Mechanical consequences of internal soil erosion. *HKIE Trans Hong Kong Inst Eng*. 2014, 21:198-208.
- [17] El Shamy U. A coupled continuum-discrete fluid-particle model for granular soil liquefaction[D]. Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, N.Y., 2004.
- [18] Fell R, Fry JJ. The state of the art of assessing the likelihood of internal erosion of embankment dams, water retaining structures and their foundations[M]. *Internal erosion of dams and their foundations*. CRC Press, 2007: 9-32.

- [19] Fry JJ. Lessons on internal erosion in embankment dams from failures and physical models[C]. Proceedings of the 8th International Conference on Scour and Erosion, London: Taylor and Francis Group, 2016, pp. 39-56.
- [20] Fujisawa K, Murakami A, Nishimura S. Numerical analysis of the erosion and the transport of fine particles within soils leading to the piping phenomenon[J]. *Soils Found.*, 2010, 50(4): 471-482.
- [21] Garner, SJ, and Fannin, RJ. Understanding internal erosion: A decade of research following a sinkhole event. *Int. J. Hydropower Dams.* (2010), 17(3), 93-98.
- [22] Gao ZW, Zhao JD, Li XS, Dafalias YF. A critical state sand plasticity model accounting for fabric evolution. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.* 2014, 38:370-390.
- [23] Hanson, G. J., Cook, K. R., and Hunt, S. L. Physical modelling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments. *Transactions of the ASAE.* 2005, 48(5): 1783-1794.
- [24] Hu Z, Zhang YD, Yang ZX. Suffusion-induced deformation and microstructural change of granular soils: a coupled CFD-DEM study. *Acta Geotechnica.* 2019, 14(3), 795-814.
- [25] Hu Z, Yang ZX, Zhang YD. CFD-DEM modeling of suffusion effect on undrained behavior of internally unstable soils. *Computers and Geotechnics.* 2020, 126:103692.
- [26] Hu Z, Zhang YD, Yang ZX. Suffusion-induced evolution of mechanical and microstructural properties of gap-graded soils using CFD-DEM. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* 2020, 146(5):04020024.
- [27] Hicher, PY. Modelling the impact of particle removal on granular material behavior. *Géotechnique.* 2013, 63(2):118-128.
- [28] Hunter RP. Development of transparent soil testing using planar laser induced fluorescence in the study of internal erosion of filters in embankment dams. PhD thesis. 2012. University of Canterbury.
- [29] Hosn RA, Sibillea L, Benahmedb N, Chareyre B. A discrete numerical model involving partial fluid-solid coupling to describe suffusion effects in soils. *Computers and Geotechnics.* 2018, 95, 30-39.
- [30] Hunt CE, Pestana JM, Bray JD, Riemer M. Effect of pile driving on static and dynamic properties of soft clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.* 2002, 128(1), 13-24.
- [31] Han G, Kwon TH, Lee JY, Kneafsey TJ. Depressurization-induced fines migration in sediments containing methane hydrate: X-Ray computed tomography imaging experiments. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth.* 123, 2539-2558.
- [32] Hanley KJ, Huang X, O'Sullivan. Energy dissipation in soil samples during drained triaxial shearing. *Géotechnique.* 2018, 68(5):421-433.
- [33] Indraratna B, Raut A, Khabbaz H. Constriction-based retention criterion for granular filter design. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* 2007, 133(3):266-276.
- [34] Indraratna B, Israr J, Rujikiatkamjorn C. Geometrical Method for Evaluating the Internal Instability of Granular Filters Based on Constriction Size Distribution. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* 2015, 141(10):04015045.
- [35] Jiang M, Yu H S, Harris D. Discrete element modeling of deep penetration in granular soils[J]. *Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.*, 2006, in press.
- [36] Jiang M J, Konrad J M, Leroueil S. An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies. *Computers and Geotechnics.* 2003,

- 30:579-597.
- [37] Kawano K, Shire T, O'Sullivan C. Coupled particle-fluid simulations of the initiation of suffusion. *Soils and Foundations*. 2018, 58(4), 972-985.
- [38] Ke L, Takahashi A. Experimental investigations on suffusion characteristics and its mechanical consequences on saturated cohesionless soil. *Soils and Foundations*. 2014, 54(5):713-730.
- [39] Ke L, Takahashi A. Drained monotonic responses of suffusional cohesionless soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2015, 141(8): 04015033.
- [40] Kezdi, A. *Soil physics-selected topics*. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, 1979.
- [41] Kezdi A. *Increase of Protective Capacity of Flood Control Dikes*. Budapest Technical University, Hungary, 1969.
- [42] Kenney TC, Lau D. Internal stability of granular filters. *Can. Geotech. J.* 1985, 22(2):215-225.
- [43] Kozeny J. Ueber kapillare Leitung des Wassers im Boden. *Wien, Akad. Wiss.* 1927, 136(2a):271.
- [44] Kruyt NP. Micromechanical study of fabric evolution in quasi-static deformation of granular materials. *Mechanics of Materials*. 2012, 44:120-129.
- [45] Li, Q. Long-term settlement mechanisms of shield tunnels in Shanghai soft clay. The Dissertation for the Degree of Ph.D.. The Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong, 2013.
- [46] Li, X. S., Wang, Y. Linear representation of steady-state line for sand. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 1998, 124(12), 1215-1217.
- [47] Li, X. S., and Dafalias, Y. F. Dilatancy for cohesionless soils. *Géotechnique*. 2000, 50(4), 449-460.
- [48] Li XS, Dafalias YF. Anisotropic critical state theory: role of fabric. *Journal of Engineering Mechanics*. 2012, 138(3):263-275.
- [49] Lee, K.M., Ji, H.W., Shen, C.K., Liu, J.H., Bai, T.H., 1999. Ground response to the construction of Shanghai Metro Tunneline 2. *Soils and Foundations*. 39(3), 113-134.
- [50] Luo YL, Jin X, Li X, Zhan ML, Sheng JC. A new apparatus for evaluation of contact erosion at the soil-structure interface. *Geotechnical Testing Journal*. 2013, 36, 256-263.
- [51] Liang Y, Yeh TCJ, Wang JJ, Liu MW, Zha YY, Hao YH. Onset of suffusion in upward seepage under isotropic and anisotropic stress conditions. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2017.
- [52] Lunne, T., Berre, T., Strandvik, S., 1996. Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. *Proceedings of Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 81-102.
- [53] Liang Y, Yeh TCJ, Wang JJ, Liu MW, Zha YY, Hao YH. Onset of suffusion in upward seepage under isotropic and anisotropic stress conditions. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2017.
- [54] Li M, Fannin RJ. A theoretical envelope for internal instability of cohesionless soil. *Géotechnique*. 2012, 62(1), 77-80.
- [55] Luo YL, Luo B, Xiao M. Effect of deviator stress on the initiation of suffusion. *Acta Geotechnica*. 2019. <https://doi.org/10.1007/s11440-019-00859-x>.
- [56] Li M. Seepage induced instability in widely graded soils. Ph.D. thesis, Univ. of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 2008.

