



同濟大學

TONGJI UNIVERSITY

博士学位论文

砂土中渗流侵蚀 CFD-DEM 模拟及盾构
隧道渗漏水问题的应用分析

姓 名：李伟一

学 号：1510215

所在院系：土木工程学院

专业学位名称：土木工程

专业领域：岩土工程

指导教师：钱建固 教授

副指导教师：顾晓强 教授

尹振宇 教授

二〇二一年七月



同濟大學
TONGJI UNIVERSITY

A dissertation submitted to
Tongji University in conformity with the requirements for
the degree of Doctor of Philosophy

CFD-DEM Simulation Of Seepage Erosion In Sandy Soil And Application Analysis Of Water Leakage In Shield Tunnel

Candidate: Li Weiyi
Student Number: 1510215
School/Department: College of Civil Engineering
Discipline: Engineering
Major: Civil Engineering
Supervisor: Prof. Qian Jian-gu
Co-supervisor: Prof. Gu Xiao-qiang
Prof. Yin Zhen-yu

July, 2021

砂土中渗流侵蚀 CFD - DEM 模拟及盾构隧道渗漏水问题的应用分析

同济大学

学位论文版权使用授权书

本人完全了解同济大学关于收集、保存、使用学位论文的规定，同意如下各项内容：按照学校要求提交学位论文的印刷本和电子版；学校有权保留学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版；在不以赢利为目的的前提下，学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于学术活动。

学位论文作者签名：

年 月 日

同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所提交的学位论文，是本人在导师指导下，进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本学位论文的研究成果不包含任何他人创作的、已公开发表或者没有公开发表的作品的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本学位论文原创性声明的法律责任由本人承担。

学位论文作者签名：

年 月

摘要

城市基础设施管线与隧道是城市重要的“生命线”。管道或隧道缺陷引起的渗流侵蚀问题威胁着城市生活的安全和可持续发展。渗流侵蚀指水流通过间断级配或宽级配无粘性砂土时，土体中较细的颗粒易在水流的作用下通过较粗土颗粒间形成的孔隙发生运移，引起土中细颗粒流失及土体强度降低，进而诱发渗流侵蚀破坏，常发生于粉质砂土地层中含裂缝的隧道或破损的地理管线附近。就本质而言，渗流侵蚀是颗粒-颗粒、颗粒-流体相互作用的宏观演化过程，传统的连续介质力学方法及室内物理实验难以再现这一复杂的宏微观破坏现象。针对这一难题，本文把粉质砂土理想化为间断级配砂土，采用计算流体动力学-离散元耦合方法（CFD-DEM）对土中渗流侵蚀行为开展数值模拟与宏微观机理分析，首先在单元数值试验尺度上探讨了细颗粒含量、颗粒形态及沉积各向异性对渗流侵蚀及其诱发力学特性弱化的影响规律，然后在边值问题尺度上再现了饱和粉质砂土地层条件下盾构隧道周边土体渗流侵蚀过程。本文主要研究内容与结论如下：

（1）采用 CFD-DEM 方法模拟了间断级配砂土的单元体渗流侵蚀试验，分析了围压、水力梯度及细粒含量等因素对渗流侵蚀的影响规律。数值试验中监测分析了渗流侵蚀过程中的各类宏微观指标并与既往室内试验进行了对比验证。此外，分别对渗流前、后土体开展了三轴排水剪切数值试验，以揭示渗流侵蚀诱发土体力学特性的弱化规律。研究表明，初始细粒含量对各类宏观力学指标的影响相较于围压与水力梯度更为显著。细粒流失会导致土体峰值强度及模量降低，以及剪胀减弱或剪缩增强。微观分析发现，不同细粒含量的试样在渗流过程中接触力链演化差异较大，15%细粒含量试样渗流过程中内部接触力链构成基本不发生变化，而细粒含量（25%，35%）较大的试样，在渗流过程中更多的粗颗粒参与强接触的构成。

（2）将非球形多面体颗粒引入渗流侵蚀 CFD-DEM 模型，通过生成 6 个不同棱角角度准球形多面体颗粒试样以研究颗粒棱角角度对于渗流侵蚀的影响。数值试验结果表明颗粒棱角角度的存在会加强土样抗渗流侵蚀能力，细粒流失量和试样变形随着棱角角度的增加显著降低。各试样渗流前、后的峰值强度均随着颗粒棱角角度的增加而增加。较大棱角角度颗粒对应试样中的次稳定结构抑制了渗流侵蚀的持续发展，说明颗粒棱角角度除影响细粒流失量之外还影响着流失模式。在微观方面，各试样接触法向和法向接触力的各向异性程度在渗流侵蚀过程中均呈持续下降趋势，而切向力各向异性随着颗粒棱角角度的减小而增大。

(3) 利用长形多面体颗粒, 生成了具有相同初始组构各向异性程度且不同初始组构各向异性主方向的试样, 研究了初始组构各向异性对于间断级配砂土渗流侵蚀的影响。数值试验结果表明各向异性主方向与渗流方向夹角 β 越小, 渗流过程中细粒流失量与土样渗透性越大。而试样渗流后峰值强度降低幅度随着 β 的增大而增大, 同时渗流后各向同性试样强度高于所有渗流后各向异性试样, 且渗流前后强度降低幅度最小。在微观层面, 渗流前强力链组成随着初始各向异性主方向的变化各异, 然而渗流后各试样中强力链构成方式达到基本相同的状态。同时粗颗粒朝向角各向异性程度在渗流过后仅略微降低, 表明渗流过程中土骨架变动不大。

(4) 建立了模拟隧道周边土体渗流侵蚀的 CFD-DEM 模型, 讨论了级配及隧道埋深比对于渗流侵蚀的影响。综合分析了渗流侵蚀过程中颗粒流失质量、流失模式、地表位移、周边土体应力重分布、周边土体组构各向异性变化、周边土体力学特性变化等宏微观现象。数值试验结果表明, 土体级配及隧道埋深均显著影响隧道周边土体渗流侵蚀及宏微观力学特性。其中细粒含量为 35% 的模型中地表位移最大, 证实了渗流侵蚀会导致管片上土压力分布不均匀化。管片裂隙上部土体强度和模量在渗流侵蚀后均呈现出不同程度的下降, 同时渗流侵蚀也会导致土体临界状态线位置的变动。在微观组构方面, 隧道埋深对受侵蚀土体各向异性指标影响不大, 而级配对于受侵蚀土体各向异性指标影响显著。

(5) 针对不同管片裂隙宽度, 通过砂土-隧道渗流侵蚀模型, 重点研究了隧道渗流侵蚀过程中, 管片裂隙尺寸对于隧道渗流侵蚀模式的影响。与过往试验水土流失量结果对比, 分析了水与土流失量之间的关系, 从 DEM 及 CFD 两方面证实了模拟方法的可靠性和合理性。数值试验结果表明, 裂隙宽度直接影响着颗粒流失模式, 现有流失模式的分类可作进一步细化。通过管片上土压力及土体位移场的变化阐明了不同缝宽下土拱的形成与消失机理。

(6) 采用 GPU 加速 DEM 计算技术以实现百万多面体颗粒级别的土-隧道渗流侵蚀 CFD-DEM 模拟, 研究了土体初始组构各向异性的影响规律。数值试验结果表明, 颗粒流失量与水流失量均随着各向异性主方向与水平面的夹角的增大而增大。所有模型中最大颗粒流失量约为最小颗粒流失量的 4 倍而最大水体积流失率仅为最小水体积流失率的约 1.16 倍, 说明各向异性主方向对颗粒流失量的影响更为显著。渗流侵蚀过程中, 各模型中土体各向异性程度均呈下降趋势, 即趋向于各向同性变化。而各模型中土体各向异性主方向则均趋向于朝水平面方向转动。

关键词: 间断级配砂土, 渗流侵蚀, CFD-DEM, 多面体颗粒, 组构各向异性, 隧道, 裂隙宽度

ABSTRACT

The urban infrastructure pipelines and tunnels are the “lifelines” of the city. The seepage erosion problems induced by the defects in the pipelines and tunnels threaten the safety and sustainability of urban life. Seepage erosion means that when water flows through gap-graded or widely graded cohesionless sandy soil, the finer particles in the soil are easily transported through the pores formed between the coarser soil particles by the water flow, causing the loss of fines in the soil and reducing the strength of the soil, thus inducing seepage erosion damage, which often occurs in the vicinity of tunnels containing cracks or broken buried pipelines in silty sand stratum. In essence, seepage erosion is a macroscopic evolutionary process of particle-particle and particle-fluid interaction, and it is difficult to reproduce this complex macro and microscopic damage phenomenon by traditional continuum mechanics methods and indoor physical experiments. To address this challenge, this paper idealizes a silty sand as an gap-graded sandy soil, and employs a coupled computational fluid dynamics-discrete element method (CFD-DEM) to numerically simulate and analyze the seepage erosion behavior in the soil at a macro-microscopic mechanism, firstly, the effects of fines content, particle shape and inherent anisotropy on seepage erosion and its induced mechanical property weakening are explored at the unit numerical test scale. Then, the seepage erosion process of the soil around the shield tunnel under the conditions of saturated silty sand stratum is reproduced in the scale of the margin problem. The main research contents and conclusions of this paper are as follows:

(1) The CFD-DEM method was used to simulate the seepage erosion test of gap-graded sandy soil, and the influence of the confining pressure, hydraulic gradient and fines content on the seepage erosion was analyzed. In the numerical tests, various macro and micro indicators of seepage erosion were monitored and analyzed, and compared with previous indoor tests. In addition, numerical triaxial drainage shear tests were carried out on the soil before and after seepage erosion to reveal the weakening of soil mechanical properties induced by seepage erosion. The study shows that the initial fines content has a more significant effect on various macroscopic mechanical indices compared to the confining pressure and hydraulic gradient. The loss of fines leads to the reduction of peak strength and modulus, as well as the weakening of shear

expansion or enhancement of shear contraction. Microscopic analysis revealed that the evolution of contact force chains during seepage differed greatly for specimens with different fines contents, and the composition of internal contact force chains basically did not change during seepage for specimens with 15% fines content, while more coarse particles were involved in the composition of strong contact during seepage for specimens with larger fines contents (25%, 35%).

(2) Non-spherical polyhedral particles were introduced into the CFD-DEM model for seepage erosion, and six quasi-spherical polyhedral particle specimens with different angularity were generated to investigate the effect of angularity on seepage erosion. The numerical test results show that the presence of particle angularity enhances the resistance of soil samples to seepage erosion, and the loss of fines and sample deformation decrease significantly with the increase of angularity. The peak strength of each specimen before and after seepage increases with the increase of particle angularity. The sub-stable structure in the specimens corresponding to the larger angularity inhibits the continuous development of seepage erosion, indicating that the angularity of the particles affects the loss pattern in addition to the amount of fines loss. At the microscopic level, the degree of anisotropy of contact normal and normal contact force of each specimen showed a continuous decreasing trend during seepage erosion, while the anisotropy of tangential force increased with the decrease of particle angularity.

(3) The effect of initial anisotropy on seepage erosion of gap-graded sandy soils was investigated by generating specimens with the same degree of initial anisotropy and different principal directions of initial anisotropy using elongated polyhedral particles. The numerical test results show that the smaller the angle β between the main direction of anisotropy and the seepage direction, the greater the loss of fines and the permeability of the soil sample during seepage. The decrease of peak strength after seepage increases with β , and the strength of isotropic specimens after seepage is higher than that of all anisotropic specimens after seepage, and the decrease of strength before and after seepage is the smallest. At the microscopic level, the composition of the strong force chains varied with the initial anisotropic direction before seepage, but the composition of the strong force chains in the specimens after seepage reached a basically identical state. At the same time, the degree of anisotropy of the coarse particle orientation only slightly decreased after seepage, indicating that the soil skeleton did

not change much during seepage erosion.

(4) A CFD-DEM model was established to simulate the seepage erosion of the soil around the tunnel, and the effects of grading and tunnel burial depth ratio on seepage erosion were discussed. The macro and micro phenomena such as particle loss quality, loss pattern, surface displacement, stress redistribution of the surrounding soil, anisotropic changes of the surrounding soil structure and changes of the surrounding soil mechanical properties during seepage erosion were comprehensively analyzed. The numerical test results show that the soil gradation and tunnel burial depth both significantly affect the seepage erosion and macro and micro mechanical properties of the surrounding soil. The model with 35% fines has the largest surface displacement. And it was confirmed that seepage erosion leads to inhomogeneous soil pressure distribution over the segment. The strength and modulus of the soil above the segment show different degrees of decrease after seepage erosion, and seepage erosion also leads to changes in the location of the critical state line of the soil. In terms of microstructure, the tunnel burial depth has little effect on the anisotropy index of eroded soil, while the gradation has a significant effect on the anisotropy index of eroded soil.

(5) For different segment crack widths, the influence of segment crack size on tunnel seepage erosion pattern during tunnel seepage erosion was focused on by sand-tunnel seepage erosion model. The relationship between water and soil erosion was analyzed by comparing with the results of previous tests on water and soil erosion, and the reliability and rationality of the simulation method was confirmed from both DEM and CFD aspects. The numerical test results show that the crack width directly affects the particle loss pattern, and the classification of existing loss patterns can be further refined. The mechanism of formation and disappearance of soil arch under different segment crack widths is elucidated by the changes of soil pressure on the segment and soil displacement field.

(6) The CFD-DEM simulation of soil-tunnel seepage erosion at the level of millions of polyhedral particles was carried out using GPU-accelerated DEM computing technology to study the influence of anisotropy of the initial soil configuration. The numerical test results show that the particle loss and water loss both increase with the increase of the angle between the principal direction of anisotropy and the horizontal plane. Among the models, the deposition plane $\beta = 90^\circ$ corresponds to the largest

particle loss and water volume loss rate, while the $\beta = 0^\circ$ corresponds to the smallest particle loss and water volume loss rate, and the maximum particle loss is about 4 times of the minimum particle loss while the maximum water volume loss rate is only about 1.16 times of the minimum water volume loss rate. It indicates that the principal direction of anisotropy has a more significant effect on the particle loss. During seepage erosion, the degree of soil anisotropy in all models tends to decrease, that is, it tends to change isotropically. In contrast, the anisotropic principal direction of the soil in all models tends to turn toward the horizontal plane.

Key Words: gap-graded sandy soil, seepage erosion, CFD-DEM, polyhedral particles, fabric anisotropy, tunnel, crack size

目录

第 1 章 绪论.....	1
1.1 课题研究背景.....	1
1.2 国内外研究现状.....	2
1.2.1 渗流侵蚀特性.....	2
1.2.2 隧道管片裂隙诱发周边土体渗流侵蚀.....	5
1.3 存在的问题.....	8
1.4 主要研究内容.....	8
1.5 主要创新点.....	9
第 2 章 间断级配砂土渗流侵蚀 CFD-DEM 模拟.....	11
2.1 引言.....	11
2.2 数值试验方案.....	12
2.2.1 试样材料特性.....	12
2.2.2 数值模拟方案.....	14
2.3 结果与讨论.....	17
2.3.1 渗流侵蚀过程中的细粒流失.....	17
2.3.2 孔隙比变化与颗粒重分布.....	22
2.3.3 试样竖向变形.....	25
2.3.4 渗流前后力学特性.....	27
2.3.5 微观接触分析.....	29
2.4 本章小结.....	36
第 3 章 颗粒棱角对间断级配砂土渗流侵蚀特性的影响研究.....	38
3.1 引言.....	38
3.2 模拟方法.....	39
3.2.1 颗粒形状.....	39
3.2.2 试样参数与模型设置.....	40
3.2.3 模拟过程.....	41
3.3 宏观结果分析.....	44
3.3.1 细粒流失.....	44
3.3.2 土样竖向变形.....	48
3.3.3 渗流前后试样力学特性变化.....	50
3.4 微观结果分析.....	53
3.4.1 水体积流速.....	53
3.4.2 强力链.....	54
3.4.3 机械配位数.....	55
3.4.4 力链演变.....	57
3.4.5 累计接触力占比.....	60
3.4.6 各向异性.....	62
3.5 本章小结.....	65
第 4 章 间断级配砂土初始各向异性对其渗流侵蚀特性的影响研究.....	67
4.1 引言.....	67
4.2 模拟方法.....	69

4.2.1 颗粒材料参数.....	70
4.2.2 试样制备.....	71
4.2.3 渗流试验方案.....	73
4.3 结果与讨论.....	74
4.3.1 受侵蚀细粒质量.....	74
4.3.2 细粒渗流前后分布.....	75
4.3.3 水体积流速.....	77
4.3.4 渗流前后强度变化.....	78
4.3.5 渗流前后强力链组成变化.....	81
4.3.6 接触力累积贡献变化.....	82
4.3.7 渗流前后组构变化.....	84
4.3.8 渗流过程中配位数变化.....	85
4.4 本章小结.....	86
第 5 章 隧道埋深及周边土体级配对隧道渗流侵蚀影响的模拟研究.....	88
5.1 引言.....	88
5.2 砂土-隧道渗流侵蚀 CFD-DEM 模型.....	88
5.2.1 模型中的材料参数.....	88
5.2.2 模拟流程.....	91
5.3 结果与讨论.....	95
5.3.1 细粒流失.....	95
5.3.2 地表位移.....	105
5.3.3 应力分布.....	107
5.3.4 微观组构分析.....	114
5.3.5 土体力学特性变化.....	121
5.4 本章小结.....	125
第 6 章 隧道管片裂隙尺寸对渗流侵蚀过程的影响研究.....	127
6.1 引言.....	127
6.2 CFD-DEM 建模.....	128
6.3 结果与讨论.....	131
6.3.1 颗粒流失质量.....	131
6.3.2 颗粒位移场.....	133
6.3.3 地表位移.....	138
6.3.4 水流失量.....	139
6.3.5 隧道上土压力变化.....	142
6.4 本章小结.....	144
第 7 章 隧道周边土体初始各向异性对其渗流侵蚀的影响研究.....	146
7.1 引言.....	146
7.2 各向异性砂土-隧道渗流 CFD-DEM 建模.....	146
7.3 结果与讨论.....	150
7.3.1 颗粒流失.....	150
7.3.2 地表位移.....	151
7.3.3 应力分布.....	151
7.3.4 水流失量.....	154
7.3.5 孔压分布.....	155

7.3.6 各向异性.....	158
7.4 本章小结.....	161
第 8 章 结论与展望.....	163
8.1 本文主要结论.....	163
8.2 未来研究展望.....	166
参考文献	167
附录 A CFD-DEM 耦合方法.....	176
A.1 DEM 原理.....	176
A.1.1 计算周期.....	176
A.1.2 接触检测算法.....	178
A.1.3 多面体颗粒接触判定.....	179
A.1.4 接触力模型.....	180
A.1.5 临界时步.....	182
A.2 耦合 CFD-DEM 算法.....	184
A.2.1 基本控制方程.....	184
A.2.2 拉格朗日-欧拉映射	184
A.2.3 流体-颗粒相互作用力	187
A.2.4 耦合计算过程.....	189

主要符号表

符号	代表意义
Δn	相对位移增量法向分量
Δs	相对位移增量切向分量
\dot{x}_i, \dot{y}_i	两接触颗粒速度
$\dot{\theta}_{(x)}, \dot{\theta}_{(y)}$	两接触颗粒角速度
$R_{(x)}, R_{(y)}$	两接触颗粒半径
e_i	法向单位向量
t_i	切向单位向量
Δt	DEM 时步
ΔF_n	接触法向力增量
ΔF_s	接触切向力增量
k_n	接触法向刚度
k_s	接触切向刚度
F_n	法向接触力
F_s	切向接触力
$m_{(x)}$	颗粒质量
$I_{(x)}$	颗粒惯性力矩
\ddot{x}_i	颗粒平移加速度
$\ddot{\theta}_{(x)}$	颗粒旋转加速度
u_{acc}	颗粒累计位移
du	表面点增量位移
s_n	接触法向重叠
\hat{K}_H	刚度系数
E^*	有效杨氏模量
R^*	有效半径
\hat{C}_H	阻尼系数
m^*	有效质量
η_H	赫兹模型中阻尼比
μ_s	静摩擦系数
μ_d	动摩擦系数
s_τ	接触切向相对位移
$s_{\tau, \max}$	颗粒开始滑动时的最大相对切向位移
η_τ	切向阻尼比
ε	恢复系数

ν	泊松比
m_{cri}	临界质量
K_{cri}	临界刚度
$N_{\Delta t}^l$	一个加载循环中的最小时步数
α_f	流体占据的体积分数
ρ_f	流体密度
\mathbf{u}_f	流体速度
τ	液相应力张量
\mathbf{R}_{pf}	液相与颗粒相的力交换
ε_{ps}	每一单位体积超单元对应的颗粒体积分数
V_{ps}	超单元中所有单元的体积和
$\alpha_{target,max}$	最大固相体积分数
$N_{iter,max}$	最大循环次数
F_D	拖曳力
$F_{\nabla p}$	压力梯度力
F_V	虚质力
F_L	升力
F_T	湍流分散力
∇p	局部平均压力梯度
Re_p	颗粒雷诺数
d_p	颗粒的相当球体直径
μ_f	液体粘度
C_D	阻力系数
ϕ	非球形颗粒球度
A_p	颗粒表面积
A_{equ}	体积相当球形颗粒表面积
α_s	衡量颗粒浓度的参数
E	杨氏模量
μ	颗粒间摩擦系数
μ_r	旋转抵抗系数
I	惯性数
q	偏应力
p	平均应力
ε_v	体应变
ε_1	轴向应变
i	水力梯度
Δt_{CFD}	液相时步

E_{50}	三轴峰值应力一半处对应正切模量
Q	体积流速
Z	配位数
Z_m	机械配位数
β	沉积平面角

第1章 绪论

1.1 课题研究背景

地质灾害，包括山体滑坡、泥石流、堤坝倒塌、地面沉降、天坑或洞穴等，在国内外各地造成了巨大的人员伤亡和财产或基础设施破坏。减轻此类灾害和预防是一项长期挑战。由于频繁的强降雨和陡峭的地形，居住人口密集的地方特别容易受到山体滑坡和泥石流的影响。导致滑坡和泥石流发生的一个主要机制是在降雨入渗在间断性级配土中细颗粒发生迁移，如许多灾害现场的数据所示。细粒冲刷可能导致土结构松散、土强度降低，最终导致土体失稳。这种内部冲刷在工程实践中被广泛称为渗流侵蚀，但目前尚未深入研究以更深入地理解该现象。事实上，人们普遍知道，渗流侵蚀会导致大坝/堤坝垮塌、地面沉降的发生和天坑或洞穴的形成乃至崩塌。

地下管线隧道是城市基础设施的重要组成部分，也被称为城市的“生命线”。以管道为例，各种供水、排水、燃气、供热、电力、电信、工业等地下管线延伸到地下数百万公里，为一座城市输送物资、能源和信息。据中国地下城市空间发展蓝皮书指出，2016-2019年以城市轨道交通、综合管廊、地下停车场为主导的中国城市地下空间开发每年以1.5万多亿人民币规模的速度增长。保守估计“十三五”期间全国地下空间开发直接投资规模约8万亿人民币。然而，人口密集城市下方埋设的大量市政管线与密集的地铁隧道在大力助推城市经济发展的同时也给城市安全带来了巨大的隐患。由于设计、施工和地下水侵蚀等不可预见的问题，基础设施管道和隧道容易出现缺陷或损坏。即使开孔缺陷很小，由于渗流力的作用，土体中的细小颗粒也会向缺陷点方向运移，使土体强度逐渐退化。这种渗流侵蚀反过来会加速缺陷的打开。其结果是，在渗流作用下，失去强度的土体随地下水逐渐流入管道或隧道，引起管道周围的水土流失，经过一段时间后引起地面沉降甚至地面塌陷，形成城市天坑，给城市生活的安全和可持续发展带来巨大的安全隐患和严重的后果。

当隧道或基础设施管道所处地质条件不同时，地下水渗流的机理及对其的影响也大不相同。上海地铁隧道所处地层条件以软粘土为主，同时与粉质砂土层、砂质粉土层互层。刘建航和侯学渊（1991）指出当隧道周围土层条件为粉砂土或砂质粉土时，在动水压力及重力流的共同作用下，隧道周边土体会不断流入隧道，直至隧道破坏。这与低渗透性土体中隧道渗漏水引起隧道沉降及变形机理完全不同，从而对隧道位移与结构变形产生不同的影响。故在粉质砂土

及砂质粉土与软粘土交替分布处，隧道渗漏水时可能产生较大的不均匀变形与沉降。

为揭示渗流侵蚀这一灾变形成机制，目前已开展了各类室内单元试验与模型试验，对于级配、围压、水力梯度等对渗流侵蚀的影响以及隧道周边渗流侵蚀致灾机理等取得了一定程度的认识。然而受限于现有试验观测条件，模型试验与单元试验难以对土体渗流侵蚀过程中的细观机理进行深入了解。数值模拟方面，连续介质数值模拟方法（如有限差分法与有限单元法）依赖于宏观本构关系，无法在细观层面上重现渗流侵蚀过程中颗粒在水流作用下运移的流固耦合过程。相比较，从颗粒微观尺度对散体材料物质特性进行跟踪模拟的离散单元法-离散元（Discrete Element Method-DEM），为模拟认知岩土材料宏微观力学特性及相应机理提供了有效的数值模拟手段；进一步将离散单元法与计算流体力学方法（Computational Fluid Dynamics-CFD）进行耦合，可实现颗粒尺度上的复杂流-固相互作用的精细化模拟。将 DEM 与 CFD 两类分析方法进行耦合形成的 DEM-CFD 方法，目前成为再现渗流侵蚀宏细观行为的重要数值手段。

1.2 国内外研究现状

1.2.1 渗流侵蚀特性

过往针对渗流侵蚀的研究表明，土颗粒级配、土体所受围压、水力梯度、颗粒流失路径的孔径大小等均是影响渗流侵蚀的重要因素。

颗粒级配方面，概念上来说，如果粗颗粒的孔隙网络的限制大于一些较细的颗粒，则认为这些颗粒可以通过渗流作用在粗颗粒骨架中发生运移，通常将此种可发生渗流侵蚀的级配称为不稳定级配，反之称为稳定级配。目前已有一系列的文献研究稳定级配与不稳定级配之间的界限。

Kenney 和 Lau（1985, 1986）指出，若要使土壤内部为不稳定状态可发生渗流侵蚀，则土中细颗粒部分的体积占比需小于已有的孔隙。他们认为对于良好级配土这一比例界限为 20%，而对于窄级配土这一比例为 30%。同时，他们认为粒径为 D 的颗粒可以通过由粒径为 $4D$ 或者更大粒径颗粒形成的孔隙，即粒径为 D 的细颗粒的渗流路径可由粒径为 $D-4D$ 的大颗粒所阻止。据此提出一个简易判定方法：设定小于粒径 D 的质量分数为 F ， D 和 $4D$ 之间的质量分数为 H 。若要使得级配为不稳定级配，则对于某一特定粒径 D ， H 需小于 F 。此方法如图 1.1、图 1.2 所示。

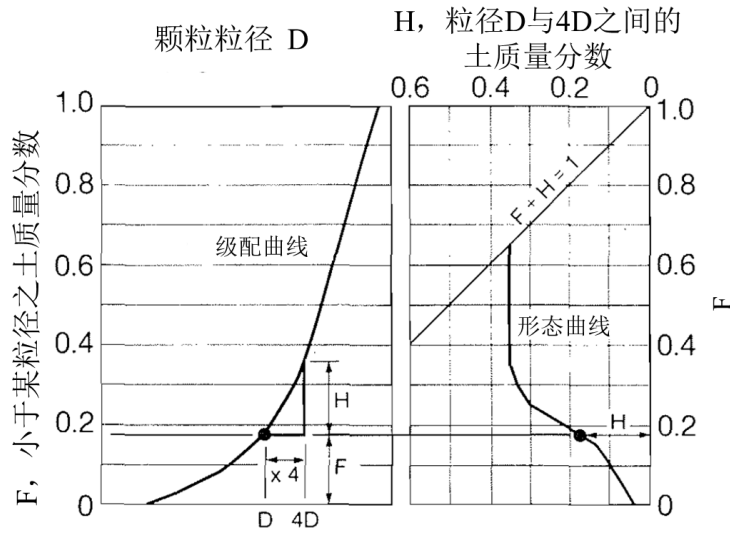


图 1.1 表征级配曲线形状的方法 (Kenney 和 Lau, 1985)

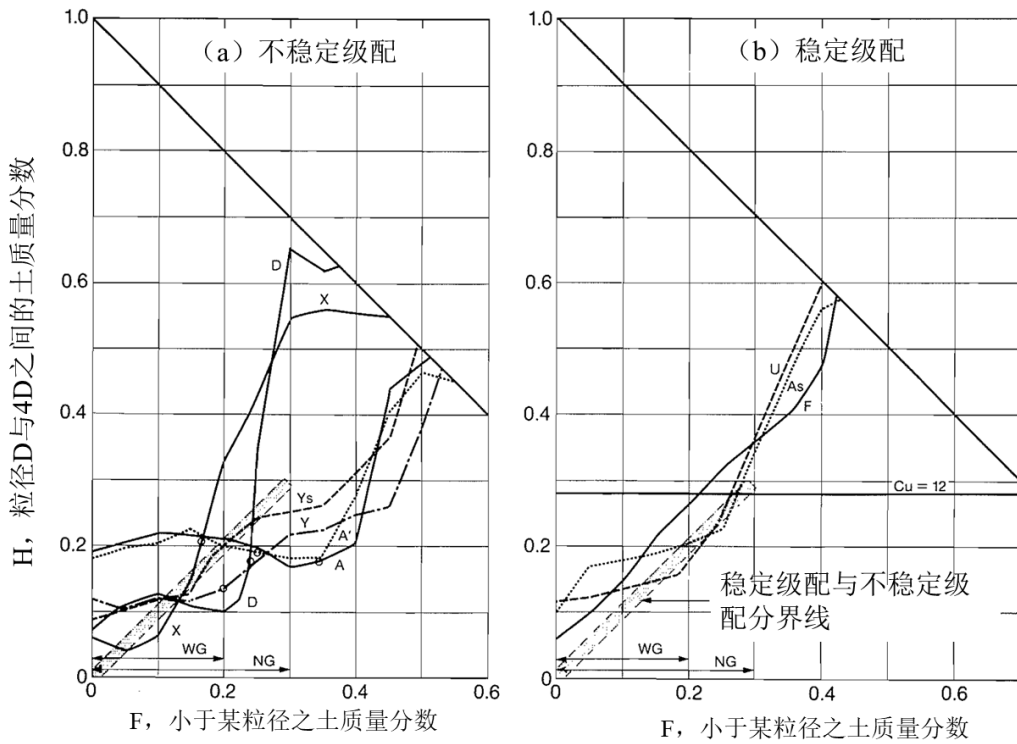


图 1.2 (Kenney 和 Lau, 1985) 评估土样内部不稳定的方法, 经 (Kenney 和 Lau, 1986) 修订标准

Wan 和 Fell (2004a, 2007) 指出, 理论细颗粒含量比例可高达 40%。但在他们的土样中, 宽级配土样中这一比例在 22%到 33%之间, 而间断级配土的比例在 29%到 38%之间。Wan 和 Fell (2004a, 2007) 使用逻辑回归的方式来定义土样内部不稳定概率相同的轮廓线。

为便于工程实践应用，Fell 等人（2008）根据其数据给出如下结论：在大坝和其基础通常会经历的水力梯度下，塑性指数大于 7 的土体被视作不会发生渗流侵蚀。当由于某些特殊原因使得局部水力梯度大于 4 时，塑性指数小于等于 12 的土体应被认定为可发生渗流侵蚀。这一判定方法被视为一种较为保守的方法。

水力条件方面，土体所受的水力梯度对于土体是否会发生渗流侵蚀及渗流侵蚀程度均存在着重要影响。

Kovacs（1981）认为，土样级配不满足内部稳定标准“并不意味着对渗流侵蚀的高度敏感性，因为细粒接触点的力量阻碍了它们的运动，因此，相对较高的梯度是启动运动的必要条件”。因此，一些使用潜在的不稳定材料建造的堤坝和水力结构在实践中可能不会出现渗流现象。在实践中，如果认为水力梯度不存在问题，那么在项目中使用潜在的不稳定材料可能是可以接受的。

Terzaghi（1939）首次提出了关于均匀砂柱中的渗流破坏理论。该理论基于水的向上流动产生的垂直渗流力和被淹没的土壤颗粒的垂直向下的重量的相加而来。当水力梯度导致土体中有效应力为零的情形下，即某一水平面的渗流孔隙水压力等于该水平面以上土壤的总覆土应力时，就会发生破坏。临界水力梯度由以下公式给出。

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = (G_s - 1)(1 - n) \quad (1.1)$$

其中 G_s 为土粒比重； n 为孔隙率； γ' 为浮重度； γ_w 为水重度。

Skempton 和 Brogan（1994）通过试验研究表明，在内部不稳定的无粘性土壤中，当渗流水力梯度小于 Terzaghi 临界水力梯度时，也会发生渗流侵蚀现象。Wan 和 Fell（2004a, 2007）发现，在其试验中的所有内部不稳定土样基本均在向上渗流水力梯度为 0.8 或更小时发生侵蚀，其中一些土体发生渗流的水力梯度甚至小于 0.3。其中，孔隙率较高的土样在较低的水力梯度下开始发生侵蚀，孔隙率较高土样在小于 0.3 的水力梯度下即可发生渗流侵蚀。同时与具有相同细粒含量的非间断级配土样对比，具有塑性细粒的土样需要更高的水力梯度作用才能发生侵蚀。

Li（2008）基于内部稳定与不稳定材料的渗流试验，提出了一个针对渗流侵蚀是否发生的临界水力条件。基于 Terzaghi 提出的临界水力梯度与细粒承担的有效应力比例 α ，Li（2008）推导出了适用于任意不稳定级配土的临界水力梯度 i_c ：

$$i_c = \alpha \cdot i_{CT} = \alpha \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (1.2)$$

式中 α 为细颗粒承担垂直有效应力 σ'_v 的折减系数。此折减系数由 Skempton 和 Brogan (1994) 首次提出。由下式定义：

$$\alpha = \frac{\sigma'_f}{\sigma'_v} \quad (1.3)$$

此折减系数可拟合为：

$$\alpha = 3.85(d'_{85} / O_{50}) - 0.616 \quad (1.4)$$

式中 d'_{85} 是土样中细粒部分的 d_{85} ， O_{50} 为粗颗粒的有效颗粒间缝隙尺寸。

除试验手段外，近年来随着计算机技术的发展，CFD-DEM 方法也被引入到渗流侵蚀的研究中来 (Hu 等, 2019; Zou 等, 2020)。比如, Xiong 等 (2020) 通过 CFD-DEM 方法模拟渗流侵蚀试验研究了渗流方向与重力方向夹角对于间断级配砂土渗流侵蚀特性的影响，指出渗流侵蚀过程中渗流方向与重力方向夹角越大，渗流侵蚀现象越难以发生与持续。Hu 等 (2020) 通过 CFD-DEM 方法重点关注了渗流侵蚀前后受侵蚀土样力学特性变化，指出渗流侵蚀后的土样峰值强度显著降低同时临界状态强度基本保持不变，临界状态孔隙比渗流后增大。Hu 等 (2020) 同时研究了不同制备受侵蚀后土样方法对其力学特性的影响。Liu 等 (2020) 通过 CFD-DEM 方法研究了渗流侵蚀过程中的围压与试样细粒含量对渗流侵蚀的综合影响。值得一提的是，CFD-DEM 方法相较于传统试验方法更能够详细记录颗粒级别的运动与接触信息，使得揭示宏观现象之后的微观机理成为可能。

1.2.2 隧道管片裂隙诱发周边土体渗流侵蚀

隧道运营期年久失修、施工期间质量问题、地下复杂环境下长时间的受侵蚀，均会使隧道出现漏水现象，特别是在隧道的接缝处。隧道漏水改变了其周围土体的渗流边界条件，地下水会沿隧道裂隙处进入隧道，形成新的渗流路径。低渗透性土中的隧道渗漏水会引发管线周围土体中孔隙水压力的长期降低 (Palmer 和 Belshaw, 1980) 与相应的长期沉降 (Mair, 2008)。而这种长期沉降会引发建筑倾斜和周围地区的地下结构 (包括隧道本身) 变形 (Wu 等, 2017)。隧道的进一步变形又会加剧隧道的漏水，形成恶性循环。

针对粘土中隧道漏水引发的各种问题，长期实地观察所需的时间尺度很大 (Shen 等, 2014)。关于地面运动的长期数据仅限于地表，地表以下地层的长期沉降与隧道周围孔隙压力的长期数据记录较少。大尺度长时间的要求给模型试验研究隧道漏水现象带来了困难，因此目前关于隧道漏水的研究主要集中于解析方法与有限元数值模拟两方面。

解析方法方面：隧道渗漏问题通常被简化为均质各向同性土层中的平面应

变问题 (El Tani, 2003; Lei, 1999), 而隧道透水通常通过假设隧道衬砌为完全透水或部分透水来实现, 从而评价隧道渗漏引发的渗漏量与孔隙水压力变化 (Kolymbas 和 Wagner, 2007; Park 等, 2008)。过往研究 (Bobet, 2001; Carter, 1982; Carter 和 Booker, 1983; Li, 1999) 利用解析方法推导了隧道衬砌的导水率、衬砌刚度、施工工艺、土质特性等因素对周边土体应力场和位移场的影响。虽然解析方法近年来有所发展, 但将其应用于隧道渗漏研究, 仍然存在计算复杂、土质和渗流条件过于简化等问题, 难以实现定量分析。

有限元数值模拟方面: 部分研究者将隧道衬砌简化为均匀透水, 定义整个衬砌的恒定渗透系数以模拟隧道漏水 (Shin 等, 2002; Wongsaroj 等, 2013; Zhang 等, 2015)。然而实际漏水情形中, 隧道的接缝、缝隙及衬砌中的相对高渗区域的出现会改变排水条件 (Wongsaroj 等, 2013)。为模拟隧道局部漏水效果, Shin 等 (2012) 将隧道漏水问题假定为平面应变问题, 建立了考虑特定位置漏水的有限元模型。为建立可研究隧道局部渗漏影响的三维有限元模型, 部分研究 (Wu 等, 2020a, 2020b) 引入自定义一维漏水元件来模拟局部漏水, 克服了漏水元件实体网格化尺寸的限制性, 提升了模拟的准确性。

对于砂土地层中的隧道, 砂土渗透系数高, 管线渗漏水引起的周边土体中孔隙水压力变化较小。另一方面, 砂土中的细颗粒可能会在渗流水的作用下沿破损口被冲入管线内部, 导致管线周边土体流失, 从而导致地表沉降或地下空洞 (张刚, 2007)。上海市 7-2 层土为典型粉质砂土, 此种地层条件下更易发生细颗粒在水力作用下流失进入隧道现象, 进而可能诱发隧道渗流侵蚀破坏。与此同时, 砂土地层中隧道渗流侵蚀与粘土地层中隧道漏水在发生部位上基本一致。通常可分为管片接缝、螺栓孔、注浆孔、管片裂隙等部位。而其中管片接缝处发生的渗流侵蚀最为常见, 一般涵盖环缝渗流侵蚀、纵缝渗流侵蚀、十字缝渗流侵蚀。

隧道渗流侵蚀在隧道周围形成的地下空洞往往会导致隧道失去土层支撑, 极端情形下会导致隧道破坏 (Mcdonald 和 Zhao, 2001)。一般认为从砂土颗粒流失到隧道破坏既是一个从量变到质变的过程同时也是一个可能发生恶性循环的过程。过往研究表明 (高程鹏, 2017), 颗粒较细的砂土在土压力和水流作用力共同作用下不断流失, 继而在较粗颗粒骨架间形成粗粒化空洞区域, 使得隧道管片周围的砂土粗颗粒骨架发生变动, 产生一定程度的量变。随着渗流侵蚀的持续发展, 粗粒化区域与面积持续扩大, 在上部土体和交通动载的共同作用下, 粗颗粒骨架会发生崩塌重构。即量变累积导致质变。粗颗粒骨架的崩塌重构一方面会带来较大的地表位移, 另一方面也会导致隧道结构变形。

恶性循环方面。隧道管片接缝处由于沿隧道长度方向的不均匀变形和沉降

会产生一定程度的裂隙，使得部分细颗粒流失。随着细颗粒流失的不断发展，隧道管片上土压力分布产生变化，使得原本因裂隙而较为薄弱的接缝继续扩大。进而导致进一步的隧道变形与土体沉降，而这些变形与沉降又会持续扩大管片裂隙，加大砂土流失量。形成不断发展的恶性循环，直至隧道完全破坏或地面的空洞塌陷。给城市交通和群众生命财产安全带来不良影响。

比如，1995 年，圣彼得堡地铁一号线已运营区间因常年漏水漏砂导致隧道坍塌、并最终废弃。后续调查表明其中漏水漏砂最严重的路段周边土体主要为细砂，材料问题和施工质量问题被怀疑为主要原因之一（Wallis，2002）。1977~1980 年间，美国密歇根三条隧道因隧道渗流漏水漏砂破坏（Neyer，1984）。调查表明，隧道存在开放的施工缝及冷接缝，隧道周边土体大多为细砂、中砂、砂质粉土等高渗透性土体。同时土体侵入隧道的质量与管道位置与开缝大小相关，土体渗入管道导致隧道失去底部和侧向支撑最终破坏。

目前关于隧道渗流侵蚀的研究主要集中在数值模拟和模型试验两方面，数值模拟方面：部分研究者（Meguid，M A 和 Dang，2009；Wang 等，2014）借助有限元方法，通过预先假定侵蚀空洞或侵蚀区研究侵蚀空洞对隧道产生的影响。然而预先假定侵蚀区域这一假设过于简化，同时无法研究侵蚀过程。隧道周边细粒土流失问题涉及砂土颗粒级别的细观尺度，连续介质模拟方法（如有限元法、有限差分法）难以模拟此种尺度下的离散介质运动。近年来出现的流体力学-离散元（CFD-DEM）耦合方法一方面可以模拟颗粒尺度上砂土颗粒的运动以揭示微观力学机理，另一方面也能考虑水土相互作用。因此近年来一些学者开始使用 CFD-DEM 方法研究隧道渗流侵蚀这一类涉及砂土-水相互作用的岩土工程问题。Zhao 和 Shan（2013）通过一维固结和单颗粒下沉两组试验测试了 CFD-DEM 方法的准确性，证实了将其应用于岩土工程中的可行性。之后众多研究（Hu 等，2020，2019；Zou 等，2020）利用此方法研究单元渗流侵蚀特性。然而受限于计算机算力，目前此方法所能研究的问题往往尺度较小，大多集中在单元问题，对边值问题的研究较少。与 CFD-DEM 方法相似的可模拟土颗粒流体相互作用的还有 LBM-DEM 方法（金磊 等，2021），其与 CFD-DEM 方法的主要差别在于流体场的求解方法。

模型试验方面：Leung 和 Meguid（2011）研究了土体侵蚀空洞的出现对管片周围土压力的影响。高程鹏（2017）通过模型试验研究了隧道裂隙、土体级配、水压变化对隧道渗流侵蚀现象的影响，呈现了隧道渗流侵蚀的发展过程及模式。张冬梅等（2018）提出了一种针对间断级配砂土中破损管线渗流侵蚀现象的模型试验方法，揭示了侵蚀过程中各阶段的特征，得出了级配、破损尺寸、水位高度等影响因素对于破损管线周围渗流侵蚀的影响。

1.3 存在的问题

传统室内试验在单元土样渗流侵蚀、隧道渗流侵蚀等问题上取得了丰硕的成果，但受限于试验条件，渗流侵蚀过程中的微观机理难以探明。例如，单个土颗粒在渗流侵蚀过程中的位置信息，颗粒间精确的接触信息等微观信息均难以记录，这给揭示渗流侵蚀过程中宏观现象与规律背后的微观机理带来了一定的困难。基于此，针对性地发展 CFD-DEM 技术以应用于渗流侵蚀模拟从而揭示各宏观现象背后的微观机理十分必要。

传统 DEM 计算中，大多采用球形颗粒进行模拟研究。球形颗粒接触计算与判定算法简单，所需计算资源少，计算速度快。近来因计算机硬件与 DEM 计算方法的发展（如 GPU 加速技术），越来越多的研究开始关注涉及非球形颗粒的离散元模拟并取得了大量相应的成果。然而针对渗流侵蚀现象的 CFD-DEM 模拟研究因兴起较晚、耦合算法计算资源占用大等原因，截止目前尚未引入非球形颗粒。根据过往其他关于颗粒形状的研究，颗粒形状对散体材料各方面特性的影响十分明显，故还需加以考虑颗粒形状对于渗流侵蚀的影响。

过往针对土体各向异性的各类研究主要集中在力学特性（如强度、模量、体变）等方面，针对渗流侵蚀特性的研究较少。部分研究关注了土样竖直与水平渗流方向渗透系数的差异，然而相较于力学特性各向异性研究对各个角度的关注，这部分研究往往只关注竖直与水平两个方向。因此针对土样各向异性对于其渗流侵蚀影响以及各向异性土体中隧道渗流侵蚀特性的数值模拟研究尚存在空白。

近年来以 CFD-DEM 方法研究岩土工程中相关问题的研究越来越多，其中对于渗流侵蚀的研究是其中的一个重要方向。诸多研究者在此方面取得了不少难以在室内试验中获得的有意义的研究成果，提升了我们对于渗流侵蚀现象的认知。然而这些 CFD-DEM 数值模拟主要集中于单元土样渗流侵蚀试验，受限于计算资源与模拟技术，尚缺乏边值问题尺度的渗流侵蚀研究（如大坝、隧道模型）。