- [57] Mehdizadeh A, Disfani MM, Evans R, Arulrajah A, Ong DEL. Mechanical consequences of suffusion on undrained behaviour of a gap-graded cohesionless soil-an experimental approach. 2017, 40(6):1021-1041.
- [58] Muir Wood D, Maeda K. Changing grading of soil: effect on critical states. *Acta Geotechnica*. 2008, 3:3-14.
- [59] Mašin, D., Bohác, J., Tuma, P., 2011. Modelling of a deep excavation in a silty clay. In *Proc. 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 1509-1514.
- [60] Mašin, D., 2012. Hypoplastic cam-clay model. *Géotechnique*. 62(6), 549-553.
- [61] Moh, Z.C., Nelson, J.D. and Brand, E. W., 1969. Strength and Deformation behavior of Bangkok clay. *ICSMFE VII*, pp. 287-295.
- [62] Minh NH, Cheng YP, Thornton C. Strong force networks in granular mixtures. *Granular Matter*. 2014, 16, 69-78.
- [63] Moffat R, Fannin RJ, Garner SJ. Spatial and temporal progression of internal erosion in cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal*. 2011, 48(3):399-412.
- [64] Marot D, Bendahmane F, Rosquoet F, Alexis A. Internal flow effects on isotropic confined sand clay mixtures. *Soil & Sediment Contamination*. 2009, 18:294-306.
- [65] Ma D, Rezanian M, Yu H-S, Bai H-B. Variations of hydraulic properties of granular sandstones during water inrush: effect of small particle migration. *Engineering Geology*. 2016, doi:10.1016/j.enggeo.2016.12.006.
- [66] Mindlin RD, Deresiewicz H. Elastic spheres in contact under varying oblique forces. *Transactions of ASME, Series E. Journal of Applied Mechanics*. 1953, 20, 327-344.
- [67] Muir Wood D, Maeda K, Nukudani, E. Modelling mechanical consequences of erosion. *Géotechnique*. 2010, 60(6): 447-457.
- [68] Nguyen CD, Nadia B, Edward A, Luc S, Pierre P. Experimental investigation of microstructural changes in soils eroded by suffusion using X-ray tomography. *Acta Geotechnica*. 2019. <https://doi.org/10.1007/s11440-019-00787-w>.
- [69] Nicot F, Xiong H, Wautier A, Lerbet J, Darve F. Force chain collapse as grain column buckling in granular materials. *Granular Matter*. 2017, 19, 18(1-12).
- [70] Nguyen HNG, Prunier F, Djéran-Maigre I, Nicot F. Kinetic energy and collapse of granular materials. *Granul. Matter*. 2016, 18, 1-10.
- [71] Ouyang M, Takahashi A. Influence of initial fines content on fabric of soils subjected to internal erosion. *Canadian Geotechnical Journal*. 2016, 53:299-313.
- [72] Papamichos E, Vardoulakis I, Tronvoll J, Skjvrstein A. Volumetric sand production model and experiment. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2001, 25, 789-808.
- [73] Ricardo de Frias Lopez, Jonas Ekblad, Johan Silfwerbrand. Resilient properties of binary granular mixtures: a numerical investigation. *Computers and Geotechnics*. 2016, 76:222-233.
- [74] Radjai F, Wolf D, Jean M, Moreau JJ. Bimodal character of stress transmission in granular packings. *Phys. Rev. Lett*. 1998, 80, 61-64.
- [75] Reddi LN, Xiao M, Hajra MG, Lee IM. Physical clogging of soil filters under constant flow rate versus constant head. *Canadian Geotechnical Journal*. 2005, 42:804-811.
- [76] Renzo AD, Maio FPD. Comparison of contact-force models for the simulation of collisions in DEM-based granular flow codes. *Chemical Engineering Science*. 2004, 59(3), 525-541.
- [77] Richards KS, and Reddy KR. True triaxial piping test apparatus for evaluation of piping potential in earth structures. *J. ASTM Geotech Test*. 2010, 33(1), 83-95.

- [78] Rousseau Q, Sciarra G, Gelet R, Marot D. Modelling the poroelastoplastic behaviour of soils subjected to internal erosion by suffusion. *International Journal for Numerical and Analatical Methods in Geomechanics*. 2020, 44:117-136.
- [79] Simpson, B., 1992. Retaining structures: Displacement and design. 32nd Rankine Lecture. *Géotechnique*. 42(4), 541-576.
- [80] Stewart RA, Garner SJ. Performance and safety of W.A.C. Bennett Dam a seven year update. In: LeBouf D (ed) *Proceedings of the 53rd Canadian geotechnical conference*, Montréal, 15-18, 2000, vol 1. Bitech Publishers Ltd., Richmond, pp 97-105.
- [81] Scheidegger, AE. *The physics of flow through porous media*. Toronto: University of Toronto Press. 1960.
- [82] Shire T, O'Sullivan C. Constriction size distributions of granular filters: a numerical study. *Géotechnique*. 2016, 66(10):826-839.
- [83] Skempton A, Brogan J. Experiments on piping in sandy gravels. *Géotechnique*. 1994, 44, 440-460.
- [84] Scholtès L, Hicher PY, Sibille L. Multiscale approaches to describe mechanical responses induced by particle removal in granular materials. *Comptes Rendus Mecanique*. 2010, 338:627-638.
- [85] Shire T, O'Sullivan C. Micromechanical assessment of an internal stability criterion. *Acta Geotechnica*. 2013, 8, 81-90.
- [86] Shire T, O'Sullivan C, Hanley KJ, Fannin RJ. Fabric and effective stress distribution in internally unstable soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2014, 140(12), 04014072.
- [87] Singh DN, Arnepalli DN. Centrifuge modeling of contaminant transport in geomaterials[C]. *Proceedings of the 8th International Congress on Environmental Geotechnics*, London, 2018, pp. 164-171.
- [88] Slangen P, Fannin R. A flexible wall permeameter for investigating suffusion and suffosion. *Geotechnical Testing Journal*, 2016, 40: 1-14.
- [89] Tordesillas A, Zhang J, Behringer R. Buckling force chains in dense granular assemblies: Physical and numerical experiments. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*. 2009, 4, 3-16.
- [90] Tordesillas A, Steer C, Walker D. Force chain and contact cycle evolution in a dense granular material under shallow penetration. *Nonlinear Processes in Geophysics*. 2014, 21, 505-519.
- [91] Tomlinson SS, Vaid YP. Seepage forces and confining pressure effects on piping erosion. *Can. Geotech. J*. 2000, 37, 1-13.
- [92] Thornton C, Antony SJ. Quasi-static deformation of particulate media. *Philos. Trans. R. Soc. A*. 1998, 356, 2763-2782.
- [93] Tsuji Y, Kawaguchi T, Tanaka T. Discrete particle simulation of two-dimensional fluidized bed. *Powder Technology*. 1993, 77:79-87.
- [94] Wang S, Chen JS, Luo YL, Sheng JC. Experiments on internal erosion in sandy gravel foundations containing a suspended cutoff wall under complex stress states. *Nat Hazards*. 2014, 74, 1163-1178.
- [95] Wautier A, Bonelli S, Nicot F. Flow impact on granular force chains and induced instability. 2018. *Physical review E*. 98, 042909.
- [96] Wautier A, Bonelli S, Nicot F. DEM investigations of internal erosion: Grain transport in the light of micromechanics. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*. 2019, 43, 339-352.

- [97] Widuliński L, Kozicki J, Tejchman J. Numerical simulations of triaxial test with sand using DEM. *Archives of hydro-engineering and environmental mechanics*. 2009, 56(3-4), 149-171.
- [98] Wang J, Gutierrez M. Discrete element simulations of direct shear specimen scale effects. *Géotechnique*. 2010, 60(5):395-409.
- [99] Wang LZ, Liu YJ, Hong Y. Ground deformation characteristic of deep excavation for West Wenyi Station in Hangzhou clay. Internal report, 2018.
- [100] Wang S, Chen JS, Luo YL, Sheng JC. Experiments on internal erosion in sandy gravel foundations containing a suspended cutoff wall under complex stress states. *Nat Hazards*. 2014, 74:1163-1178.
- [101] Xiao M, Shwiyhat N. Experimental investigation of the effects of suffusion on physical and geomechanic characteristics of sandy soils. *Geotechnical Testing Journal*. 2012, 35(6):1-11.
- [102] Xiong H, Yin Z-Y, Zhao J, Yang Y. Investigating the effect of flow direction on suffusion and its impacts on gap-graded granular soils. *Acta Geotech*. 2020. DOI: 10.1007/s11440-020-01012-9.
- [103] Yang, ZX, Xu, TT, Chen, YN. Unified modeling of the influence of consolidation conditions on the monotonic soil response considering fabric evolution, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*. 2018, 144(8), 04018073.
- [104] Yin Z-Y, Zhao J, Hicher P-Y. A micromechanics-based model for sand-silt mixtures. *International Journal of Solids and Structures*. 2014, 51(6):1350-1363.
- [105] Yin Z-Y, Huang HW, Hicher P-Y. Elastoplastic modeling of sand-silt mixtures. *Soils and Foundations*. 2016, 56(3):520-532.
- [106] Yimsiri S, Soga K. DEM analysis of soil fabric effects on behaviour of sand. *Gotechnique*. 2010, 60(6), 483-495.
- [107] Yang Y, Cheng YM, Sun QC. The effects of rolling resistance and non-convex particle on the mechanics of the undrained granular assemblies in 2D. *Powder Technology*. 2017, 318:528-542.
- [108] Zhao JD, Gao ZW. Unified anisotropic elastoplastic model for sand. *Journal of Engineering Mechanics*. 2015, 142(1):04015056-1.
- [109] Zhou ZY, Kuang SB, Chu KW, Yu AB. Discrete particle simulation of particle-fluid flow: model formulations and their applicability. *Journal of Fluid Mechanics*. 2010, 661, 482-510.
- [110] Zhao J, Shan T. Coupled CFD-DEM simulation of fluid-particle interaction in geomechanics. *Powder Technol*. 2013, 239, 248-258.
- [111] Zhang FS, Li ML, Peng M, Chen C, Zhang LM. Three-dimensional DEM modeling of the stress-strain behavior for the gap-graded soils subjected to internal erosion. *Acta Geotechnica*. 2018, <https://doi.org/10.1007/s11440-018-0655-4>.
- [112] Zeghal M, El Shamy U. A continuum-discrete hydromechanical analysis of granular deposit liquefaction[J]. *Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.*, 2004, 28: 1361-1383.
- [113] 刘杰. 土的渗透稳定与渗流控制. 北京: 水利电力出版社, 1992.
- [114] 毛昶熙, 段祥宝, 吴良骥. 砂砾土各级颗粒的管涌临界坡降研究. *岩土力学*. 2009, 30(12):3705-3709.
- [115] 王霜, 陈建生, 苕坡. 非均匀流与颗粒组成对管涌影响的试验研究. *四川大学学报(工程科学版)*. 2015, 47(6):24-31.
- [116] 毛昶熙, 段祥宝, 蔡金榜, 茹建辉. 悬挂式防渗墙控制管涌发展的试验研究. *水利学报*. 2005, 36(1):42-50.
- [117] 周健, 姚志雄, 张刚. 砂土渗流过程的细观数值模拟. *岩土工程学报*. 2007,

- 29(7):977-981.
- [118] 姚志雄, 周健, 张刚. 砂土管涌机理的细观试验研究. 岩土力学. 2009, 30(6):1604-1610.
- [119] 姚秋玲, 刘昌军, 丁留谦, 张顺福. 堤基管涌微观机理模型试验研究. 中国水利水电科学研究院学报. 2014, 12(1):1-7.
- [120] 曾纪文. 深基坑管涌实例分析及处理方法[J]. 探矿工程(岩土钻掘工程). 2004, 11:32-33.
- [121] 李士彦, 张敏. 施桥三线船闸基坑管涌问题的处理[J]. 交通科技. 2012, 255(6):57-60.
- [122] 李守德, 张晓海, 刘志祥. 基坑开挖工程管涌发生过程的模拟. 工程勘察. 2003, 2:14-21.
- [123] 周晓杰, 介玉新, 李广信. 基于渗流和管流耦合的管涌数值模拟. 岩土力学. 2009, 30(10):3154-3158.
- [124] 胡亚元, 马攀. 三相耦合渗流侵蚀管涌机制研究及有限元模拟. 岩土力学. 2013, 34(4):913-921.
- [125] 张刚. 管涌现象细观机理的模型试验与颗粒流数值模拟研究. 同济大学, 上海, 2007.
- [126] 王旭军. 上海中心大厦裙房深大基坑变形特性及盆式开挖技术研究[D]. 上海: 同济大学, 2014.