1.4 主要研究内容

针对上述研究中存在的问题，本文分别建立了单元土样渗流侵蚀及隧道渗流侵蚀 CFD-DEM 模型，研究了相关影响因素对渗流侵蚀的影响。本文主要研究内容可概括为以下几个方面：

（1）第 2 章建立了土单元渗流侵蚀 CFD-DEM 模型，对一系列间断级配土样进行了渗流侵蚀模拟试验，研究了细粒含量、围压、水力梯度对渗流侵蚀过程中

土体宏微观特性的影响，并讨论了宏微观特性之间的关联。

(2) 第 3 章引入了非球形多面体颗粒，对一系列拥有不同角点数（棱角度）颗粒组成的土样进行渗流侵蚀试验，并对渗流前后土样展开三轴排水压缩数值试验，说明了颗粒棱角度对砂土渗流侵蚀特性的影响机理。

(3) 第 4 章生成了一系列具有不同初始组构各向异性主方向的试样，并进行了渗流侵蚀数值试验，分析研究了初始组构各向异性对于渗流侵蚀的影响机理，同时通过对渗流前后土样分别开展三轴排水压缩数值试验说明了初始各向异性对于土体渗流侵蚀诱发力学特性弱化规律的影响。

(4) 第 5 章建立了砂土-隧道渗流侵蚀 CFD-DEM 模型，并在此基础上进行了一系列隧道渗流侵蚀试验模拟以研究隧道埋深比与周边土体级配对隧道渗流侵蚀的影响，监测分析了隧道渗流侵蚀过程中各种宏微观现象，同时重点关注了隧道渗流侵蚀对周边土体力学特性的影响。

(5) 第 6 章在第 5 章模型的基础上进一步扩大了模型尺寸以及采用了更贴近室内试验的颗粒级配。通过设置不同的管片裂隙宽度研究了裂隙宽度对于隧道渗流侵蚀的影响，分析了隧道宽度变化产生的不同颗粒流失模式以及对应的各类宏微观现象。

(6) 第 7 章基于第 6 章 CFD-DEM 模型与第 4 章 DEM 成样方法，并采用 GPU 加速计算技术，进行了具有不同初始组构各向异性土体中隧道渗流侵蚀的模拟试验，确认了土体初始各向异性对于隧道渗流侵蚀的影响。

1.5 主要创新点

本文的创新点主要体现在以下几个方面：

(1) 多面体颗粒能够在自锁效应、棱角度等方面较聚合球体法能更好地反映实际砂土特性。基于此，本文在 CFD-DEM 耦合模拟中引入多面体颗粒，研究了颗粒棱角度对间断级配砂土渗流侵蚀的影响，阐明其微观机理。

(2) 初始各向异性对渗流侵蚀的影响研究尚为空白。本文采用长形多角点颗粒，生成具有不同初始各向异性主方向的试样，研究了初始各向异性对间断级配砂土渗流侵蚀的影响及其微观机理。

(3) 现有渗流侵蚀研究大都集中于单元试验模拟。本文建立了砂土-隧道渗流侵蚀问题的 CFD-DEM 模型，从更大的尺度研究了隧道管片裂隙引起的砂土渗流侵蚀问题。

(4) 传统离散元方法难以完成百万以上多面体颗粒计算。本文采用 GPU 加速离散元计算方法，实现了百万级多面体颗粒的 CFD-DEM 模拟，针对初始

各向异性砂土中隧道管片裂隙诱发渗流侵蚀问题，研究了各向异性对隧道周边砂土渗流侵蚀的影响及其微观机理。

第2章 间断级配砂土渗流侵蚀 CFD-DEM 模拟

2.1 引言

渗流侵蚀是引起土石坝破坏和失效的主要原因之一，在 Foster 等（2000）调查的 11192 座水坝中，有 136 座水坝出现功能障碍，其中 46%与渗流侵蚀有关。渗流侵蚀主要由土体中土颗粒在水流作用下运移引起，导致土颗粒流失，进而引发土体变形甚至破坏。渗流侵蚀的发生和演变由复杂的颗粒-流体相互作用所构成并与众多因素相关，其中包括土体级配、相对密实度、孔隙分布、应力状态和应力历史、水力条件等。透彻的了解渗流侵蚀的微观机理及各种因素对其的具体影响对各种土工构筑物的防灾与改进具有重要意义。

有关间断级配砂土的侵蚀现象不少学者已开展了大量的室内试验研究。Lafleur 等（1989）通过对室内渗流试验对颗粒的潜在迁移量、颗粒渗流量进行量化分析，证实了细粒渗流量与级配曲线的相关性。Skempton 和 Brogan（1994）通过试验发现不稳定级配砂土渗透破坏的临界水力梯度远低于经典理论值，仍有渗流侵蚀现象发生，证实了 Kenney 和 Lau（1985）的理论。Bendahmane 等（2008）通过试验研究了细粒含量、水力梯度、围压对渗流侵蚀机制的影响。Li 和 Fannin（2008）通过已有试验数据比较了两种判断砂土在渗流条件是否不稳定的准则，给出了在实际工程中应用这两种准则的指导。Mehdizadeh 等（2018）研究了渗流后的土体力学特性，还发现颗粒间孔隙比是评估土体渗流后岩土力学特性的重要指标。这些试验研究表明，影响侵蚀破坏的因素相当复杂，直接基于室内试验无法揭示渗流侵蚀的演化规律及其诱发的力学特性弱化规律。

近年来，CFD-DEM 耦合方法被应用于渗流侵蚀的模拟研究中。相较于传统的连续介质模拟方法（如 FEM 方法、FDM 方法），CFD-DEM 通过模拟每一个单独颗粒的运动及颗粒与其周围颗粒的互相作用，能够表现渗流过程中土体中的土颗粒不连续空间分布随时间的变化，因而能精细化再现颗粒渗流现象的微宏观演化规律。近年来相关研究工作已有一定的进展，但仍然不够全面与深入。例如，Zou 等（2020）通过 CFD-DEM 方法研究了级配以及水力梯度对渗流侵蚀的影响，借助于离散元的特性呈现了渗流过程中土体内部孔隙比及颗粒的分布随时间的变化。然而在此试验中，存在着试验时间过短这一问题，未观察到渗流侵蚀稳定阶段。Hu 等（2020）通过 CFD-DEM 方法研究了渗流侵蚀引起的颗粒性土力学和微观特性的变化，其发现渗流侵蚀会显著降低试验中土体

的峰值强度。然而其试验中仅采用细粒含量为 35%的试样，由过往室内试验结果可知细粒含量的变化会极大程度的影响其试验结果，这限制了其结论的适用范围。可见，这些 CFD-DEM 数值试验研究，普遍存在着模拟渗流试验个数较少，试验进行时间较短，围压、水力梯度、细粒含量等因素并未被综合考虑分析等问题。由已有室内试验可知，这些因素的变化会不同程度地影响土体渗流侵蚀过程中的各种现象，如细粒流失量及流失速率、土样体变、渗透系数等。因此，借助于 CFD-DEM 耦合方法进行更全面的模拟研究，从而更为系统综合地对这些影响因素进行分析具有重要的意义。

本章利用 CFD-DEM 耦合方法模拟了 8 个立方体间断级配砂土试样渗流试验。对比分析了水力梯度、围压、细粒含量对于渗流侵蚀各方面的影响，如渗流侵蚀质量、形变、孔隙比分布等。同时通过对颗粒流失路径、流失颗粒空间分布、接触网络构成等微观信息在渗流侵蚀过程中的记录分析，分析了渗流侵蚀诱发的土体力学特性弱化规律，并揭示了不同状态下土体渗流侵蚀的细观机理。

2.2 数值试验方案

2.2.1 试样材料特性

间断级配砂土广泛存在于坝基、土石坝滤芯以及油气井反滤层中，由于颗粒尺寸分布差异较大，当受到渗透力作用时，极易发生颗粒迁移和渗流侵蚀，对坝体、坝基等土工建筑物造成危害。本文所研究的间断级配砂土是一种对实际分布的土样进行一定的简化，即仅考虑细颗粒（粒径范围 0.233-0.333mm）和粗颗粒（粒径范围 1.4-2mm），且粗细颗粒平均粒径比为 6 的理想间断级配砂土。本章 DEM 模拟中所用的颗粒形状为球形颗粒。本节模拟中共选用 3 种间断级配砂土，级配如图 2.1 所示。这三种砂土级配主要区别在于细粒含量，三种级配中细粒所占质量分数分别为 15%，25%，35%。粗粒部分与细粒部分的粒径范围标注于图中，其平均粒径之比均为 6。

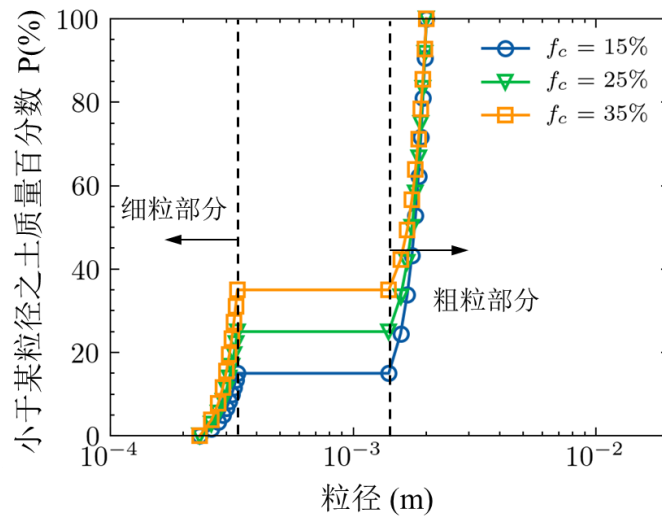


图 2.1 DEM 模拟中采用的颗粒级配

颗粒相关参数列于表 2.1 离散元模拟中的参数中。此章模拟中颗粒间接触模型为 Mindlin-Hertz 模型。Mitchell 和 Soga (2005) 根据已有的试验结果建议石英砂的摩擦系数取值为 0.5, 因此本文采用此值。Chand 等 (2012) 研究表明较小的颗粒杨氏模量 E 对颗粒系统的小应变刚度之外的物理力学响应无明显影响, 刚度的大小对除小应变刚度外的试验结果影响不大。因此为保证计算效率, 颗粒间接触刚度在保证重叠率的情形下尽量取小值。以全模拟过程中颗粒间平均重叠率不超过 2% 为限进行试算, 确定颗粒间接触模型中杨氏模量为 100MPa。程旷等 (2019) 结果表明, 泊松比 ν 对宏观特性的影响较小, 本文取一个常用的值为 0.3。Itasca 用户手册建议模拟砂土材料局部阻尼系数取为 0.7, 根据相应换算关系, 对应恢复系数大致为 0.3, 故恢复系数取为 0.3。同时在球形颗粒中为体现土颗粒的粗糙度, 获得更大的休止角以接近实际土颗粒, 引入旋转抵抗模型, 旋转抵抗系数设定为 0.1。

流体材料参数对照标准大气压及 20 摄氏度下的水的参数设定。

表 2.1 离散元模拟中的参数

参数	取值
颗粒密度 ρ (kg/m^3)	2650
杨氏模量 E (MPa)	100
泊松比 ν (-)	0.3
颗粒间摩擦系数 μ (-)	0.5
旋转抵抗系数 μ_r (-)	0.1
恢复系数 ε (-)	0.3

2.2.2 数值模拟方案

本章中的模拟参照过往 CFD-DEM 研究 (Zou 等, 2020; Hu 等, 2020), 使用向上渗流方式, 其主要目的为消除由重力引起的颗粒流失现象, 避免其与渗流力引起的颗粒流失重叠影响分析结果。

数值模型分为 CFD 和离散元两部分。CFD 部分, 总体模型大小与离散元模型一致, 网格分布为 $8 \times 8 \times 8$ 。根据过往 CFD-DEM 模拟渗流侵蚀试验 (Hu 等, 2020; Zou 等, 2020), 采用向上渗流方式, 即与重力方向相反。下边界设置为压力进口 (pressure-inlet), 上边界设置为压力出口 (pressure-outlet), 四周边界条件为墙。参照室内渗流试验, 上下均设为压力边界, 通过调整上下边界压差实现不同的水力梯度, 渗流过程中采用的水力梯度视具体工况确定。计算过程中离散元部分时步为 $2 \times 10^{-7} \text{ s}$, CFD 部分时步为 $2 \times 10^{-5} \text{ s}$ 。

离散元部分, 首先由分层欠压法生成具有目标孔隙比的试样, 同时可保证试样中颗粒分布均匀, 而后施加围压, 围压施加稳定后开始耦合 CFD 进行渗流模拟。成样过程中围压由上下部墙体施加轴向围压, 四周墙体保持固定, 试样处于 K_0 应力状态, 成样完成后的试样如图 2.2, 其尺寸为 $16 \text{ mm} \times 16 \text{ mm} \times 16 \text{ mm}$ 。为保证全过程中离散元试样的准静态状态, 施加围压过程中, 墙体最大应变率满足惯性数 I ($I = \dot{\epsilon}_a \sqrt{m/aP}$) 小于 10^{-3} (Roux 和 Combe, 2010) 以保证试样处于准静态状态。

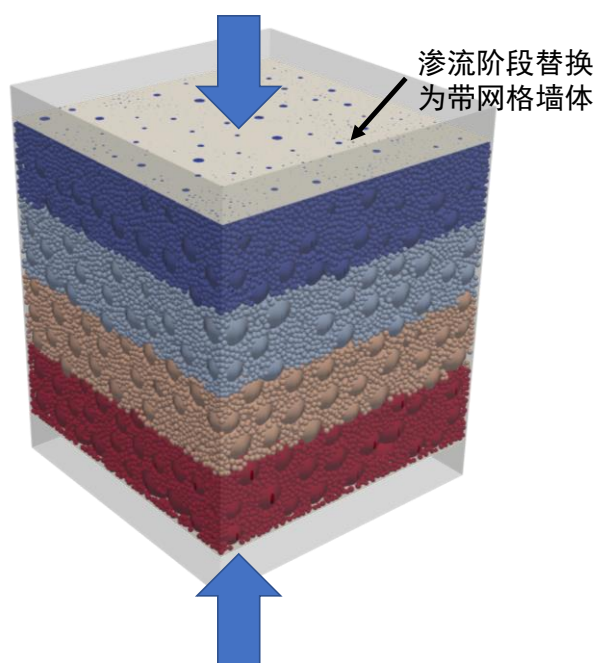


图 2.2 成样完成后的试样

上部墙体在渗流阶段替换为带均匀网格墙体（如图 2.3），参照《土工试验方法标准》（技术监督局，1999）网格大小设定为 2.5 倍最大细颗粒径，故在本章的模拟中不会有粗颗粒流失。渗流试验过程中底部墙体保持与制样过程中相同的竖向压力，顶部网格墙体保持固定，故顶部墙体所受力为底部墙体总压力与试样重量之和。由于顶部、底部施加的水力压力边界不同，土体内部有效应力分布在渗流试验中发生变化（如图 2.4（a））。试样底部总应力 σ_{bottom}^{total} 为渗流前施加的有效应力 σ'_{bottom} 和水力压力 u_{bottom}^p ，试样顶部总应力 σ_{top}^{total} 为渗流前施加的有效应力 σ'_{top} 和水力压力 u_{top}^p ，试样水土总重量 W 为：

$$W = \gamma_{sat} L = (\gamma' + \gamma_w) h \quad (2.1)$$

式中 h 为试样高度，由土样总体在竖向平衡可得：

$$\sigma'_{top} + u_{top}^p + W = \sigma'_{bottom} + u_{bottom}^p \quad (2.2)$$

顶部施加的水力压力为 0，即 $u_{top}^p = 0$ ，底部施加的水力压力为 $u_{bottom}^p = \gamma_w i h$ ，其中 i 为施加的水力梯度， h 为试样高度，由此可得：

$$\sigma'_{top} = \sigma'_{bottom} + \gamma_w (i - 1) h - \gamma' h \quad (2.3)$$

因此，在施加水力边界后，土样内部原本均匀分布的有效应力场发生变化（如图 2.4（b））。但是，由于试样高度较小，上下面的有效应力偏差与渗流前的有效应力相比较小，表 2.2 列出了模拟的 8 组工况对应的有效应力、水力梯度及渗流阶段顶部、端部有效应力偏差，可以发现，有效应力的最大偏差仅为 6.04%，因此可近似认为有效应力在渗流阶段仍为均匀分布，即忽略土样内部有效应力变化对渗流侵蚀的影响。渗流过程中细粒通过网格流出土样情况可见图 2.5 示例。

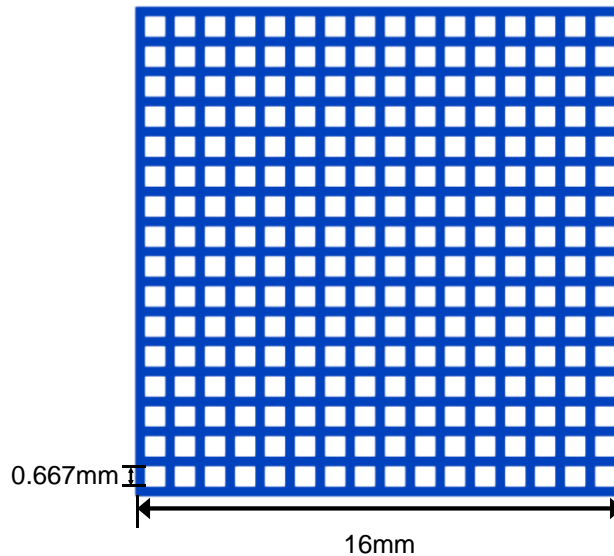


图 2.3 带网格墙体

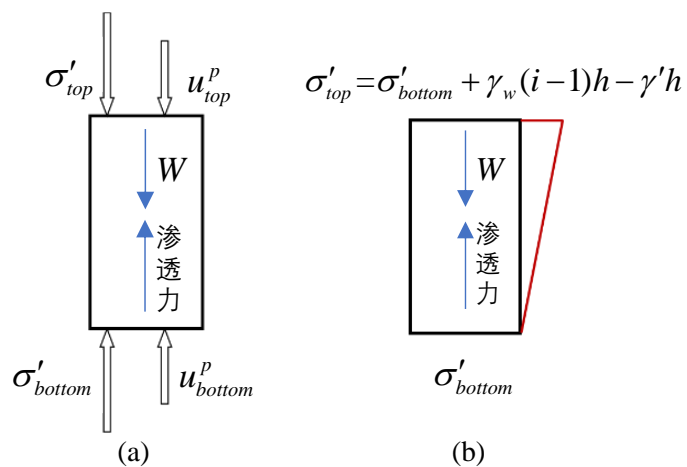


图 2.4 土样渗流中有效应力变化

流出土样细颗粒

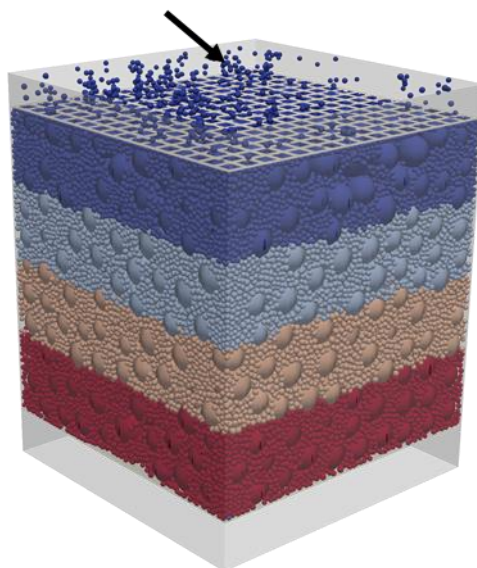


图 2.5 S-1 试样在渗流时间为 1s 时

在此章的模拟中，研究了三个参数（水力梯度，细粒含量，围压）对渗流侵蚀的影响。共进行了 8 个试验，每个试验的具体工况见表 2.2。

表 2.2 模拟工况

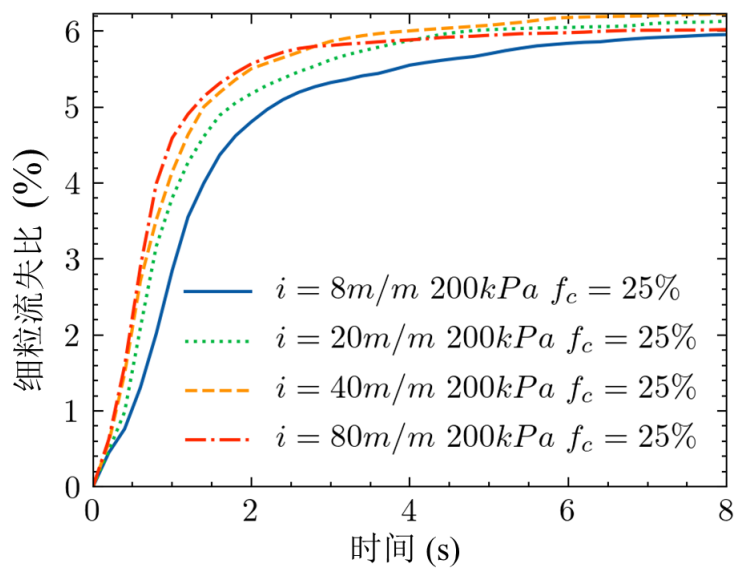
试样编号	围压 (kPa)	水力梯度 (m/m)	细粒含量	渗透压力 $\gamma_w(i-1)h - \gamma'h$ (kPa)	有效应力 偏差
S-1	200	8	25%	0.78	0.63%
S-2	200	20	25%	2.67	1.57%
S-3	200	40	25%	5.81	3.14%
S-4	200	80	25%	12.08	6.04%
S-5	100	40	25%	5.81	5.81%
S-6	400	40	25%	5.81	1.45%
S-7	200	40	15%	5.81	2.91%
S-8	200	40	35%	5.81	2.91%

2.3 结果与讨论

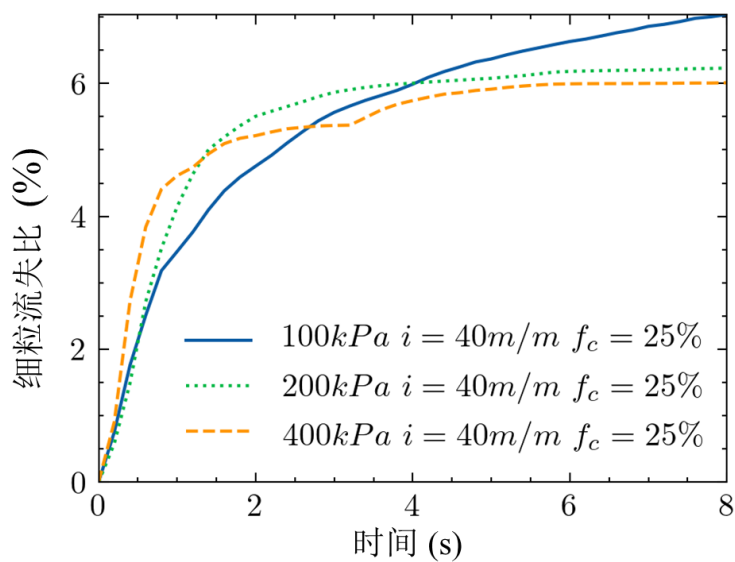
试验结果分析主要由细粒流失量、土样体变、细粒流失特征、渗流前后力学特性变化、微观结构变化等方面组成。

2.3.1 渗流侵蚀过程中的细粒流失

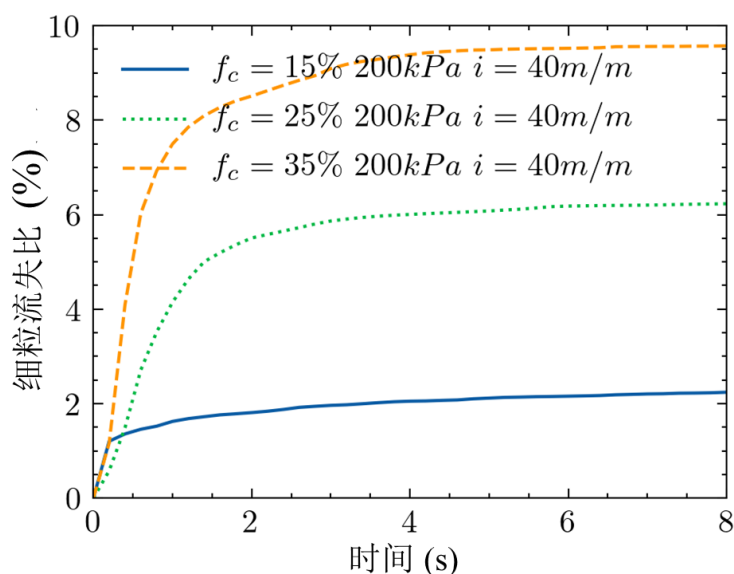
为描述渗流侵蚀的发展，定义细颗粒流失比这一参数描述细粒流失量，其值为通过顶部网格流出计算域的颗粒质量（即受侵蚀细粒质量）占渗流过程开始前总颗粒质量的百分比。图 2.6 为所有试样细粒流失比的变化，可以观察到对于所有试样，在渗流初期细粒流失比增长速度较快而后趋于平缓。图 2.6 (a) 为细粒流失比在不同水力梯度下随渗流时间的变化。渗流前期细粒流失比随水力梯度的增大而增大。随着时间的发展，水力梯度为 $i = 80\text{m/m}$ 试样的流失比会开始先后小于 $i = 40\text{m/m}$ 与 $i = 20\text{m/m}$ 的试样。除此以外，另三试样在渗流时间全程内细粒流失比随水力梯度的增大而增大。



(a) 不同水力梯度



(b) 不同围压



(c) 不同细粒含量

 图 2.6 细粒流失百分比随时间的变化：(a) 随水力梯度的变化；(b) 随围压的变化；
(c) 随细粒含量的变化

由图 2.6 (b) 可了解围压对细粒流失质量发展的影响，渗流初期围压越大，颗粒流失比越大。而后进入颗粒流失比平缓发展阶段后，可观察到围压越小颗粒流失比越大，这一规律与 Ke 和 Takahashi (2014) 通过试验得的规律相同。同时还观察到 100kPa 对应曲线在试验结束时尚未平稳，依然有较为可观质量的细粒流失。试验结果说明了围压对渗流侵蚀发展在不同阶段具有不同的影响。围压的增大在初期能加速细粒的流失，在后期渗流趋向稳定时较大的围压反而会起到限制细粒的流失的作用。图 2.6 (c) 为不同细粒含量对细粒流失比的影响，除试验最初阶段细粒含量 $f_c = 15\%$ 试样与 $f_c = 35\%$ 流失比接近，略高于 $f_c = 25\%$ 试样外。整个渗流过程中细粒流失比随着细粒含量的增加而增加且细粒流失比差异相较水力梯度、围压的影响更为明显。

Ke 和 Takahashi (2014) 研究了细粒含量对渗流侵蚀特性的影响，将其得到的细粒流失量百分比随时间发展与模拟结果对比，如图 2.7。图中模拟与实验结果相对应的 y 轴分别为左右侧 y 轴，x 轴为总试验时间占比。由图可知，虽然试验结果数值上与本模拟存在一定差异，但在细粒渗流比随时间发展趋势及初始细粒含量的影响等两个方面上，模拟与试验结果符合较好，说明了模拟结果的合理性。而数值上的差异可能由粗细粒径比、围压、加压方式等等之间的差异产生。

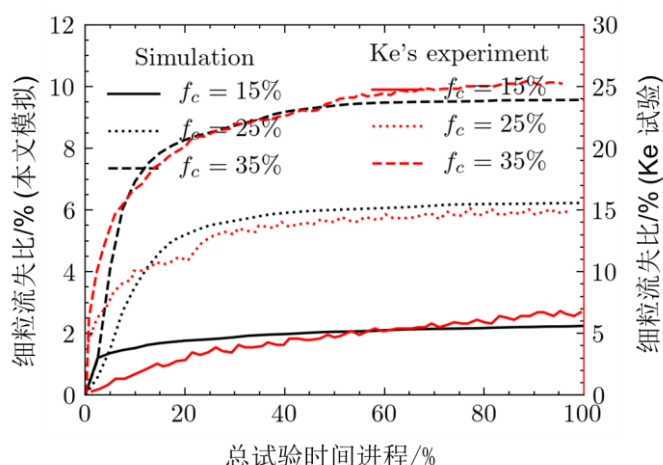
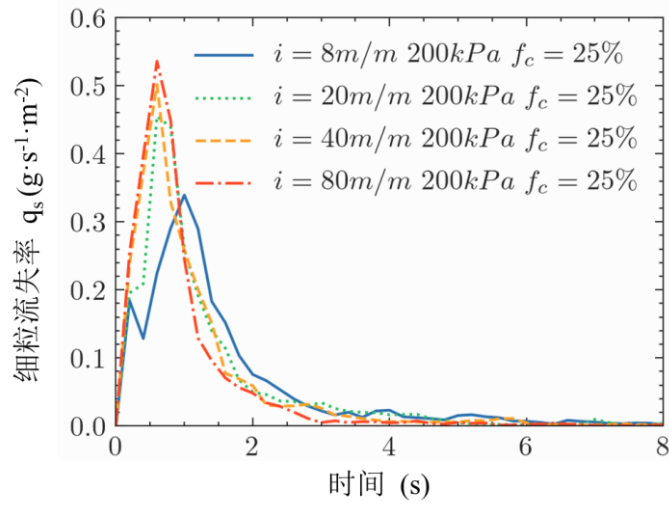
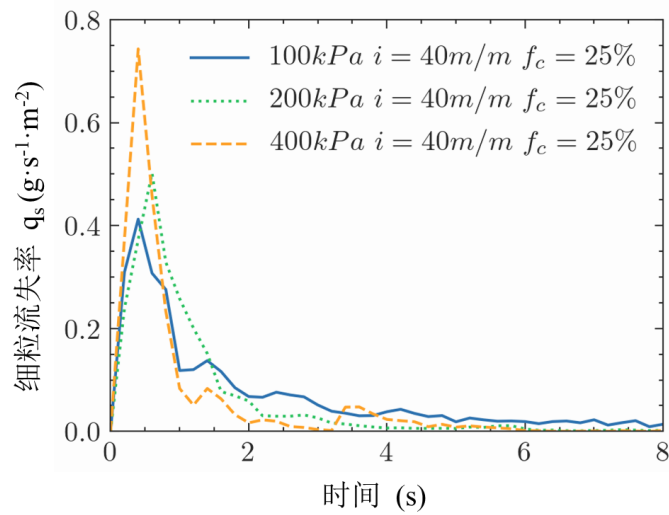


图 2.7 与试验结果对比：初始细粒含量对细粒流失比影响

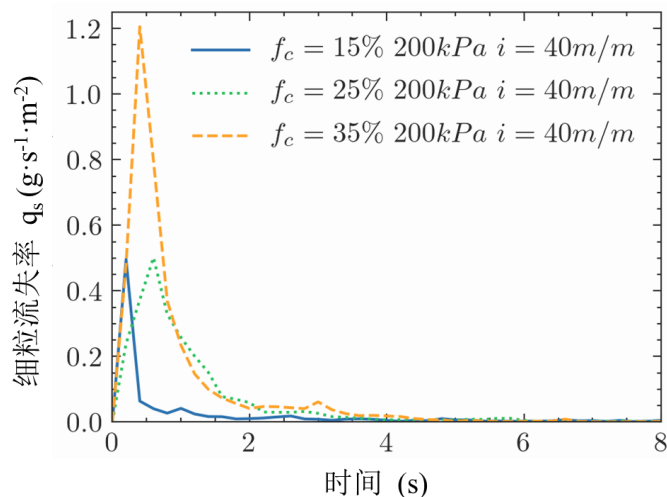
过往试验研究中受限于试验条件，无法精确量测细粒流失率。通常采用通过较长时间尺度流失量平均计算（Papamichos 等，2001）或通过光学手段量测流出液体透明度（Bendahmane 等，2008）来间接测量细粒流失率。数值模拟中我们可以直接计算得到细粒流失率，使得结果更为准确。参照 Bendahmane 等（2008），定义每秒每平方米面积上的细粒流失量为细粒流失率 q_s 。图 2.8 为细粒流失率随时间的变化。在所有试验中，所有试验中细粒流失率均先上升到峰值而后逐渐趋近于 0。由图 2.8（a）可知峰值细粒流失率随着水力梯度的上升而增大，这与 Bendahmane 等（2008）的室内试验结果相近，一定程度上说明了数值模拟的准确性。由图 2.8（b）可知峰值细粒流失率随着围压的增大而增大，符合过往室内试验得出的规律（Bendahmane 等，2008；Papamichos 等，2001）。在图 2.8（c）中可发现细粒含量为 25% 的试样与细粒含量为 15% 的试样其峰值细粒流失率十分相近，而细粒含量为 35% 的试样的峰值细粒流失率是这两者的将近 2.5 倍。这反应细粒含量的上升对峰值流失率的影响并不为简单的增加，具体的变化情况还需要进一步的补充试验。



(a) 不同水力梯度



(b) 不同围压

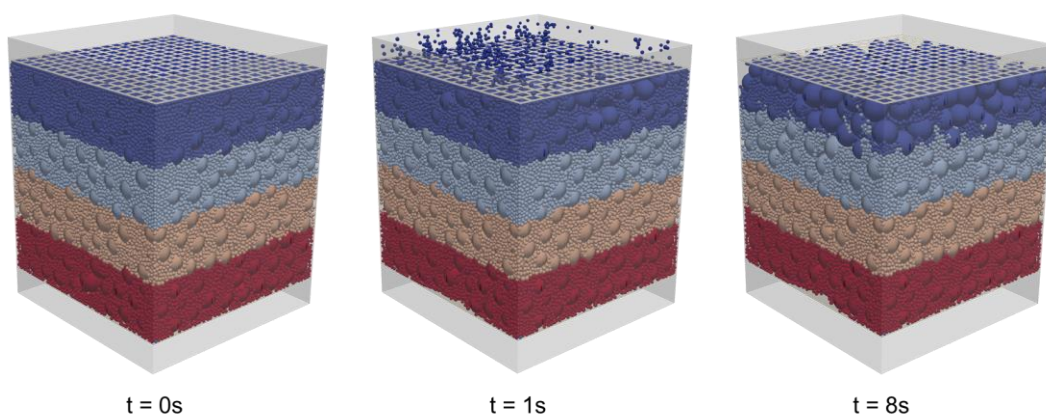


(c) 不同初始细粒含量

图 2.8 细粒流失率随时间的变化: (a) 随水力梯度的变化; (b) 随压力的变化; (c) 随初始细粒含量的变化

2.3.2 孔隙比变化与颗粒重分布

渗流引起的颗粒重分布现象可反映渗流侵蚀对土骨架的影响, 过往室内试验和数值模拟研究中均有学者关注此问题 (Zou 等, 2020)。图 2.9 为三个试验 (S1, S2, S4) 中的颗粒分布渗流前后 ($t=0s$, $t=1s$, $t=8s$) 的变化, 图中的颗粒颜色代表颗粒的初始竖向位置。由图中可以观察到细颗粒位置随渗流的发展发生明显变动, 部分颗粒穿过网格流出计算域导致试样中细粒减少, 总质量减少。与之对应的, 粗颗粒位置的变动量不明显, 说明在这些试样中粗颗粒构成的土体骨架未发生显著变化。对比图 2.9 (a) 与图 2.9 (b), 可发现水力梯度的增大 (即渗流力的增大), 会加大颗粒的重分布程度。观察对比粗颗粒位置, 在图 2.9 (c) 中可发现较大程度的粗颗粒构成形式的变动。在微观颗粒层面说明了水力梯度的影响。

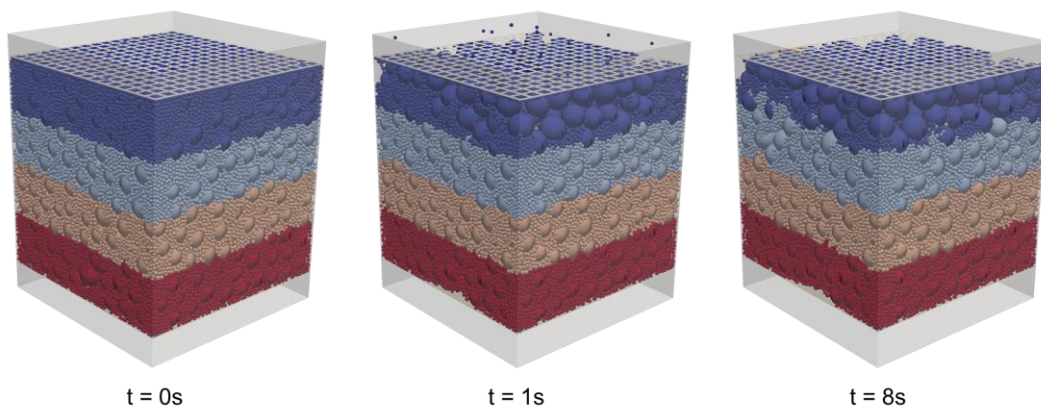


t = 0s

t = 1s

t = 8s

(a) S1, $i = 8\text{m/m}$ 围压 200kPa $f_c = 25\%$

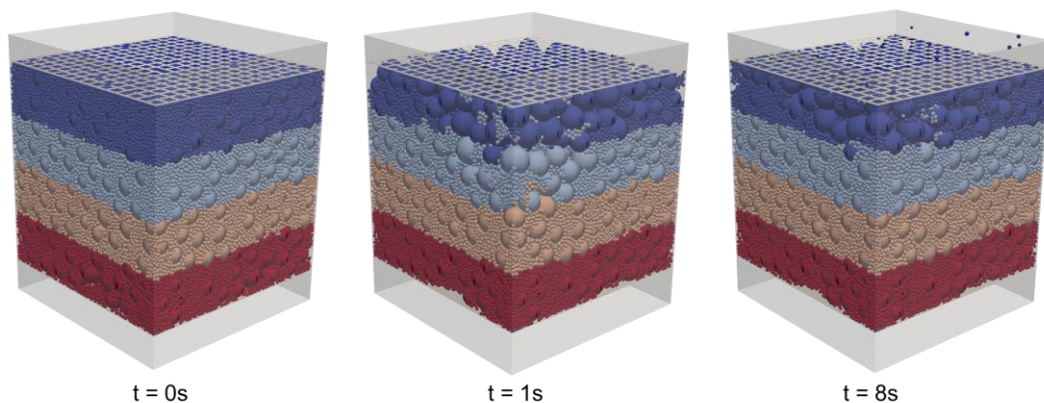


t = 0s

t = 1s

t = 8s

(b) S2, $i = 20\text{m/m}$ 围压 200kPa $f_c = 25\%$



t = 0s

t = 1s

t = 8s

(c) S4, $i = 80\text{m/m}$ 围压 200kPa $f_c = 25\%$

图 2.9 土颗粒在渗流过程中的颗粒重分布: (a) S1, $i = 8\text{m/m}$ (b) S2, $i = 20\text{m/m}$ (c) S4, $i = 40\text{m/m}$

为进一步了解渗流侵蚀过程中细粒的运移规律，图 2.10 记录了 S1 试样中典型颗粒在渗流过程中的运移轨迹。轨迹记录时步为 0.005s，即相邻颗粒记录的时间差。颗粒在渗流力的作用下由下而上移动，最终流出土体。图中点密集处或重叠处代表颗粒移动速度慢或停止，处于运移过程中的堵塞状态，渗流力不足以导致颗粒移动。颗粒间距较大处代表颗粒在渗流力作用下发生移动。图中颗粒在渗流过程中堵塞与移动状态交替出现，由此验证说明了细颗粒在渗流侵蚀过程中可发生堵塞、移动、再填充、再移动等现象。

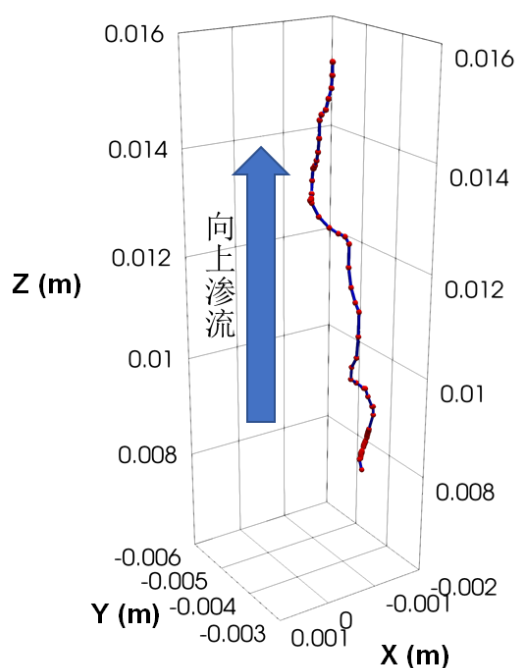


图 2.10 细粒流失路径

为展现渗流过程中试样各个部分的孔隙比变化，将 S1 试样在垂直方向均分为 6 个部分，而后记录各个部分的孔隙比随时间的变化，如图 2.11 所示。由图可知，最顶层（H1）孔隙比持续增大而后略微下降直到稳定。次顶层（H2）孔隙比先下降而后缓慢上升，最后孔隙比略大于初始孔隙比。其他层孔隙比随时间变动不甚明显。由此结合图 2.9 可知 S1 试样中细粒的流失主要集中在与网格相近的顶层（H1），其余层受影响较小。

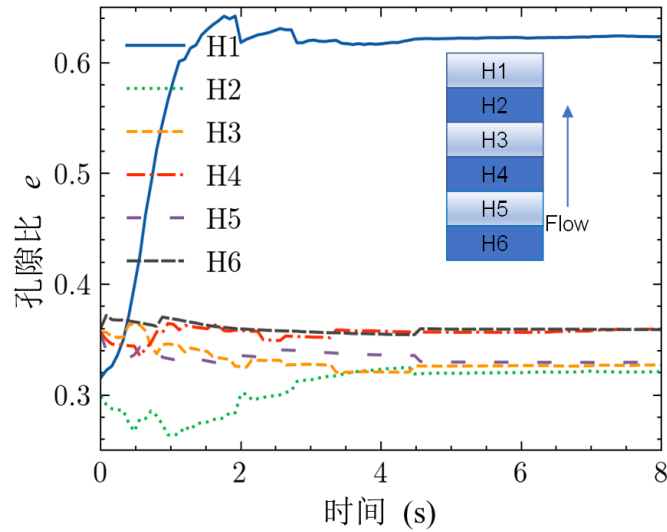


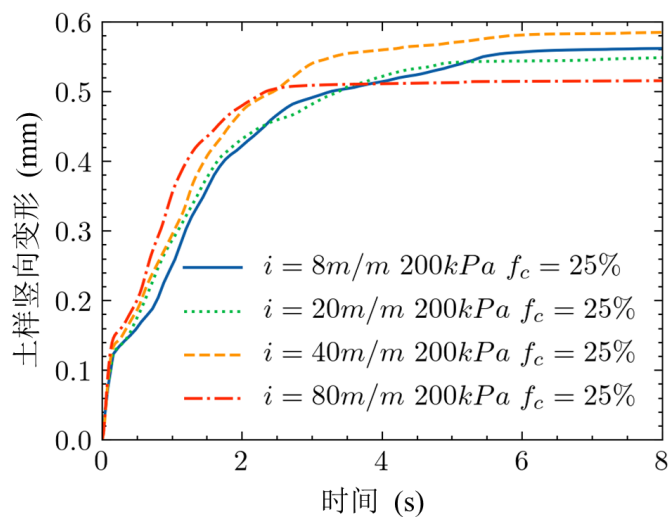
图 2.11 S1 试样中不同垂直分层中孔隙比的变化

2.3.3 试样竖向变形

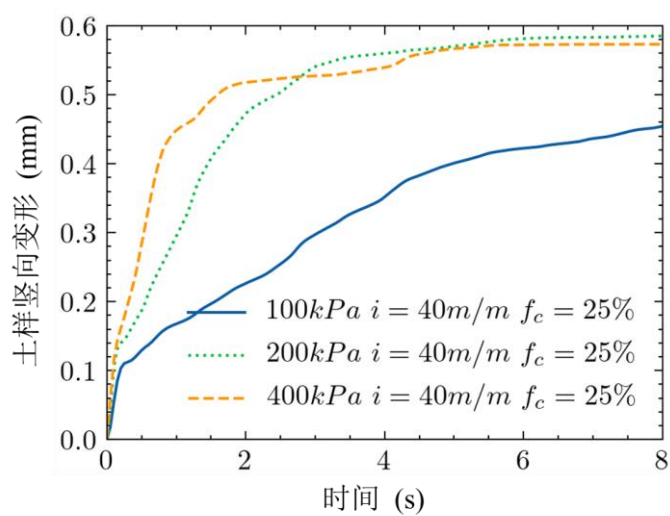
渗流侵蚀过程中，细粒的流失改变了土体骨架结构，使土体产生一定程度的形变。对于在一定一维压力下进行的土体渗流侵蚀试验，过往的室内试验往往会监测试样竖向变形以反映渗流侵蚀过程中不同阶段的土体形变特性随渗流侵蚀的变化 (Tomlinson 和 Vaid, 2000)。在本章试验中，试样顶部为网格墙体，细颗粒由试样顶部流出土样，故底部墙体位移等同于试样竖向变形。试样竖向变形随渗流时间的变化见图 2.12。图中试样竖向变形随时间的变化在初始阶段增大速率较大，且呈近似直线关系，各条曲线初始直线段结束点纵轴坐标较为接近。而后曲线呈现出趋近平缓状态，大部分曲线在后段呈现出水平线，即地表位移不再发生变化。由图 2.12 (a) 可知，初始阶段地表位移随着水力梯度的增大而增大，试验结束时的试样竖向变形随着水力梯度的增大而减小，除 $i = 20\text{m/m}$ 对应试验外。初始阶段试样竖向变形随压力增加而增加，而在最后 200kPa 对应试样变形略大于 400kPa。同时，可观察到高围压 (400kPa) 下竖向变形曲线较快趋向于稳定不再发生明显变动，而低围压 (100kPa) 条件下直至试验结束，竖向变形曲线也未完全平稳。由图 2.12 (c)，相较于图 2.12 (a)、(b) 中水力梯度、围压导致的竖向变形的差值，不同细粒含量下竖向变形差值明显较大。图中可发现竖向变形随着细粒含量的增大而增大，同时趋向平稳的时间也会随着细粒含量的增大而推迟。