附件

颗粒间孔隙计算主程序代码

```
clear;

% ===== CSD Calculation Software =====
% Implementation based on the work of Reboul et al 2008
(https://doi.org/10.1007/s10035-008-0111-5) ...
% and Reboul et al., 2010 (https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.09.002)

% Please cite this implementation as Shire et al 2013
% (https://doi.org/10.1680/geot.11.T.020)

% Developed for Linux OS (Ubuntu 16.04). CGAL calculation will need
% adapting for windows OS.

%% Input parameters

overlap = 0.5; %% Overlap parameter as a fraction (Shire and O'Sullivan 2016
(doi:10.1680/jgeot.15.P.215))

filename = 'example_code';

%%

if exist('weighted_delaunay', 'file') == 0
    fprintf('\n Error: Please compile the CGAL executable "weighted_delaunay" and place in
this folder" (see README) \n')
    return;

elseif exist('Input_Data.txt', 'file') == 0
    fprintf('\n Error: Please create "Input_Data.txt" file input with particle coordinates and
radius (see README) \n')
    return;

else

    if isunix == 0;
        fprintf('\n Warning: CGAL code developed for linux systems! \n');
    end

    unix ./weighted_delaunay; % Carry out CGAL regular triangulation weighted by particle
radius

    TRI02_Read_CGAL % Read CGAL output

    [dt, merge] = TRI03_cellmerge(overlap, filename);

    TRI04_constrictionsize_weighted_delaunay(filename);
```

```
fprintf('\n Complete. Please see README for details of output \n')

end

function TRI02_Read_CGAL

%% Read input from CGAL regular delaunay and save .mat file
%%containing points and vertices

% Read input (created by CGAL)
A = dlmread('Output_Data.txt');

% Split off points
num_points = A(2,1); % row in text file which gives number of points

Points = A(3:num_points+2, :); % POints follow this line

% CHANGE WEIGHT FROM radius^2 to radius!!!

Points(:,4) = sqrt(Points(:,4));

num_vert = A(num_points + 3, 1); % row in text file which gives number of cells

Vertices = A((num_points + 4):(num_points + num_vert + 3),:); % IDs of vertex points

clear A;

save('Del_points_and_cells.mat', 'Points', 'Vertices');
end

function [dt, merge] = TRI03_cellmerge(overlaptol, filename)
% <overlap tolerance>, <filename prefix
% for output>

%% Efficient Reboul merging process
% note that overlaptol is NOT % but in per one (50% -> 0.5)

tic
%% STEP 1: Delaunay tessellation

%Import triangulation from CGAL

tri_data = load('Del_points_and_cells');
% overlaptol = 0.5;
% filename = 'CU6_6000_PART';

posrad = tri_data.Points;
```

```

posrad = posrad;
Vertices = tri_data.Vertices;

clear tri_data

dt= triangulation(Vertices, posrad(:,1), posrad(:,2), posrad(:,3));
dtemp=dt.ConnectivityList;

%% STEP 2: Delete tetrahedra on the edges

% I'm going to delete the tetrahedra whose circumcentre is not in the 90%
% central box.

incentres=zeros(size(dt,1),3);
for a=1:size(incentres,1)
    partcoordaux=[posrad(dt(a,1),1:3);      posrad(dt(a,2),1:3);      posrad(dt(a,3),1:3);
posrad(dt(a,4),1:3)];
    incentres(a,1)=mean(partcoordaux(:,1));
    incentres(a,2)=mean(partcoordaux(:,2));
    incentres(a,3)=mean(partcoordaux(:,3));
end

% max_part_diam = min(posrad(:,4))*2; %% Use minimum radius, as sample is so small!
(normally use maximum!)

cell_length_x = max(posrad(:,1)) - min(posrad(:,1));
cell_length_y = max(posrad(:,2)) - min(posrad(:,2));
cell_length_z = max(posrad(:,3)) - min(posrad(:,3));

minacceptx = min(posrad(:,1))+ 0.05*cell_length_x;
minaccepty = min(posrad(:,2))+ 0.05*cell_length_y;
minacceptz = min(posrad(:,3))+ 0.05*cell_length_z;

maxacceptx= max(posrad(:,1))- 0.05*cell_length_x;
maxaccepty= max(posrad(:,2))- 0.05*cell_length_y;
maxacceptz= max(posrad(:,3))- 0.05*cell_length_z;

dtdel=zeros(0,1);
for b=1:size(incentres,1)
    if incentres(b,1)<minacceptx || incentres(b,1)>maxacceptx || incentres(b,2)<minaccepty ||
incentres(b,2)>maxaccepty || incentres(b,3)<minacceptz || incentres(b,3)>maxacceptz
        % then it's out of edges, delete
        dtdel=[dtdel;b];
    end
end
end

```

```

%% STEP 3: For each tetrahedra calculate the inscribed sphere

disp('LVL2_Calculate inscribed spheres')
% have to produce the centre and radius
inscribedsph=zeros(size(dtemp,1),4);

for c=1:size(inscribedsph,1)
    if mod(c,2500)==0
        c;
        fprintf('\n %i of %i inscribed spheres calculated\n', c, size(inscribedsph,1));
    end
    if size(find(dtdel==c),1)==0
        % this thing here should solve the inscribed sphere to the tetrahedron
        % 4 unknowns 4 equations (one for each sphere)

        % NOTE: if you write %f instead of %d the solver inputs a float
        % number. USE THAT for non-vox data.

        syms r x y z;

        var1 = posrad(dtemp(c,1),1:4);
        [strg1]=((var1(1)-x)^2+(var1(2)-y)^2+(var1(3)-z)^2 == (r+var1(4))^2);

        var2 = posrad(dtemp(c,2),1:4);
        [strg2]=((var2(1)-x)^2+(var2(2)-y)^2+(var2(3)-z)^2 == (r+var2(4))^2);

        var3 = posrad(dtemp(c,3),1:4);
        [strg3]=((var3(1)-x)^2+(var3(2)-y)^2+(var3(3)-z)^2 == (r+var3(4))^2);

        var4 = posrad(dtemp(c,4),1:4);
        [strg4]=((var4(1)-x)^2+(var4(2)-y)^2+(var4(3)-z)^2 == (r+var4(4))^2);

        [R,Cx,Cy,Cz]= solve (strg1,strg2,strg3,strg4);

        resultsofsph=[eval(Cx) eval(Cy) eval(Cz) eval(R)];

        %sort in descending radii
        resultsofsph=sortrows(resultsofsph,-4);
        inscribedsph(c,1:4)=resultsofsph(1,:);

    end
end

disp ('LVL2_Inscribed spheres done')