由上述现象可推论得出，高围压 (400kPa) 下试样在较短时间内即可达到竖向变形稳定值，而低围压 (100kPa) 下在当前试验时间 (8s) 内无法达到稳定值，结合细粒流失随时间的变化，可以判断低围压下的试样在当前试验时间

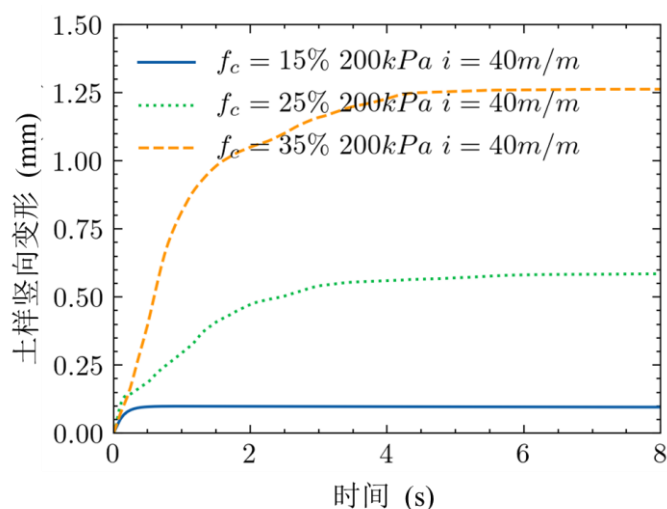
内渗流侵蚀过程并未完成。这说明渗流侵蚀试验稳定所需的时间与围压相关。同时也可发现，细粒含量的增加会导致渗流完成所需的时间变长，且细粒含量对土表位移的影响较大。



(a) 不同水力梯度



(b) 不同围压

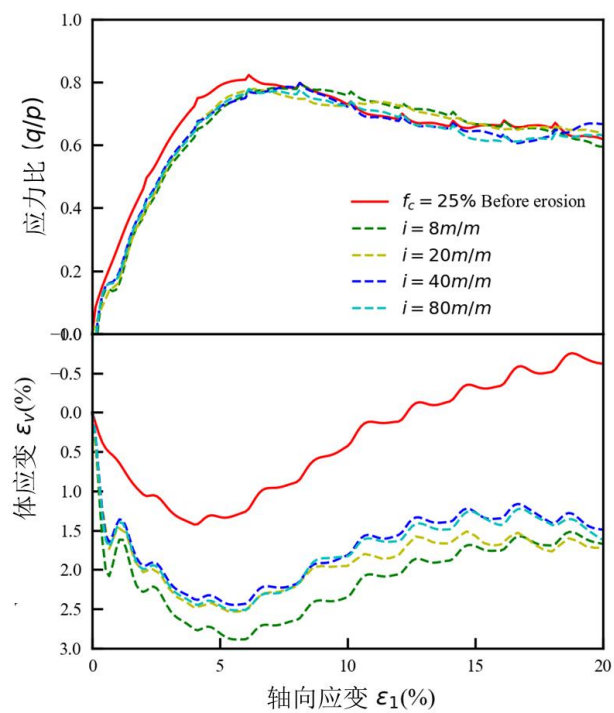


(c) 不同初始细粒含量

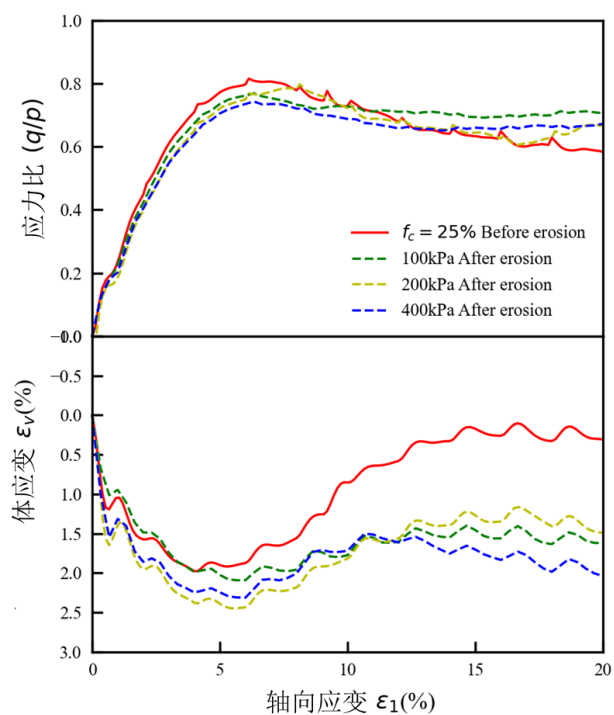
图 2.12 土表位移随时间的变化: (a) 随水力梯度的变化 (b) 随压力的变化 (c) 随初始细粒含量的变化

2.3.4 渗流前后力学特性

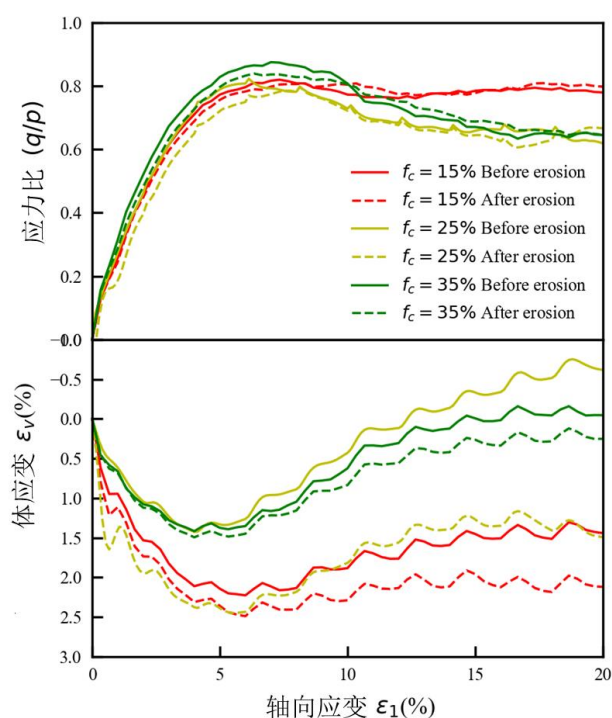
渗流侵蚀导致的细粒流失除了使土体产生一定程度的形变外, 土体的力学特性可能也会因之改变。过往类似的试验、模拟研究并未考虑到围压、细粒含量、水力梯度等各影响因素对渗流前后强度变化的影响。因此, 本文对已有研究是个很有益的补充。本次模拟中渗流前后试样在 200kPa 围压下进行了三轴试验, 图 2.13 为相关结果。应力比为偏应力与平均应力之比。由试验结果可知: 试样普遍呈现出应变软化状态, 体变呈现出先体缩后体胀的特点; 相比于渗流前, 渗流后的强度及模量略微降低, 同时剪胀减弱或剪缩增强; 围压与水力梯度对试样渗流前后强度与体变的影响不显著。对于具有不同细粒含量的试样, 渗流前后的体变均随细粒含量的减少而减少, 且细粒含量影响应力应变曲线形态, 如细粒含量为 15% 试样接近呈现出应变强化特征。



(a) 不同水力梯度



(b) 不同围压



(c) 不同初始细粒含量

图 2.13 土样渗流前后的三轴试验结果对比: (a) 水力梯度的影响 (b) 围压的影响 (c) 初始细粒含量的影响

2.3.5 微观接触分析

散体材料特别是由不同尺寸颗粒组成的散体材料受力时, 其内部颗粒间接触力的传递也呈现高度的非均匀性, 这是控制渗透侵蚀强度变化的关键因素。借助于离散元的特性, 我们可以定量观测试样受侵蚀时其内部非均匀性的变化, 从而从微观层面揭示侵蚀弱化的特性。

散体材料系统中的少数接触传递的力的大小远大于其他接触点时, 我们通常将力的传递两种不同的类别表示, 分别称为强力和弱力接触网 (Radjai 等, 1998; Thornton 和 Antony, 1998)。其中强力接触网主要贡献于宏观偏应力从而决定试样的抗剪切强度, 而弱力接触网主方向与加载方向垂直主要贡献于维持强力链稳定。根据过往文献 (Minh 等, 2014; Thornton 和 Antony, 1998; Thornton 和 Zhang, 2010), 在本文中定义特征力 $f^* = 1.2 \langle f_n \rangle$, 其中 $\langle f_n \rangle$ 为系统中所有法向接触力的平均值。特征力代表强弱接触的分界线, 大于 f^* 则认定此接触为强接触, 反之认定为弱接触。由本章模拟中颗粒粒径特性, 定义三种接触 c-f、c-c、f-f, 分别代表粗颗粒-细颗粒间接触、粗颗粒-粗颗粒接触、细颗粒-细颗粒接触。Hu 等 (2020) 记录分析了渗流侵蚀过程中粗粗、粗细、细细三种接

触类型对应配位数的变化，Liu 等（2020）分析了渗流侵蚀过程中粗细颗粒两类接触网络对围压贡献占比变化。然而粗粗、粗细、细细三种接触类型强接触占比在渗流侵蚀过程中的发展变化及细粒含量对其影响尚缺乏研究。

由上文宏观结果，细粒含量的差异对宏观结果影响较大，故在下文中分析细粒含量对微观结果的影响。图 2.14 为试样 S3、S7、S8（细粒含量分别为 15%、25%、35%）每种接触类型的强接触数量百分比。由此可观察到随着细粒含量的上升，粗细颗粒接触、细细颗粒接触所占强接触百分比下降，细细颗粒接触所占强接触百分比上升。对于细粒含量为 15% 的试样，其细细颗粒接触所占强接触百分比接近为 0。对于细粒含量为 35% 的试样，其粗粗颗粒接触所占强接触百分比接近为 0。过往研究（Huang 等，2004；Vallejo，2001；Yang 等，2006）指出，细粒含量与土体力学特性密切相关，存在一个细粒含量的阈值，代表“粗粒中细粒”与“细粒中粗粒”两种结构之间的转换。Chang 和 Meidani（2013）的试验研究表明细粒含量大于 35% 时，粗粒在细粒网络中完全隔离和漂浮。本模拟中细粒含量为 35% 的试样粗粗接触占强接触百分比接近为 0 从微观角度定量证实了这一结论。

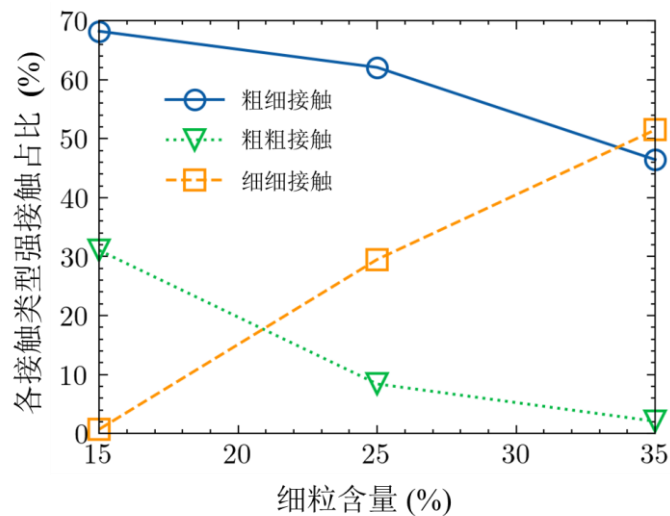
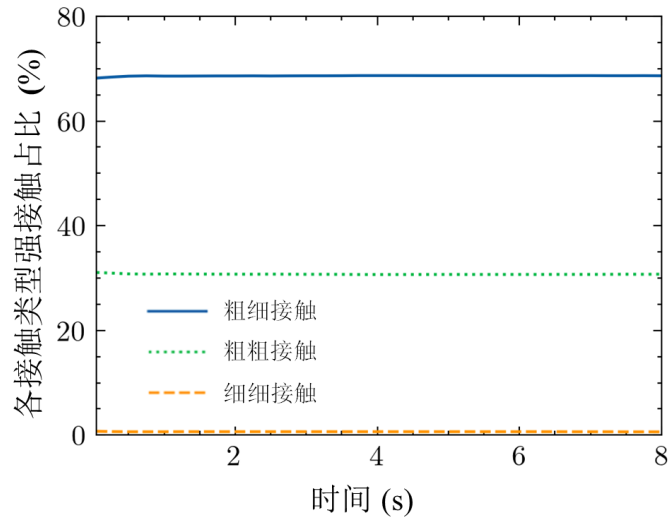


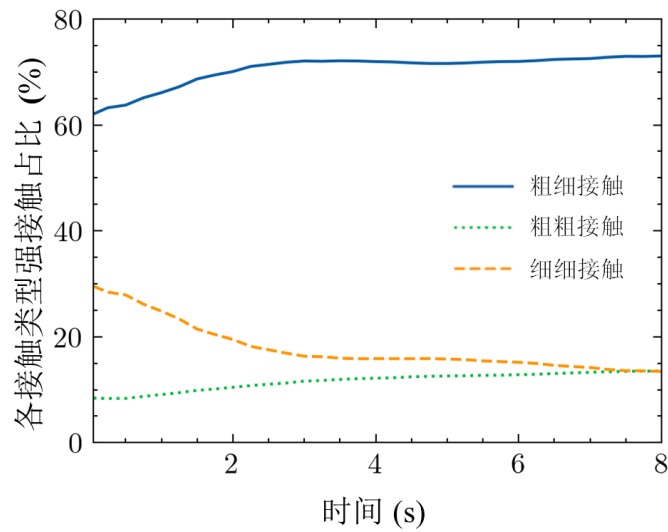
图 2.14 各接触类型强接触百分比随细粒含量的变化

渗流侵蚀过程中，试样中的细颗粒随渗流的进行逐渐流失，流失细粒参与形成的接触网络消失，新的接触网络形成，因此颗粒间的接触网络会随着细粒的流失而重构变化。图 2.15 为各接触类型强接触百分比随渗流时间的变化，可一定程度上反映试样中接触网络的变化情况。在细粒含量为 15% 的试样中，各接触类型强接触占比基本不发生变化，可认为流失的细粒绝大多数只参与弱接触的形成，土骨架基本不发生变化，这也与土表位移结果一致。在细粒含量为 25% 和 35% 的土样中，可观察到粗粗接触与粗细接触占比的上升以及细细接触

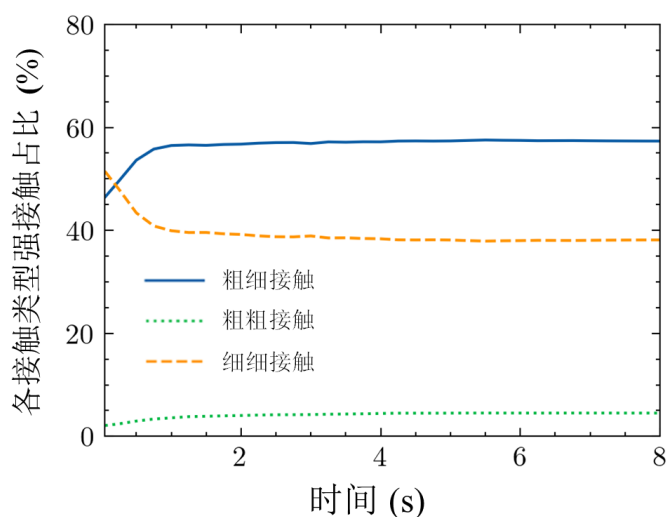
数量的下降。这表明在这两个试样中，细粒的流失导致部分细细强接触消失，形成了新的粗细、粗粗强接触，土骨架发生一定程度的变动，土表位移较大。



(a) S7, 初始细粒含量 15%



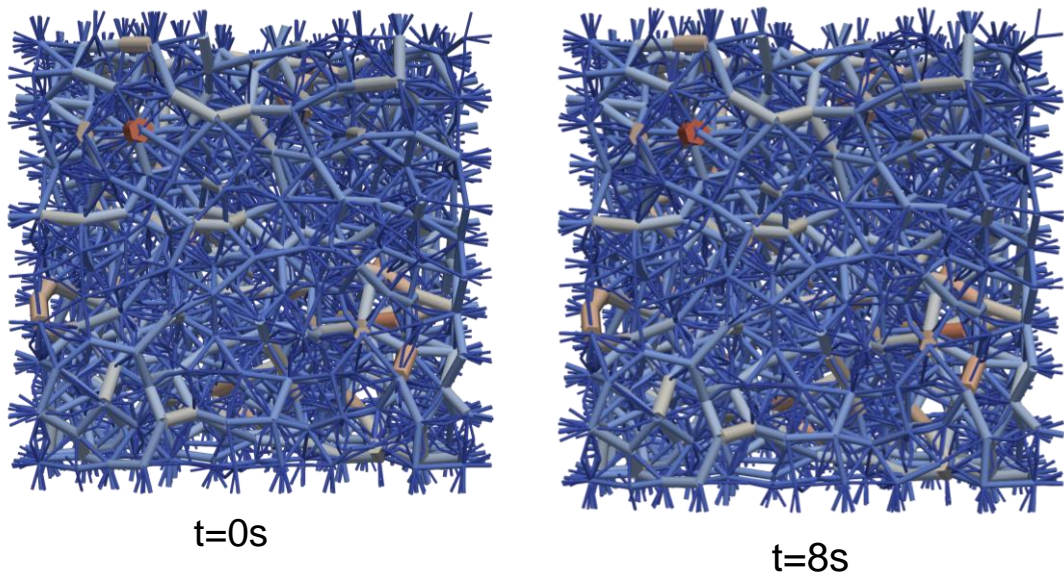
(b) S3, 初始细粒含量 25%



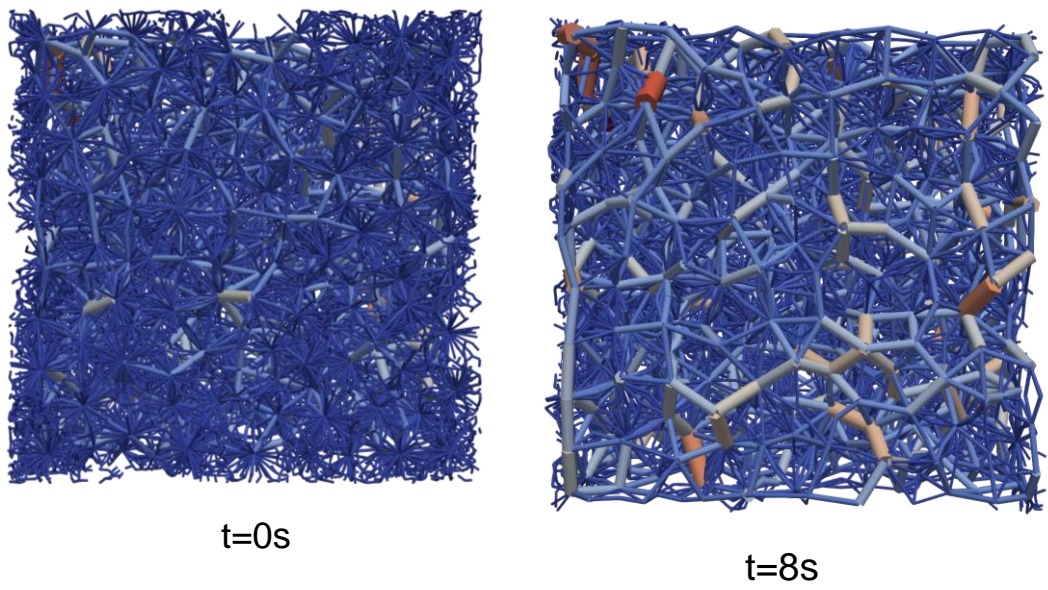
(c) S8, 初始细粒含量 35%

图 2.15 各接触类型强接触百分比随渗流时间的变化: (a) S7 (细粒含量为 15%); (b) S3 (细粒含量为 25%); (c) S8 (细粒含量为 35%)

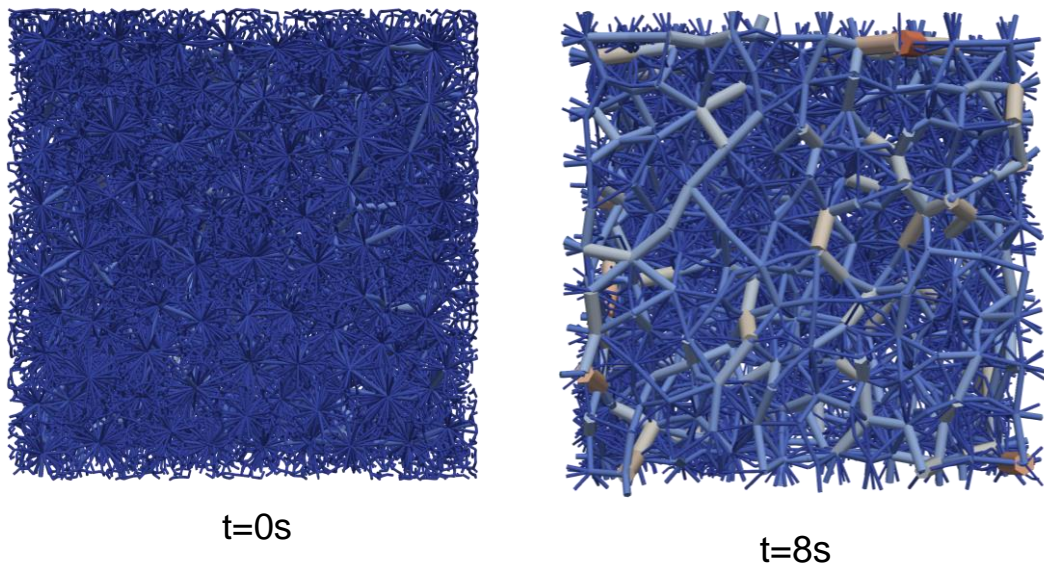
图 2.16 为试样 S7、S3、S8 在渗流前后强接触形成的“强力链”对比，图中的圆柱连接接触两端颗粒球心，颜色和粗细表征接触力的大小。更为直观地展示了各接触类型强接触占比在渗流前后发生的变化。其中代表粗粗接触的圆柱最长、粗细接触次之、细细接触最短。因此可从图中判断接触圆柱代表的接触类型。由图中可观察到，渗流前试样中细细接触参与形成强力链数量逐渐增加。由图 2.16 (a)，S7 试样中可见接触长度均较长，表明此试样中强力链主要由粗粗、粗细接触承担。而由图 2.16 (c)，S8 试样中主要接触均较短，且接触数明显偏多，表明此试样中强力链主要由细细、粗细接触承担。与前述结论相对应。而渗流前后，力链组成变化程度随着细粒含量的增加显著变大，从力链构成层面反映了细粒含量对于渗流侵蚀的影响。



(a) S7, 初始细粒含量 15%



(b) S3, 初始细粒含量 25%

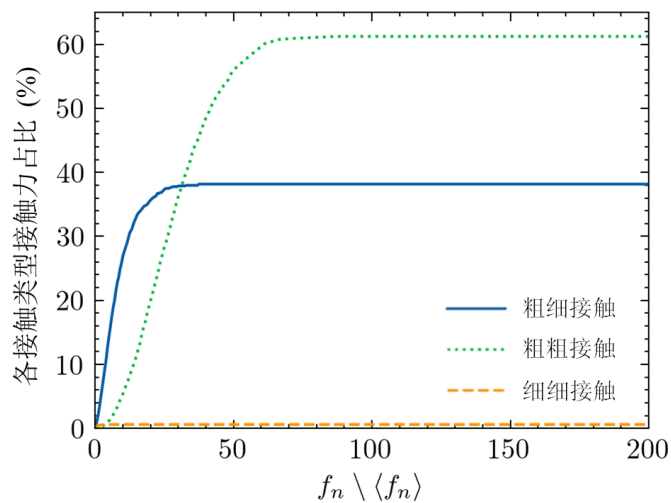


(c) S8, 初始细粒含量 35%

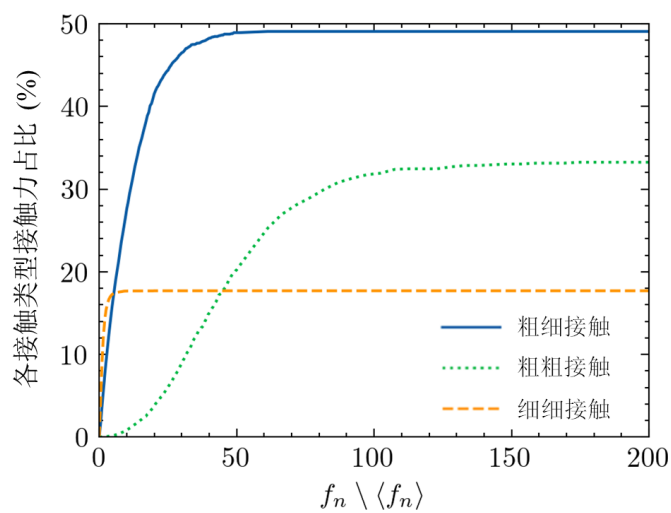
图 2.16 渗流前后试样中的强力链

由过往研究可知 (Radjai 等, 1998), 不同类型不同量级的接触力的累计贡献分析对于间断级配砂土的受力构成分析具有重要意义。

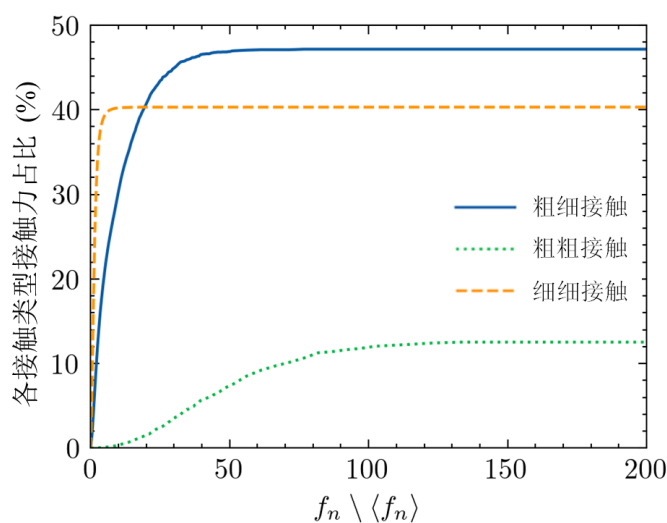
试样 S3、S7、S8 的渗流前法向接触力累计贡献度绘于图 2.17。对于图中的任意一点, 纵坐标值代表此类型力中所有小于横坐标值的法向接触力的贡献度 (此部分接触力占总接触力的百分比), 横坐标为法向接触力大小与试样中所有法向接触力平均值的比值。图中三条线最终纵坐标值合计为 1。由图可知粗粗颗粒间法向接触力 (c-c) 量级普遍偏大, 分布较为广泛, 最大值接近 150 倍平均法向接触力, 可认为粗颗粒-粗颗粒法向接触力主要为强接触力 (strong force)。而细细颗粒间法向接触主要集中在较小力, 大多数法向接触力量级小于平均接触力, 即细颗粒-细颗粒法向接触力主要为弱接触力 (weak force)。由图 2.17 可发现细粒含量对不同颗粒接触类型对总法向接触力贡献度的影响显著。随着细粒含量的增加, 细细颗粒接触贡献度急剧增加, 而粗粗颗粒接触贡献度逐步减少, 粗细颗粒贡献度首先略微增加而后稍微减小。总体来说, 对于不同的细粒含量, 试样中的颗粒接触类型贡献度占比差异很大, 据此可推断出不同细粒含量试样土骨架具体构成必然也会截然不同, 因而此微观层面上的差异就决定了不同细粒含量试样抵抗渗流侵蚀的能力与渗流侵蚀发生后的力学特性变化会有较大差异。表 2.3 为三组试样中渗流前不同接触类型的法向力最大值与平均值。



(a) S7, 初始细粒含量 15%



(b) S3, 初始细粒含量 25%



(c) S8, 初始细粒含量 35%

图 2.17 渗流前不同类型接触对总体接触力的贡献度：(a) S7（细粒含量为 15%）；(b) S3（细粒含量为 25%）；(c) S8（细粒含量为 35%）

表 2.3 不同接触类型的最大和平均法向力

试样编号	S-7	S-3	S-8
细粒含量	15%	25%	35%
$\max(f_n)$ (N)	1.397	1.614	1.066
$\langle f_n \rangle$ (N)	0.0164	0.00946	0.00828
$\max(f_n^{c-c})$ (N)	1.397	1.614	1.066
$\langle f_n^{c-c} \rangle$ (N)	0.306	0.301	0.256
$\max(f_n^{c-f})$ (N)	0.615	0.567	0.600
$\langle f_n^{c-f} \rangle$ (N)	0.0156	0.0145	0.160
$\max(f_n^{f-f})$ (N)	0.104	0.185	0.145
$\langle f_n^{f-f} \rangle$ (N)	0.000179	0.00250	0.00444

2.4 本章小结

本章通过 CFD-DEM 方法模拟研究了影响间断级配砂土渗流侵蚀的因素。综合研究分析了水力梯度、围压、细粒含量这三种因素对渗流侵蚀各方面的影响。宏观方面，渗流侵蚀引起的土颗粒流失质量与速率、试样竖向变形、土体内部孔隙比变化被记录研究。微观方面则主要关注了细粒的流失路径、微观接触构成类型与颗粒空间分布在渗流侵蚀过程中的变化。得到的主要结论如下：

- (1) 除 $i = 80\text{m/m}$ 试样外，细粒流失比随水力梯度的增大而增大。在轴向

围压作用下，围压对细粒流失比的作用在渗流初始阶段与稳定阶段相反，渗流初期细粒流失比随着围压的增大而增大，渗流稳定阶段细粒流失比随着围压的增大而减小。细粒流失比随着细粒含量的增加而增加。且细粒含量变化对细粒流失比的影响较另外两影响因素更为显著。

(2) 渗流过程中的峰值细粒流失率随着水力梯度的上升而上升，随着围压的增大而增大。细粒含量为 35% 的试样峰值细粒流失率要大于细粒含量为 15% 和 25% 的试样，细粒含量对峰值流失率的具体影响有待于未来进一步的试验或模拟确认。

(3) 由颗粒的重分布情况可得，水力梯度的增大会加大土体在渗流过程中的土骨架重构。

(4) 试验初始阶段试样竖向变形随水力梯度的增大而增大，同时水力梯度越大竖向变形越早趋向于稳定。渗流初期竖向变形随着围压的增大而增大，低围压条件下渗流导致的竖向变形稳定所需时间较长。细粒含量的增大较大的提升了竖向变形量，且细粒含量的增大使得渗流稳定所需的时间变长。

(5) 相较于渗流前，渗流后的土体强度及模量均有一定程度的下降，同时剪切过程中剪胀减弱或剪缩增强。水力梯度与围压对渗流后的强度、体变等特性影响不显著。

(6) 不同细粒含量的试样在渗流前其内部接触构成具有较大差异，具体体现在不同接触类型强接触占比、总接触力贡献度。在渗流过程中，细粒含量为 15% 的试样内部接触构成基本不发生变化。而对于细粒含量 (25%, 35%) 较大的试样，由于细粒的流失粗颗粒更多的参与强接触的构成，土骨架发生一定程度的变动，且变动程度随细粒含量增大而增大，这与土样竖向位移结果一致。

第3章 颗粒棱角对间断级配砂土渗流侵蚀特性的影响研究

3.1 引言

第2章研究了间断级配砂土级配、渗流侵蚀过程中所受围压及水力梯度对其渗流侵蚀特性的影响。而本章主要关注颗粒形状对间断级配砂土渗流侵蚀特性的影响。近来,许多研究指出渗流侵蚀与颗粒形状(如颗粒的磨圆度与粗糙度)密切相关,认为其同时影响着颗粒间作用力与水力对土颗粒作用力(Hu等, 2020; Xiong等, 2020)。然而目前关于颗粒形状对渗流侵蚀过程的影响还缺乏较为详细的研究。如前文所述目前已有较多关于渗流侵蚀现象的CFD-DEM模拟,然而在这些模拟的DEM部分中,颗粒形状被设定为完美的三维球体。而自然形成的砂土颗粒由于其形成过程中的各种物理化学作用,其颗粒形状不会是一个规则的球体。过往已有关于颗粒形状对于散体材料力学特性影响的DEM模拟研究,说明了颗粒形状对于散体材料力学特性的重要影响。因而针对颗粒形状对于间断级配砂土渗流侵蚀过程影响的研究是十分必要的。

过往关于颗粒形状的研究中,涉及到了各种不同的颗粒形状。截止目前,常用的DEM模拟中不规则形状表示方法总结如下(Zhong等, 2016):(1)多角形和多面体,对于此种颗粒形式,颗粒被定义为角、边和面的集合。该表示方法目前已发展为岩土工程问题中真实颗粒形状建模最为主流的方法,其主要优势在于可以很好的反应颗粒表面的磨圆度和粗糙度(Kohring等, 1995; Wachs等, 2012)。(2)连续函数表示法(CFR),通过这种方法可以模拟出有规律的非球形颗粒。对于一个特定的颗粒,CFR隐式地使用直角坐标系中的一系列函数来描述其形状(Cleary, 2008; Mustoe和Miyata, 2001)。一般认为80%左右的具有对称性的颗粒形状可通过超四维或高维超四维连续函数法来描述(Williams和Pentland, 1989),然而CFR方法在描述任意形状的不规则颗粒时建模存在困难。(3)虚拟空间法,此方法中任意空间形状被基于数字化的像素和体素的连贯集合所数字化(Hogue, 1998)。这些离散的数字单元形成了一个代表对象颗粒所占据的空间的虚拟空间。这些用于再现不同颗粒形状的信息一般是通过三维光学和X射线扫描仪扫描真实颗粒获得的(Lu等, 2012; Williams和O'Connor, 1995)。(4)组合几何元素法,这种方法通过一组基本几何元素(通常为圆盘或球体)来模拟任意形状颗粒(Dong等, 2015; Guo等, 2013)。通过组合基本几何元素形成团块来近似真实的颗粒形状,理论上使用的基本元素数量越多,其形状近似效果越好(Guo等, 2012)。然而过多的基

本元素会严重增加计算负担，且由球体组成的团块不能反映真实粒子的磨圆度与棱角度。

除了不同的颗粒形状表示方法外，颗粒形状的准确量化也非常重要。一般可从三个指标出发来描述不同尺度上的形状差异（Zhao 和 Wang, 2016）。在大尺度上形态表示主要尺寸和整体形状；在中尺度上，磨圆度表示角点的变化；而小尺度上，粗糙度表示表面纹理情况。当土体受水力作用时，如本章所研究的渗流侵蚀问题，由于颗粒间的抵抗扭矩随颗粒形状从“周正”到“有棱角”的变化而增加，可认为颗粒间作用力与圆度密切相关（Zhu 等, 2020）。过往大量研究试图探索棱角度的影响。比如，Zhao（2015）等首次提出了反映颗粒角度变化的准球形多面体，并将其应用于直接剪切试验的模拟中，表明土壤剪切阻力因颗粒的角度而增强。Zhao（2015）将这一现象归结于非球形颗粒见的自锁力，这一点被 Yin 等（2020）所证实。Nie 等（2020）探讨了三轴试验中由侵蚀引起的棱角度变化，并得到峰值剪切强度和临界状态角均随着棱角度的减小而减小这一结论。

本章的主要目的是研究颗粒棱角度对间断级配砂土渗流侵蚀特性的影响。本章 CFD-DEM 模拟中所采用的颗粒形状为准球形多面体，在很大的棱角度范围内具有不同的角点数。基于 CFD-DEM 耦合方法，观察记录了渗流侵蚀过程中的宏观响应（包括孔隙比、细粒损失、土表位移）和微观响应（包括力链演变和颗粒空间重分布），宏微观结果均显示了颗粒棱角度对于渗流侵蚀过程的重要作用。此外，还对渗流侵蚀前后的土样进行了三轴测试，以研究颗粒棱角度对渗流侵蚀前后土样力学特性变化的影响。

3.2 模拟方法

3.2.1 颗粒形状

本章模拟采用的颗粒形状是准球形多面体，这些粒子形状具有不同的角点数，通过计算设置角点消除了非凸性和偏心效应，因此认为这些颗粒仅存在棱角度差异（见图 3.1）。其中角点数较少的颗粒表面会有较多尖锐凸起，认为其棱角度较大。为定量描述这些形状上的差异，在本章中将棱角度定义为一无量纲数，为颗粒的球度 ϕ 与其角点数 n 的比值（即 ϕ/n ）。其中球度的定义如下式：

$$\phi = A_p / A_{equ} \quad (3.1)$$

式中 A_p 为颗粒表面积， A_{equ} 为与颗粒具有相同体积的球形颗粒的表面积。表 3.1 列出了模拟中各模型中涉及的颗粒棱角度。

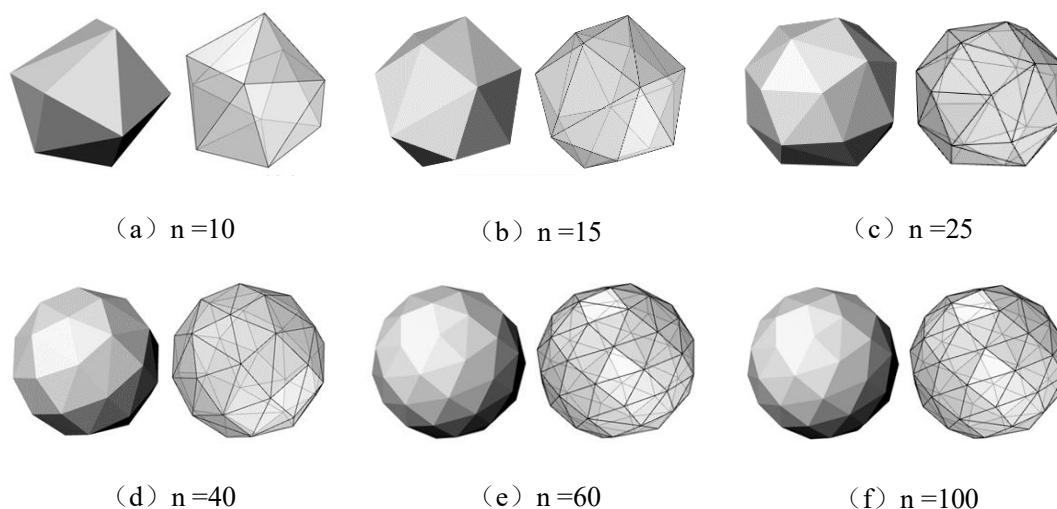


图 3.1 本模拟中采用的具有不同角点数的准球形多面体颗粒 (n 为颗粒角点数)

表 3.1 各模型采用颗粒的棱角度

	角点数	球度	棱角度
Model 1	10	0.9024	0.0902
Model 2	15	0.9351	0.0623
Model 3	25	0.9663	0.0397
Model 4	40	0.9790	0.0245
Model 5	60	0.9870	0.0165
Model 6	100	0.9918	0.0099

3.2.2 试样参数与模型设置

本章模拟中采用的间断级配砂土由粗颗粒 ($D_c = 1.8 \sim 2\text{mm}$) 和细颗粒 ($D_c = 0.3 \sim 0.33\text{mm}$) 两部分组成。各模型中采用的级配颗粒数基本一致, 单个试样中生成超过 50000 多面体颗粒。细粒含量为 25%, 粗细粒平均粒径比值为 6。试样的颗粒级配见图 3.2。

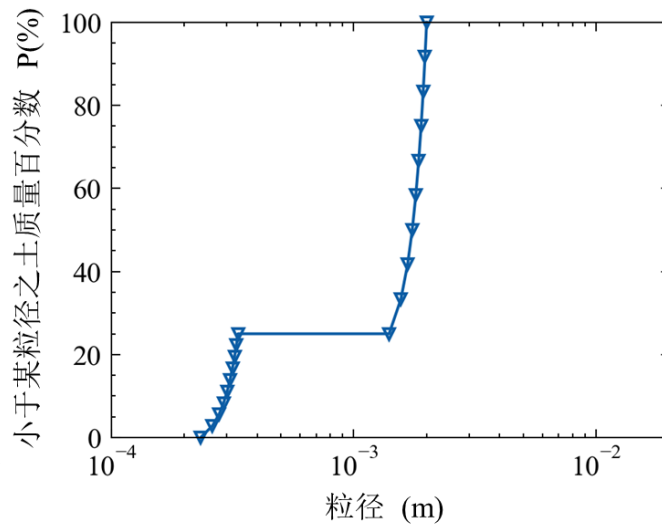


图 3.2 本章模拟中间断级配砂土级配

表 3.2 渗流侵蚀计算中的参数

参数	值
颗粒	
颗粒密度 ρ (kg/m^3)	2650
杨氏模量 E (MPa)	1×10^8
颗粒间摩擦系数 μ (-)	0.5
恢复系数 ε (-)	0.3
时步 Δt (s)	2×10^{-7}
泊松比 ν (-)	0.3
流体	
网格尺寸 (mm)	$2 \times 2 \times 2$
流体密度 ρ_f (kg/m^3)	998
水力梯度 i	4
时步 Δt_{CFD}	2×10^{-5}

试样制备完成后为一尺寸为 $16\text{mm} \times 16\text{mm} \times 16\text{mm}$ 的立方体试样。试样边长为最大粗颗粒粒径的 8 倍，以消除尺寸效应 (Hu 等, 2020, 2019; Liu 等 2020; Xiong 等, 2020)。CFD 计算域完全覆盖试样，尺寸为 $16\text{mm} \times 16\text{mm} \times 20\text{mm}$ 的长方体计算网格，在高度方向上两端各多出试样 2mm。流体域中网格等尺寸划分，网格尺寸为 $2\text{mm} \times 2\text{mm} \times 2\text{mm}$ ，大致与最大粗颗粒尺寸相当。渗流过程中，与前述章节一致采用向上渗流方式。即流场设置为由下至上单向渗流，通过上下两边界压力差控制。渗流过程中顶墙与底墙被认为是可渗流边界，渗流过程中不考虑其与水相互作用，侧墙不具有渗透性。模拟过程中，仅颗粒间存在摩擦力，颗粒和墙之间的摩擦系数设定为 0。经试算杨氏模量选定为 $1 \times 10^8 \text{ Pa}$ 以保证颗粒间重叠率不过大，同时根据计算设定 DEM 中时步为 $2 \times 10^{-7} \text{ s}$ ，CFD 中时步设

定为 DEM 中时步的 100 倍。本章模拟中涉及的重要参数见表 3.2。

3.2.3 模拟过程

本章中的渗流侵蚀模拟可分为如下四步：

(1) 试样生成：特定质量的非重叠颗粒被分散生成在一个大于既定试样尺寸的立方体区域中。立方体各面上生成墙体以包围分散颗粒，而后对各墙体施加一较小围压 10kPa 使颗粒聚集成为较为紧密试样。在此步骤中暂不开启重力，因为重力的存在会使得细小颗粒通过粗颗粒间的孔隙堆积在试样底部。当此步骤平衡时，再次施加 100kPa 围压以达到渗流侵蚀试验所需围压水平（此时试样如图 3.3 所示，以 Model 1 为例）。根据 Zhao 等（2015），颗粒形状会影响颗粒的内部结构和排列，从而影响土样的孔隙比。表 3.3 列出了各试样生成后的初始孔隙比，可见在相同应力水平下，因颗粒形状影响试样初始孔隙比并不完全相同，但差距不大。

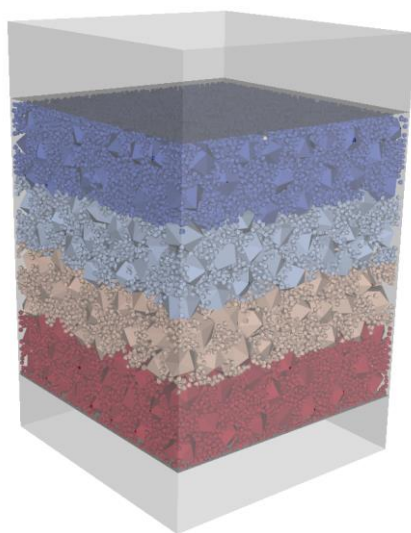


图 3.3 生成好的试样（Model 1）

表 3.3 各生成试样大致情况

模型编号	棱角度	颗粒数量	初始孔隙比
Model 1	0.0902	50590	0.418
Model 2	0.0623	50590	0.415
Model 3	0.0387	50574	0.394
Model 4	0.0245	50583	0.386
Model 5	0.0165	50594	0.378
Model 6	0.0099	50590	0.382

(2) 重力平衡：在此步骤重力开启，会导致试样内部颗粒分布发生一定程

度的重分布。然而由于在此前的成样过程中已然施加较大的压力，故颗粒重分布程度不大，依然能保证颗粒的均匀分布。

(3) 渗流侵蚀：顶部墙体被替换为带孔墙体以模拟滤网，孔为 $0.75 \times 0.75 \text{mm}$ 方形小孔。方形孔边长为 2.5 倍细颗粒最大粒径，小于粗颗粒粒径。同时 DEM 和 CFD 的耦合在此阶段开始。流体在恒定的水力梯度下流动，与颗粒发生相互作用。细颗粒在水力作用下通过粗颗粒间的孔隙被带出土样。模拟中一旦细颗粒通过带孔墙体，此颗粒将会被删去，导致模拟中 DEM 部分颗粒质量损失。耦合过程持续 10s。耦合流程可见图 3.4（以 Model 1 为例）。渗流过程中四侧壁和顶部带孔墙体保持固定，而底部墙体保持 100kPa 恒定应力水平。

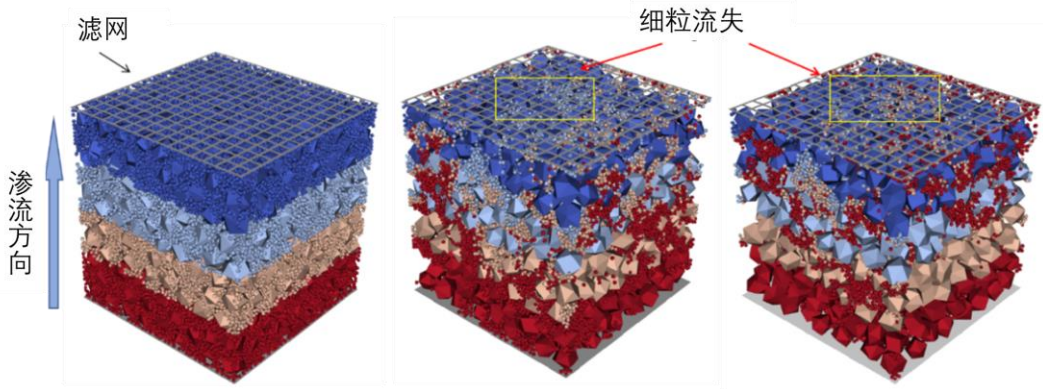


图 3.4 渗流侵蚀过程：(a) $t = 0\text{s}$ ；(b) $t = 5\text{s}$ ；(c) $t = 10\text{s}$

(4) 三轴测试：在应变控制条件下对渗流侵蚀后的试样进行三轴加载试验（见图 3.5）。试验中最大轴向应变为 20%，围压为 100kPa。为作为对比，对渗流前试样同样进行三轴加载测试，以研究渗流前后棱角度对试样力学特性的影响。

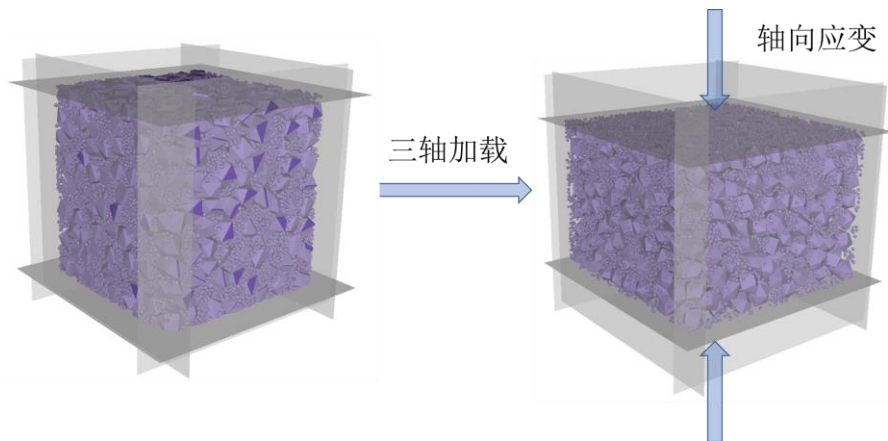


图 3.5 应力伺服控制下的三轴测试示意图

3.3 宏观结果分析

3.3.1 细粒流失

与 2.3.1 相同，定义细粒流失比为累积细粒流失质量与总颗粒质量之比。图 3.6 展示了各模型中细粒流失比随时间的发展。对于图中所有曲线，初始 2s，细粒流失较快。而后对于棱角较大模型（Model 1、2、3 对应棱角为 0.0902, 0.0623, 0.0387）2s 后流失速度开始逐渐放慢。与之对应的，棱角较小的模型中细粒流失曲线中存在一转换点。从此转换点开始，细粒的流失速度再次加快（Model 4、5、6 对应转换点的时间分别为 7.6s、3.8s 和 7.8s）。通过比较 10s 时不同模型的累积细粒流失比可发现（见图 3.7），其随棱角的减小而显著增加。最大值（Model 6 对应的 16.4%）大致是最小值（Model 1 对应的 7.9%）的两倍。而后对棱角与最终的细粒流失比关系做线性拟合，决定系数为 0.92893，符合较好。说明了颗粒棱角越大的试样越能抵抗流体的侵蚀。Zhao 等（2015）指出，相较于球体颗粒，多面体颗粒间更易形成了自锁效应，增强了颗粒间的堵塞，形成了对流体作用的抵抗。对于多面体颗粒而言，棱角越大自锁效应越为明显，此时粗颗粒不易发生变动，在原有渗流路径条件下可流失颗粒流失完全后，无法因粗颗粒变动形成新的流失路径。因此棱角较大模型中细粒较难流失。图 3.8 为各模型渗流后的级配，可发现细粒含量随着棱角的下降而减少，反映了渗流侵蚀改变了土体状态。

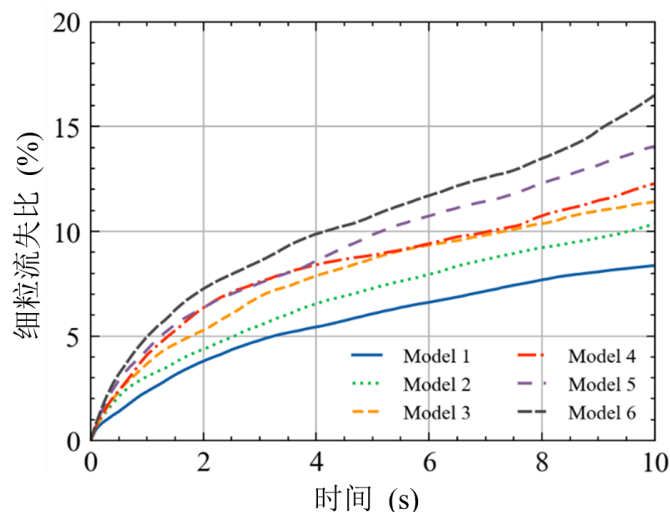


图 3.6 各模型渗流过程中细粒流失比随时间的变化

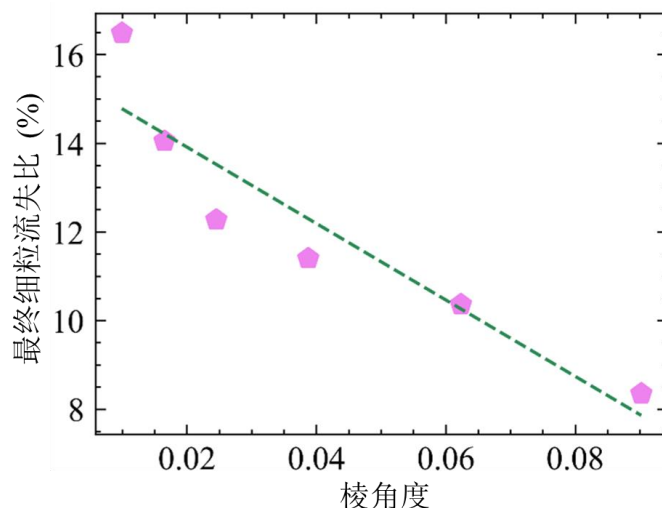


图 3.7 最终细粒流失比与棱角度的关系

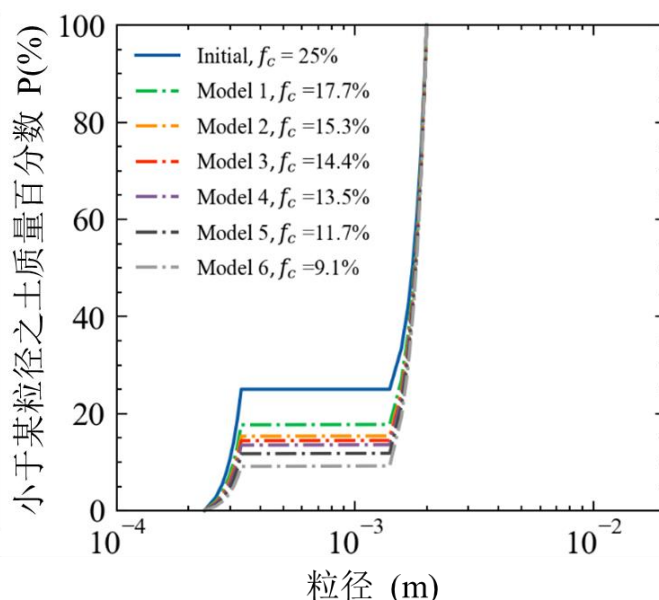
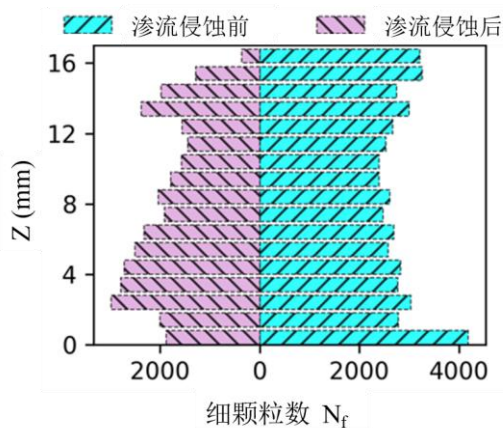


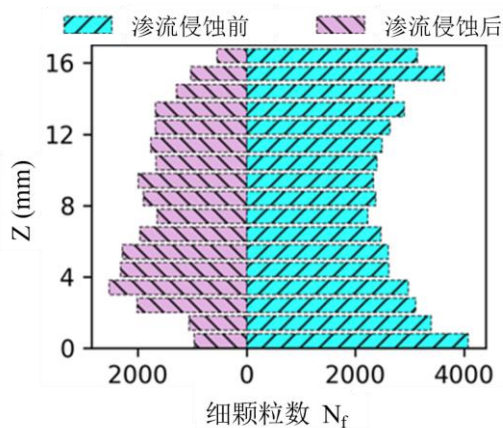
图 3.8 各模型渗流后的颗粒粒径分布

图 3.9 描绘了渗流前后沿渗流方向的细颗粒数量分布。图中深度 Z 代表到试样底部的距离。观察各模型侵蚀前分布，细颗粒沿深度分布相对均匀，说明了成样方式的合理性。而后，各模型在渗流后呈现出三角形分布。与渗流前相比，两端细粒数量显著下降，而位于试样中间部分的细颗粒数量变动不明显，说明细颗粒在由下至上运移过程中在中部发生堵塞。此现象在研究 (Xiong 等, 2020) 也可同样观察到。针对这一现象，可有如下解释：初始位置靠近带孔墙体的细颗粒渗流路径较短，受粗颗粒堵塞程度小，在水力和颗粒间相互作用力的综合作用下较易被侵蚀。而当细颗粒起始分布位置越往下，颗粒越易被堵塞，

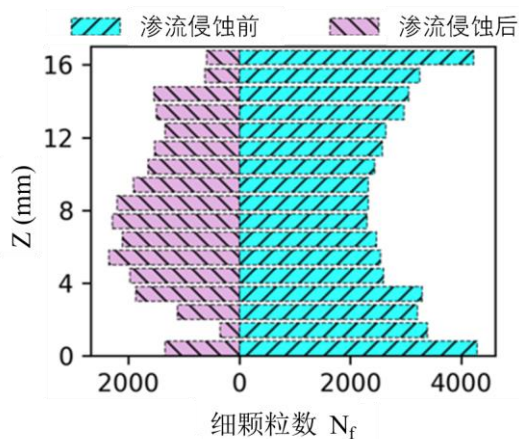
故中间层渗流后颗粒数目较多。而对于底部颗粒，底层墙体受应力控制，在渗流过程中由于细粒减少会向上移动，导致底部颗粒位移较大。底部颗粒的位移使得原本处于这一位置的细颗粒向上移动进入中间层。这一解释也可与各分层孔隙比（见图 3.10）相对应，可发现渗流过程中底部（H6）和顶部（H1）孔隙比变化较大而中间层（H3 和 H4）的孔隙比变动较为平稳。



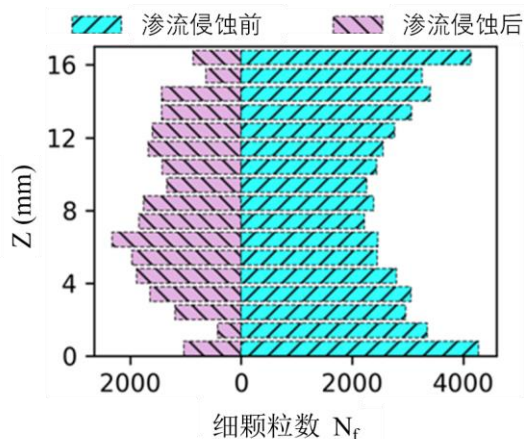
(a) Model 1



(b) Model 2



(c) Model 3



(d) Model 4

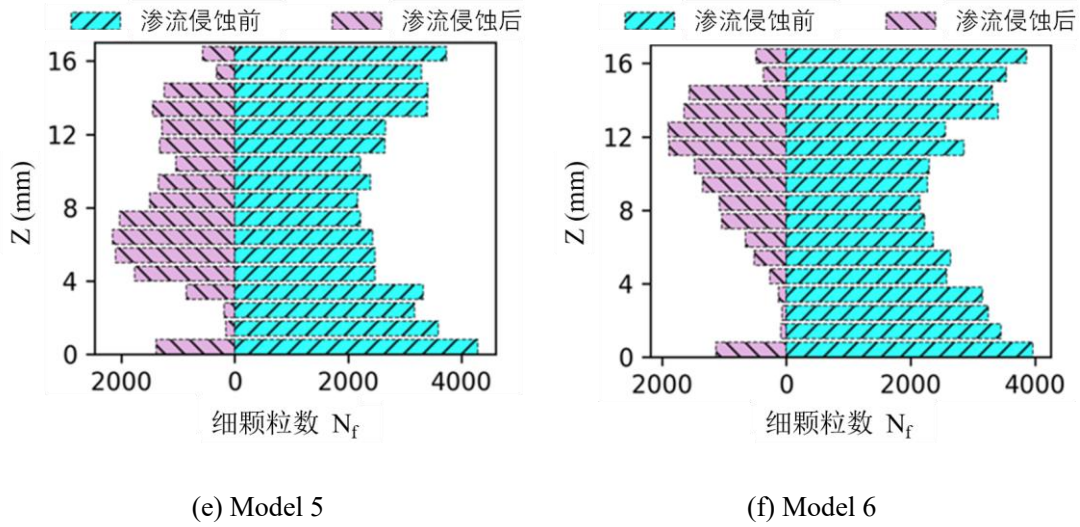
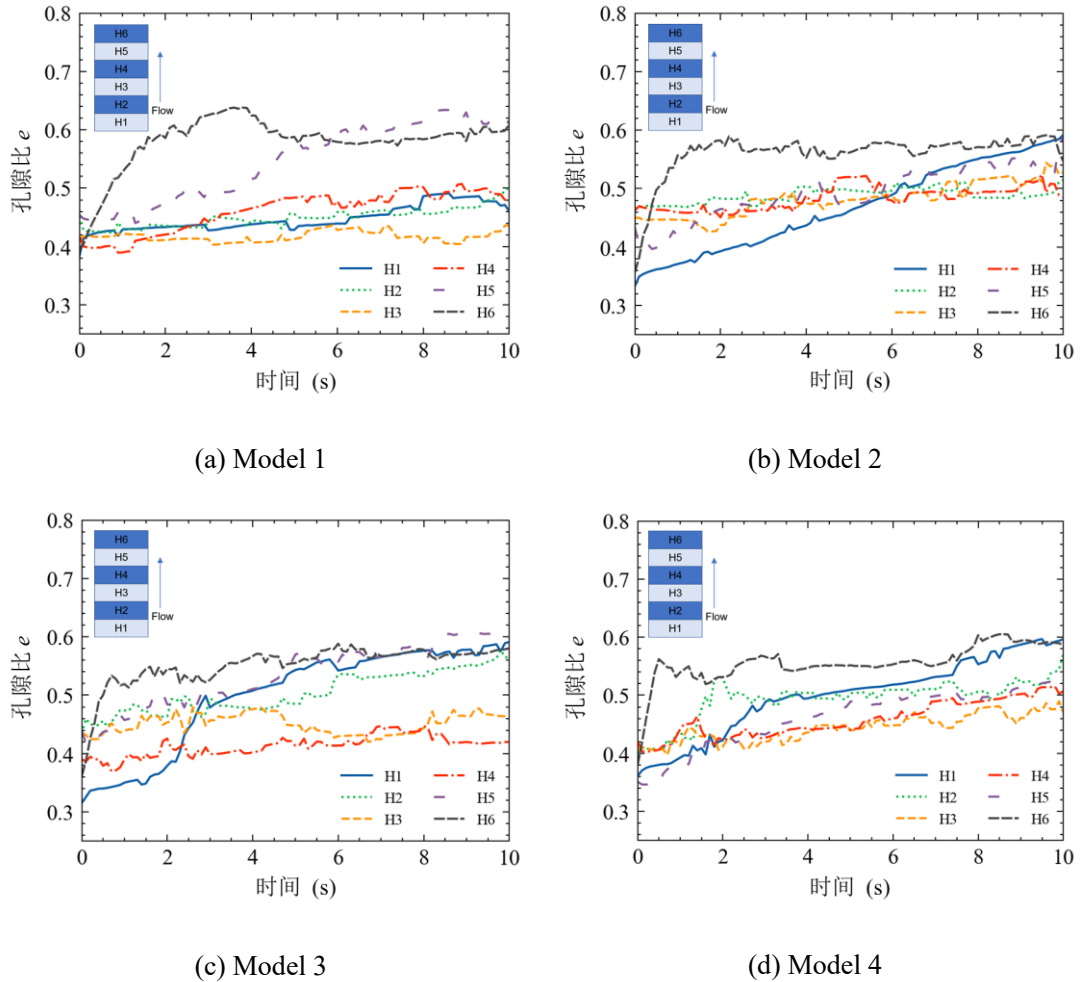


图 3.9 渗流前后沿渗流方向细粒数量分布



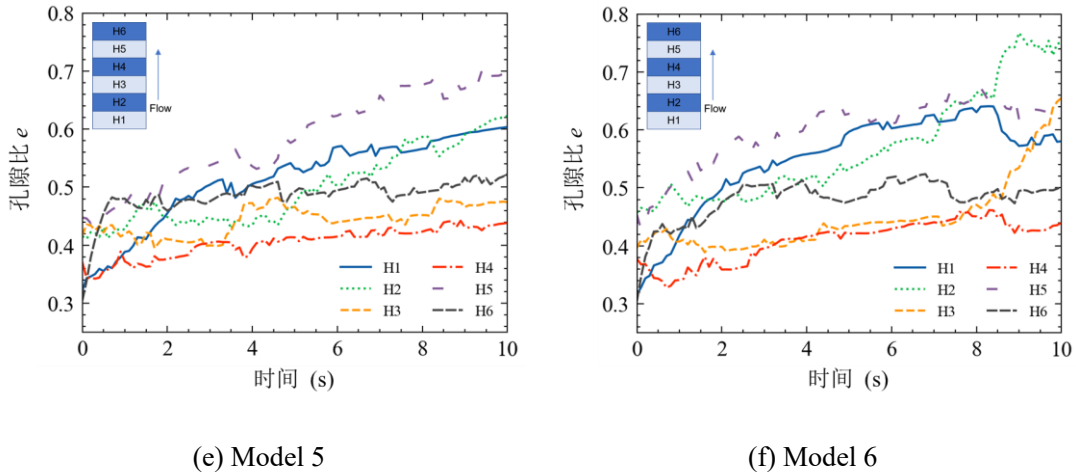


图 3.10 渗流过程中各层孔隙比随时间变化

3.3.2 土样竖向变形

与前述章节类似，本文流体流动方向与重力方向共线反向。渗流过程中顶部带孔墙体保持静止，而底部墙体由于压力作用在渗流过程中会发生一定程度的位移，这与室内试验（Shi, 2018; Tomlinson 和 Vaid, 2000）一致。故底部墙体的竖向位移情况反映了土样在渗流过程中因细粒流失发生的变化。

图 3.11 为各个模型由于渗流侵蚀引起的土样竖向变形随时间的变化。由图可发现一明显特征：即大致可将各模型中土样竖向变形随时间变化分为三个阶段。（1）加速阶段：在此过程中，竖向变形增长迅速。这主要可归结于初始位置靠近顶部带孔墙体的细颗粒的快速流失。（2）平稳阶段：远离带孔墙体的细颗粒有较长的渗流路径，而颗粒的棱角分明使得它们的流失管道不顺畅。因此，细小颗粒的流失速度减慢，竖向变形发展变缓。（3）亚稳态阶段：在这个阶段，细粒流失过后，土骨架发生一定程度的重构，粗颗粒形成一个亚稳态的结构。如果颗粒的棱角角度足够大（例如，Model 1 对应的 0.0902 和 Model 2 对应的 0.0623），水力不足以破坏粗颗粒之间的亚稳态结构。因此，土表位移曲线是较为稳定的。随着棱角角度的减小（如 Model 3 对应的 0.0397，Model 4 对应的 0.0245，Model 5 对应的 0.0165），水力会对亚稳态结构造成一些干扰，在这个阶段，试样仍然会有一定程度的竖向变形。如果颗粒的棱角角度特别小，粗颗粒之间的亚稳态结构将非常脆弱，这意味着结构很容易被破坏。因此，在土体的表面会再次出现明显的沉降（例如 Model 6）。

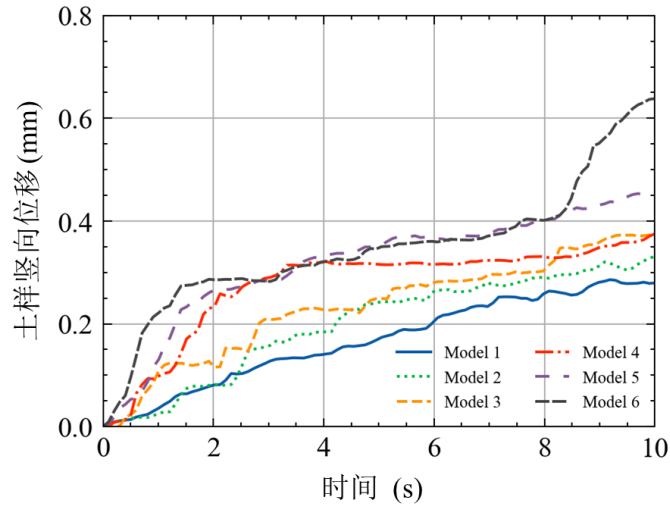
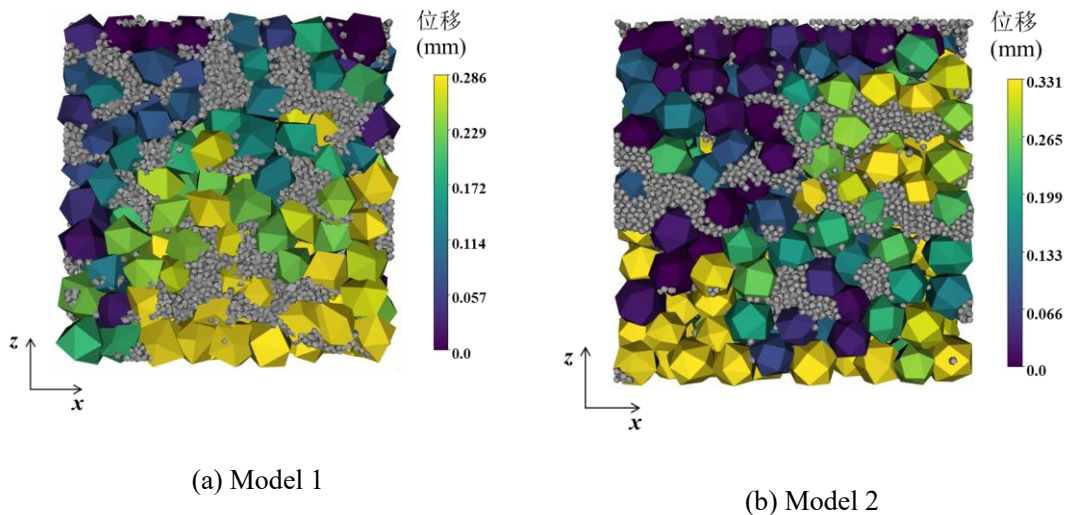


图 3.11 各模型底部墙体竖向位移随时间的变化

图 3.12 显示了试样内部渗流侵蚀完成后的的竖直位移场。为显示更为清晰，将发生较大移动的细粒统一设置为灰色，以粗颗粒位移情况反映土骨架的位移场。由于在渗流过程中，顶部带孔墙体被设定为固定边界，而底部墙体保持着应力伺服，细粒的损失将导致底部墙体的向上位移，因此，试样底部的粗粒也会随之产生较大的位移。同时离顶部越近，位移越小。此外棱角度的增加可以有效的限制土颗粒的位移，例如 Model 6 中发生较大位移颗粒（黄色）比例要显著大于 Model 1。且 Model 6 对应最大位移 0.638mm 显著大于 Model 1 对应的最大位移 0.286mm。



(a) Model 1

(b) Model 2

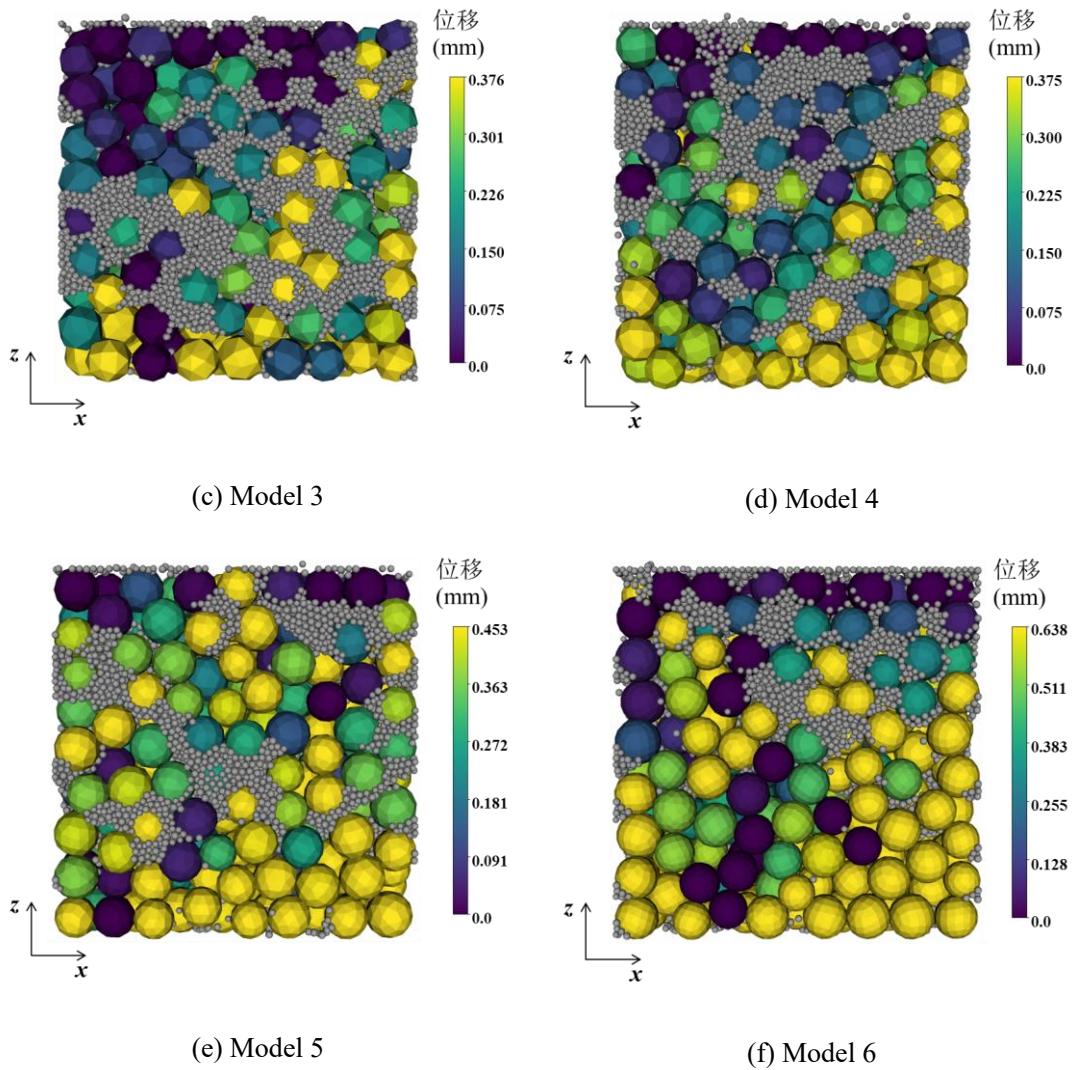
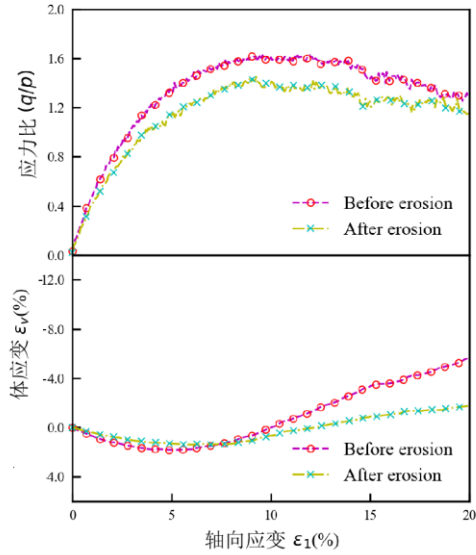


图 3.12 各模型渗流侵蚀后竖向位移场

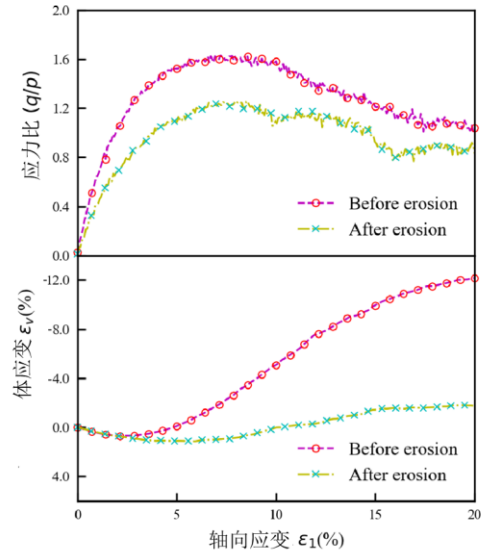
3.3.3 渗流前后试样力学特性变化

图 3.13 为渗流前后试样强度比与体积应变在三轴试验中随轴向应变的变化。其中应力比 (q/p) 被定义为偏应力 ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) 与平均应力 ($p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$) 之比。对于各个模型渗流前后总共 12 个试样，其随着加载过程中轴向应变的不断增大，应力比起初逐渐增加直到达到峰值，而后逐步减少直至临界应力状态。在这一过程中，相应的体变均呈现出先剪缩后剪胀的特征。这说明即使对于渗流侵蚀后，孔隙比显著增加的试样，其三轴加载过程中依旧体现出应变软化的特征。通过对比具有不同棱角度颗粒试样的峰值应力比，可以发现总体来说棱角度的增加提升了试样的峰值应力比，如图 3.14 (a) 所示。同时可发现，对于侵蚀前试样，当棱角度较大时峰值应力比随棱角度变化十分明显。而当棱角度较小时，峰值应力并不随棱角度发生较大变化。

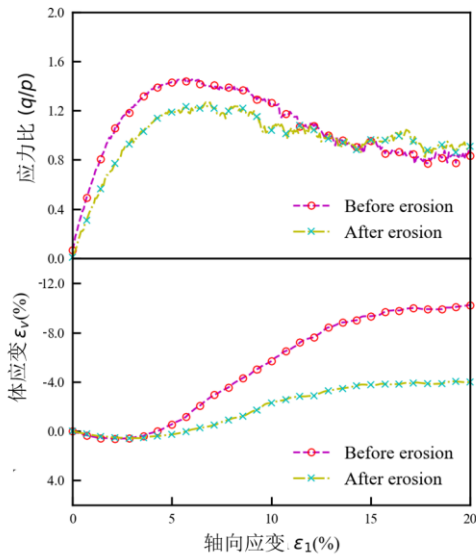
对于渗流侵蚀后的试样，峰值应力比与棱角度之间存在着较好的线性关系。当以峰值摩擦角表示试样强度时（如图 3.14 (b)），也存在类似现象。棱角度可增强土颗粒之间的自锁效应（Zhao 等，2015），旋转错位现象因而被抑制。故随着棱角度的增加，土体的抗剪强度提高。



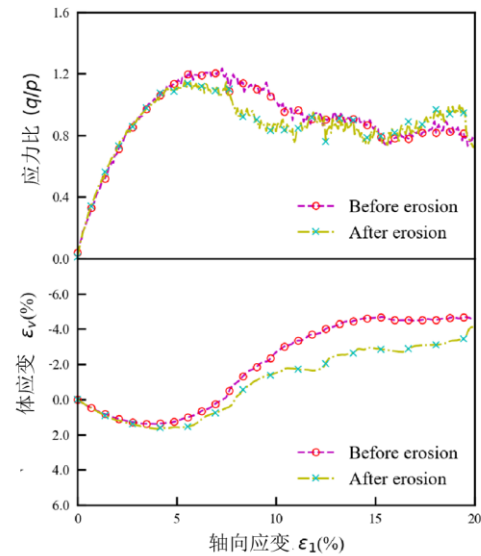
(a) Model 1



(b) Model 2



(c) Model 3



(d) Model 4

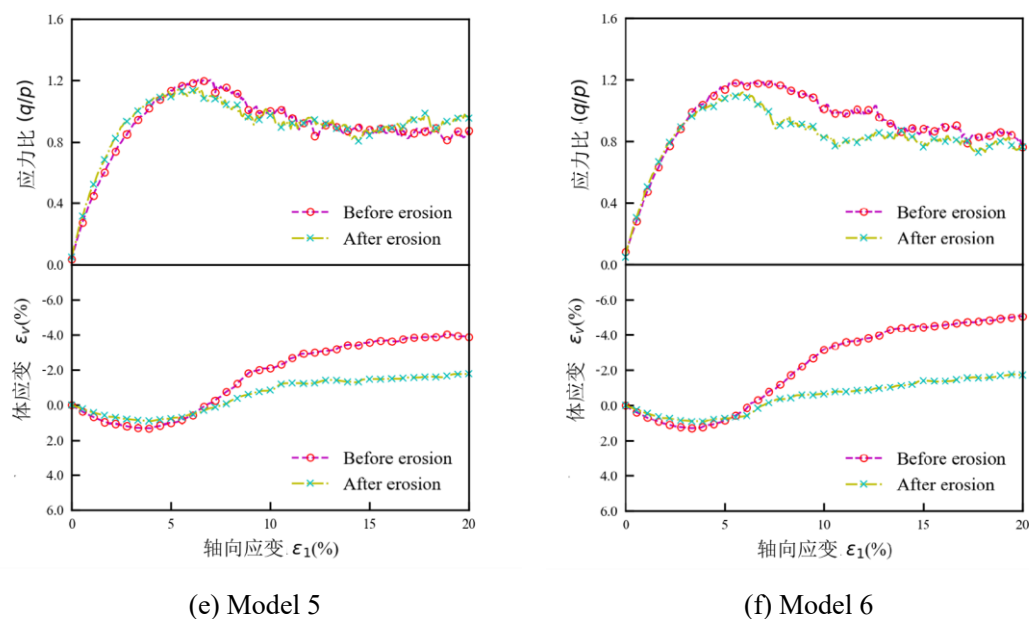


图 3.13 各模型三轴试验中渗流前后强度和变形特性

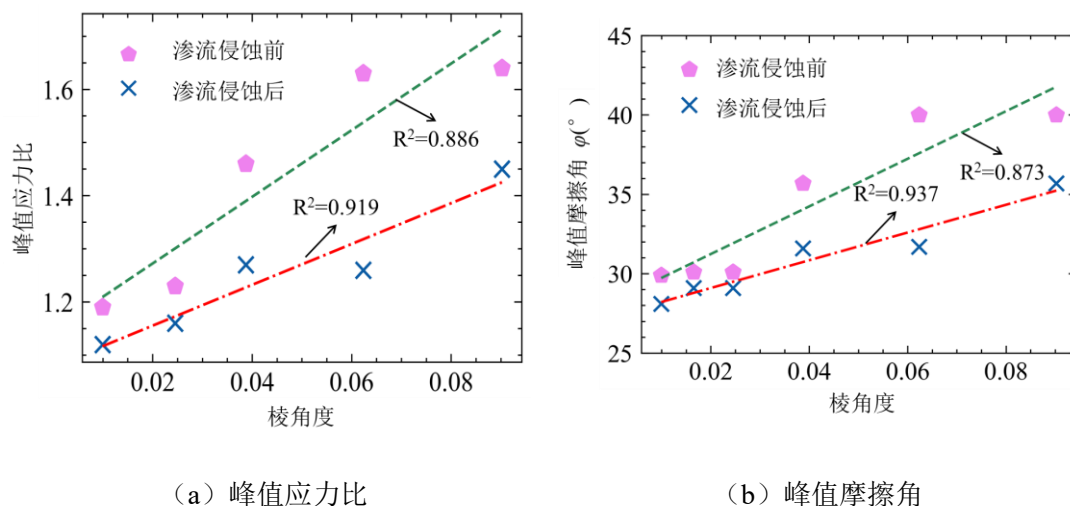


图 3.14 渗流前后试样峰值应力比和峰值摩擦角随棱角度的变化

由于在三轴加载初始阶段土体应力应变曲线体现出非线性，本章引入 E_{50} 描述土体模量，其定义为对应于峰值应力一半时的正切模量。图 3.15 为渗流前后各试样三轴加载中的 E_{50} 值。由图可发现：(1) Model 1-3 中，渗流侵蚀会导致土样 E_{50} 显著下降；(2) Model 4-6 中，与棱角度较大的模型相比渗流侵蚀对 E_{50} 影响较小，渗流侵蚀后试样的 E_{50} 略微升高。对于渗流前试样，Model 1 中的颗粒由于存在较大的棱角度而排列更为紧密，以至于在外荷载作用下土骨架变动程度较小。因此，其在三轴加载过程中直到轴向应变为 13% 时才达到峰值强度，而后开始呈现软化状态。相比于 Model 1，在 Model 2 和 3 渗流前试样中，其峰

值强度下降不显著。但当轴向应变达到 8%左右时，此二试样开始呈现出软化特性，故其 E_{50} 值高于 Model 1 渗流前。渗流侵蚀后，由于细颗粒流失孔隙比增大以及颗粒结构的重分布，土体强度显著下降，同时 Model 1-3 渗流后试样 E_{50} 值也呈现出不同程度的降低。而 Model 4-6 中，由于过多的细颗粒流失和由于较小棱角角度导致的颗粒之间较小的滚动阻力，渗流后土样中形成了一个次稳定结构（Liu 等，2020；Xiong 等，2020）。致使其虽峰值强度相比于渗流前降低，但达到峰值前的模量反而略大于渗流前试样。

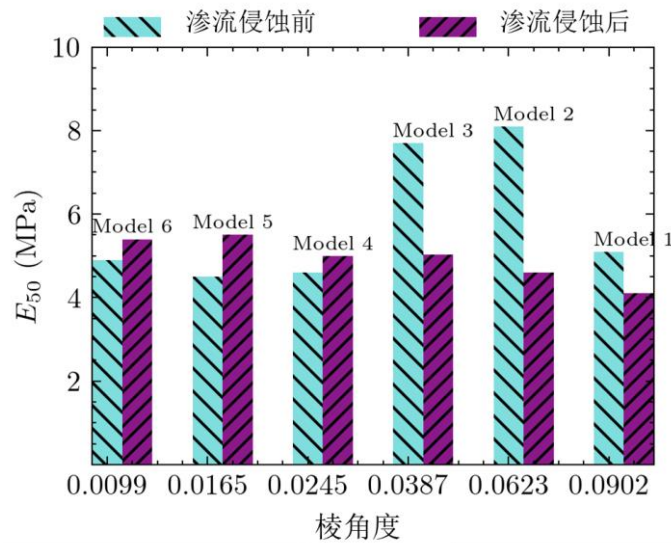


图 3.15 渗流前后各试样 E_{50} 值

3.4 微观结果分析

3.4.1 水体积流速

渗流侵蚀涉及到复杂的流体固体相互作用。细颗粒的流失改变了土样的孔隙分布等特征，必然使得流场受到影响。此节引入体积流速以反映渗流侵蚀对于流体部分的影响。体积流速 Q 可定义为 $Q = v \cdot A$ ，其中 v 为流体速度而 A 为截面矢量面积（在本章模拟中即为带孔墙体面积）。图 3.16 为各模型体积流速随渗流时间变化曲线。由图可知，渗流初始阶段，流速值相对较小（大致为 $2.5 \times 10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$ ）。此时，试样的渗透性相对较差，渗透系数 k 相对较小。因此在给定的水力梯度下，此时水流流速 v 也相对较小。随着渗流侵蚀的发展，体积流速逐渐增大，表明随着细粒的不断流失，试样逐渐趋于松散，透水性也随之增强。同时，对比各模型最终的体积流速，由于棱角角度减小，细粒流失比也随之增大，同时也发现体积流速也随棱角角度减小而增大。即棱角角度较小颗粒对应模

型的细粒损失导致了较大的孔隙比变化，从而也增加了试样的渗透性，导致了较大的体积流速。而细颗粒流失及体积流速随棱角变化的一致性一定程度上证实了本章模拟方法的有效性。

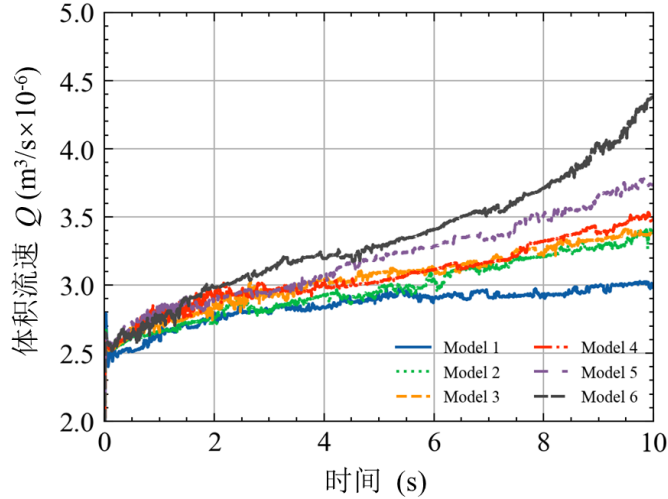


图 3.16 各模型渗流侵蚀过程中体积流速与时间关系

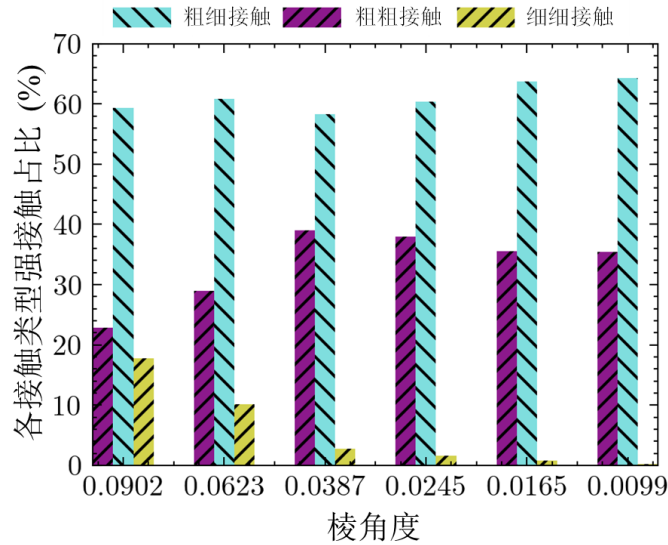
3.4.2 强力链

离散元法的一个重要优势在于可记录和分析每一个颗粒及接触的力和接触信息，这使得从微观组构层面研究土体特性成为可能。过往研究表明，法向接触力比切向接触力对于土体宏观力学响应有更为显著的影响（Azéma 等，2009；Thornton，2000）。同时法相接触力在微观层面的演变可以解释一些相应的宏观力学现象。

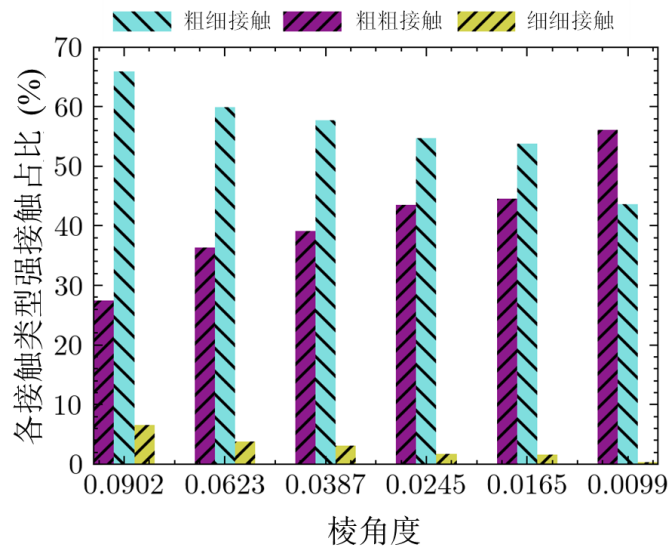
与前述章节类似，根据两接触颗粒的大小，可将模型中的接触分为三类：粗粗接触（c-c）、粗细接触（c-f）、细细接触（f-f）。根据过往研究（Radjai 等，1998；Thornton 和 Antony，1998b），可将力的传递分为贡献于宏观偏应力的强力和贡献于维持强力链稳定的各向同性应力。同时参考 Minh 等的研究（2014），本章将强弱力链的标准设定为 $1.2\langle f_n \rangle$ ，其中 $\langle f_n \rangle$ 为所有模型中所有接触的平均法向力。高于此标准的认为其是强力，反之为弱力。