```

```

%% STEP 4: merge the tetrahedra seing the overlap

merge=zeros(size(dtemp,1),1);
overlaps_save=zeros(0,11);

disp('Merge process begun')

count=1;
for d=1:size(merge,1)
    if mod(d,2500)==0
        d;
        fprintf('\n %i of %i merge checks carried out\n', d, size(merge,1));
    end
    if size(find(dtdel==d),1)==0
        neights1=neighbors(dt,d);

        neights1(find(isnan(neights1)==1)) = [];

        % level 2: nieghbours of the neighbours
        neights2=neights1;
        for z=1:length(neights2)
            neights2=[neights2, neighbors(dt,neights1(z))];
        end

        neights2(find(isnan(neights2)==1)) = [];

        neights=unique(neights2);
        %delete d
        position=find(neights==d);
        if position==1
            neights=neights(2:length(neights));
        elseif position==length(neights)
            neights=neights(1:length(neights)-1);
        else
            neights=[neights(1:position-1), neights(position+1:length(neights))];
        end
        %done!
        for e=1:length(neights)
            if size(find(dtdel==neights(e)),1)==0
                % if the neighbour should be considered

overlap=(-1)*((sqrt((inscribedsph(d,1)-inscribedsph(neights(e),1))^2+(inscribedsph(d,2)-inscribedsph(neights(e),2))^2+(inscribedsph(d,3)-inscribedsph(neights(e),3))^2)-inscribedsph(d,4)-inscribedsph(neights(e),4))/(min(inscribedsph(d,4),inscribedsph(neights(e),4))));
                overlaps_save=[overlaps_save; d, inscribedsph(d,:), neights(e),
inscribedsph(neights(e,:), overlap)];
                if overlap>=overlaptol
                    % then they belong to the same void
                    %check if any of them already labeled: can be none, 1 or

```



```

        rlbl_oposite(h)=count3;
        count3=count3+1;
    end
end

for h=1:length(merge)
    if merge(h)~=0
        merge(h)=rlbl_oposite(merge(h));
    end
end

% end

%% STEP 5: save data

disp('Saving data')

save (['voids_' filename],'posrad','dt','merge');

toc

end

% constrictsizefinalversion.m
% 21/04/2011
% gordon gaudray

% this program find the distribution of the constrictions in a packing
%It loads a file which contains the coordinates and the radius of the
%particles of the studied sample. Then it applies a Delaunay triangulation
%on teh sample and find the faces of the tetrahedra which are created. For
%each face, the algorithm find the largest disc which can fit between the three particles of the
face thanks to a
%optimization method. It checks then if some particles are overlapped by it
%and in this case it finds the constriction size for all the combinations
%of the three particles and all the overlapped ones and checks again if it
%meets others particles.
%It keeps at the end the largest constriction which belongs to the void
%space.
% Finally the results are stored in an array and the programm plot the
% distribution size of the constrictions and of the particles.

% fname is a string of the .mat file output from TRI03

function TRI04_constrictionsize_weighted_delaunay(fname)

%=====
PARAMETERS

```

```

=====
% choice of the sample

filename = ['voids_' fname];

info = load(filename); % The loaded text file is stored in Q . Then the first column is the ID
of the particle, columns 2 to 4 are the coordinates and the fifth column is the radius of the
particle.
dt = info.dt;
merge = info.merge;
% face = info.listLVL2;
[out_faces face]=csd_facelist_creation (dt,merge);

% clear dt merge

Q=info.posrad; % %ID, coords, radius
Q = [(1:size(Q,1))' Q];

clear info

%%optimization

%%starting point (from which point the optimization algorithm will start)

start=1; %isobarycenter

%%function choice

% fun=1; %fminunc (based on gradient method) - seems to be no advantage
% to using this approach
fun=2; %fminsearch (Nelder-Mead method) We have chosen this algorithm for the
optimization because it is the fastest. It does not need to compute the gradient of the function to
optimize.

% % options (adjusted)

% options = [];
% options = optimset('MaxFunEvals',500);
% options = optimset('MaxIter',);
% options = optimset('TolFun',1e-006);
% options = optimset('TolX',1e-006);
options = optimset('TolX',1e-006,'MaxFunEvals',10000, 'Display','off');

%%tolerance for the test if particles are overlapped by a constriction. It
%%allows to avoid considering tangential particles as overlapped particles
%%because of the bad accuracy of the test '=0'.
tolerance=0.01;

```

```

%===== DEFINE FUNCTIONS FOR LATER USE =====

function bar=barycenter(p1,m1,p2,m2,p3,m3)
bar=(m2/(m1+m2+m3))*(p2-p1)+(m3/(m1+m2+m3))*(p3-p1)+p1;
end

function [outside_faces list2]=csd_facelist_creation (dt,merge)

    roughlist=zeros(0,3);

    for i=1:max(merge)
        rows=find(merge==i);
        dtemp=zeros(0,4);
        for j=1:length(rows)
            dtemp=[dtemp; dt(rows(j),:)];
        end

        %particles defining that void
        parts=unique(dtemp);

        subpts=zeros(0,3);
        for k=1:length(parts)
            subpts=[subpts; dt.Points(parts(k),:)];
        end

        dtemp2=DelaunayTri(subpts);
        FF=freeBoundary(dtemp2);
        for l=1:size(FF,1)
            for m=1:size(FF,2)
                FF(l,m)=parts(FF(l,m));
            end
        end

        roughlist=[roughlist; FF];
    end

    % LIST considering stuff on the edges also

    list=unique(roughlist,'rows');
    list = sort(list,2,'ascend');

    [list2, I,J] = unique(list, 'rows');

    nn = hist(J, length(I)); % J gives the IDs of the first occurrence of a
                            % given Delaunay face in the original fullface

```

```

% array. From histogram of this in
% (length(facecheck)) number
% bins (i.e. one bin per unique face), can get
% whether a face appears once or twice!!!

nn = nn'; % If n == 1, outside face, if n == 2, inside face!!
% Facecheck indices which correspond to inside faces
nn2 = find(nn == 1);

outside_faces = nn2;

% inside_faces = sort(inside_faces,2,'ascend');
% list=unique(inside_faces, 'rows');

end

```

```

%===== CREATION OF THE SAMPLE
=====

```

```

%this part create an array with the coordinates and the radius of the particles from the
%loaded file and uses it to create an array with the tetrahedra of the
%delaunay triangulation. then, it plots the packing.Note : at the end of
%this part , it is possible to display or not the triangulation and the
%axis

```

```

% coordinates of the spheres
x = Q(:,2);
y = Q(:,3);
z = Q(:,4);
r = Q(:,5);

```

```

%%

```

```

%=====
=====

```

OPTIMIZATION

```

%% initialise sphere grids for later efficiency

```

```

% create array of which sphere is in which grid

% number of grids in each dimension
nboxx=5;
nboxy=5;
nboxz=5;

%Min and max coordinates
xmin=min(Q(:,2));
ymin=min(Q(:,3));
zmin=min(Q(:,4));
xmax=max(Q(:,2));
ymax=max(Q(:,3));
zmax=max(Q(:,4));

%bound of the sample (to delete constrictions on the sides)
xborder=xmax; % warning, the box in wich will fit the particles has to be
[1,xborder]*[1,yborder]*[1,zborder]
yborder=ymax;
zborder=zmax;

no_boxes = nboxx*nboxy*nboxz;
spherebox=zeros(no_boxes,1);

xindex = zeros(size(Q,1),1);
yindex = zeros(size(Q,1),1);
zindex = zeros(size(Q,1),1);
boxindex = zeros(size(Q,1),1);

xindex=ceil(((Q(:,2)-xmin)./(xmax-xmin))*nboxx);
yindex=ceil(((Q(:,3)-ymin)./(ymax-ymin))*nboxy);
zindex=ceil(((Q(:,4)-zmin)./(zmax-zmin))*nboxz);
%which box a given particle is in
boxindex(:)=(zindex(:)-1)*nboxx*nboxy+nboxx*(yindex(:)-1)+xindex(:);

Q_10 = uint16((length(Q))/10); %divide Q by 10 to get max size of array to store IDs
sphere_ids = zeros(Q_10,no_boxes);

for k = 1:no_boxes
    num_terms = 0;
    num_terms = find(boxindex(:)==k);

    spherebox(k,1)=length(num_terms); % no of spheres in each box
    sphere_ids(1:length(num_terms),k)=num_terms ;
end

%find maximum number of particles in any box
[row_id, col_id] = find(sphere_ids>0);

```

```

max_row = max(row_id);
%Delete rows of sphere_ids with only zero terms
sphere_ids((max_row+1):Q_10,:) = [];

%%
%initialisation bis
coords=zeros(length(face),3); %coordinates of the center of the constriction
radius=zeros(length(face),1); % radius of the constriction
orientation=zeros(length(face),3);%orientation of the constriction
eval=zeros(length(face),1); % value of the function to optimize

%it is realized here a loop on the faces of the tetrahedra to
%find the bicounter constriction of this face.
for i=1:length(face);

    %define the three particles of the triangle
    apex1=Q(face(i,1),2:4); % coordinates of the particle
    apex2=Q(face(i,2),2:4);
    apex3=Q(face(i,3),2:4);
    r1=Q(face(i,1),5); %radius of the particle
    r2=Q(face(i,2),5);
    r3=Q(face(i,3),5);

    %create a basis of the triangle to ensure the result would be in the
    %plane

    %define the new orthonormal basis (origin is at apex 1)
    u=(apex2-apex1)/norm(apex2-apex1); % u,v orthogonal unit vectors in plane
    v=(u-(dot(u,u)/dot(apex3-apex1,u))*(apex3-apex1))/norm(u-(dot(u,u)/dot(apex3-apex1,u))*(apex3-apex1));
    w=cross(u,v)/norm(cross(u,v)); % normal to plane

    PP=[u(1),v(1),w(1);u(2),v(2),w(2);u(3),v(3),w(3)]; % transfer matrix
    Ref=[apex1(1);apex1(2);apex1(3)]; % reference point

    %starting point
    % barycenter is a matlab function defined in another matlab file.
    if start==1
        x0=barycenter(apex1,1,apex2,1,apex3,1);

```

```

elseif start==2
    x0=barycenter(apex1,r1,apex2,r2,apex3,r3);
elseif start==3
    x0=barycenter(apex1,1/r1,apex2,1/r2,apex3,1/r3);
elseif start==4
    x0=barycenter(apex1,r1^3,apex2,r2^3,apex3,r3^3);
elseif start==5
    x0=barycenter(apex1,1/r1^3,apex2,1/r2^3,apex3,1/r3^3);
end

% starting points in the new basis
lambda01=dot(x0-apex1,u)/dot(u,u);
lambda02=dot(x0-apex1,v)/dot(v,v);
lambda0=[lambda01,lambda02];

% create the function to optimize : this function is equal to zero
% when the constriction is touching the three particles which are
% defining the triangle.
%this is the function p.198 (3) in the Reboul paper

% variable change xs=apex1+lambda1*u+lambda2*v
constcenter2 = @(lambda)
(
    sqrt((apex1(1)+lambda(1)*u(1)+lambda(2)*v(1)-apex1(1))^2+(apex1(2)+lambda(1)*
u(2)+lambda(2)*v(2)-apex1(2))^2+(apex1(3)+lambda(1)*u(3)+lambda(2)*v(3)-apex1(3))^2)-r1
...
-
sqrt((apex1(1)+lambda(1)*u(1)+lambda(2)*v(1)-apex3(1))^2+(apex1(2)+lambda(1)*u(2)+lamb
da(2)*v(2)-apex3(2))^2+(apex1(3)+lambda(1)*u(3)+lambda(2)*v(3)-apex3(3))^2)+r3)^2 ...
+
(sqrt((apex1(1)+lambda(1)*u(1)+lambda(2)*v(1)-apex1(1))^2+(apex1(2)+lambda(1)*u(2)+lam
bda(2)*v(2)-apex1(2))^2+(apex1(3)+lambda(1)*u(3)+lambda(2)*v(3)-apex1(3))^2)-r1 ...
-
sqrt((apex1(1)+lambda(1)*u(1)+lambda(2)*v(1)-apex2(1))^2+(apex1(2)+lambda(1)*u(2)+lamb
da(2)*v(2)-apex2(2))^2+(apex1(3)+lambda(1)*u(3)+lambda(2)*v(3)-apex2(3))^2)+r2)^2 ...
+
(sqrt((apex1(1)+lambda(1)*u(1)+lambda(2)*v(1)-apex2(1))^2+(apex1(2)+lambda(1)*u(2)+lam
bda(2)*v(2)-apex2(2))^2+(apex1(3)+lambda(1)*u(3)+lambda(2)*v(3)-apex2(3))^2)-r2 ...
-
sqrt((apex1(1)+lambda(1)*u(1)+lambda(2)*v(1)-apex3(1))^2+(apex1(2)+lambda(1)*u(2)+lamb
da(2)*v(2)-apex3(2))^2+(apex1(3)+lambda(1)*u(3)+lambda(2)*v(3)-apex3(3))^2)+r3)^2;

if fun==1
    [mymin,fval] = fminunc(constcenter2,lambda0,options);
elseif fun==2
    [mymin,fval] = fminsearch(constcenter2,lambda0,options);
end

% mymin(1)=x-value in local coordinate system