图 3.17 统计了各模型渗流前后强力在三种接触类型中的分布。其中粗粗接触和粗细接触在渗流前和渗流后的试样中均占主导地位，这意味着主要是粗颗粒参与构成强力链。同时可发现无论渗流前后细细接触占强力比例均随着棱角度的减小而显著下降。这一现象说明较大的棱角度有利于细颗粒承担更大的接触力，这与过往研究观点一致（Zhao 等，2015），即较大的棱角度会增强颗粒间的自锁效应。而观察渗流后结果我们可发现，随着棱角度的减小，粗粗接触占强力比例逐渐增加，而粗细接触占强力比例逐渐减小。同时我们可发现渗流

前棱角对粗细、粗粗两种接触类型占强力比例影响并不明显，而渗流后存在显著影响。这也说明随着棱角度的较小，细颗粒的流失量大大增加，粗粗接触承担了更大的接触力。



(a) 渗流前



(b) 渗流后

图 3.17 各模型渗流前后强接触在各接触类型中的分布

3.4.3 机械配位数

平均配位数的定义为颗粒的平均接触数，即：

$$Z = 2C / N \quad (3.2)$$

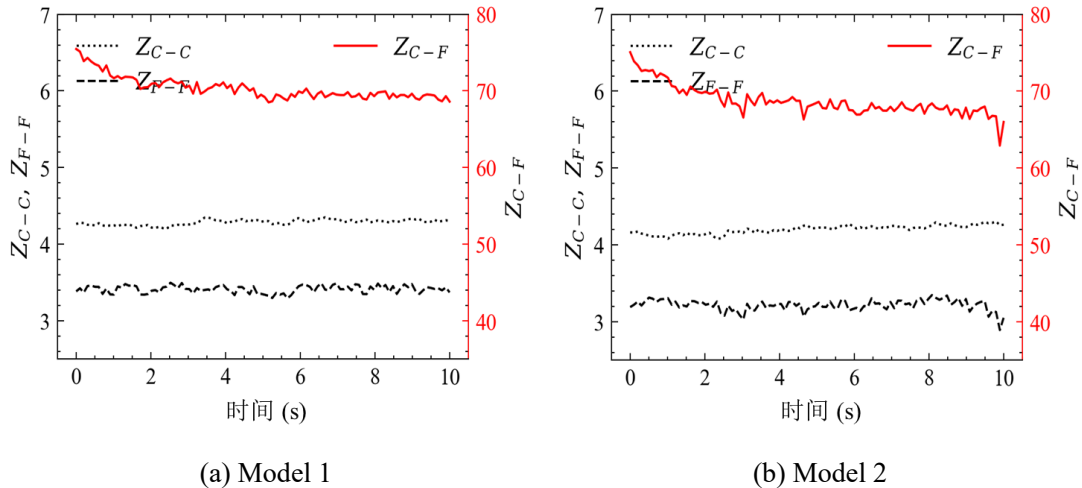
式中 Z 为配位数， C 为试样中的接触总数而 N 为试样中的总颗粒数。考虑到试样中存在一些“悬浮颗粒”，即只参与一个接触形成或不参与接触形成。机械配

位数 Z_m 作为替代性的微观结构指标被引入 (Hu 等, 2020; Jiang 等, 2018; Thornton 和 Antony, 2000):

$$Z_m = \frac{2C - N_1}{N - N_0 - N_1} \quad (3.3)$$

式中 N_0 和 N_1 分别为不参与接触形成与只参与一个接触形成的颗粒数。机械配位数可反映颗粒聚合体的力学结构。对于本章研究的间断级配砂土, 由前述研究结论可知粗细颗粒在参与构成土骨架方面差异较大。故与前文类似, 将其分为三类粗粗颗粒之间接触、粗细颗粒之间接触、细细颗粒之间接触。参照 (Hu 等, 2020), 定义三种机械配位数, 每个粗颗粒的平均粗粗接触数 Z_{C-C} , 每个粗颗粒的平均粗细接触数 Z_{C-F} , 每个细颗粒的平均细细接触数 Z_{F-F} 。

图 3.18 为三种不同接触配位数在渗流过程中随时间的演变。可发现 Z_{C-F} 明显大于 Z_{F-F} 和 Z_{C-C} , 表明对于间断级配砂土, 许多细颗粒附着在粗颗粒周围, 提高了粗颗粒和细颗粒间的接触数。另一方面可发现各模型中 Z_{C-F} 随着渗流进程的进行而逐渐减少而 Z_{C-C} 增加。此趋势在细粒流失严重的模型中更为明显 (如 Model 5 和 Model 6)。这表明细颗粒流失会导致土样内部的土骨架重构, 粗颗粒之间会产生更多的接触, 以维持因渗流侵蚀而减弱的土体骨架的稳定性。另一方面, Z_{F-F} 在渗流过程中虽有一定程度的波动, 但渗流前后变化不大。这可归结于细颗粒主要在土样中起填充缝隙作用, 这些颗粒在传递力方面的贡献不大 (Liu 等, 2020; Minh 等, 2014)。



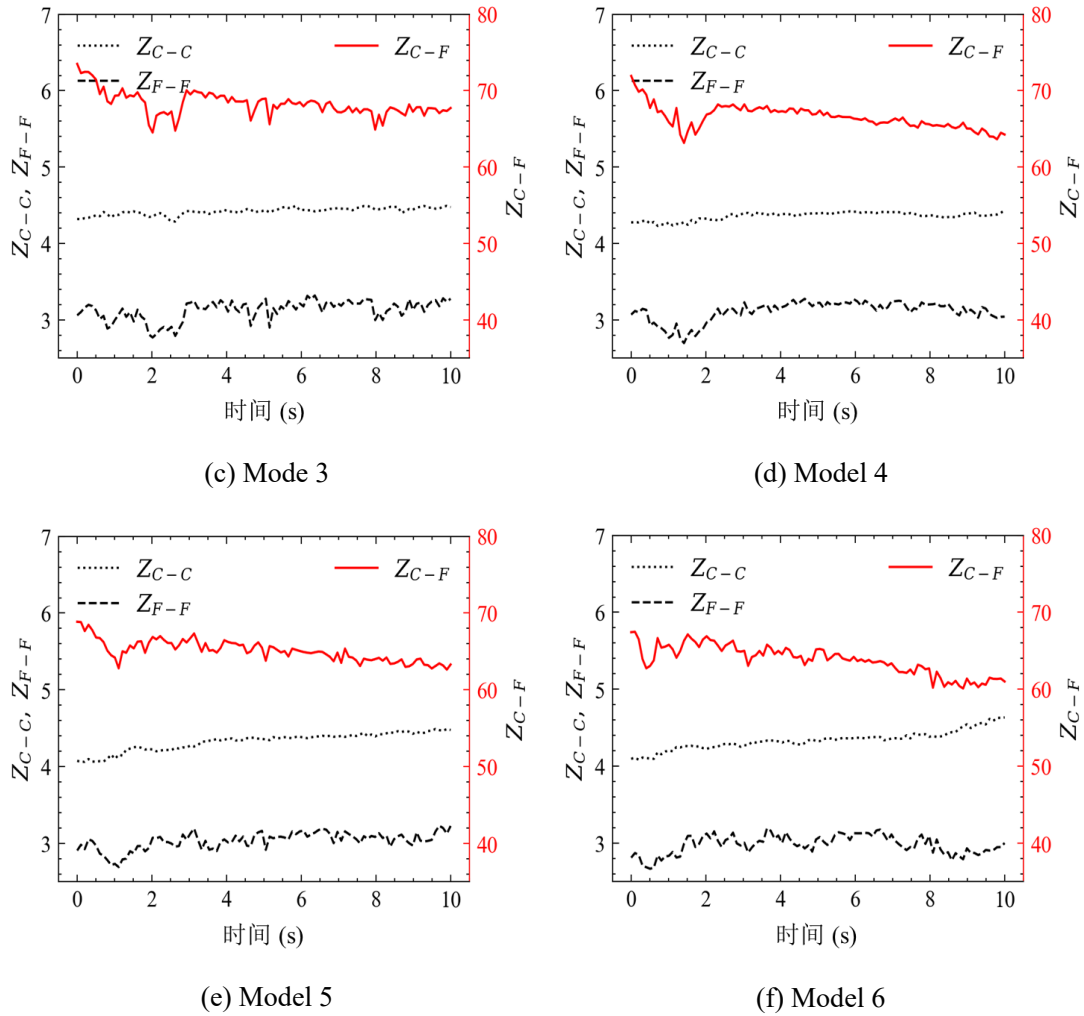
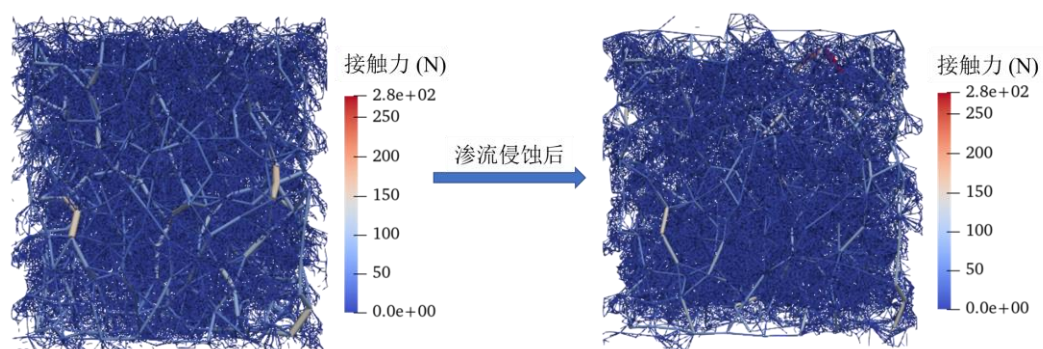


图 3.18 各模型中各类机械配位数渗流过程中随时间变化

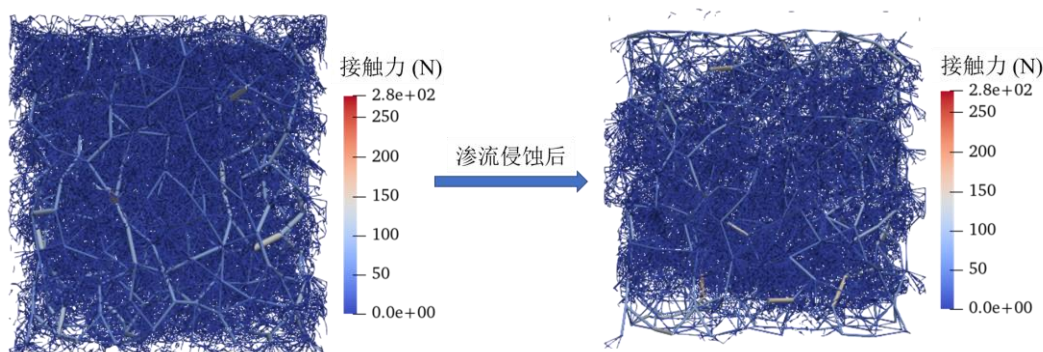
3.4.4 力链演变

如前文所述，接触力可通过力链的形式进行可视化处理（图 3.19）。图中接触力由链接相接触颗粒的圆柱体表示，半径和颜色表示力的大小。观察图 3.19 可发现力链网络渗流前后的变化有两个明显的特点。首先，渗流前的力链是均匀分布的，同时粗颗粒间的接触力形成主要的骨架，而细细接触主要存在于粗颗粒间的孔隙中。渗流侵蚀后，除了粗粗、粗细接触力链数量显著增加外，整个力链网络变得更为稀疏和不均匀。同时从观察角度上来说，细细接触的减少使得可以更为明显地观察到更多的粗粗接触。另外细细接触主要集中在试样的中部。对比不同棱角度的试样，接触分布的不均匀性在较小棱角度模型中更为明显，对应这些模型更多的细粒损失。例如，Model 6 中的细细接触在试样底部几乎全部消失。这种力链的分布情况与图 3.10 中孔隙比随深度的分布形成较好的匹配。第二，在所有的模型中均可观察到颗粒堵塞的现象。由于试样中部

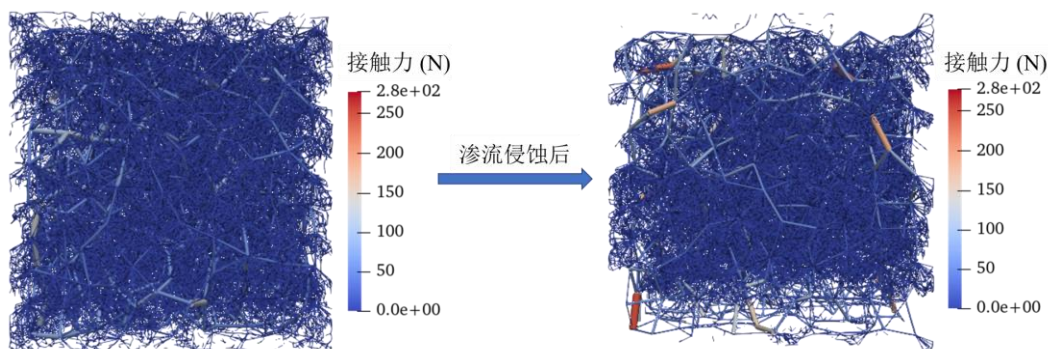
堆积了大量的细颗粒，流失路径变得阻塞，由于试样中的阻塞区，细颗粒的运动被迫中断。正是由于这个原因，细粒在特定的压力、水力条件下不会被无限度地被侵蚀。图 3.20 展示了一个选定细颗粒的流动路径，在整个模拟过程中，颗粒的运动被记录下来。所选颗粒的初始位置离滤网墙体相对较远，也就是说，它在 Model 1 中具有最长的流动路径。在流动路径的开始阶段，位置点非常密集，说明相邻的位移很小，颗粒运动受阻，相应的坐标正好处于土样的中部。一旦颗粒在渗流力作用下流出阻挡区，相邻位置点之间的位移就会增加，表明颗粒运动顺畅。



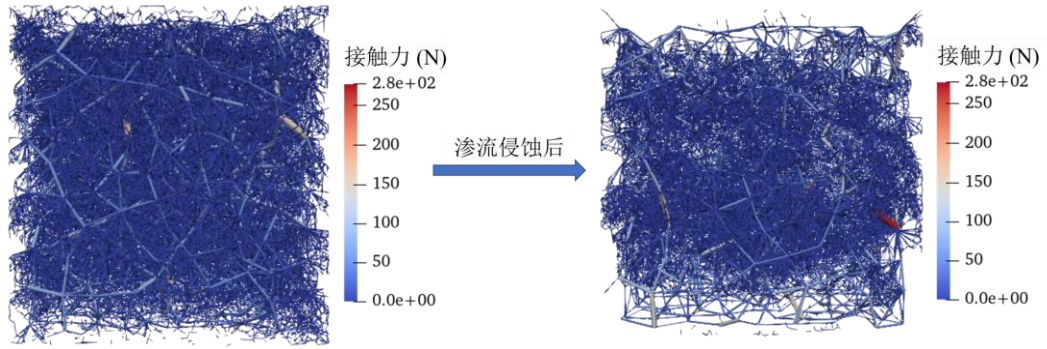
(a) Model 1



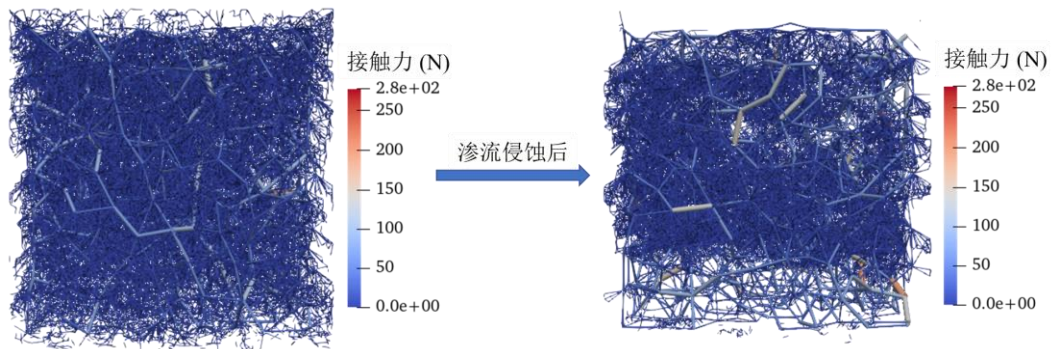
(b) Model 2



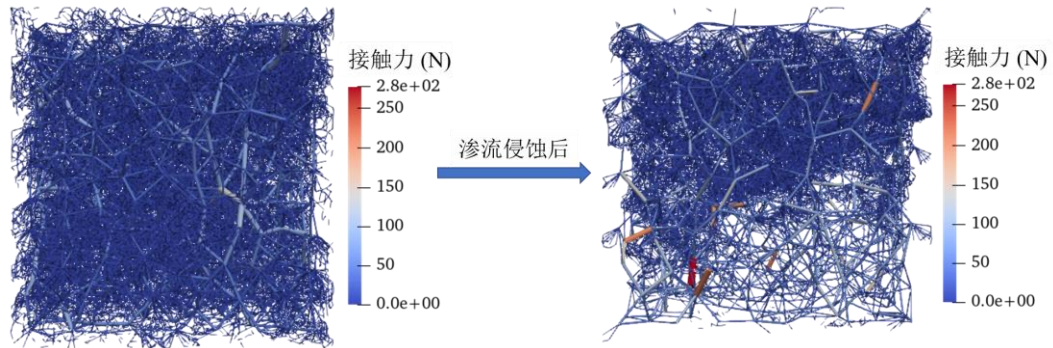
(c) Model 3



(d) Model 4



(e) Model 5



(f) Model 6

图 3.19 渗流前后各模型中力链网络变化

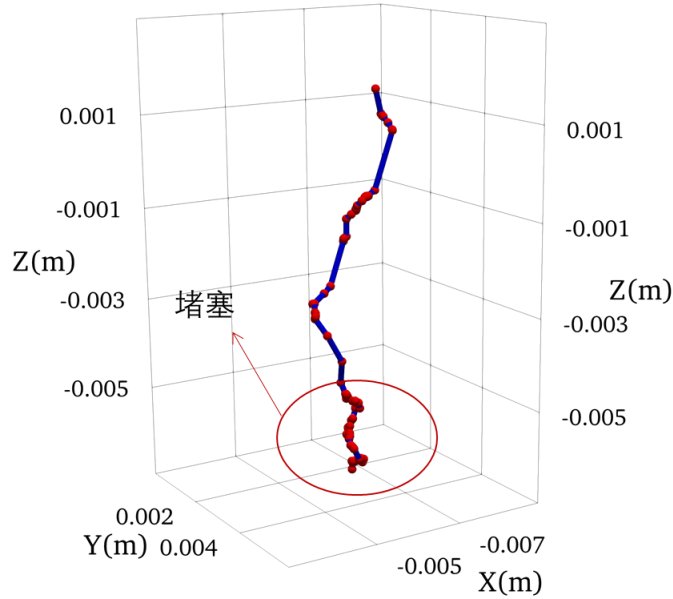
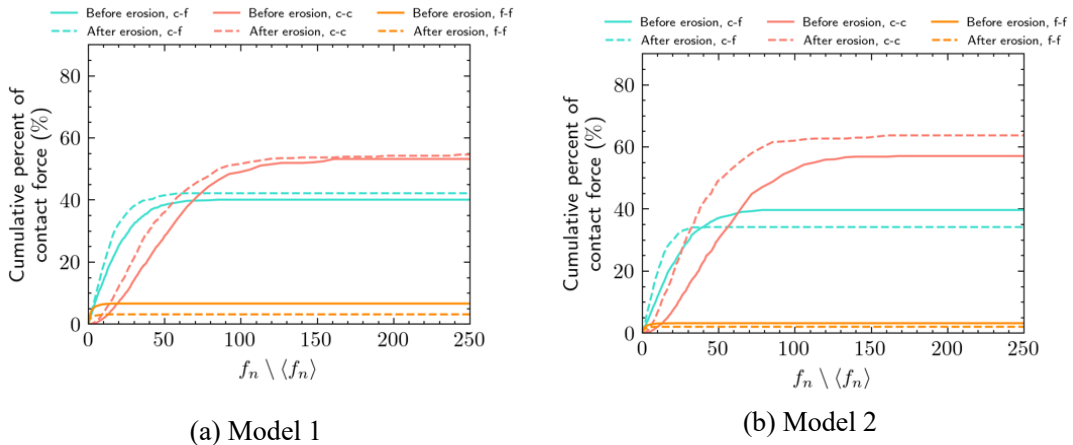


图 3.20 Model 1 中特定颗粒的流动路径

3.4.5 累计接触力占比

按照前文所述，三种接触类型的接触力的累计百分比绘于图 3.21 中。对于曲线上任何一点，横坐标是以 $\langle f_n \rangle$ 归一化的力的大小，纵坐标为小于相应横坐标值的接触力的累积百分比。在这些接触中，所有六组模型中的粗粗基础的累计百分比都超过了 50%。此外，粗粗接触达到稳定时对应的横坐标值最大，表明粗粗接触中的最大力大于细细和粗细接触。同时可发现，对于一个给定的 $f_n / \langle f_n \rangle$ ，粗粗接触侵蚀后的累计接触力百分比要比渗流侵蚀前大的多。但对于粗细和细细接触渗流后则表现出减少。这种变化随着棱角度的减小而更为明显，这表明接触力发生了从细细接触到粗粗接触的转化，与前文所述现象一致。关于各接触类型的最大和平均法向力的更多细节可见表 3.4。由此表可知，平均接触力 $\langle f_n \rangle$ 和 $\langle f_n^{c-c} \rangle$ 因细粒的流失而增大，同时 $\langle f_n^{c-f} \rangle$ 在几乎所有模型中都有下降。另一方面细颗粒之间的平均接触力 $\langle f_n^{f-f} \rangle$ 增加。



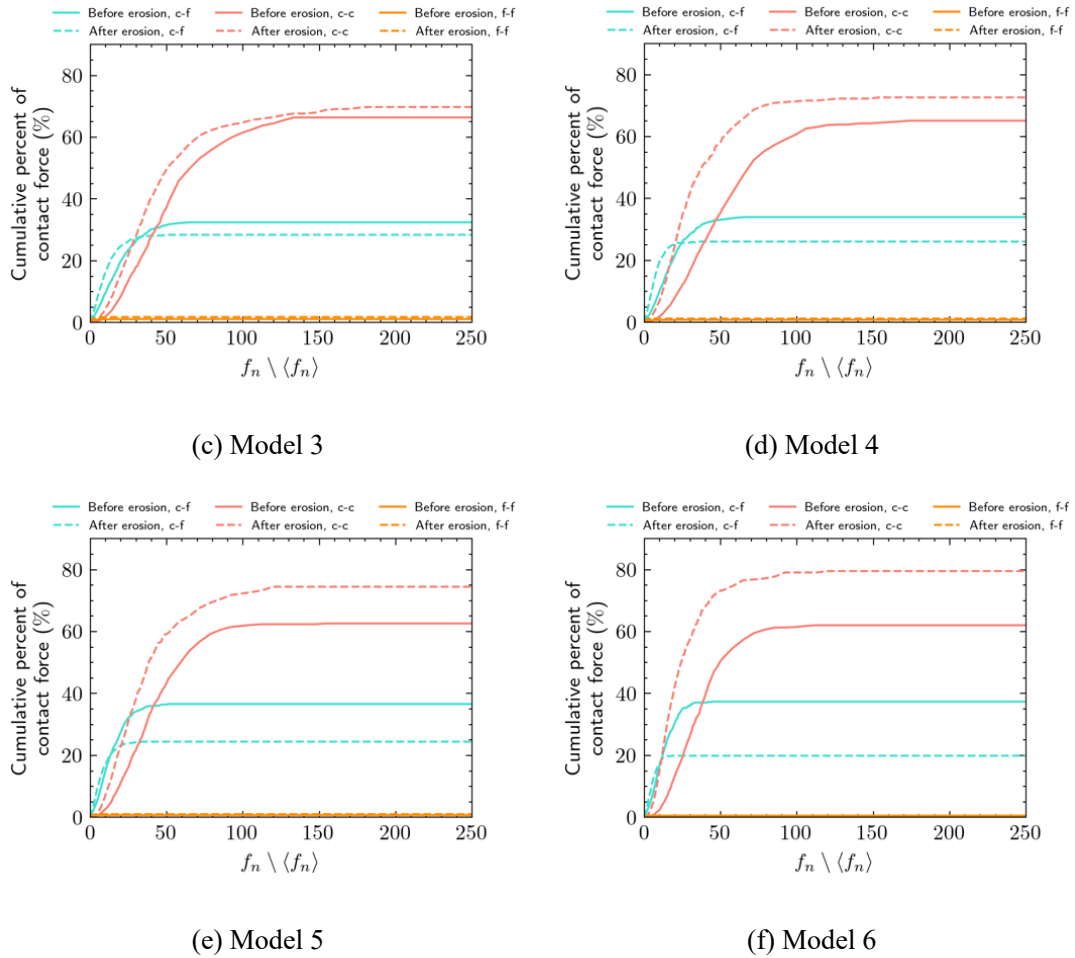


图 3.21 渗流侵蚀前后三种接触类型的接触力的累计百分比

表 3.4 不同接触类型的最大和平均法向力

(a) 渗流前 单位:N

棱角度	$\max(f_n)$	$\langle f_n \rangle$	$\max(f_n^{c-c})$	$\langle f_n^{c-c} \rangle$	$\max(f_n^{c-f})$	$\langle f_n^{c-f} \rangle$	$\max(f_n^{f-f})$	$\langle f_n^{f-f} \rangle$
0.0902	155.16	1.18	155.16	30.89	81.19	8.54	16.34	2.57
0.0623	155.05	1.15	155.05	30.47	72.41	9.72	20.52	2.50
0.0387	130.89	1.20	130.88	31.94	62.80	10.11	30.43	2.95
0.0245	159.75	1.14	159.75	30.65	59.18	9.77	19.37	3.15
0.0165	166.77	1.34	166.77	29.77	56.35	9.34	5.06	2.26
0.0099	131.82	1.48	131.82	30.44	54.56	9.73	2.98	2.17

(b) 渗流后 单位:N

棱角度	max (fn)	<fn>	max (fn ^{c-c})	<fn ^{c-c} >	max (fn ^{c-f})	<fn ^{c-f} >	max (fn ^{f-f})	<fn ^{f-f} >
0.0902	302.03	1.50	302.03	30.96	77.01	9.21	18.30	3.26
0.0623	277.42	2.10	277.42	34.03	72.19	10.39	16.98	4.35
0.0387	249.24	1.67	249.24	34.04	69.30	8.72	28.15	3.65
0.0245	269.65	2.17	269.65	33.52	60.17	8.79	8.51	3.49
0.0165	197.88	1.99	197.88	32.99	56.23	8.16	8.59	3.33
0.0099	292.47	2.94	292.47	33.78	43.86	9.68	8.24	4.53

3.4.6 各向异性

散体材料的组构可通过法向接触力、切向接触力以及接触法向的三维空间分布来反映 (Xiong 等, 2020; Yin 等, 2013, 2010)。考虑到试样以及渗流方向关于 Z 轴的对称性, 分布函数可通过傅里叶级数以如下形式展开:

$$E(\varphi) = \frac{1}{2\pi} [1 + \alpha \cos 2(\varphi - \beta)] \quad (3.4)$$

其中 φ 是接触力 (切向接触力或法向接触力) 方向与 Z 轴之间的夹角; α 为反映各向异性程度的参数 (α_n 对应法向接触力、 α_s 对应切向接触力、 α_c 对应接触法向); β 为反映各向异性主方向的参数 (β_n 对应法向接触力、 β_s 对应切向接触力、 β_c 对应接触法向)。当 $\alpha = 0$ 时, 认为分布完全均匀此时 $E(\varphi) = 1/2\pi$, 故 α 及 β 可分别由如下二式计算:

$$\alpha = 2\sqrt{\left[\int_0^{2\pi} E(\varphi) \cos 2\varphi d\varphi\right]^2 + \left[\int_0^{2\pi} E(\varphi) \sin 2\varphi d\varphi\right]^2} \quad (3.5)$$

$$\beta = \frac{1}{2} \arctan \frac{\int_0^{2\pi} E(\varphi) \sin 2\varphi d\varphi}{\int_0^{2\pi} E(\varphi) \cos 2\varphi d\varphi} \quad (3.6)$$

此通过一定对称性将三维分布转化为二维分布以统计各向异性参数的方法更详细的描述可见 (Xiong 等, 2020)。

图 3.22 为 Model 4 的微观接触信息 (法向接触力、切向接触力、接触法向) 在空间中分布的三维玫瑰图。由图可知, 法向接触力及接触方向各向异性程度由于渗流侵蚀而略微减少, 这一现象可归结于: 土样在渗流侵蚀前处于 K_0 应力状态, 周围的固定边界条件一定程度上限制了颗粒微观结构的排列, 宏观上非等向应力状态对应微观上一定程度的各向异性。而渗流侵蚀过程中, 顶部边界被带孔墙体替换, 细粒流失导致了颗粒一定程度的重新排列, 同时也改变了限制颗粒的边界条件。这导致了各向异性程度的轻微下降。渗流侵蚀过程中,

切向力分布各向异性程度略有增加，但数值上依然较小，可认为其渗流前后均为各向同性。

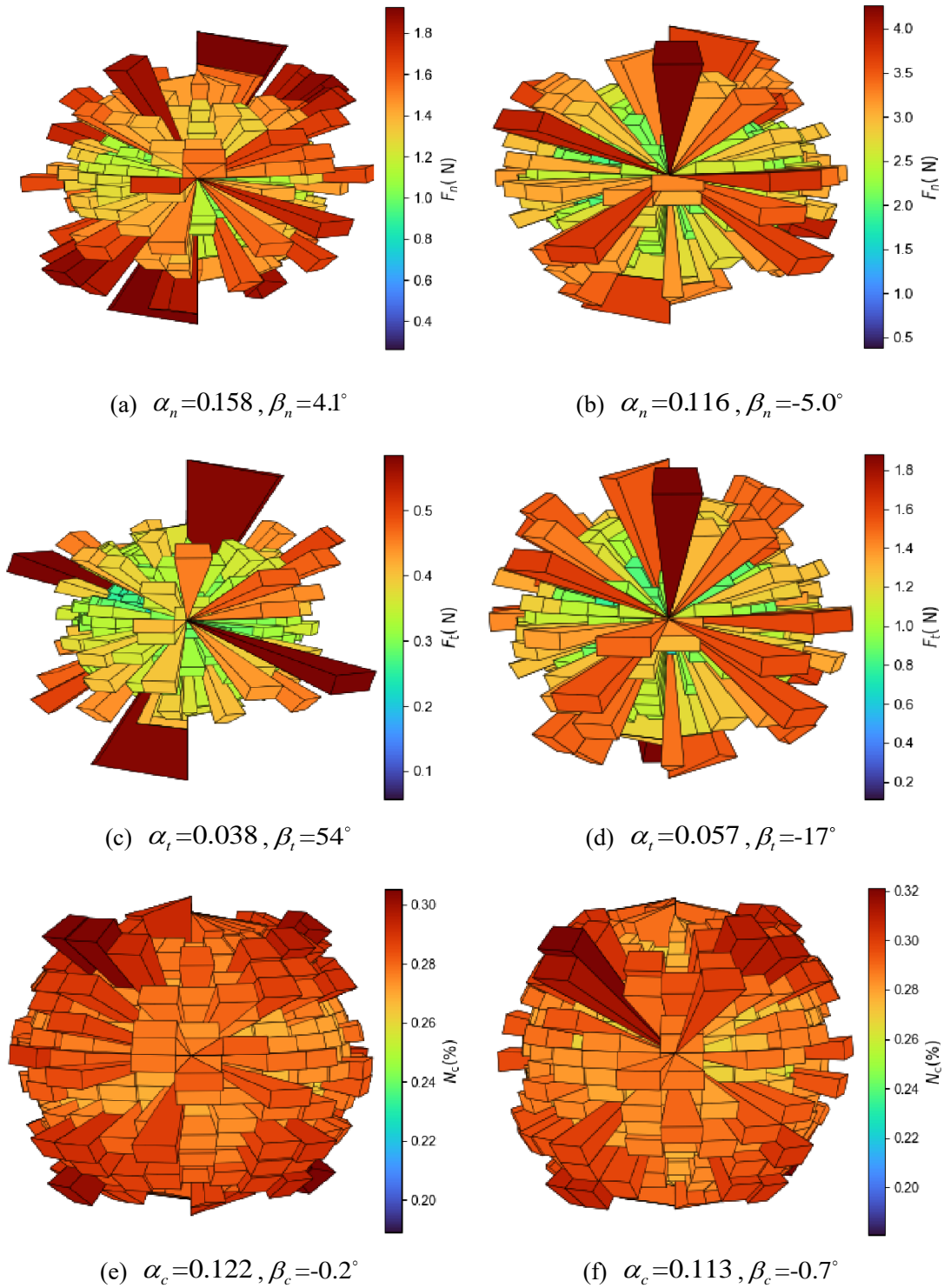
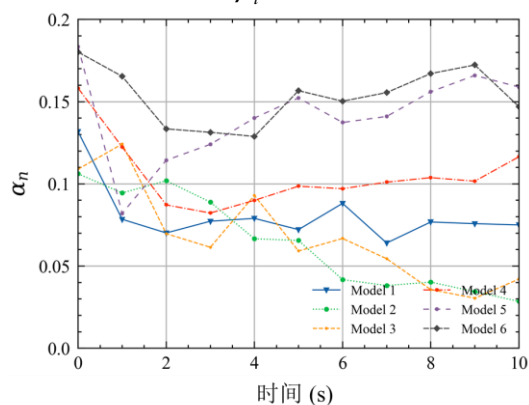


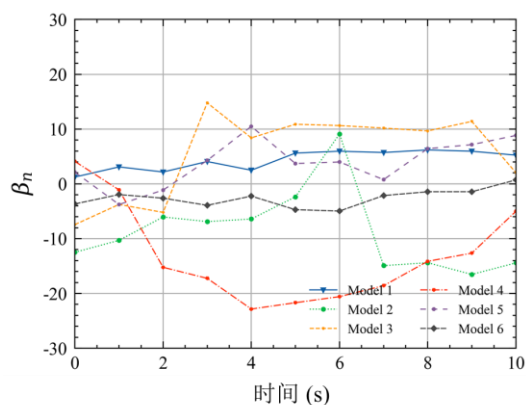
图 3.22 Model 4 中渗流前后的接触空间分布 ((a)、(c)、(e)代表渗流前; (b)、(d)、(f)代表渗流后)

图 3.23 展示了各模型中渗流侵蚀过程中各各向异性参数的演化。对于法向

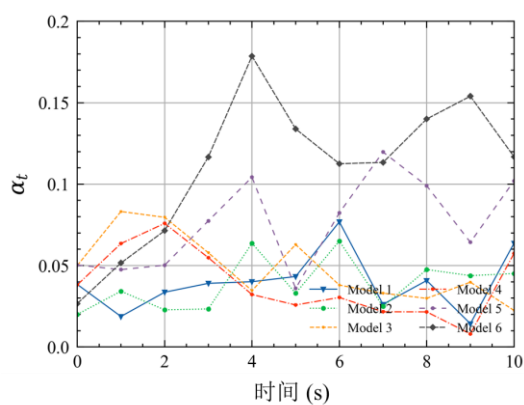
接触力及接触法向各向异性，所有试样中的各向异性程度均存在不同程度的降低，这与（Xiong 等，2020）采用球形颗粒进行的渗流侵蚀数值模拟结果有很好的—致性。此外，图中另一个显著的特点为：对于接触法向和法向接触力，颗粒棱角度较小的试样（Model 4-6）的各向异性程度比颗粒棱角度较大的试样（Model 1-3）大；而对于切向接触力的各向异性程度恰好相反。切向接触力的各向异性程度随时间变化的振荡幅度一般大于接触法向与法向接触力，特别是对于 Model 5 和 Model 6。各向异性主方向层面， β_n 在 $\pm 10^\circ$ 范围内变化， β_c 在 $\pm 5^\circ$ 范围内变化而 β_t 的变动范围达到了 $\pm 45^\circ$ 之间。



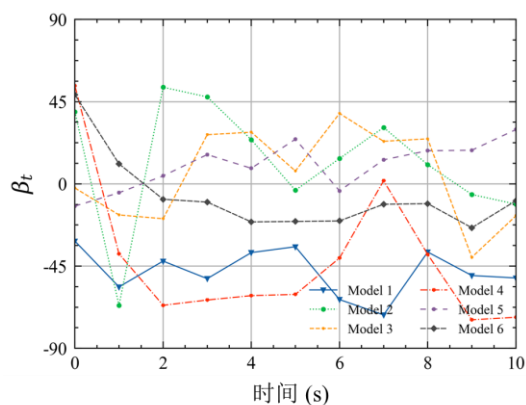
(a) 法向接触力各向异性程度 α_n



(b) 法向接触力各向异性主方向 β_n



(c) 切向接触力各向异性程度 α_t



(d) 切向接触力各向异性主方向 β_t

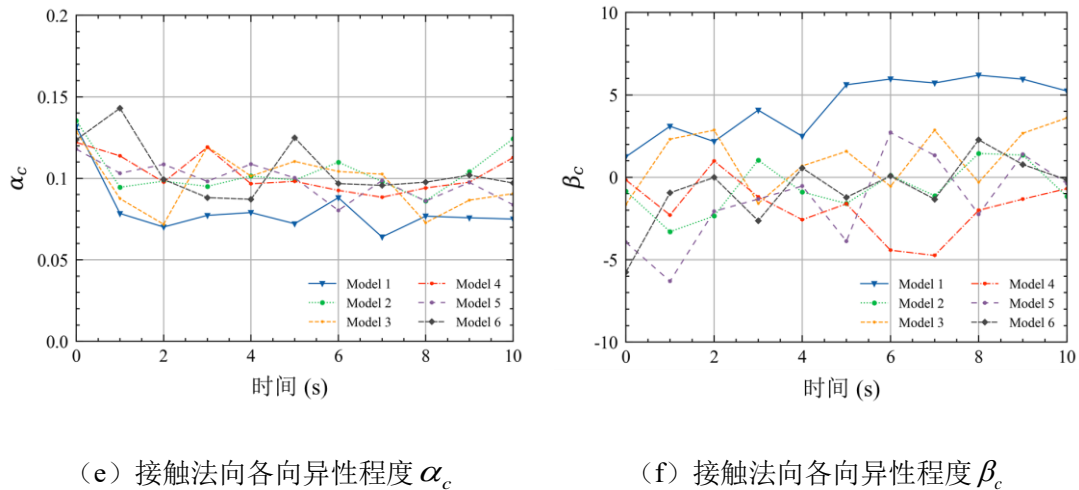


图 3.23 所有模型中渗流过程中各向异性参数的演化

3.5 本章小结

本章采用耦合 CFD-DEM 方法来模拟多面体颗粒组成的间断级配土样的渗流侵蚀。所采用的颗粒形状是一组具有不同角点数量的准球形多面体，重点关注棱角对渗流侵蚀现象的影响。本章中共生成了 6 个采用不同颗粒形状的细粒含量为 25%，围压为 100kPa 的试样。均在一个恒定的水力梯度下进行渗流侵蚀试验，随后对渗流前后试样进行三轴排水剪切数值试验，以研究渗流侵蚀和颗粒棱角对试样力学特性的影响。通过之后的一系列宏微观指标分析，得到主要结论如下：

(1) 棱角度的增大明显加强了非球体颗粒的自锁效应，增强了间断级配砂土的抗侵蚀能力。同时随着棱角度的增加，细粒流失量和土表位移显著降低。通过分析细粒流失比随时间变化曲线可知，较大棱角度颗粒模型中的次稳定结构抑制了渗流侵蚀的持续发展。同时发现颗粒棱角度对细粒流失比的影响除影响流失量外还影响流失模式。

(2) 渗流侵蚀会导致细颗粒在空间分布上的不均匀性。由于细颗粒在渗流侵蚀过程中会在模型中部被堵塞，侵蚀后的试样细颗粒沿渗流方向分布呈三角形。同时顶部和底部的孔隙比随时间变化很大，而中间部分的孔隙比只表现出轻微的波动。

(3) 颗粒棱角度较大的试样无论渗流前后其强度明显大于颗粒棱角度较小的试样，同时渗流侵蚀会显著降低土体强度。土样渗流侵蚀前后的峰值摩擦角均与颗粒棱角度呈近似线性关系。而模量受渗流过程中颗粒重分布的影响，在不同颗粒棱角度中的试样中表现不同。

(4) 在本章模拟涉及的数值试验条件下,土样主体骨架主要由粗颗粒构成,绝大多数强接触力都由粗粗和粗细接触组成。渗流侵蚀使得部分原本由细细接触承担的强接触力转为由粗粗接触承担。另一方面,随着颗粒棱角度的增加,细颗粒承受强接触力的比例也会上升。

(5) 渗流侵蚀过程中,法向接触力、接触方向各向异性程度均随着渗流过程的进行而减小。另一方面,切向接触力各向异性随着颗粒棱角度的减小而增大。

通过本章模拟研究发现,土样中颗粒棱角对间断级配砂土的渗流侵蚀特性存在较大影响。不同棱角颗粒对应的试样,其渗流侵蚀过程中表现出的各种宏微观响应具有较大差异。这说明了在渗流侵蚀相关模拟研究中,颗粒形状这一因素值得认真考量,忽略颗粒棱角的影响会导致试验结果出现极大差异。基于本章框架,未来进一步研究颗粒形状不同层面(如长细比)对细颗粒渗流侵蚀的模拟研究也能更为简便地开展。

第4章 间断级配砂土初始各向异性对其渗流侵蚀特性的影响研究

4.1 引言

对于砂土，自然沉积过程中颗粒长轴倾向于与垂直于重力方向的平面平行，致使其产生一定程度的初始组构各向异性（Arthur 和 Menzies, 1972; Mahmood 和 Mitchell, 1974; Ochiai 和 Lade, 1983; Oda, 1972; Oda 等, 1978; Yang 等, 2008）。初始组构各向异性使得散体材料的强度、变形特性、剪切带形成特性及渗透特性与各向同性材料产生显著差异（Chan 和 Kenney, 1973; Gu 等, 2017; Kuwano 和 Jardine, 2002; Oda 和 Koishikawa, 1979）。例如，Qian 等（2013）研究表明，土体初始组构各向异性对剪切带的形成方式和形成后的朝向具有显著影响。

岩土工程工程实践中，路堤、边坡、深开挖、条形基础等构筑物失稳破坏问题通常可能涉及到一个共同的特征，即以自然颗粒沉积平面为参考，潜在的破坏面上存在主应力旋转现象。由于沿破坏面主应力方向与颗粒沉积平面角度的变化，土体的抗剪切强度沿破坏面方向将产生区别。一般认为，当以土颗粒接触方向为衡量各向异性特征时，土体微观结构的主要各向异性方向基本与自然沉积平面相匹配。过往对于砂土初始各向异性的研究中通常将颗粒沉积时垂直于重力方向的平面认定为颗粒沉积平面。相关的室内实验中一般利用各类设备，通过先沉积成样而后旋转沉积平面的方式来生成具有不同初始各向异性主方向的试样（Arthur 和 Menzies, 1972; Lade 等, 2008; Oda 等, 1978; Tong 等, 2013）。而后通过各类加载试验方式以研究具有初始各向异性组构试验其力学特性，如平面应变双轴加载试验（Oda, 1981; Oda 等, 1978; Tatsuoka 等, 1986）、三轴加载试验（Lam 和 Tatsuoka, 1988; Oda 等, 1978）、直剪试验（Azami 等, 2010; Guo, 2008; Mahmood 和 Mitchell, 1974）、真三轴试验（Ochiai 和 Lade, 1983）及空心扭剪试验（Lade 等, 2008; Tatsuoka 等, 1986）等。通过这一系列试验研究发现，各向异性主方向与加载过程中大主应力方向的夹角（即沉积平面主方向与大主应力方向夹角）对土样力学特性存在极大影响。

总体而言，通过一系列各式各样的试验我们获取到了大量对于初始各向异性对于散体材料力学特性影响的认知，加深了我们对于初始各向异性作用的理解。在这些研究初始各向异性主方向影响的试验中，各向异性程度的影响通常

被忽略，即认为采用旋转沉积平面生成的各个试样具有统一的初始各向异性程度。然而，由于重力在试验过程中的持续作用，旋转试样时往往会产生一定程度对土体结构的扰动。这种扰动一般不会对土体各向异性主方向产生显著影响，但会显著改变土样各向异性程度。过往相关研究（Guo, Pei J 和 Stolle, 2005; Nemat-Nasser, 2000; Oda, 1972; Rothenburg 和 Bathurst, 1989）表明，各向异性的程度也是影响颗粒材料剪切强度的一个非常重要的因素。Konishi 等（1983）采用光弹性椭圆截面棒体，制作了具有不同各向异性主方向的试样，而后利用光弹性原理统计了接触信息。通过对此研究所展示接触朝向分布进行统计，可发现各试样各向异性主方向基本满足预先设定但各向异性程度存在明显差异。其他室内试验研究由于成样方式的相似性，基本难以避免此问题的产生。而通过数值计算方式，如离散元法可较好的解决这一问题。

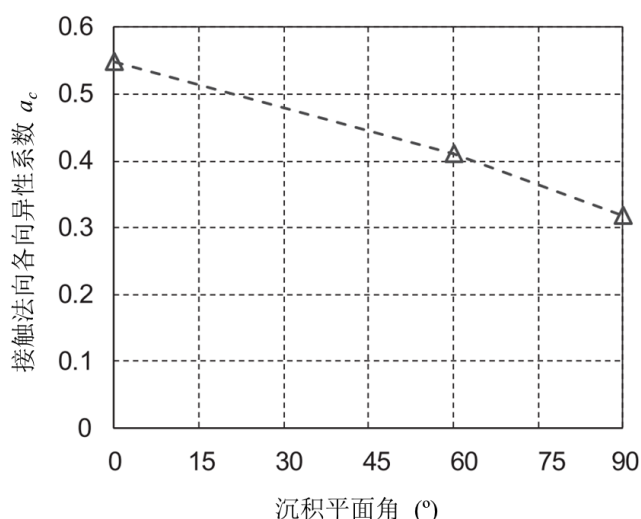


图 4.1 Konishi 等（1983）实验中各试样各向异性程度随沉积平面角变化

过往研究中，DEM 被广泛应用于研究初始组构各向异性对颗粒材料力学行为的影响。Mahmood 和 Iwashita（2010）研究了初始组构各向异性对双轴压缩试验中剪切带形成的影响以及数值试验中剪切带内微观结构的演变。Mahmood 和 Iwashita（2010）发现在剪切带内产生了较大的孔隙和颗粒旋转。Fu 和 Dafalias（2011）指出，具有内在各向异性的颗粒材料的破坏准则应考虑到内在的结构/强度各向异性，这意味着破坏准则也应是各向异性的，而不是各向同性的。并利用 DEM 对固有各向异性试样进行了数值直剪试验和双轴试验，以验证其观点。Hosseinia（2012）在 DEM 模拟中采用了长形的团块颗粒，分析了双轴压缩数值试验中微观结构的演变。根据微观结构的演变，从微观层面解释了初始组构各向异性对强度的影响。

除力学特性上表现出各向异性外，土体在渗流特性上也具有各向异性。大坝渗流中，流线与水平压实地层角度会因所处位置不同而发生变化（Wang 和 Qiu, 2017）。

Chapuis 等（1989）通过试验发现土样压实方式对于土样渗透系数各向异性存在较大影响，采用静力压实方法制成的土样其水平与竖直渗透系数之比 $r_k = k_h / k_v$ 大于 1 而采用动力压实方法制成的土样 r_k 小于 1。张家发等（2009）通过对水布垭水电站大坝垫层料进行渗透试验，发现水平渗透试验得到的渗透系数、临界水力梯度、破坏水力梯度均大于竖直渗透试验得到的相应值。上述学者研究水平与竖直渗透系数时分别采用水平渗透仪与竖直渗透仪进行渗透试验，然而两类渗透仪所容纳的土样形状及尺寸差异较大，可能对试验结果存在一定程度的干扰（周铨乐, 2019）。Qiu 和 Wang（2015）利用一款新型渗透仪单独完成了砂岩-泥岩混合料的水平和数值渗透试验，研究了混合料密度与泥岩颗粒含量对于渗透系数各向异性的影响，发现平均水平渗透系数大致是平均竖直渗透系数的两倍，而 r_k 随着泥岩颗粒质量分数的增大先增大而后减小。渗流侵蚀方面，Xiong 等（2020）通过 CFD-DEM 方法研究了渗流方向与重力方向夹角对于间断级配砂土渗流侵蚀现象的影响，然而其模拟中生成试样可大致认为是各向同性的，渗流方向与初始各向异性主方向之间角度的影响尚缺乏研究。

过往三维离散元模拟砂土试验中，为简化计算，常采用球形颗粒来模拟砂土颗粒。同时为考虑颗粒表面形状影响，往往会在此基础上引入旋转抵抗模型。而部分模拟为更真实模拟颗粒形状影响，使用颗粒团簇模拟非球形颗粒（Yin 等, 2020）。但是由于球形颗粒组合而成的团簇颗粒与真实砂土形状（带棱角颗粒）依然具有较大差异，无法呈现一些重要形状特性的影响，例如表面磨圆度、棱角度等。随着计算机硬件的发展与离散元软件水平的提高，过去较难实现的多面体颗粒如今可应用于离散元的计算之中。本章模拟中通过长形多面体颗粒来实现生成具有初始各向异性的试样。

本章生成了 4 组具有不同初始各向异性角度的试样及一组各向同性试样，而后与之前章节类似，耦合 CFD 部分对其进行向上渗流侵蚀模拟，重点关注了其渗流侵蚀过程中细粒流失比、颗粒分布、渗透特性、配位数、强弱力链分布、渗流前后强度变化等宏微观特性，通过比较分析展现了初始各向异性主方向与渗流方向之间夹角对间断级配砂土渗流侵蚀特性的宏微观各方面的影响。

4.2 模拟方法

借助于 DEM 方法生成由非球形颗粒组成的微观尺度上的具有初始各向异性

（初始各向异性程度一致，主方向朝向角度不同）试样，而后耦合 CFD 方法进行渗流试验，探究具有不同初始各向异性间断级配砂土在渗流侵蚀过程中宏微观特性变化的差异。

4.2.1 颗粒材料参数

砂土作为一种典型的散体材料，其颗粒形状多变，在离散元数值模拟中常采用一种理想典型颗粒形状代表所有砂土颗粒（Yin 等，2020；Zeng 等，2019）以减少算力需求。在本章中采用一种典型多面体颗粒模拟砂土颗粒进行渗流试验。为产生具有初始各向异性组构试样，参照过往模拟，本章模拟中采用长形多面体颗粒。此多面体颗粒顶点数为 15，具体形状与比例如图 4.2，其中垂直长宽比（vertical aspect ratio）为 1.5，水平长宽比（horizontal aspect ratio）为 1.0。在本数值模拟试验中各试样采用的颗粒形状一致，模型颗粒大小以相同体积球体颗粒直径确定。与第 2 章类似，采用间断级配砂土颗粒级配曲线如图 4.3 所示。

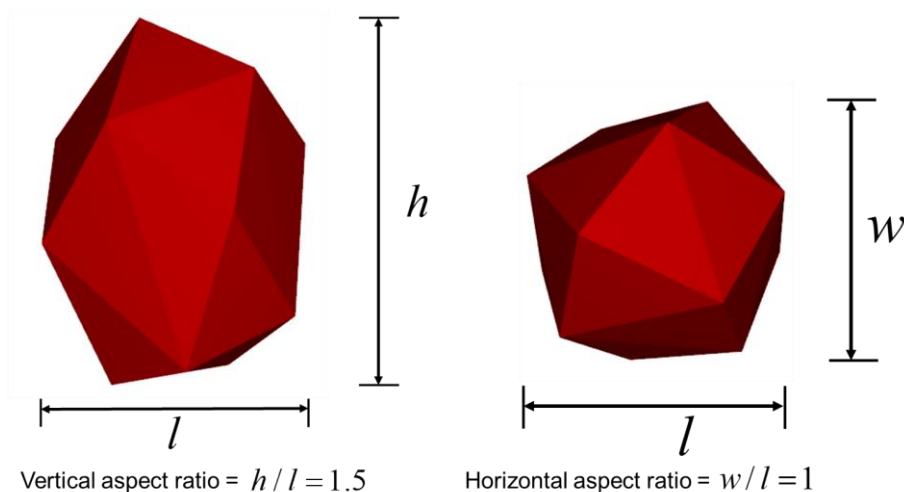


图 4.2 颗粒形状

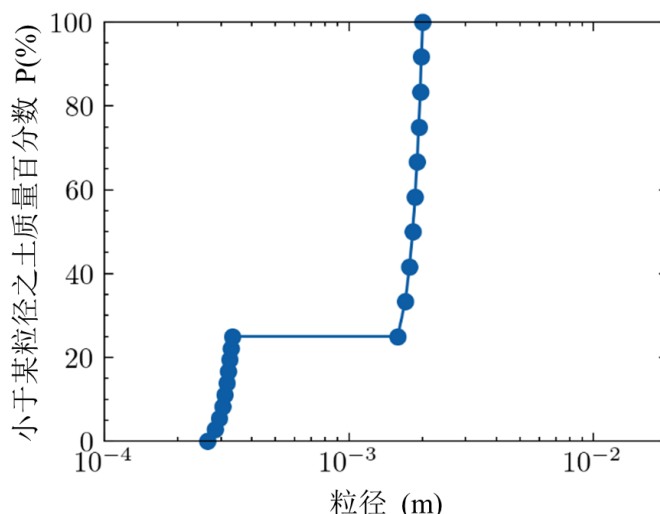


图 4.3 模拟中的颗粒级配

4.2.2 试样制备

对于细粒含量为 25% 的间断级配砂土，细颗粒参与强接触部分较少，在成样过程中可在粗颗粒间的孔隙运动，较难产生一致的颗粒朝向。同时，25% 细粒含量间断级配砂土中，粗颗粒构成土样主要骨架，其初始组构的变化对试样力学特性有主要影响。故在本章中以粗颗粒的朝向、颗粒间接触空间分布主方向代表土样的初始组构各向异性主方向。

在此章模拟中，以试样颗粒初始生成堆积平面主方向与渗流方向夹角 β 作为其初始各向异性主方向朝向标志（参见图 4.4 (a)），并称其为沉积平面角。同时颗粒堆积平面平行于图中 Y 方向。因此，粗颗粒朝向投影到图 4.4 所截取平面上的分量与渗流方向的夹角 φ 为本章所关注的颗粒空间分布表征。试样中粗颗粒朝向分量可由一个角度分布函数 $E(\varphi)$ 表征，该函数定义了落在角度区间 $d\varphi$ 内的部分颗粒。 $E(\varphi)$ 的适当近似值可以根据第二傅里叶分量得到如下：

$$E(\varphi) = \frac{1}{2\pi} [1 + \alpha_c \cos 2(\varphi - \phi_c)] \quad (4.1)$$

其中 α_c 为定义粗颗粒朝向各向异性程度的参数， ϕ_c 为定义粗颗粒朝向各向异性主方向的参数，在本文中以主方向与渗流方向夹角定义 ϕ_c 。

本章中共制备沉积平面角 β 为 0° 、 30° 、 60° 、 90° 的初始各向异性试样 4 个，各向同性试样一个。试样制备及之后的渗流阶段重力加速度设为 $9.81m/s^2$ 。具初始各向异性试样制备过程中，首先生成统一朝向的颗粒并锁定其旋转，使其在之后的加载过程中无法旋转。而后施加一初始等向围压 10kPa，加压平衡完成后解除颗粒旋转锁定。颗粒平衡之后施加试验所需等向围压 200kPa。试样加载完成后进行一定的裁剪使其尺寸为 $16mm \times 16mm \times 16mm$ 的立方体试样。具

体成样过程见图 4.4。初始各向同性试样制备时，在初始生成颗粒阶段使颗粒朝向完全随机分布，而后过程与生成初始各向异性试样步骤相同。

过往室内试验中，通常采用先沉积而后旋转的方法生成具有不同初始各向异性主方向的试样。然而由于重力作用，旋转过程中因旋转角度的不同，各试样会发生不同程度的组构重构，影响各向异性程度。使得生成的试样虽具有预先设定的各向异性主方向，但各向异性程度各异。借助于离散元对颗粒旋转的分阶段控制，本章采用的方法可生成各向异性程度较为接近的试样，以更好的研究各向异性主方向的影响。成样完成后各试样初始各向异性主方向与初始各向异性程度可见表 4.1，由表可知通过本章成样方法制成的试样在得到预设的初始各向异性主方向的同时其各向异性程度基本一致，同时各向同性试样各向异性程度基本为 0。图 4.5 为试样成样完成后的粗颗粒朝向三维空间分布，从图中可观察到各向异性主方向在三维玫瑰图上的体现。这些均表明此制样方法成功生成了具有不同初始组构各向异性主方向的试样。

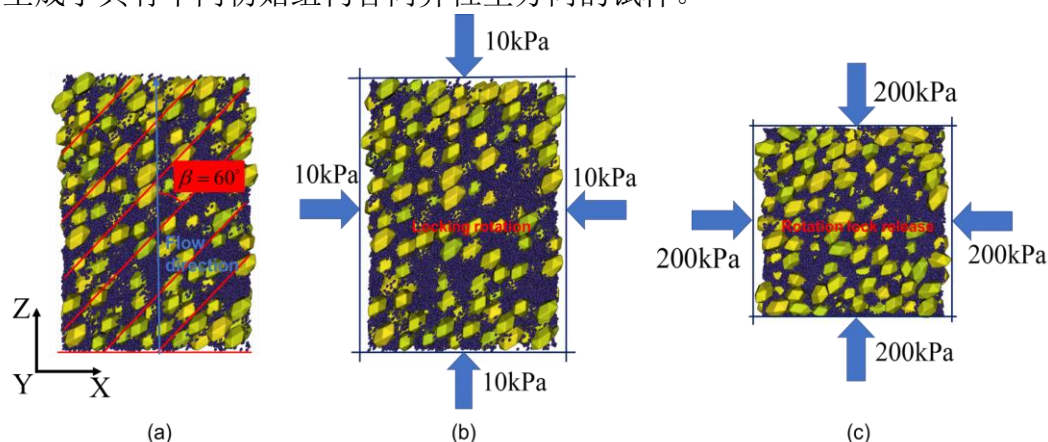


图 4.4 模拟中具有初始各向异性试样生成过程（以 $\beta = 60^\circ$ 试样为例）：（a）生成固定朝向颗粒 （b）施加 10kPa 等向围压 （c）解锁颗粒旋转施加 200kPa 等向围压

表 4.1 各模型概况

模型沉积平面角 β	初始各向异性主方向 ϕ_c	初始各向异性程度 α_c	初始孔隙比 e
$\beta = 0^\circ$	0.26°	0.428	0.337
$\beta = 30^\circ$	28.94°	0.454	0.339
$\beta = 60^\circ$	59.54°	0.392	0.346
$\beta = 90^\circ$	94.74°	0.418	0.351
ISO	0.19°	0.046	0.337

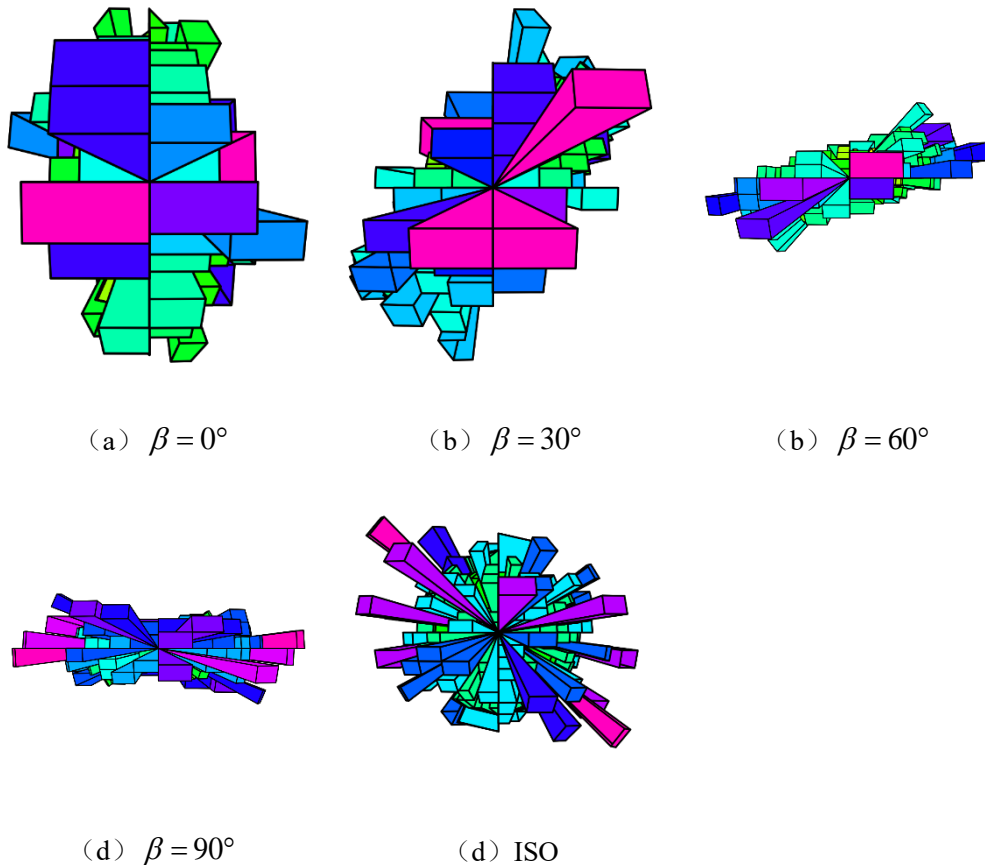


图 4.5 各试样成样完成后粗颗粒朝向空间分布玫瑰图

本章主要目的在于研究初始各向异性主方向对间断级配砂土渗流侵蚀特性的影响，而初始孔隙比分布对渗流侵蚀特性影响显著（Indraratna 等，2015），因此制样必须保证各试样中孔隙比分布相对均匀，且孔隙比大略一致，以消除孔隙比的影响。由表 4.1 可知各试样成样完成后孔隙比大致相同。

4.2.3 渗流试验方案

离散元部分，制样完成后，替换上部墙体为网格墙体（与第 2 章中带网格墙体一致），网格大小为 2.5 倍细粒最大粒径。周边墙体继续施加等向围压。与第 2 章及第 3 章不同，此渗流试验中未采用 K_0 应力状态。原因在于非等向围压状态下各向异性程度与角度易受到扰动，影响试验结果。

CFD 部分，网格设定如图，为一立方体。上部边界与下部边界为压力边界，四周边界设为墙边界条件，上下边界压差即为渗流侵蚀试验水头差，模拟为常水头试验，模拟中水力梯度统一为 $i = 40\text{m/m}$ 。试样制备完成后即替换上部墙体然后耦合 CFD 计算域开始渗流试验模拟。图 4.6 以各向同性试样为例，展示了渗流过程中试样的三个时间节点上的大致状态。

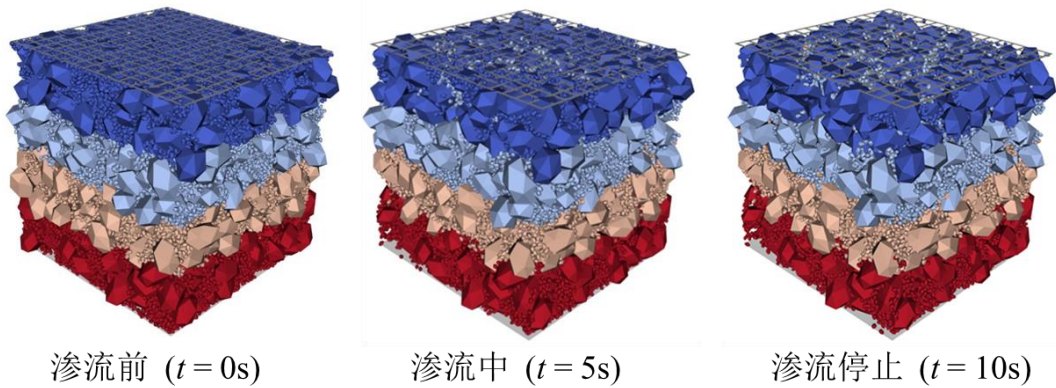


图 4.6 各向同性试样渗流过程示意图

4.3 结果与讨论

本章中共对 5 组试样进行模拟，首先以不同的初始各向异性主方向制成试样，而后在 200kPa 等向围压下进行渗流试验，水力梯度为 $i = 40\text{m/m}$ ，总渗流时间为 10s。相关试验结果与分析如下。

4.3.1 受侵蚀细粒质量

本章以受侵蚀细粒质量与渗流前细粒总质量之比衡量细粒流失程度，后文中称之为细粒流失比。具有不同初始各向异性主方向试样与各向同性试样在渗流侵蚀过程中其细粒流失比随渗流时间变化如图 4.7 所示。首先可观察到所有试样的渗流曲线呈现出类似的特征，即起初细粒流失速率高而后趋缓。其次，不同试样在试验过程中及试验结束时 ($t = 10\text{s}$) 的细粒流失比具有显著差异，说明了初始各向异性主方向对于间断级配砂土在渗流过程中细粒流失量的显著影响。图 4.8 为渗流结束时试样细粒流失比随初始各向异性主方向朝向的变化，由图可知在本章所涉及的试样范围内，细粒流失比随着颗粒堆积平面与渗流方向夹角 β 的增大而减小，最大值 $\beta = 0^\circ$ 对应的试样细粒流失比 7.64% 比最小值 $\beta = 90^\circ$ 对应试样的细粒流失比 5.78% 高出约 30%。同时可发现各向同性试样 (ISO) 的细粒流失比居于最大值最小值之间，说明各向异性对于细粒渗流比的影响为升高或是降低取决于各向异性主方向角度。

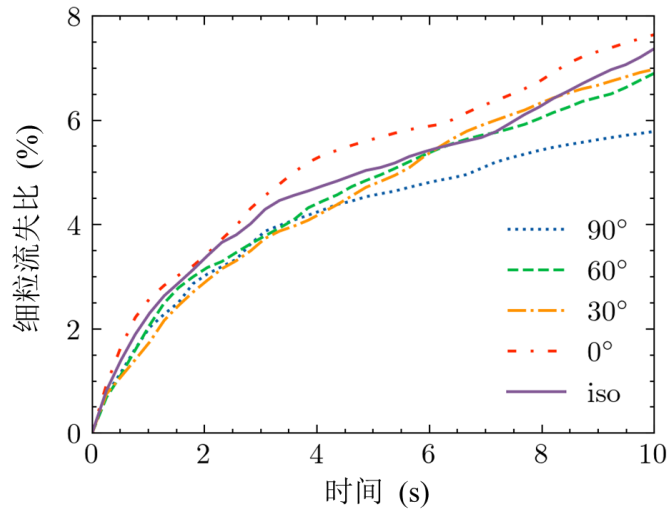


图 4.7 细粒流失百分比随时间的变化

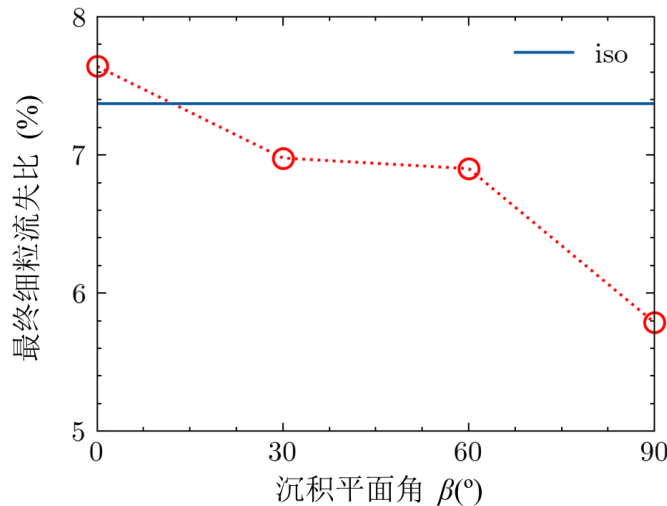


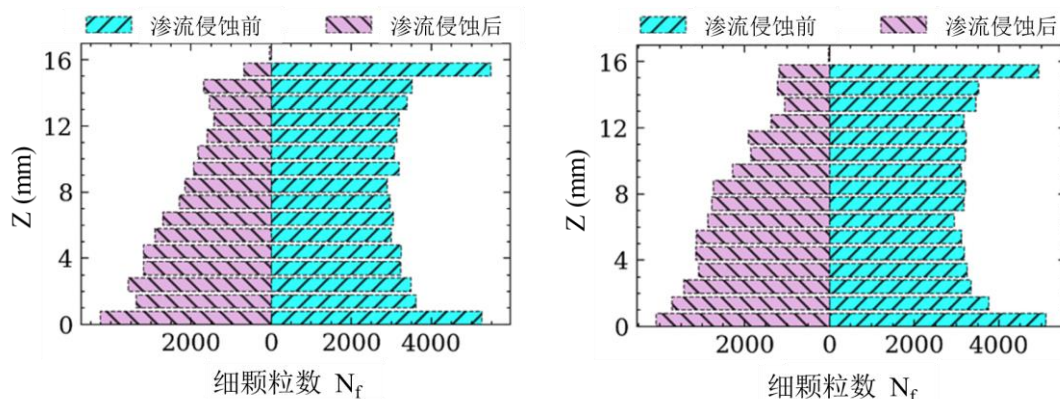
图 4.8 渗流结束时试样细粒流失比随沉积平面角的变化

4.3.2 细粒渗流前后分布

在渗流力的作用下，细颗粒在土骨架中发生运移，部分细颗粒流出土样，同时未流失的细颗粒也会改变位置。借助于离散元特性，可记录下渗流前后细颗粒的位置分布，有助于我们了解渗流过程中细粒的重分布规律。图 4.9 为试样渗流前后细粒数量沿高度方向（重力方向）分布，图中将试样沿高度方向分为 16 层，统计每层渗流前后细粒数量。

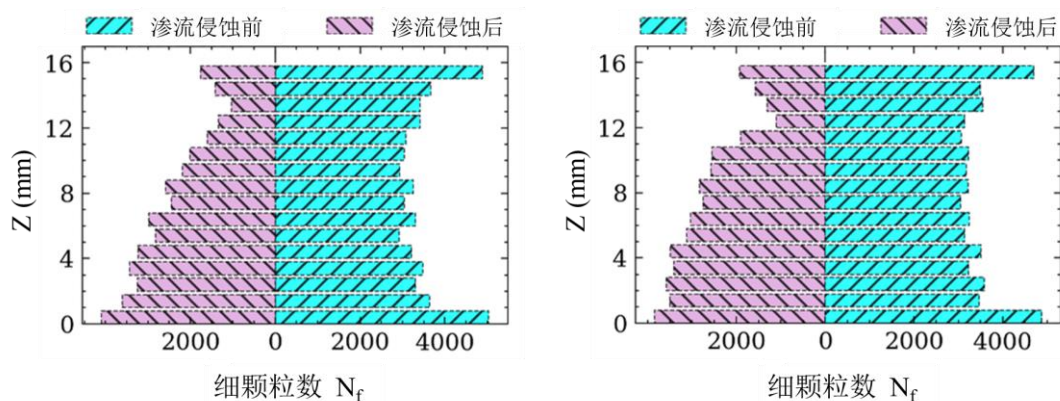
观察渗流前的细粒数量分布可发现最顶层和最底层细粒数量略大于其余各层，此现象由成样过程中的边界效应导致。同时除顶底层外其余各层细粒数量基本一致，说明了试样沿高度方向的均匀性，且不同试样渗流前细粒分布特征十分接近，基本排除了初始细粒分布对试验结果的影响。

由图可知，渗流发生后的颗粒数随深度分布呈三角形分布。即顶层颗粒数少，底层颗粒数多，由顶至底颗粒数随深度变化而增加。对比渗流前后颗粒数分布，底部颗粒数变化较小，而顶部颗粒数变化较大。由以上现象，可说明颗粒流失量主要集中于顶部，同时呈现出随着深度增加颗粒流失量增大的特性。在渗流过程中，颗粒流失随着渗流的进行，由顶部逐渐向底部发展。对比具有不同各向异性的试样，渗流后颗粒数随深度分布形态相似。由于细粒流失量的差异，在渗流后顶部颗粒数上呈现较明显的差异，即随着颗粒堆积平面与渗流方向夹角 β 的增大而增大。



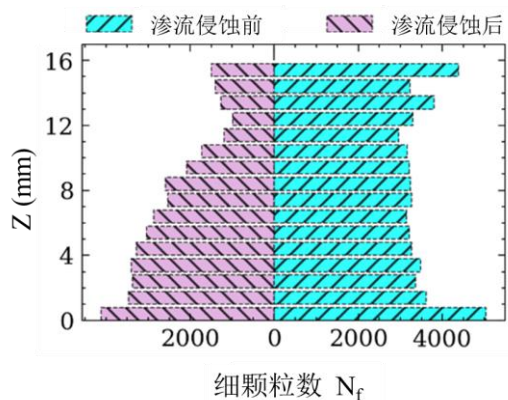
(a) $\beta=0^\circ$

(b) $\beta=30^\circ$



(c) $\beta=60^\circ$

(d) $\beta=90^\circ$



(e) ISO

图 4.9 渗流前后沿试样高度方向细粒数量变化

4.3.3 水体积流速

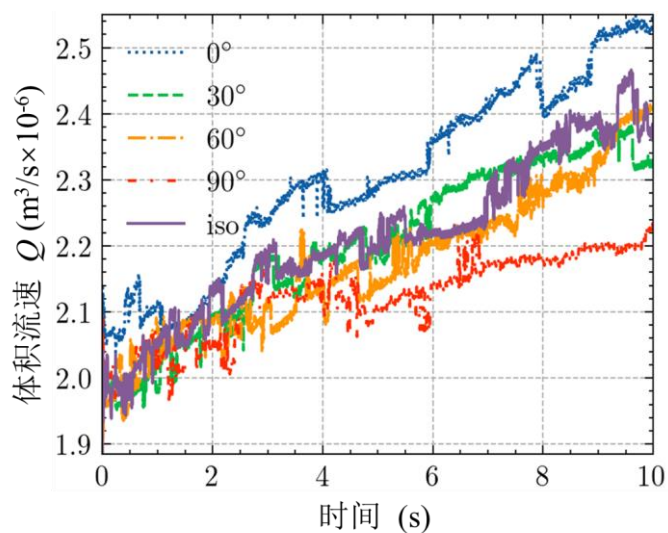


图 4.10 各模型渗流侵蚀过程中体积流速与时间关系

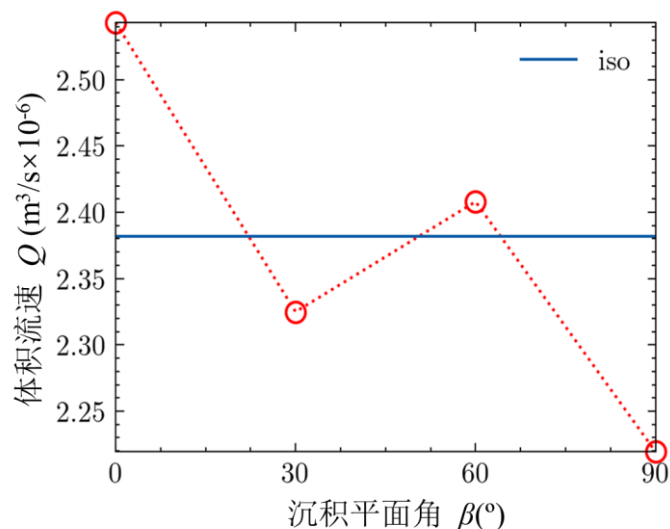


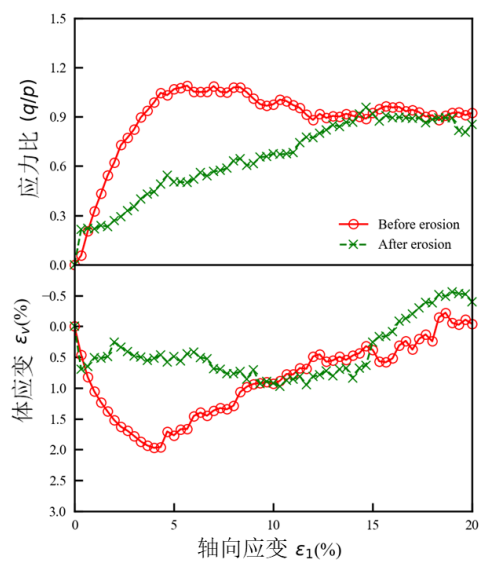
图 4.11 渗流结束时渗流体积流速随初始各向异性主方向朝向的变化

渗流侵蚀过程中，土体渗透系数会发生较大变化。一方面这影响了土体的力学性质有可能引发进一步的渗流破坏，另一方面渗透系数的变化也是渗流侵蚀过程中的一个重要表征，如 Rochim 等（2017）以渗透系数的变化确定临界水力梯度。大量研究表明这一过程中土体渗透性会随着细粒含量、土体所受围压等因素的影响而发生变化。然而关于土样初始各向异性主方向对渗透性的影响研究较少。图 4.10 为试验中试样渗流过程中体积流速随时间的变化，由于计算方法的限制，体积流速随时间变化曲线呈现出较大波动。图中， $\beta = 30^\circ$ ， $\beta = 60^\circ$ 和各向同性试样对应的体积流速较为接近，而 $\beta = 90^\circ$ 试样体积流速明显偏小而 $\beta = 0^\circ$ 试样体积流速明显偏大。渗流完成时体积流速随时间的变化为图 4.11，表现了体积流速随各向异性主方向的变化，表明土样渗流侵蚀过后的渗透性大致随着颗粒堆积平面与渗流方向的夹角 β 的增大而减小。以上结果充分说明了各向异性主方向对渗流侵蚀过程中渗透性变化的影响是显著的。

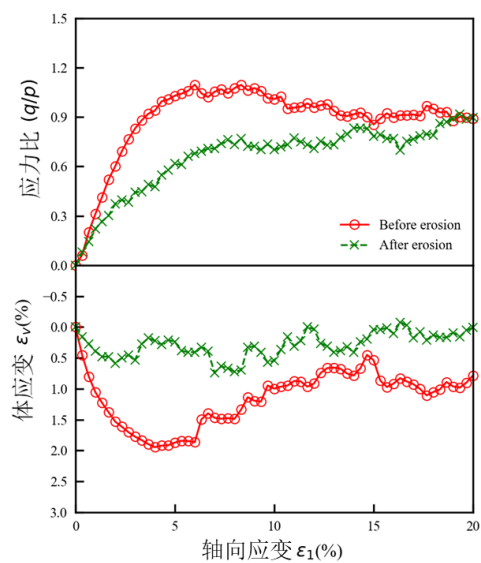
4.3.4 渗流前后强度变化

与前述章节类似，各试样渗流前后均在 200kPa 围压下进行排水三轴测试，相应结果见图 4.12。渗流前各试样均呈现出一定程度的应变软化特征，随着试验进行强度逐渐增大而后降低，最终平稳。渗流后各试样峰值强度均出现一定程度的下降，同时三轴试验末端渗流前后临界状态强度又趋向一致，这与（Hu 等，2020）关于受侵蚀前后土样三轴试验结论一致。渗流后土样由于细粒的流失与孔隙比的增大，其三轴试验结果均呈现出松砂的应变强化特征。体变方面，渗流前各试样体变均先体缩后体胀。渗流侵蚀后，除 $\beta = 60^\circ$ 对应试样外，在三轴加载初段其体变相较于渗流前体缩程度较小，而后逐渐接近。而 $\beta = 60^\circ$ 试样

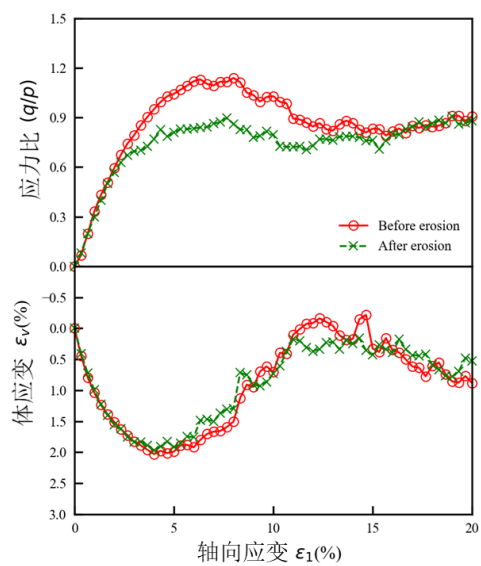
渗流前后体变曲线极为接近。



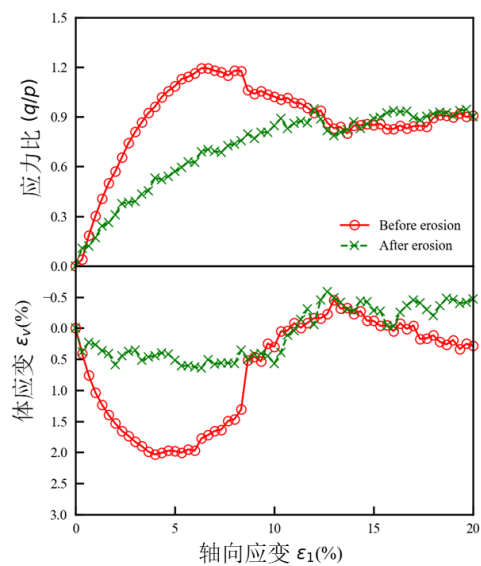
(a) $\beta=0^\circ$



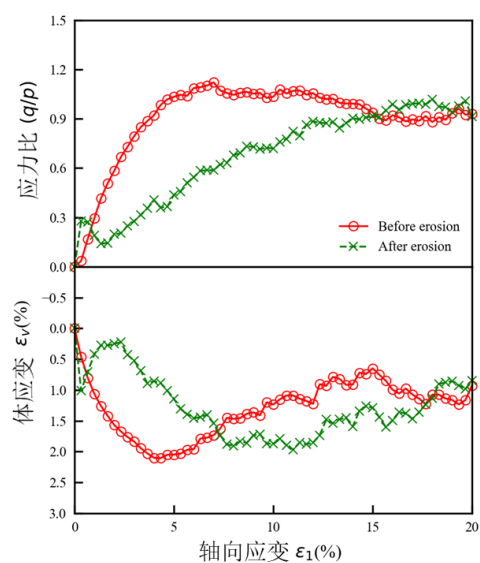
(b) $\beta=30^\circ$



(c) $\beta=60^\circ$



(d) $\beta=90^\circ$



(e) ISO

图 4.12 渗流前后三轴试验结果

图 4.13 为渗流前后峰值强度随 β 的变化，并加入了与实际试验三轴压缩结果的对比 (Lam 和 Tatsuoka, 1988)，图中右侧红色坐标轴代表以 $\beta = 90^\circ$ 试样为基准进行归一化后的结果，对应试验三轴压缩结果。首先可发现 $\beta = 30^\circ$ 之后渗流前强度随 β 的增大而增大，而 $\beta = 0^\circ$ 对应强度十分接近 $\beta = 30^\circ$ 对应强度。各向同性试样对应强度介于 $\beta = 30^\circ$ 与 $\beta = 60^\circ$ 之间，与前述细粒流失比及体积流速结果类似。反应了相较于各向同性试样，各向异性对于强度增强或降低取决于各向异性主方向。同时可见与实际试验归一化后的结果对比， β 的影响在数值模拟与实际试验的结果中十分接近，一定程度上表明了渗流前强度结果及成样方法的可靠性。而渗流后的试样强度随着 β 的增大呈现出先减小后增大的趋势。观察各试样渗流前后峰值应力比下降幅度 (表 4.2) 发现其基本随 β 的增大而增大，由前文可知最大的 β 值对应着最小的细粒流失量，流失细粒量越多的试样反而强度降低幅度越小，说明了初始各向异性对于渗流过程中强度降低幅度的影响。同时对比各向同性试样，无论各向异性试样的主方向，各向同性试样渗流前后强度降低小于所有具有各向异性的试样。说明若不考虑各向异性的存在，可能会高估渗流后的各向异性试样强度。

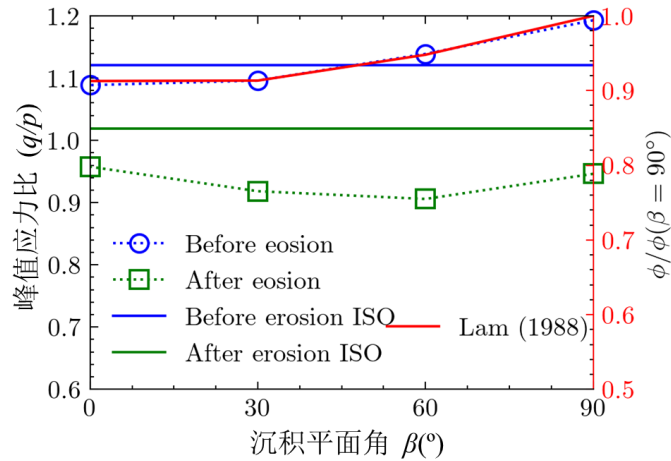


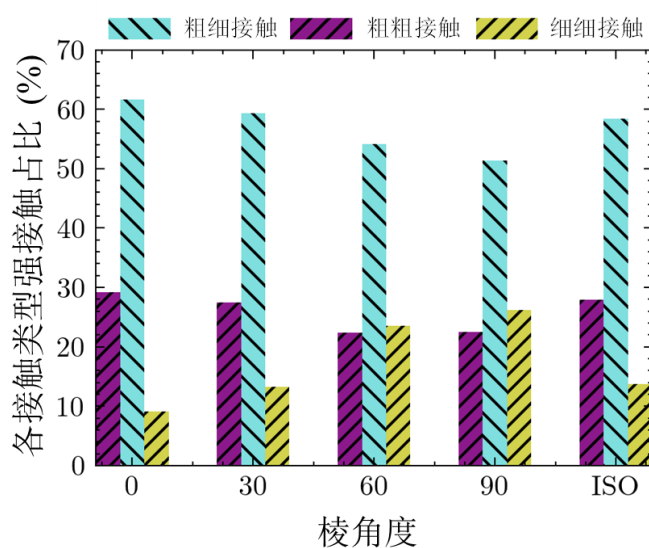
图 4.13 各模型渗流前后峰值强度及其与试验对比

表 4.2 渗流前后各试样峰值应力比下降幅度

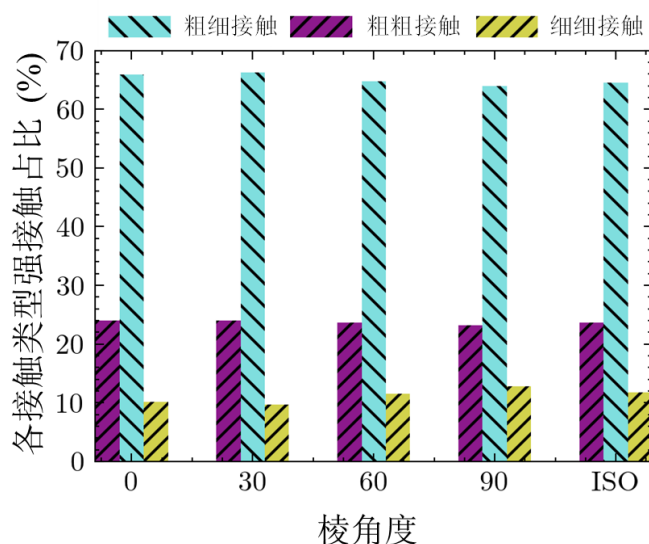
试样沉积平面角	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 30^\circ$	$\beta = 60^\circ$	$\beta = 90^\circ$	ISO
渗流前后峰值应力比下降幅度 (%)	12.0	16.2	20.5	20.7	9.0

4.3.5 渗流前后强力链组成变化

五组试样渗流前后的各接触类型占比如图 4.14 所示，接触类型如 2.3.5 分为粗细 (c-f)、粗粗 (c-c)、细细 (f-f) 三种类型。强弱力链分界与第 2 章相同，取为 1.2 倍的试样平均法向接触力 $\langle f_n \rangle$ 。观察图 4.14 (a) 可发现，渗流前粗细接触、粗粗接触强力链占比随着各向异性角度的增大而减小，细细接触强力链占比随着各向异性角度的增大而增大。而各向同性试样三种接触类型强接触占比大致处于各向异性试样较大值与较小值之间。说明各向异性角度对间断级配砂土试样强力链组成具有显著影响。观察图 4.14 (b)，渗流后各试样各接触类型强力链占比相较渗流前都极为接近，可认为是渗流后达到了几乎同样的强力链构成。由本章前述结果可知渗流过程中各试样其细粒流失量、细粒数量分布等宏观特性均存在较大差异，而在渗流后接触类型强力链占比这一微观特性上呈现出高度一致性。说明对于具有相同细粒含量、孔隙比等特性但具不同各向异性的试样其渗流后可能会达到一种统一的微观状态。这一结论有待后续更多关于各向异性对渗流侵蚀影响的研究证实。



(a) 渗流前



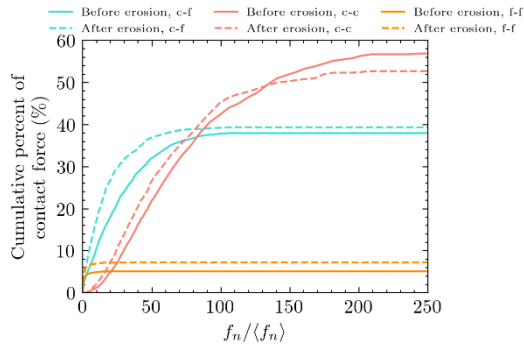
(b) 渗流后

图 4.14 渗流前后各模型中强力链组成变化

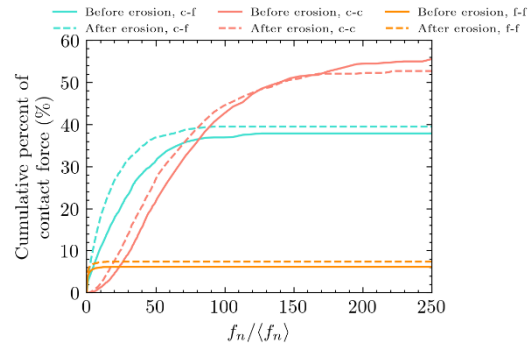
4.3.6 接触力累积贡献变化

五组试样的渗流前法向接触力累计贡献度绘于图 4.15, 关于接触力累计贡献度的说明可见 2.3.5 相关部分。观察图可知, 对于 25% 细粒含量各试样, 无论初始各向异性, 渗流前后各接触类型中粗粗接触贡献度最高、粗细接触次之, 细细接触贡献度最小。各试样无论初始各向异性, 其曲线形态均呈现较为一致的形态。对比渗流前后粗粗接触贡献度占比, 均呈现出渗流后粗粗接触贡献度下降的特征, 但下降幅度在不同试样中略有区别。 $\beta = 30^\circ$ 与 $\beta = 60^\circ$ 对应试样其