```

```

% mymin(2)=y-value in local coordinate system
%%%%%%%%%%%%%%
%          %coordinates and radius of the solution in the original basis

        coords(i,:)=(Ref+PP*[mymin(1);mymin(2);0]); % Ref is the ref piont in the new
system ie apex1
        %the radius is equal to the minimal distance from the center of
        %the constriction to one of the three others particle.
        % the radius is defined as the minimal distance from the center of
        % the constriction to the center of one of the apex minus the
        % radius of this apex

radius(i)=min([sqrt((apex1(1)+mymin(1)*u(1)+mymin(2)*v(1)-apex1(1))^2+(apex1(2)+mymin(
1)*u(2)+mymin(2)*v(2)-apex1(2))^2+(apex1(3)+mymin(1)*u(3)+mymin(2)*v(3)-apex1(3))^2)-
r1, ...

sqrt((apex1(1)+mymin(1)*u(1)+mymin(2)*v(1)-apex3(1))^2+(apex1(2)+mymin(1)*u(2)+mymin
(2)*v(2)-apex3(2))^2+(apex1(3)+mymin(1)*u(3)+mymin(2)*v(3)-apex3(3))^2)-r3, ...

sqrt((apex1(1)+mymin(1)*u(1)+mymin(2)*v(1)-apex2(1))^2+(apex1(2)+mymin(1)*u(2)+mymin
(2)*v(2)-apex2(2))^2+(apex1(3)+mymin(1)*u(3)+mymin(2)*v(3)-apex2(3))^2)-r2]);
        orientation(i,:)=w;
        %%%%%%%%%%%%%%%

%=====FIND THE OVERLAPPED PARTICLES=====
%this part is creating two arrays, one with all the particles of the
%sample which meet the plane defined by the triangle called
%possiblepoints, and an other one called overlappedparticle which
%is an array included in possiblepoints but with only the particles which
%are overlapped by the initial constriction

        % points which could encounter the constriction
        count=1; % count the number of time that the piece of code between line 309 and 311 is
executed
        overlappedparticle=zeros(5,5); %array of th particle which are overlapped by the
initial constriction

        possiblepoints=zeros(length(face),4); % represents the circles defined by the
intersection between the particles which encounter the face of the tetrahedron and this face
        % columns 1 to 3 are the coordinates of the center of this circle and
        % the fourth column is its radius
        t=0;
        tic;

```

```

%% Just loop through those spheres in grid boxes adjacent to the current grid box

% find box location of centre of delaunay triangle, and look in this and all
% adjacent boxes

% Find centre of triangle
tri_coord = zeros(3,1);

tri_coord(1) = (apex1(1)+apex2(1)+apex3(1))/3;
tri_coord(2) = (apex1(2)+apex2(2)+apex3(2))/3;
tri_coord(3) = (apex1(3)+apex2(3)+apex3(3))/3;

% Find box indexes
box_xindex=ceil(((tri_coord(1)-xmin)/(xmax-xmin))*nboxx);
box_yindex=ceil(((tri_coord(2)-ymin)/(ymax-ymin))*nboxy);
box_zindex=ceil(((tri_coord(3)-zmin)/(zmax-zmin))*nboxz);
%which box a given particle is in
box=0;
box=(box_zindex-1)*nboxx*nboxy+nboxx*(box_yindex-1)+box_xindex;

% loop through this and adjacent boxes
for h=-1:1
    for m=-1:1
        for n=-1:1

searchbox=(box_zindex+n-1)*nboxx*nboxy+nboxx*(box_yindex+m-1)+box_xindex+h;
        % test against spheres stored in searchbox

        if searchbox>0 && searchbox <= no_boxes % the boxes that exist
            %search all particles in box
            lastpoint = 0;
            lastpoint = find(sphere_ids(:,searchbox)>0,1,'last');
            %loop over all the particle IDs stored in the box
            for p = 1:lastpoint
                % j is the particle ID in question
                j = sphere_ids(p,searchbox);
                %

            % distance from the particles to the plane defined by the triangle
            testedpoint=Q(j,2:4);    % tested particles
            rr=Q(j,5);
        end
    end
end

```



```

    if overlappedparticle(1,5)~=0 % test if it exists overlappedparticles
        overlappedparticle(count:5,:)=[]; %delete the unused rows of overlapped particle
        index=zeros(1,count-1); % gives an index to the overlapped particle in order to do
the combination
        newpoints=zeros(2+count,5); % create an array with the three initial particles of the
triangle and the overlapped particles
        possiblepoints2=unique(possiblepoints,'rows'); % sort the array and delete all the
rows which are equal to zero
        possiblepoints2(1,:)=[];
        for mm=1:(count-1);
            newpoints(3+mm,:)= overlappedparticle(mm,:); %it fills the array
newpoints with the overlapped particles
            index(1,mm) = overlappedparticle(mm,1); %link the particle to a number
        end

% the three initial points

newpoints(1,:)=Q(face(i,1,:)); % fill the array newpoints with the initial points
newpoints(2,:)=Q(face(i,2,:));
newpoints(3,:)=Q(face(i,3,:));

Combinations=nchoosek([1,2,3,index],3); % realize the combinations of the
particles in newpoints

% recompute the constriction for the new triangle (same thing that before)

for ff=1:size(Combinations,1);
    apex1=newpoints(Combinations(ff,1),2:4);
    apex2=newpoints(Combinations(ff,2),2:4);
    apex3=newpoints(Combinations(ff,3),2:4);

    r1=newpoints(Combinations(ff,1),5);
    r2=newpoints(Combinations(ff,2),5);
    r3=newpoints(Combinations(ff,3),5);

    %new orthonormal basis
    u=(apex2-apex1)/norm(apex2-apex1);

```

```
v=(u-(dot(u,u)/dot(apex3-apex1,u))*(apex3-apex1))/norm(u-(dot(u,u)/dot(apex3-apex1,u))*(apex3-apex1));
```

```
PP=[u(1),v(1),w(1);u(2),v(2),w(2);u(3),v(3),w(3)]; % transfer matrix
Ref=[apex1(1);apex1(2);apex1(3)];
```

```
newcoords=zeros(size(Combinations,1),3);
newradius=zeros(size(Combinations,1),1);
newmymin=zeros(size(Combinations,1),2);
```

```
if start==1
    x0=barycenter(apex1,1,apex2,1,apex3,1);
elseif start==2
    x0=barycenter(apex1,r1,apex2,r2,apex3,r3);
elseif start==3
    x0=barycenter(apex1,1/r1,apex2,1/r2,apex3,1/r3);
elseif start==4
    x0=barycenter(apex1,r1^3,apex2,r2^3,apex3,r3^3);
elseif start==5
    x0=barycenter(apex1,1/r1^3,apex2,1/r2^3,apex3,1/r3^3);
end
```

```
% starting points in the new basis
lambda01=dot(x0-apex1,u)/dot(u,u);
lambda02=dot(x0-apex1,v)/dot(v,v);
lambda0=[lambda01,lambda02];
```

```
% create the function to optimize
```

```
% variable change xs=apex1+lamba1*u+lambda2*v
```

```
constcenter2 = @(lambda)
(sqrt((apex1(1)+lambda(1)*u(1)+lambda(2)*v(1)-apex1(1))^2+(apex1(2)+lambda(1)*u(2)+lambda(2)*v(2)-apex1(2))^2+(apex1(3)+lambda(1)*u(3)+lambda(2)*v(3)-apex1(3))^2)-r1 ...
-
sqrt((apex1(1)+lambda(1)*u(1)+lambda(2)*v(1)-apex3(1))^2+(apex1(2)+lambda(1)*u(2)+lambda(2)*v(2)-apex3(2))^2+(apex1(3)+lambda(1)*u(3)+lambda(2)*v(3)-apex3(3))^2)+r3)^2 ...
+
(sqrt((apex1(1)+lambda(1)*u(1)+lambda(2)*v(1)-apex1(1))^2+(apex1(2)+lambda(1)*u(2)+lambda(2)*v(2)-apex1(2))^2+(apex1(3)+lambda(1)*u(3)+lambda(2)*v(3)-apex1(3))^2)-r1 ...
-
sqrt((apex1(1)+lambda(1)*u(1)+lambda(2)*v(1)-apex2(1))^2+(apex1(2)+lambda(1)*u(2)+lambda(2)*v(2)-apex2(2))^2+(apex1(3)+lambda(1)*u(3)+lambda(2)*v(3)-apex2(3))^2)+r2)^2 ...
+
(sqrt((apex1(1)+lambda(1)*u(1)+lambda(2)*v(1)-apex2(1))^2+(apex1(2)+lambda(1)*u(2)+lambda(2)*v(2)-apex2(2))^2+(apex1(3)+lambda(1)*u(3)+lambda(2)*v(3)-apex2(3))^2)-r2 ...
```

```

sqrt((apex1(1)+lambda(1)*u(1)+lambda(2)*v(1)-apex3(1))^2+(apex1(2)+lambda(1)*u(2)+lambda(2)*v(2)-apex3(2))^2+(apex1(3)+lambda(1)*u(3)+lambda(2)*v(3)-apex3(3))^2+r3)^2;