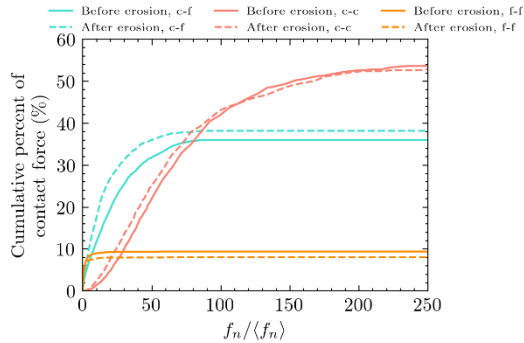
渗流前后粗粗接触贡献度差异较其他试样较小，渗流前后变化较小。而粗细接触贡献度各试样渗流后均出现一定程度的上升，各向异性试样中上升幅度随着初始各向异性主方向角度的增大而增大。至于细细接触，其贡献度在 $\beta = 30^\circ$ 、 $\beta = 0^\circ$ 及各向同性试样中渗流后上升，而 $\beta = 90^\circ$ 、 $\beta = 60^\circ$ 对应试样中其贡献度渗流后下降。综合上述现象，说明各向异性对接触力累积贡献度曲线整体形态与特征影响不大，但对于渗流前后的变化，各接触类型均呈现出较明显的随各向异性主方向有规律变化的特征。说明了初始各向异性对于渗流前后接触力累积贡献变化的影响。



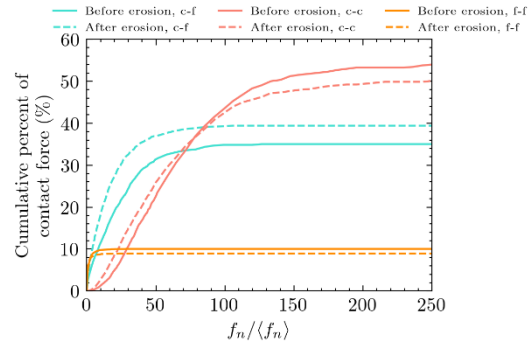
(a) $\beta = 0^\circ$



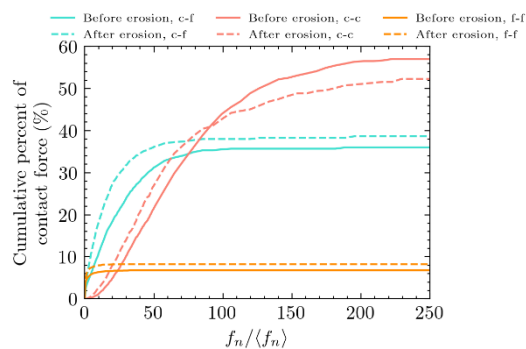
(b) $\beta = 30^\circ$



(c) $\beta = 60^\circ$



(d) $\beta = 90^\circ$



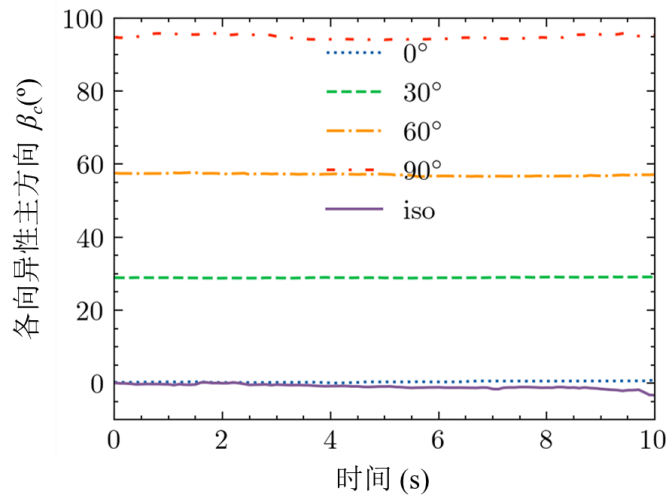
(e) ISO

图 4.15 接触力链对整体应力的累积贡献率

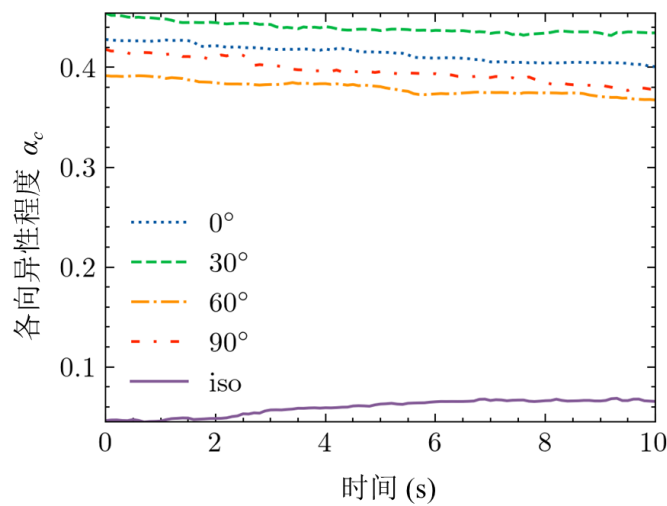
4.3.7 渗流前后组构变化

在宏观力学特性发生变化的同时，微观组构也在随细粒流失不断改变。借助离散元特性，颗粒在三维空间中朝向信息可被记录，从而可以得出各向异性主方向与各向异性程度在整个渗流过程中的变化。图 4.16 为渗流过程中各试样粗颗粒朝向分布各向异性主方向 ϕ_c 与程度 α_c 变化。由图 4.16 (a)，各试样粗颗粒各向异性分布主方向在渗流全过程中变动不大，可视作基本维持恒定。由图 4.16 (b) 各个具初始各向异性试样各向异性程度在渗流过程中持续下降，然而下降幅度有限，其中下降最大幅度为 5.1%。

上述结果说明本试验条件下间断级配砂土在渗流过程中虽然会发生一定程度的细颗粒流失和渗透系数的改变，但粗颗粒骨架各向异性主方向和各向异性程度受影响较小。渗流侵蚀过程中无论试样各向异性角度，其各向异性程度均略微下降，但幅度有限。而各向同性试样在渗流侵蚀过程中各向异性程度上升，说明各向同性试样渗流过程中组构倾向于各向异性状态转变，但幅度有限。



(a) 各向异性主方向



(b) 各向异性程度

图 4.16 渗流过程中各试样粗颗粒朝向分布各向异性主方向 β_c 与程度 α_c 变化

4.3.8 渗流过程中配位数变化

与 3.4.3 相同，定义三种不同配位数类型。图 4.17 为各试样中三种配位数渗流侵蚀过程中的变化情况。可见各试样中三种配位数发展趋势与大小均较为接近。 Z_{C-F} 与 Z_{C-C} 在渗流过程中略微减小，而 Z_{F-F} 大致维持不变，其中粗细接触数 Z_{C-F} 取值明显大于另两者。说明细颗粒的流失减小了粗颗粒周围的细颗粒数目，并一定程度上改变了粗颗粒骨架的构成形式，但并不显著影响细细接触对应机械配位数。而各试样细粒流失量存在差异，但渗流前后各类型配位数间差

异较小。

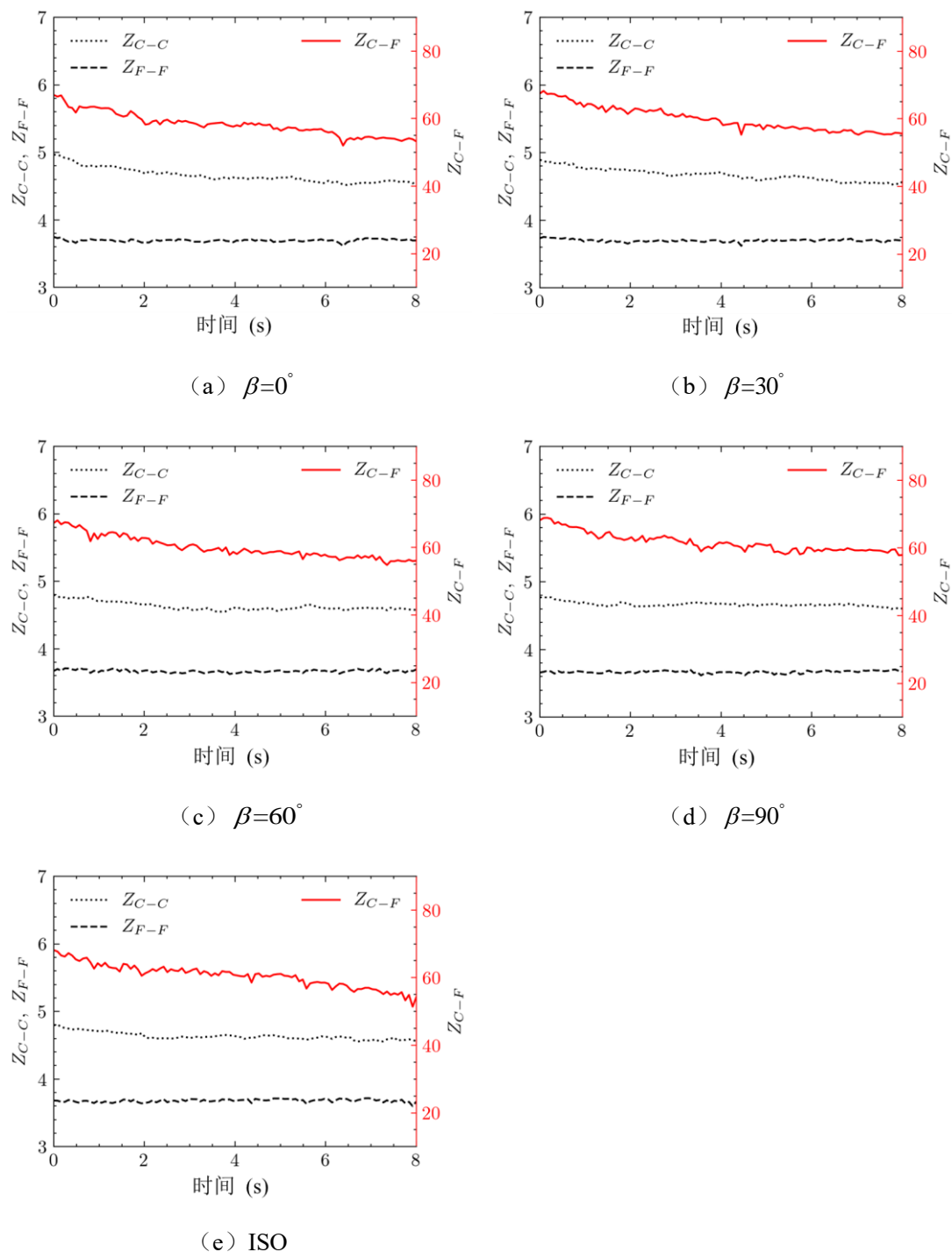


图 4.17 各试样渗流过程中各类配位数变化

4.4 本章小结

本章通过生成具有不同初始各向异性主方向的试样而后对其进行渗流侵蚀数值试验，研究了初始各向异性对间断级配砂土渗流侵蚀的影响，并分析了相

关微观指标，得到主要结论如下：

(1) 渗流侵蚀过程中细粒流失量及渗透性均随着颗粒堆积平面与渗流方向夹角 β 的增大而减小，说明了初始各向异性对于渗流侵蚀具有显著影响，在后续各类相关研究中应予以考虑。

(2) 对比渗流前后各试样强度，试样渗流后峰值强度降低幅度随着 β 的增大而增大，与细粒流失量及渗透性的影响相反。渗流后各向同性试样强度高于所有具有各向异性试样，且降低幅度最小，说明了渗流侵蚀相关研究中考虑各向异性存在的重要性。

(3) 通过分析渗流前后强力链组成变化，说明各向异性角度对间断级配砂土渗流前试样强力链组成具有显著影响。同时渗流后的结果说明对于具有相同细粒含量、孔隙比等特性但具不同各向异性的试样其渗流后可能会达到一种统一的微观状态。

(4) 渗流侵蚀过程中无论试样初始各向异性主方向如何，其由大颗粒朝向角表示的各向异性程度均略微下降，但幅度有限。表明渗流侵蚀过程中细粒的流失对于土骨架的影响有限。

本章主要关注了间断级配砂土渗流侵蚀过程中初始组构各向异性主方向与渗流方向所成角度对于渗流侵蚀各方面的影响。而初始组构各向异性程度也是描述土样各向异性的重要指标，其对渗流侵蚀的影响有待后续研究探明。值得注意的是，相较于第4章中采用的准球形多面体颗粒，将拖曳力方程（Huilin 和 Gidaspow, 2003）应用于本章涉及的长形多面体颗粒密实流问题中时难以避免会产生更大的误差，但由于本章各试样所采用的颗粒形状完全一致且主要关注颗粒组成方式（初始组构各向异性）对于渗流侵蚀的影响，本章模拟研究仍有意义。如 Xiong 等（2021）同样将长形多面体颗粒应用于土体渗流侵蚀 CFD-DEM 模拟以研究粗颗粒长细比对间断级配砂土渗流侵蚀影响。

第5章 隧道埋深及周边土体级配对隧道渗流侵蚀影响的模拟研究

5.1 引言

在之前三章中主要以 CFD-DEM 方法模拟研究了单元间断级配砂土渗流侵蚀的相关问题。本章在前文的基础上，建立隧道渗流 CFD-DEM 模型进行较大尺度上的模拟，以研究隧道渗流侵蚀发生过程中的各种宏观现象及微观机理。

对于以管片拼接而成的隧道，由于隧道的沉降及不均匀沉降，管片接缝可能会打开或移位（Shen 等，2014；Wu 等，2015，2014）。而后，通过打开或移位的管片处会发生渗漏现象（Lyu 等，2019；Wang 等，2019a，2019b；Xu 等，2019）。当隧道建造在饱和砂土或饱和粉质砂土等高透水性地层中时，隧道渗漏不会降低周边土体的孔压，一般也不会引起地面和隧道的沉降（Zhang 等，2015，2012）。然而，由于粉砂或砂颗粒之间的低粘聚力，此种土体中的细颗粒极易被隧道渗漏引起的渗流力通过管片裂隙冲入隧道。这类细小颗粒的渗流侵蚀会增大隧道周边土体孔隙比及引起地层损失。孔隙比的增加又会导致土体强度和刚度的严重降低（Chang 和 Yin，2011；Yang 等，2019a；Yin 等，2014，2016b）。在外部荷载和土体强度降低的共同作用下，将诱发进一步的沉降，直至严重的工程灾害。

本章通过五组 CFD-DEM 砂土-隧道渗流侵蚀模型，通过研究分析渗流侵蚀引起的各类宏微观变化，如地面沉降、孔隙比变化、应力重分布、土体组构变化及土体力学特性变化，揭示了在不同埋深和级配情形下间断级配砂土地层中隧道渗流侵蚀机理。

5.2 砂土-隧道渗流侵蚀 CFD-DEM 模型

5.2.1 模型中的材料参数

隧道侵蚀是一个相当复杂的岩土边值问题，对这一复杂的边值问题开展 CFD-DEM 数值模拟需要颗粒数极多。然而目前的三维 CFD-DEM 研究主要针对于颗粒数较少的单元体模型。如果进行实际工程尺度上的研究颗粒数将达到千万数量级，远超当前 DEM 计算能力。因此，文本采用离心原理，对实际模型进行缩尺，以减少计算所需颗粒数。需要指出的是，现有文献中，当增加重力加速度后，只是模型尺寸（如隧道直径、隧道埋深等）相应减小，颗粒尺寸并未

减小，即在模拟中忽略了颗粒的尺寸效应。这是因为在隧道等边值模型的 DEM 研究中，主要关注的是模型尺寸与颗粒尺寸的比值，而不是所采用颗粒的真实粒径大小。根据 Karim 和 Maynar 的研究 (2005)，隧道直径与颗粒粒径的比值（即颗粒的 D_{50} ）建议不小于 10。因此，在现有研究中，采用的颗粒粒径大小离散性很大，有的采用 0.002m 球体模拟隧道周边砂土颗粒，而有的模拟中甚至采用 0.66m 的球体作为砂土颗粒，但是在上述文献中，不管其粒径取值大小如何，模型尺寸与颗粒尺寸的比值均大于 10（如表 5.1 所示）。因此本文参考既有文献，通过增加重力加速度减小模型尺寸，并保证隧道直径与颗粒粒径比值为 17.5，进行隧道渗流侵蚀的研究。即便通过上述方法对颗粒数量进行了一定的减少，但是本章模拟采用的颗粒数仍然达到了 200000 量级，这在三维隧道的 DEM-CFD 耦合计算中，甚至在只考虑固相的 DEM 研究中，都较为少见。

表 5.1 过往隧道 DEM 模拟相关信息

参数	Chen 等, (2011)	Zeng 等, (2019)	Yin 等, (2020)	Jiang 和 Yin, (2012b) (2D)	本章模拟
隧道直径, D (m)	8	0.15	0.06	0.6	0.028
颗粒平均粒径, D_{50} (m)	0.66	0.01	0.002	0.0076	0.0016
D/D_{50}	12.1	15	30	78	17.5
重力加速度 (m/s^2)	1g	1g	10g	10g	100g

在本章模拟研究中采用球形颗粒代表砂土颗粒，以减少计算量。本章 CFD-DEM 模拟的 DEM 部分采用三种级配，如图 5.1 所示。本文中采用的三种级配在细颗粒的百分比 (f_c) 和粗颗粒与细颗粒的平均尺寸比 (f_r) 上存在区别。

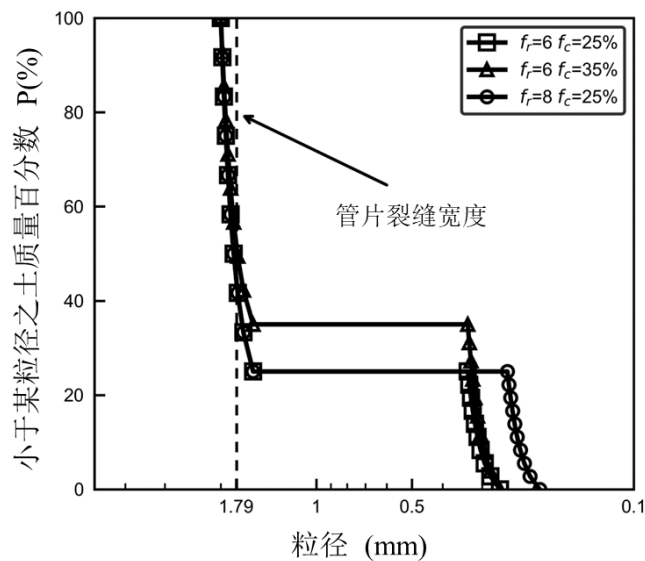


图 5.1 模拟中所采用的颗粒级配

模拟中涉及的颗粒参数列于表 5.2。根据以往的研究，采用 2650kg/m^3 的颗粒密度和 0.3 的摩擦系数（Jiang 和 Yin, 2014; Zhang 等, 2019）。颗粒杨氏模量经试算取为 250MPa ，以保证 CFD-DEM 模拟中颗粒接触重叠量不大于总体积的 2%。流体部分的材料参数依据纯水在 100kPa 压力与温度下的材料特性得出。

表 5.2 离散元模拟中的参数

参数	取值
颗粒密度 ρ (kg/m^3)	2650
杨氏模量 E (MPa)	250
泊松比 (-)	0.25
颗粒间摩擦系数 μ (-)	0.3
旋转抵抗系数 μ_r (-)	0.1
恢复系数 ε (-)	0.5

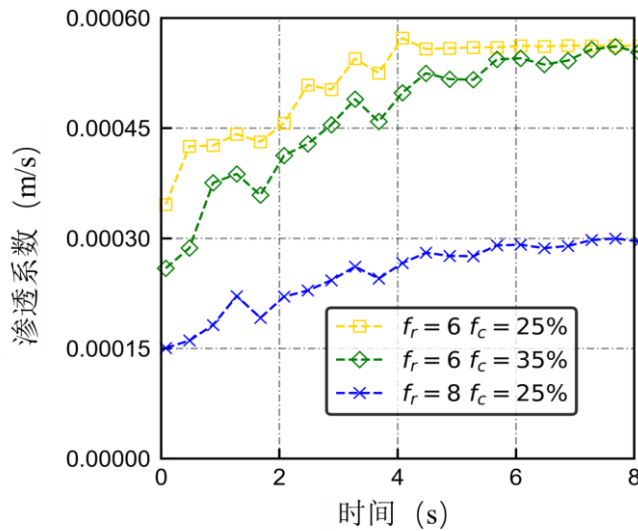


图 5.2 具有不同级配土样的渗透系数、

渗透系数是土的主要性质，受颗粒级配和孔隙比影响较大（Skempton 和 Brogan, 1994）。为了解隧道渗流模拟中采用的材料渗透系数的差异，对 3 个土样（ $f_r = 6$ 和 $f_c = 25\%$ 、 $f_r = 6$ 和 $f_c = 35\%$ 、 $f_r = 8$ 和 $f_c = 25\%$ ）进行了 3 次向下渗流试验。其级配如图 5.1 所示，制备土样的孔隙比为 0.35，与隧道模型中的土体整体孔隙比接近（见表 5.3）。渗透系数的测量方法参照室内试验（Rochim 等, 2017）。模型尺寸长、宽、高分别为 15mm、15mm、30mm。采用单级水力梯度 $i = 4$ 。相应的结果如图 5.2 所示，图中为三种土样的渗透率随渗流侵蚀过程的变化。三种土样的渗透系数都是先增长后趋于稳定， $f_r = 6$ 和 $f_c = 25\%$ 的土样和 $f_r = 6$ 和 $f_c = 35\%$ 的土样渗透系数接近，而 $f_r = 8$ 和 $f_c = 25\%$

的土样渗透系数约为前两者的一半。

5.2.2 模拟流程

本章模拟中建立了 5 个具有不同级配、不同埋深（用隧道顶深与隧道直径之比表示， $C/D=0.5、1、1.5$ ）的隧道周边渗流侵蚀数值模型。所有模型汇总于表 5.3。参照过往研究（Jiang 和 Yin, 2012; Yin 等, 2020），数值实验中采用 100g 重力加速度（ $9.81\text{m/s}^2 \times 100$ ）以模拟离心机试验情形。DEM 模型的形状与尺寸详见图 5.3。本章所建立的模型中，存在三种不同的模型高度 z （28mm、42mm、56mm），对应三种不同的隧道埋深比（ $C/D=0.5、1、1.5$ ）。模型的宽度 x 和深度 y 以及隧道的直径 D 分别为 30mm、10mm 和 28mm。由于本章模型中隧道开缝位置为模型上部，故渗流侵蚀引起的细粒流失、土骨架变动、土表位移等现象主要发生在隧道上方。因此从节约计算资源角度考虑，在模拟中不考虑模型的下半部，同时根据对称性，只考虑模型的一半。这些简化尽可能的减少了 DEM 模拟中涉及的颗粒数与 CFD 中的单元数。值得注意的是，在 DEM 模拟中需同时考虑尺寸效应和颗粒数量。根据过往研究（Karim, 2005; Maynar 和 Rodríguez, 2005），模型尺寸与平均颗粒尺寸之比更有意义，隧道直径与平均颗粒尺寸之比被建议不低于 10，本章模拟也遵循了这一点。

表 5.3 各模型简要信息

模型编号	C/D	细粒含量, f_c	粗细粒平均粒径比, f_r	颗粒数	孔隙比, e
Model-1	0.5	25%	6	97207	0.348
Model-2	1.0	25%	6	152319	0.343
Model-3	1.5	25%	6	204894	0.337
Model-4	0.5	35%	6	128040	0.351
Model-5	0.5	25%	8	236662	0.347

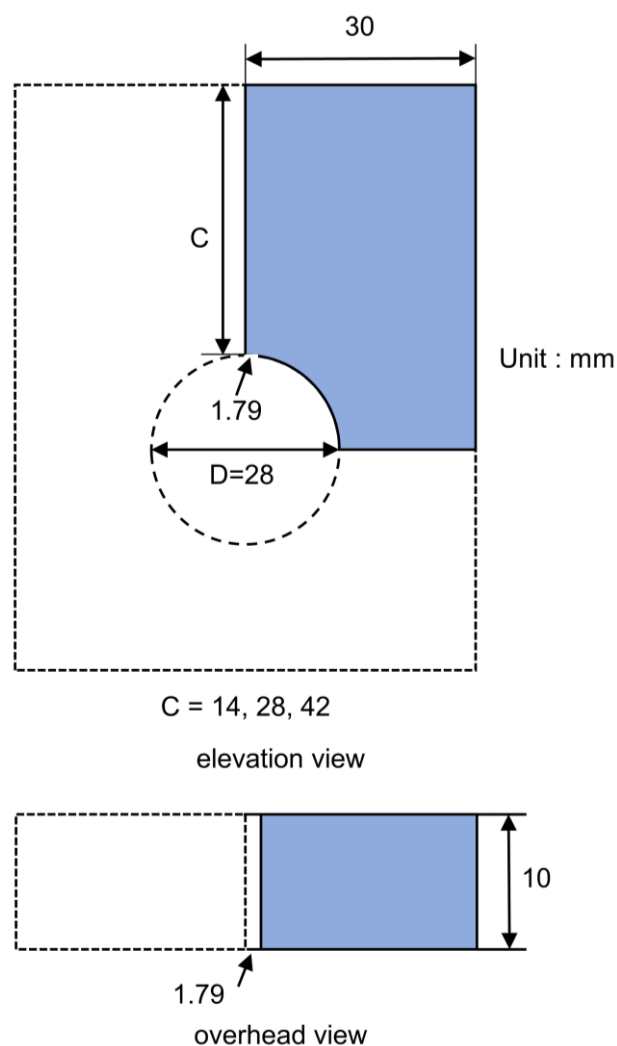


图 5.3 渗流侵蚀模型尺寸示意图

在上述 DEM 模型中，隧道通过 DEM 计算程序中的 Wall 单元模拟，较短的弧形墙体模拟有裂隙的隧道，如图 5.4 所示。该裂隙的宽度设置为 1.79mm，保证无粗颗粒流失的情形下能有更明显的细粒流失现象发生。本章模拟中暂不考虑存在粗颗粒流失的渗流情形。由于耦合技术的限制，使得 CFD 网格随 DEM 中墙元素同步变动实现存在一定难度。故在模拟过程中假设隧道为固定不动，因为模拟中主要关注的是隧道依然可保持稳定时的细粒流失引起的一系列土体变化，故此简化存在合理性。

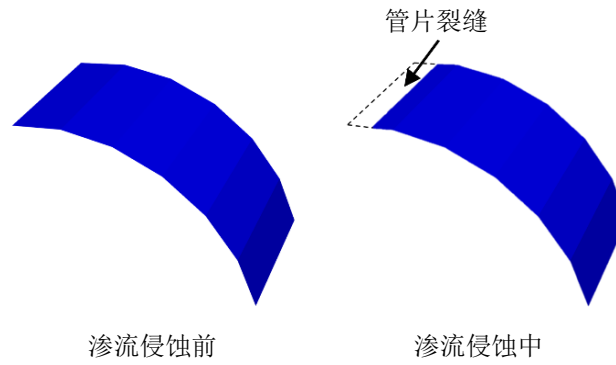
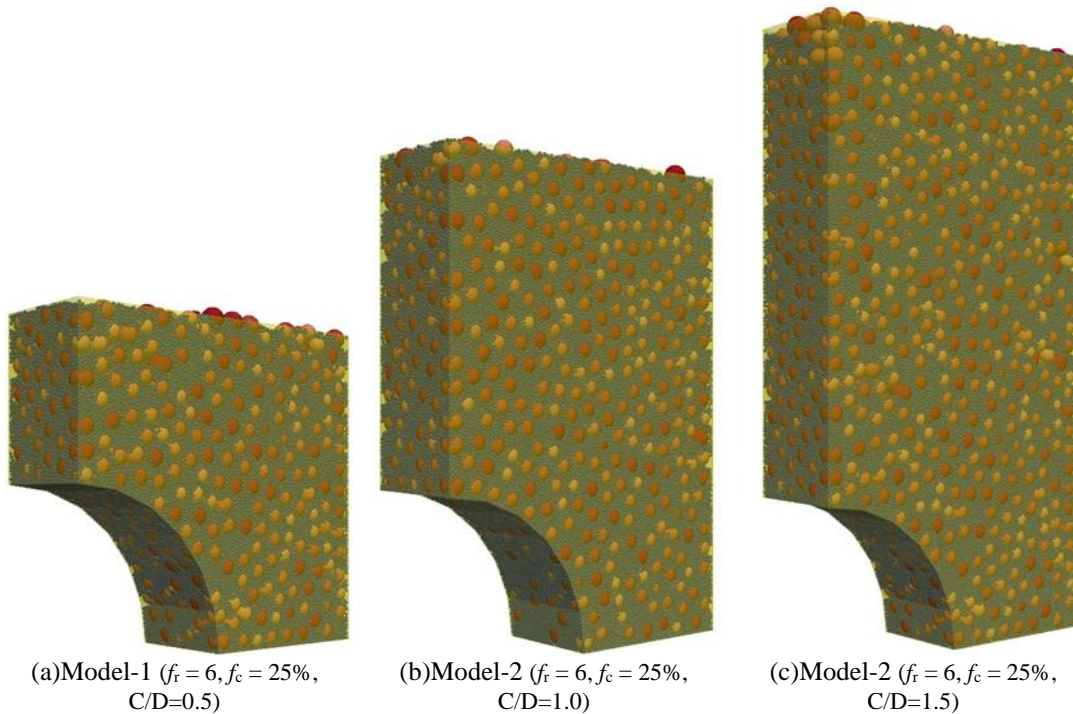


图 5.4 代表完整隧道管片与带裂隙隧道管片的 Wall 单元

在上述模型的生成过程中，与之前章节类似，首先采用了分层欠压法（Jiang 等，2003）生成立方体试样以保证试样的均匀性，而后根据设计模型形状对试样进行一定的切削。成样完毕后的各试样的孔隙比列于表 5.3 中。由表可知，除受重力影响 Model-1、2、3 中孔隙比随着模型的尺寸增大而略微增加外，各试样孔隙比可视为基本相同。因此本模拟中孔隙比的影响可忽略。为成样完毕后的各试样。



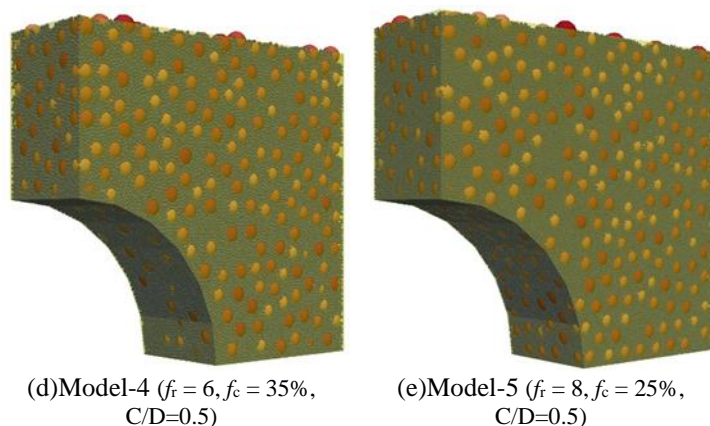


图 5.5 成样完毕后的各试样

图 5.6 所示为对应 3 种不同覆土比 ($C/D=0.5$ 、 1.0 、 1.5) 的 3 个 CFD 计算域的几何尺寸和网格划分，它们分别包含 13880、21160 和 28440 个单元，以结构化六面体单元为主要单元进行网格划分。在流体计算域中，设定地下水位与土表平齐，并据此产生水压。在裂隙中采用零压力出口边界条件 (pressure-out) 模拟开放流失缝。不同尺寸模型中采用不同的地下水压力恒定值对应不同的隧道裂隙埋深。

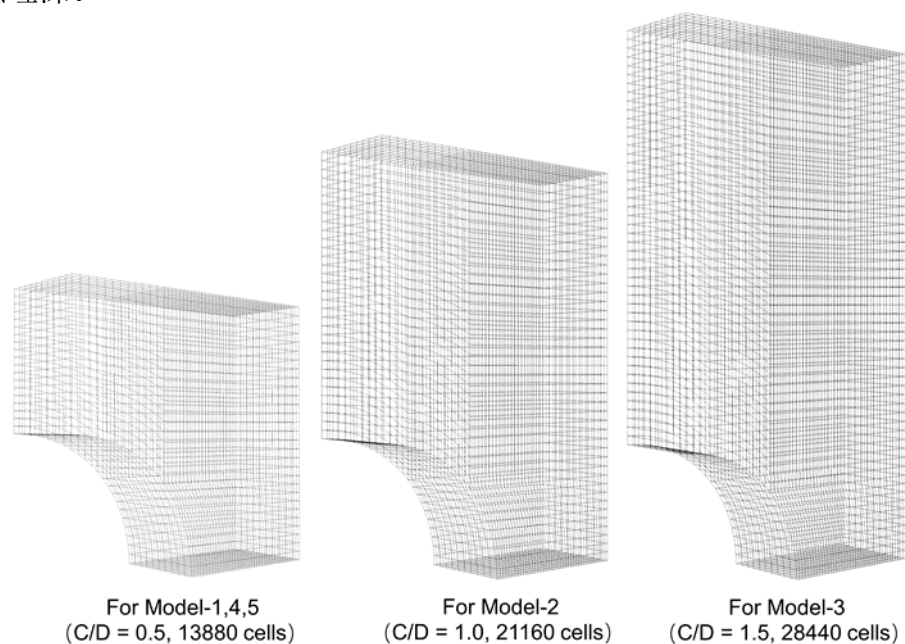


图 5.6 模拟中采用的 CFD 计算网格

为了获取细粒含量、孔隙比和应力状态的分布云图，在每个模型中均匀布置了一些测量柱。为了得到更为准确的颗粒相关信息，各测量柱之间存在重叠，如图 5.7 所示。模型中测量柱的真实分布比图 5.7 所示的要更为密集。

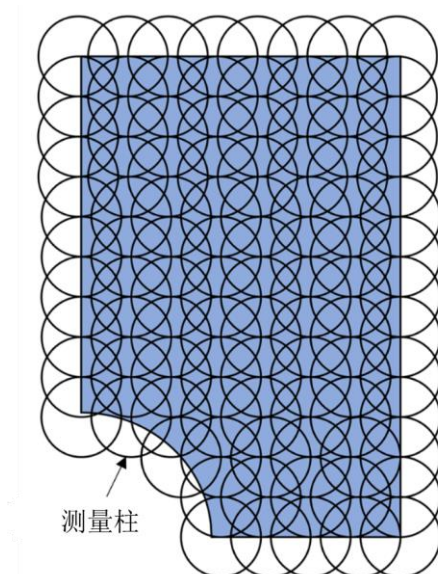


图 5.7 测量柱示意图

DEM 模型生成完成后，开始进行 CFD-DEM 耦合模拟试验。模拟隧道管片的 Wall 单元进行替换以模拟裂隙的出现。而后渗流侵蚀过程开始，细颗粒开始在重力、渗流力、围压的共同作用下开始流失。

5.3 结果与讨论

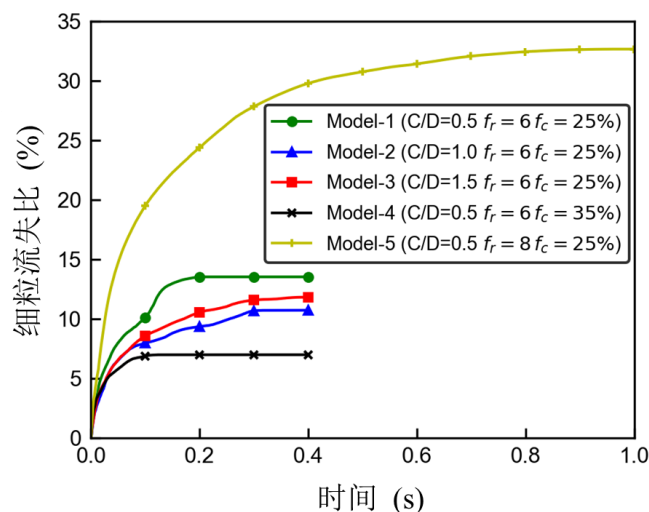
5.3.1 细粒流失

通过对不同模型中细粒流失量随时间的变化进行比较，可了解不同模型间渗流侵蚀的差异。图 5.8 为 5 个模型中受侵蚀细粒百分比（即细粒流失量与所有细颗粒的质量比）随时间的变化情况。对于顶部裂隙这一向下渗流情形，细粒流失一般认为是由重力和渗流力共同作用下引起。为展示重力对细粒损失的影响，图 5.8 (c) 为所有模型在无渗流力作用下仅施加重力细粒流失随时间变化情况（即不进行 CFD-DEM 耦合），以作为参考。通过对比可发现渗流力在渗流侵蚀过程中起主导作用。由图 5.8 (a) 可知，对于所有 5 个模型，渗流初期细粒流失比随着时间迅速增加，而后流失速率逐渐降低直至流失量趋于稳定。这一趋势与数值模拟结果（Zhang 等，2019）和试验结果（Rochim 等，2017）相吻合。

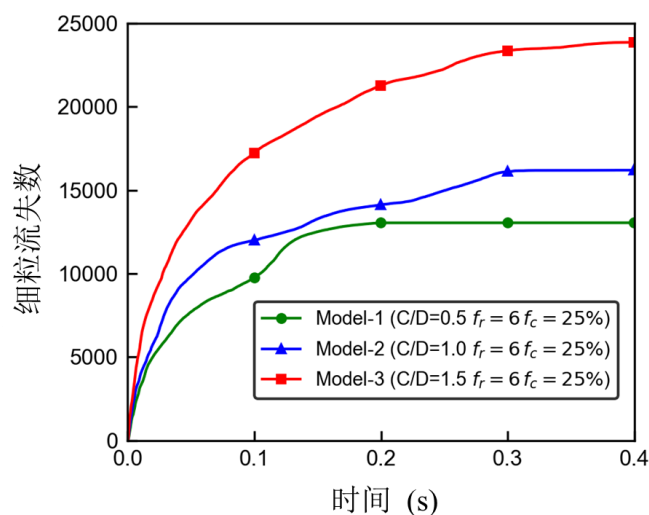
对于 Model-1、Model-2、Model-3 这三个试样，其模型尺寸不同级配相同。故比较其细粒流失颗粒数相较于比较其细粒流失比更为合理。图 5.8 (b) 为相应结果，可观察到细粒流失数量随着隧道埋深的增加而增加。

通过对比 Model-1 和 Model-4 的细粒流失比，初始细粒含量较大的模型

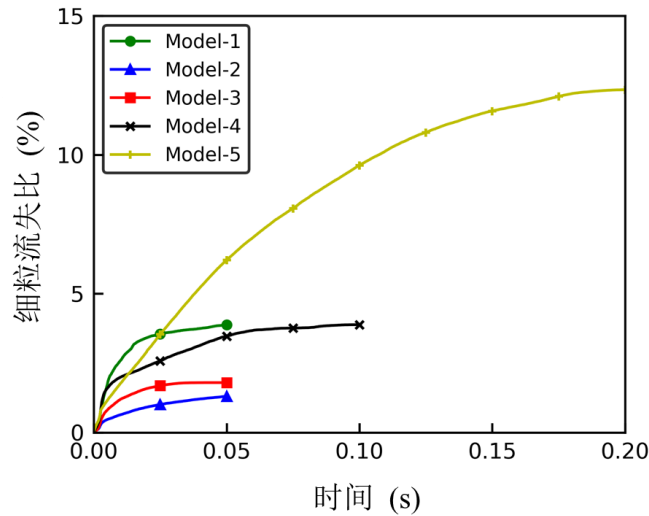
($f_c = 35\%$) 的细粒流失比明显小于初始细粒含量较小的模型 ($f_c = 25\%$)。这一现象证实了过高的细粒含量会堵塞粗颗粒之间的渗流通道 (Wan 和 Fell, 2004), 在流失路径较为单一的情形下 (单单元渗流情形下存在大量流失孔, 隧道渗流模型中仅存在一条流失缝), 导致流失量较小。此外 Model-5 ($f_r = 8$) 的细粒损失是 Model-1 ($f_r = 6$) 的 3 倍, 细粒流失比的显著差异表明, 粗颗粒与细颗粒之间的粒径比值对渗流侵蚀有显著影响, 值得关注。



(a) 细粒流失比



(b) 细粒流失数量

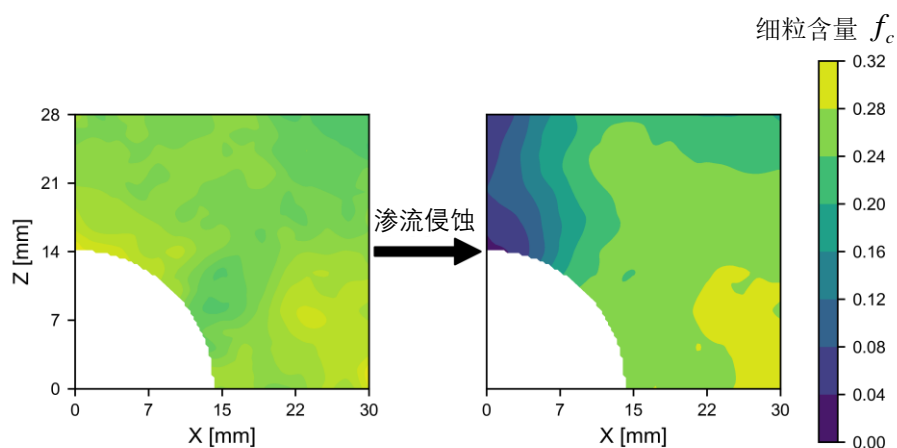


(c) 仅由重力引起的细粒流失比

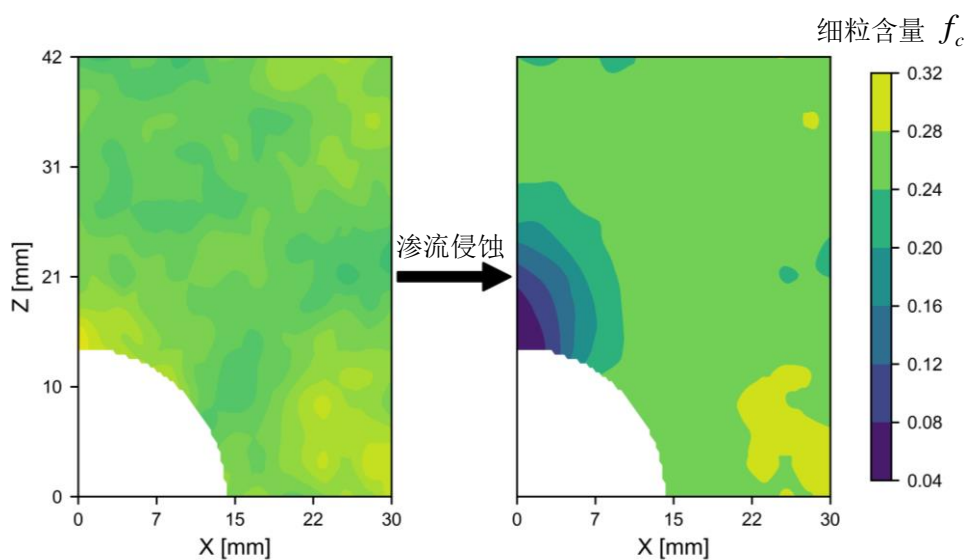
图 5.8 渗流侵蚀过程中的细粒流失随时间变化: (a) 细粒流失比, (b) 细粒流失数量, (c) 仅由重力引起的细粒流失

在渗流侵蚀过程中,隧道周围的细粒含量和空隙率的空间分布会发生变化。许多研究提出了考虑细粒含量的土体本构模型 (Yin 等, 2016b), 并利用这些模型进行有限元模拟, 以模拟隧道周围的渗流侵蚀 (Yang 等, 2019b, 2019c)。在这些模拟中, 渗流侵蚀引起的细粒含量空间分布变化往往作为重要结果呈现。但此类有限元模拟中细粒含量分布变化是通过一些本构模型假定间接得到, 而 CFD-DEM 作为一种基于微观机理与物理学基本原理的数值模拟方法, 可以从力学的基本原理出发, 直接呈现细粒分布的变化, 提供更可靠的结果。