```

```

if fun==1
    [dmymin,ffval] = fminunc(constrcenter2,lambda0,options);
elseif fun==2
    [dmymin,ffval] = fminsearch(constrcenter2,lambda0,options);
end

```

```

%coordinates and radius of the solution in the original basis
newcoords(ff,:)=(Ref+PP*[dmymin(1);dmymin(2);0]);
newmymin(ff,:)=dmymin; % result in the new basis

```

```

newradius(ff)=min([sqrt((apex1(1)+mymin(1)*u(1)+mymin(2)*v(1)-apex1(1))^2+(apex1(2)+mymin(1)*u(2)+mymin(2)*v(2)-apex1(2))^2+(apex1(3)+mymin(1)*u(3)+mymin(2)*v(3)-apex1(3))^2)-r1, ...

```

```

sqrt((apex1(1)+mymin(1)*u(1)+mymin(2)*v(1)-apex3(1))^2+(apex1(2)+mymin(1)*u(2)+mymin(2)*v(2)-apex3(2))^2+(apex1(3)+mymin(1)*u(3)+mymin(2)*v(3)-apex3(3))^2)-r3, ...

```

```

sqrt((apex1(1)+mymin(1)*u(1)+mymin(2)*v(1)-apex2(1))^2+(apex1(2)+mymin(1)*u(2)+mymin(2)*v(2)-apex2(2))^2+(apex1(3)+mymin(1)*u(3)+mymin(2)*v(3)-apex2(3))^2)-r2]);

```

```

% test here if the new constriction is overlapping one of the
% initial point or one of the points which are in possiblepoints,
% it means the particles which met the plane defined by the three
% initial particles.
for hh=1:size(possiblepoints2,1);

```

```

    %test if the new constriction is overlapping one of the particles which
    encounter the face of the tetrahedron defined by the three initial particle

```

```

    if
norm(possiblepoints2(hh,1:3)-newcoords(ff,:))+tolerance<newradius(ff)+possiblepoints2(hh,4)
        newradius(ff)=0;
    end

```

```

end

```

```

end

```

```

[emptydisc,I]=max(newradius); % keep the bigger constriction among all the
constrictions found by the combinaison

```

```

coords(i,:)=newcoords(I,:);

```

```

        mymin=newmymin(I,:);
        radius(i)=newradius(I);
    end

    % delete solutions which are in the edges
    if coords(i,1)<xborder && coords(i,2)<yborder && coords(i,3)<zborder &&
xmin<coords(i,1) && ymin<coords(i,2) && zmin<coords(i,3) %&& radius(i)<tolerance2

        else

            radius(i)=0;
            coords(i,:)=[0,0,0];
            orientation(i,:)=[0,0,0];

        end

    end

end

CM_CONSTRIC=[coords,radius,orientation];
CM_CONSTRIC([out_faces,:])=[];

constrictions=unique(CM_CONSTRIC,'rows');
constrictions(1,:)=[];

particledata = Q;
%=====DISTRIBUTION OF THE
CONSTRICTIONS=====

% plot the distribution of the constrictions' radius and the
% particles'radius
%
% figure
% hold on
% [alln,xout] = hist(SOL2(:,4),size(SOL2,1));
%
% alldata=cumsum(alln);
%
% plot(xout,100*(alldata/alldata(length(alldata))), 'k');
%
% clear alln xout;
%
% [alln,xout] = hist(Q(:,5),size(Q,1));

```

```
%
% alldata=cumsum(alln);
%
% plot(xout,100*(alldata/alldata(length(alldata))),'g');
%
%
% xlabel('Constriction Size; Particle Radius');
%
% xlim([0 max(r)]);
%
% ylabel('% Smaller');
%
% ylim([0 100]);
%
% legend('Constriction size','Particle radius');

%=====SAVE THE RESULTS=====

savefile1 = ['constrictions_' fname '.mat'];
savefile2 = ['particles_' fname '.mat'];
% savefile3 = ['histogram-' fname 'new.mat'];

save(savefile1,'constrictions');
save(savefile2,'particledata');
% save(savefile3,'oppositeconstr');
void = 1;

end
```

作者简介

刘亚竞，男，汉族，安徽肥东人，出生于1990年8月。2008年9月至2012年6月就读于东南大学土木工程学院，取得学士学位。2012年9月至2015年6月就读于同济大学土木工程学院，取得硕士学位，师从彭芳乐教授，从事静压桩工程方面的研究。2015年6月至2016年6月工作于广州市市政工程设计研究院。2016年9月至2020年12月就读于浙江大学建筑与土木工程学院，攻读博士学位，师从王立忠教授，从事砂土渗蚀流固耦合模拟和基坑变形解析方法方面的研究。

攻读博士期间取得科研成果：

1. Wang L. Z., Liu Y. J., Hong Y., Liu S. M. Predicting deformation of multipropped excavations in soft clay with a modified mobilizable strength design (MMSD) method. *Computers and Geotechnics*, 2018, 104: 54-68.
2. Liu Y. J., Wang L. Z., Hong Y., Zhao J. D., Yin Zhen-Yu. A coupled CFD-DEM investigation of suffusion of gap graded soil: Coupling effect of confining pressure and fines content. *Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2020 , 44:2473-2500.
3. Liu Y. J., Yin Zhen-Yu, Wang L. Z., Hong Y. A coupled CFD-DEM investigation of internal erosion considering suspension flow. *Canadian Geotechnical Journal*. 2020. Accepted.
4. 王立忠，刘亚竞，龙凡，洪义. 软土地铁深基坑倒塌分析. *岩土工程学报*. 2020, 42(9):1603-1611.