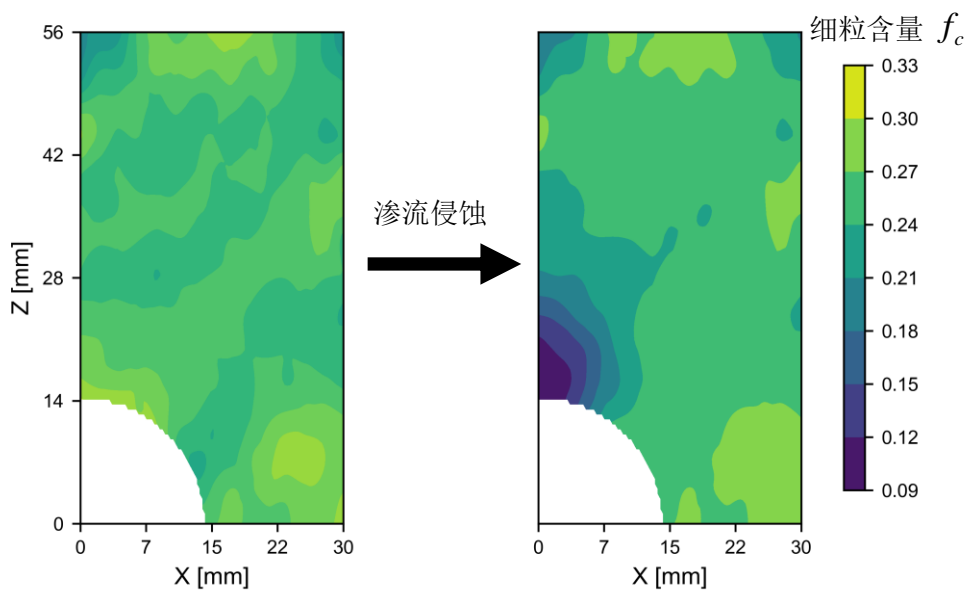
图 5.9 及图 5.10 呈现了模型中渗流侵蚀开始和结束时的细粒含量和孔隙比的分布情况。渗流侵蚀导致隧道周边土体中细粒含量减少, 尤其是在裂隙周围。对比不同埋深的模型 (Model-1、2、3), 发现侵蚀带 (细粒含量显著降低区域) 随着埋深的增加而增加, 这可归结于不同埋深模型的受侵蚀细粒质量不同。说明随着模型增大而多流失的细粒主要原本分布于裂隙上方。同时与 $f_c = 25\%$ 、 $f_r = 6$ 的模型 (Model-1) 相比, 对应 $f_c = 35\%$ 的模型 (Model-4) 和 $f_r = 8$ 的模型 (Model-5) 分别拥有最小的侵蚀区和最大的侵蚀区。说明了细粒含量与粗细颗粒径比对于细粒流失的重要影响。



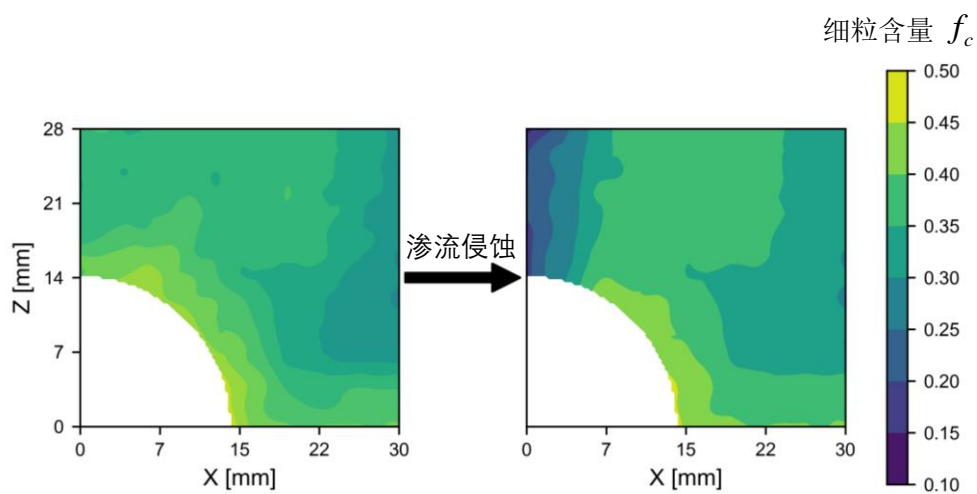
(a) Model-1 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=0.5$)



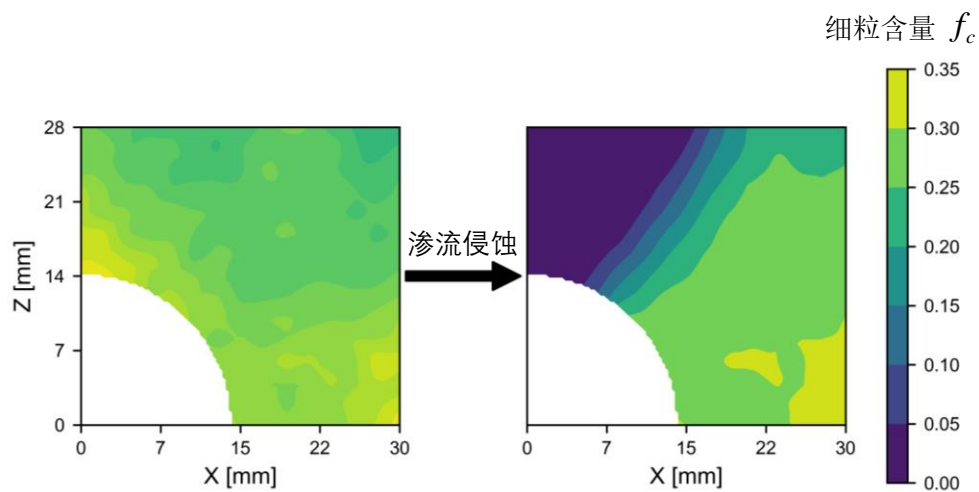
(b) Model-2 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.0$)



(c) Model-3 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.5$)

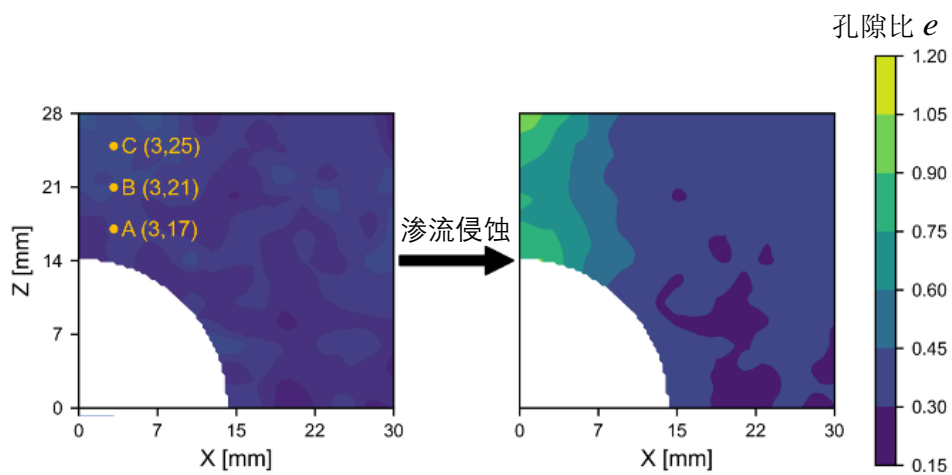


(d) Model-4 ($f_r = 6, f_c = 35\%, C/D=0.5$)

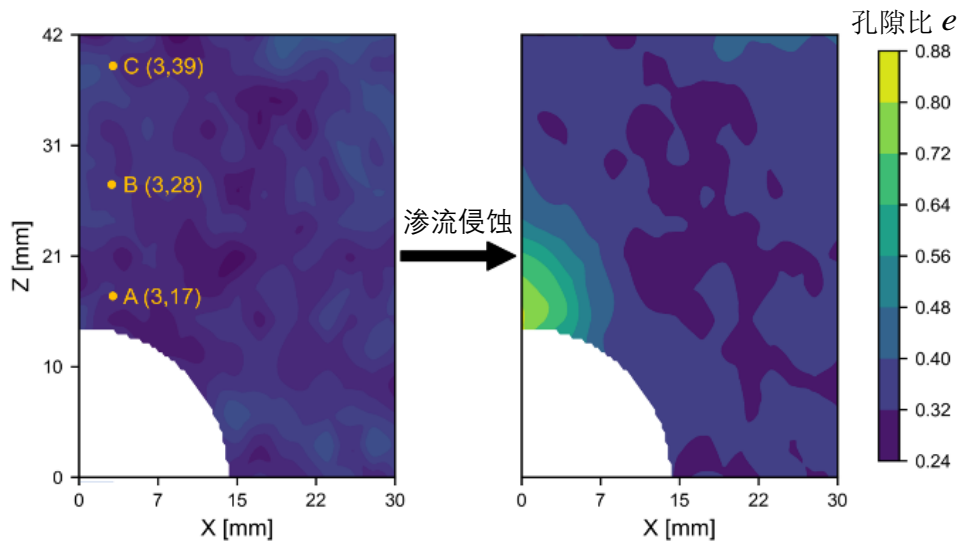


(e) Model-5 ($f_r = 8, f_c = 25\%, C/D=0.5$)

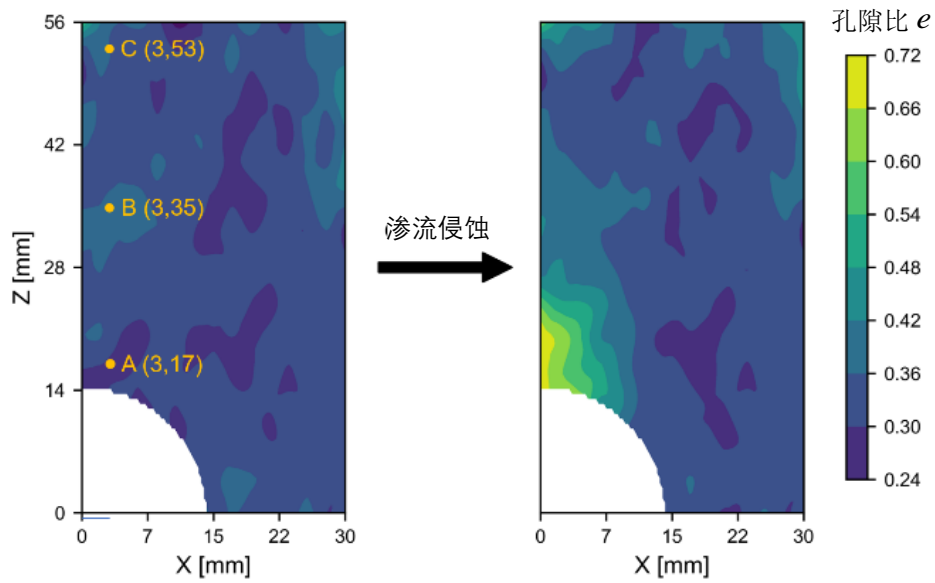
图 5.9 渗流前后各模型中细粒含量分布



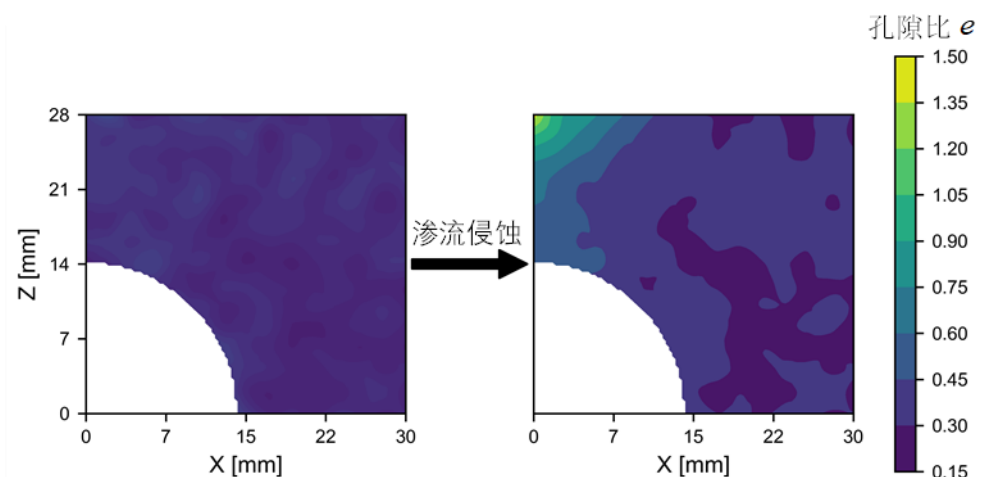
(a) Model-1 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=0.5$)



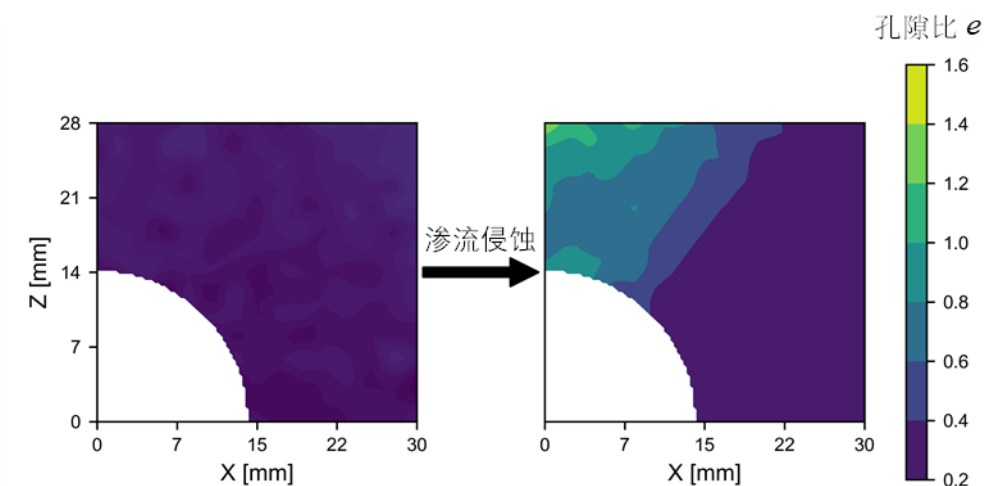
(b) Model-2 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.0$)



(c) Model-3 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.5$)



(d) Model-4 ($f_r = 6, f_c = 35\%, C/D=0.5$)

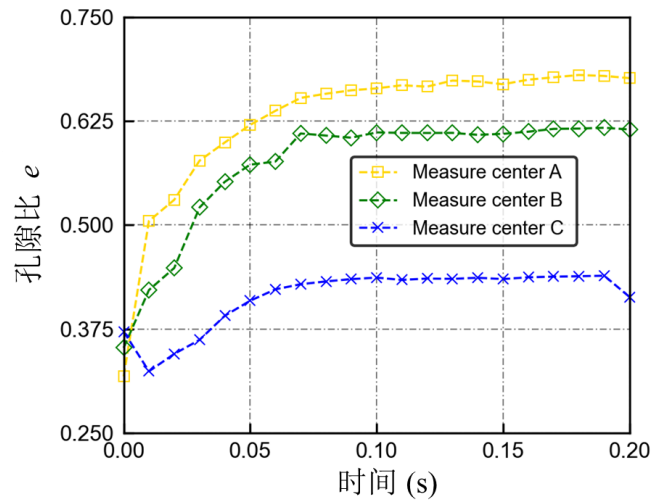


(e) Model-5 ($f_r = 8, f_c = 25\%, C/D=0.5$)

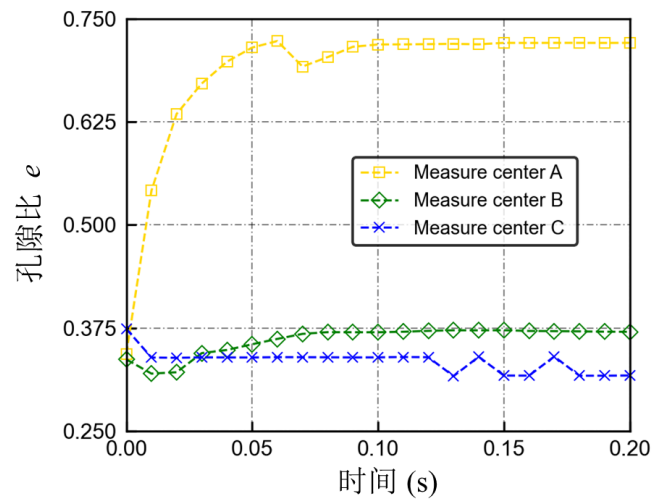
图 5.10 渗流前后各模型中孔隙比分布

模型不同位置孔隙率随时间的变化将有助于研究模型孔隙率在整个渗流侵蚀过程中的变化。图 5.11 为模型 1、2、3 中模型大小不同的 3 个测点（等距分布于裂隙上方）的孔隙比随时间变化情况。测点的位置见图 5.10 中标注。底部各点的孔隙率起初增长，然后趋于稳定。Model-1 中的三个测点结果都显示出孔隙比增大，其中 A、B 点孔隙比增长趋势与幅度均差异较小，与另外两较大模型存在差异。说明较小的模型中细粒流失范围与模型大小比值较大，且模型中部在试验初期即受到影响。Model-2、3 中，B、C 两测点孔隙比变化幅度相对于各自模型 A 测点基本无显著变化。另外所有模型中在渗流初期 C 测点孔隙比均有一定程度下降，说明在不同大小模型中渗流初期模型顶部土样受下部土体变

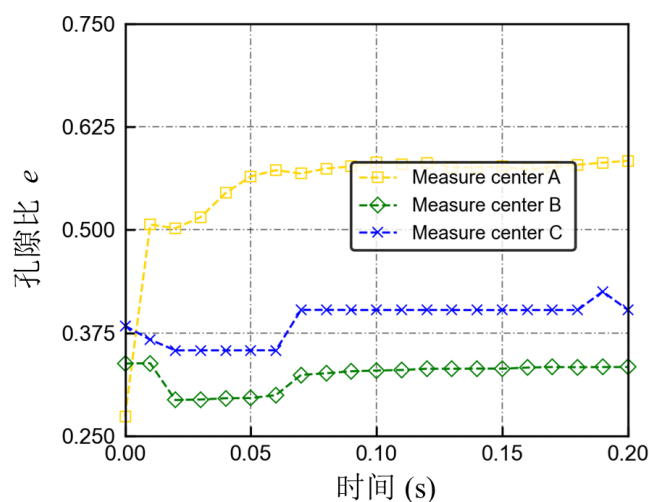
化影响均有一个趋向密实的阶段。



(a) Model-1



(b) Model-2



(c) Model-3

图 5.11 Model-1、2、3 中特定测点孔隙比随时间变化

模拟中的颗粒流失由每一个受侵蚀的颗粒组成。而每一个单独颗粒在渗流侵蚀过程中的流动路径均可借助 DEM 来显示，通过记录分析单个颗粒在水力作用下的运移流失路径有助于从微观角度更好的理解渗流侵蚀这一宏观过程。

渗流侵蚀过程中，可侵蚀的细粒在流体拖曳力和颗粒间接触力的驱动下，通过颗粒间存在的孔隙流动。为研究颗粒的运动情况，图 5.12 展示了 Model-3（尺寸最大模型）中 3 个代表性受侵蚀颗粒（初始位置离裂隙较远）的流动路径。模拟中，颗粒的位置每 10000 步（0.001s）记录一次。其中黑色点代表每一次记录是颗粒出现位置，黑色连线连接相邻时步对应的黑色点。故流动路径中的密集点表明颗粒在此位置附近流动缓慢，甚至被阻塞无法运动。而松散点表明颗粒流动快速，运移过程未被阻塞。由图可观察到隧道渗流过程中细粒可能出现的三种运移模式：脱离、运移和再填充。可发现，三种模式交替出现在图中展示的每一个颗粒的运移路径中。

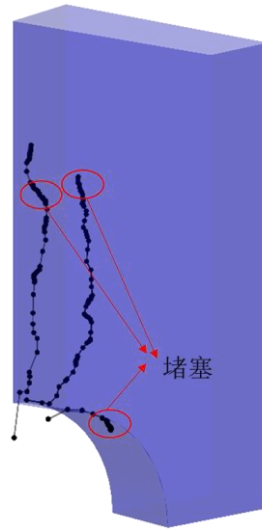


图 5.12 Model-3 中特定颗粒的受侵蚀路径

5.3.2 地表位移

如前文所述，渗流侵蚀引起的细粒流失导致土体质量流失以及模量降低，从而引发地面沉降。5 个模型中渗流侵蚀诱发的地面沉降见图 5.13。与以往的研究（Zhang 等，2012）相符，沉降量随着地表位置与隧道中心距离的增加而减小。而除了 Model-4 以外，所有模型的沉降量随着细粒流失量的增加而增加。而 Model-4 对应的沉降量显著大于其他 4 个模型对应的沉降量。这一现象可解释为：随着初始细粒含量的增加，更多的细粒将导致粗颗粒被细粒分隔阻塞，结合前文即粗颗粒在试样中“悬浮”。因而当分隔粗颗粒的细粒被侵蚀后，粗颗粒重新形成前接触，土骨架发生重构，从而引起较大的沉降。Ouyang 和 Takahashi（2015）的单元渗流试验结果表明，其他条件不变，将初始细粒含量由 25% 提高到 35% 后，渗流过程中发生的体积应变急剧增大。

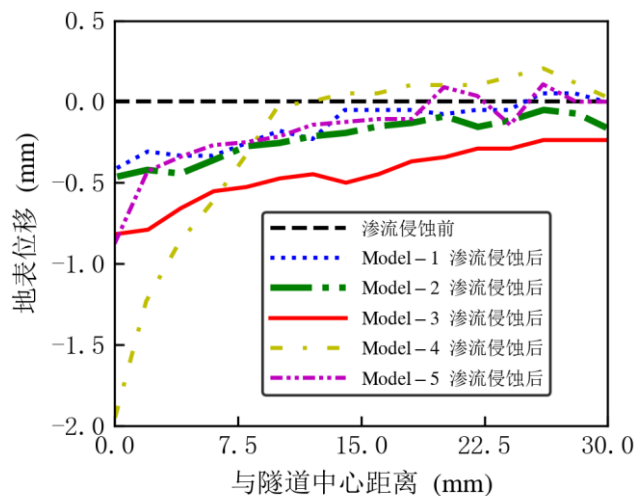
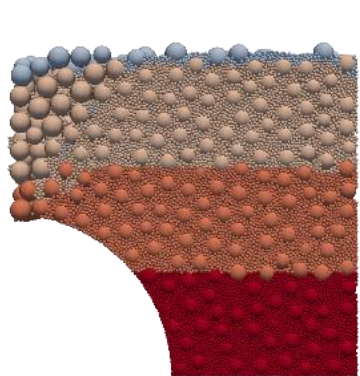
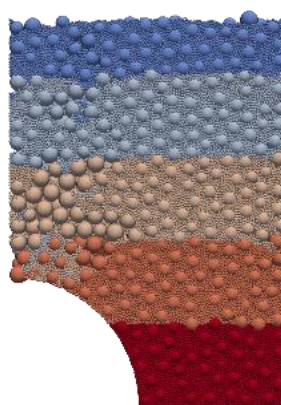


图 5.13 各模型中渗流侵蚀诱发的地表沉降

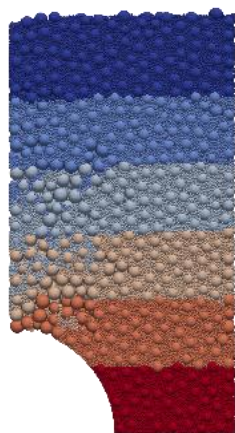
渗流侵蚀结束后的模型如图 5.14 所示以作为沉降结果对照。各模型中颗粒的颜色粗略代表渗流侵蚀前颗粒位置，以便更好地观察颗粒位置的变动。由图可知，相较于粗颗粒，通过粗颗粒间的孔隙细粒可运移范围更广。在 Model-1 和 Model-5 中，原本最接近地表的细粒也受到侵蚀。而在 Model-2 和 Model-3 中，原本处于模型上部的颗粒向裂隙方向进行了较为长距离的运移。



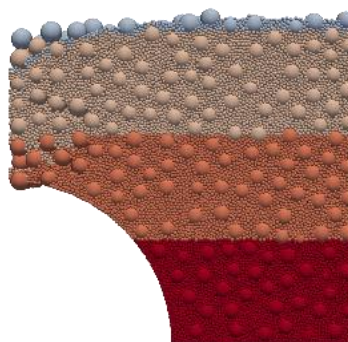
(a) Model-1 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=0.5$)



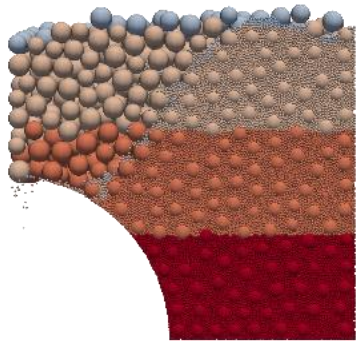
(b) Model-2 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.0$)



(c) Model-2 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.5$)



(d) Model-4 ($f_r = 6, f_c = 35\%, C/D=0.5$)

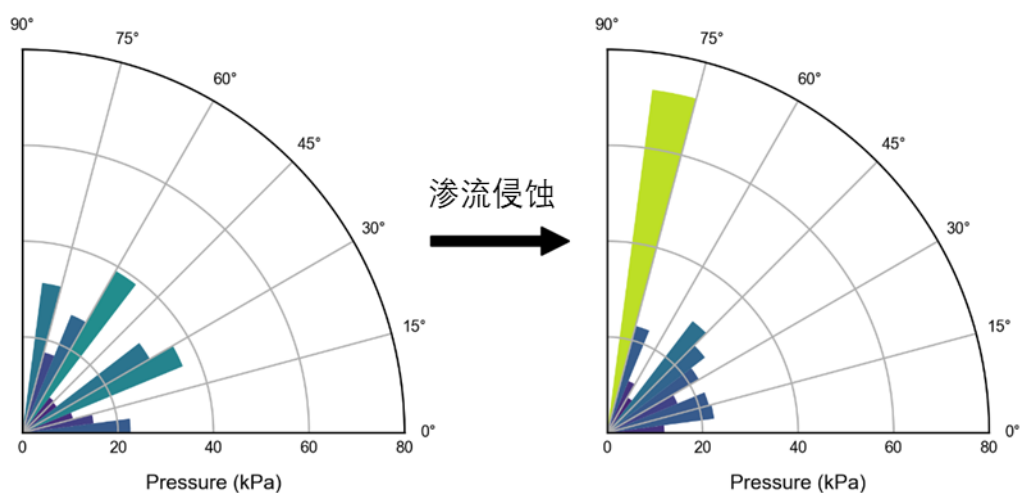


(e) Model-5 ($f_r = 8, f_c = 25\%, C/D=0.5$)

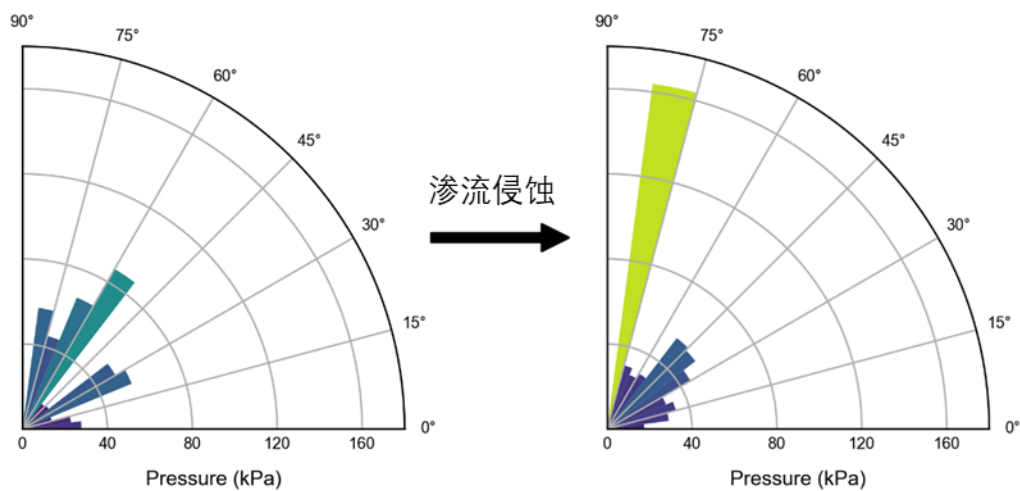
图 5.14 各模型渗流后状态

5.3.3 应力分布

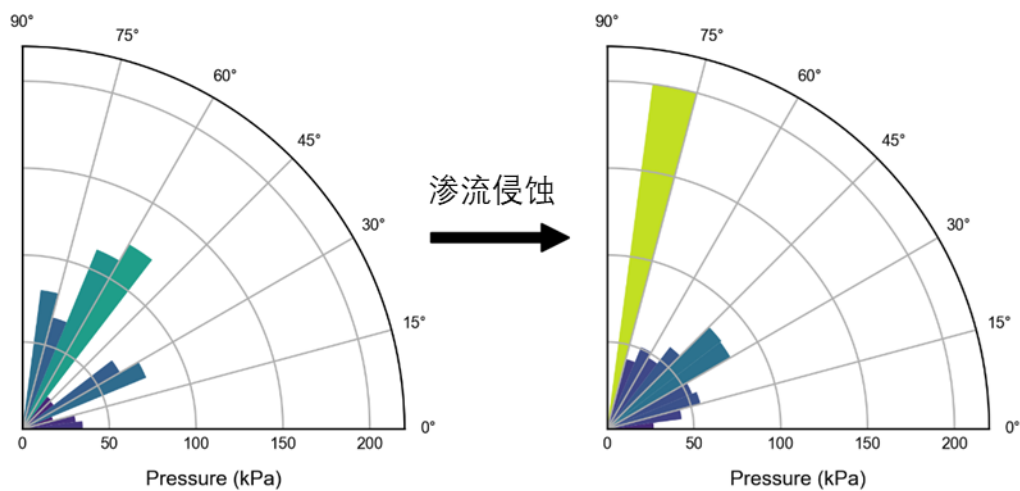
渗流侵蚀过程中，隧道周围的应力分布会随着颗粒的流失和土体组构的变化而变化。而在工程实践中，隧道管片上的压力分布对隧道运营期的安全十分重要。渗流侵蚀前和渗流侵蚀结束后，模型中作用在四分之一隧道上的压力如图 5.15 所示。作用在隧道衬砌上的土压力变化主要由细粒流失引起的颗粒间力结构转变引起。当渗流侵蚀开始时，作用于裂隙位置的土压力急剧下降，裂隙周围的粗颗粒形成了一个力拱以承受土压力。力拱起止点在裂隙两侧，因此裂隙外的土压力增大，如图 5.15 所示，可见每一个模型中均出现裂隙附近的土压力增大。此外，裂隙附近的土压力随着埋深的增大而增大。但对于同一大小模型，随着级配变化，土压力变动并不剧烈。对比 Model-1、Model-4、Model-5 的裂隙附近压力（分别为 72.01kPa、81.06kPa 和 58.93kPa），可以推断出作用于隧道衬砌的土压力重分布程度随着细粒含量的增大而增大同时随着粗细粒径比的增大而减小。与此同时，裂隙周边的管片因已出现破损往往是这一节段隧道中最薄弱的环节。因此，裂隙附近土压力的增加极有可能使裂隙扩大，进而诱发更多细粒的损失，形成恶性循环，直至隧道的完全破坏。



(a) Model-1 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=0.5$)



(b) Model-2 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.0$)



(c) Model-3 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.5$)

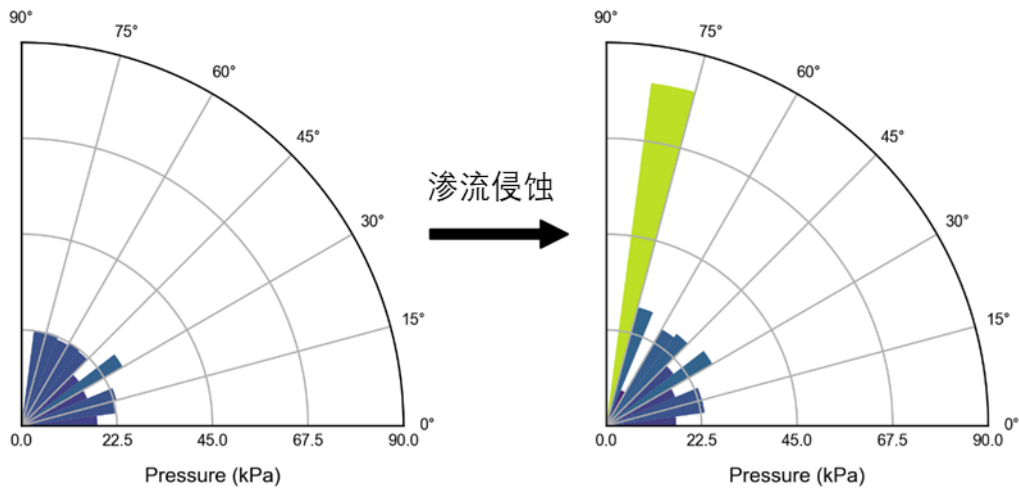
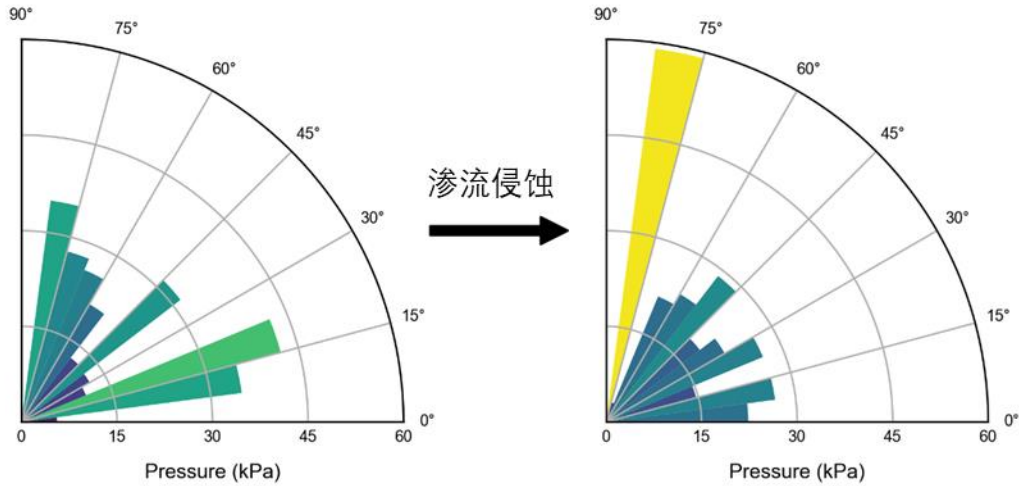

 (d) Model-4 ($f_r = 6, f_c = 35\%, C/D=0.5$)

 (e) Model-5 ($f_r = 8, f_c = 25\%, C/D=0.5$)

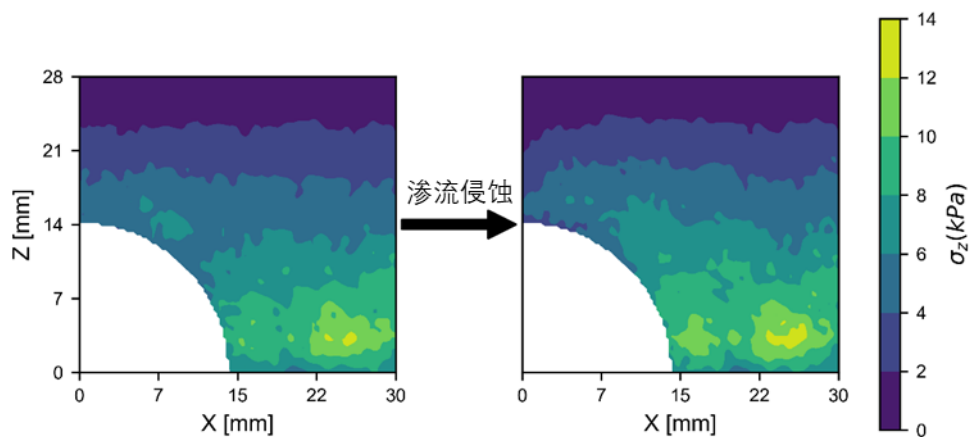
图 5.15 渗流前后作用在隧道管片上的土压力

由于土压力是由隧道周围的应力分布状态决定。这 5 个模型在渗流侵蚀前后的垂直应力和水平应力分布见图 5.16 和图 5.17，以作为参考。测量柱中的平均应力张量由下式计算：

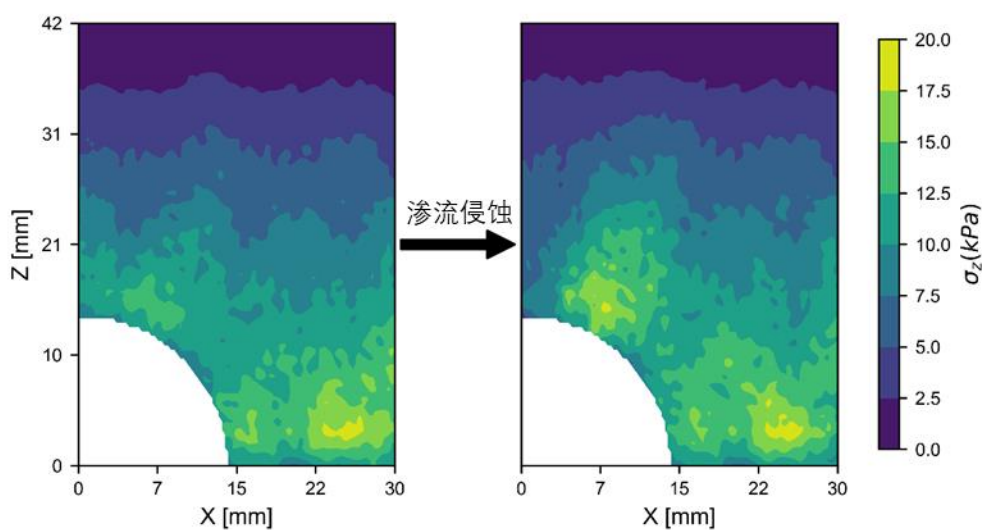
$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V} \sum_1^C (R_1 + R_2) N n_i n_j + \frac{1}{V} \sum_1^C (R_1 + R_2) T n_i t_j \quad (n_i t_i = 0) \quad (5.1)$$

其中 V 为测量柱体积； C 为测量柱中的接触集合； R_1 和 R_2 为接触对应两接触颗粒的半径； N 和 T 分别为接触力法向分量和切向分量模量； n_i 为接触法向单位向量； t_i 为接触切向单位向量。其中 σ_{xx} 和 σ_{zz} 分别对应水平和垂直应力。可见五个模型中，裂隙上方区域的应力重分布最为剧烈。随着模型尺寸的增大，发生应力重分布的区域也明显扩大。同时平均粗细粒粒径比更大、细粒流失量最多

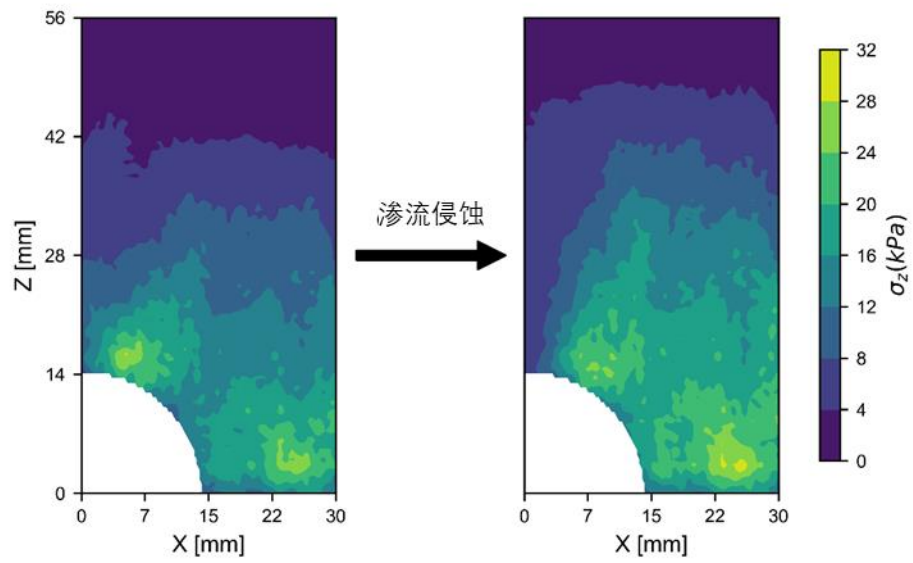
的模型 Model-5 显示出更大程度的应力重分布。



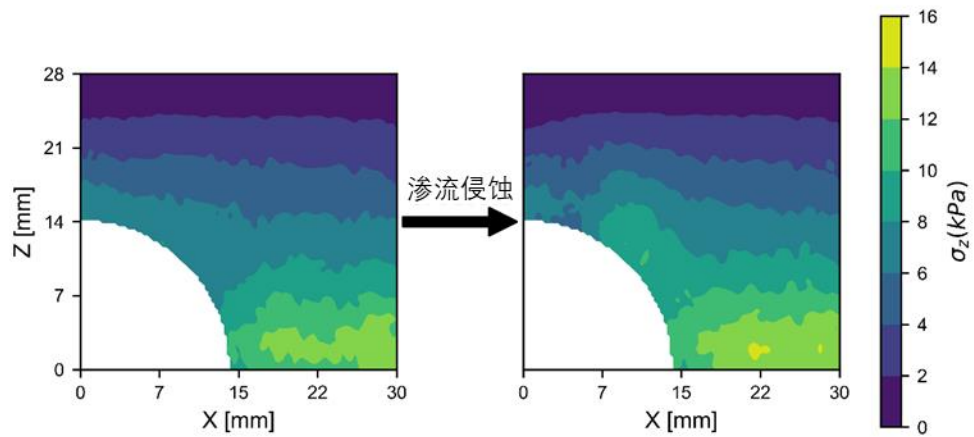
(a) Model-1 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=0.5$)



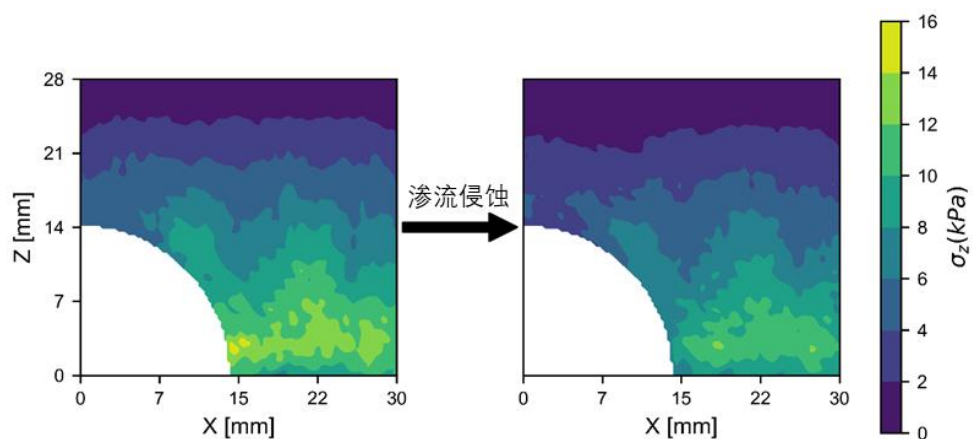
(b) Model-2 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.0$)



(c) Model-3 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.5$)

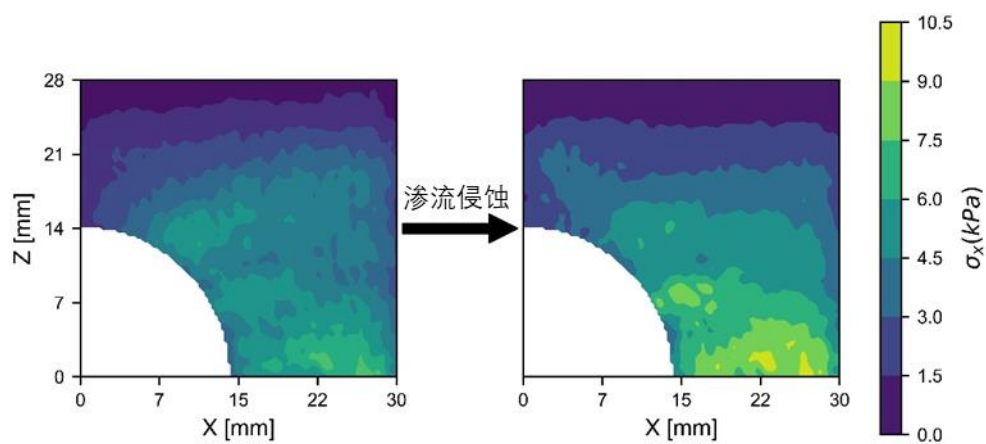


(d) Model-4 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=0.5$)

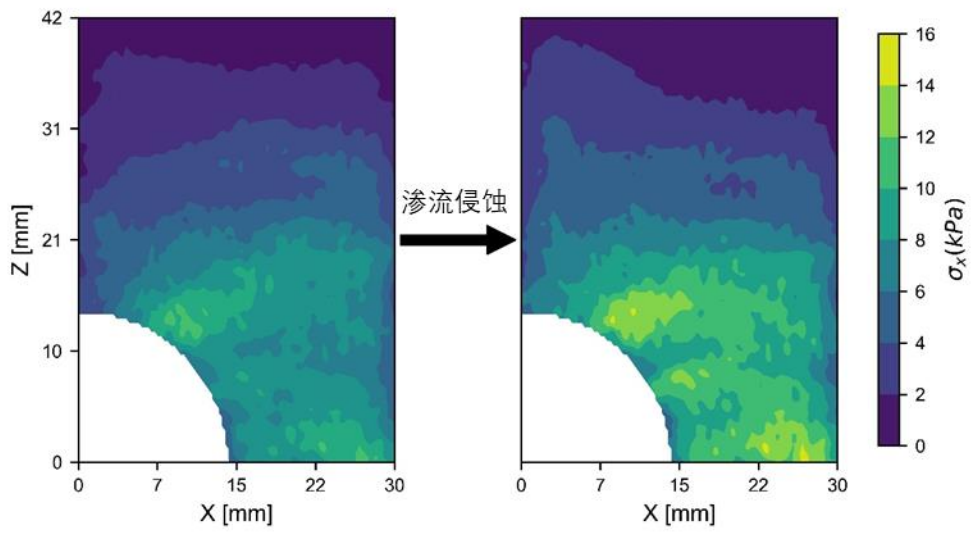


(e) Model-5 ($f_t = 8, f_c = 25\%, C/D=0.5$)

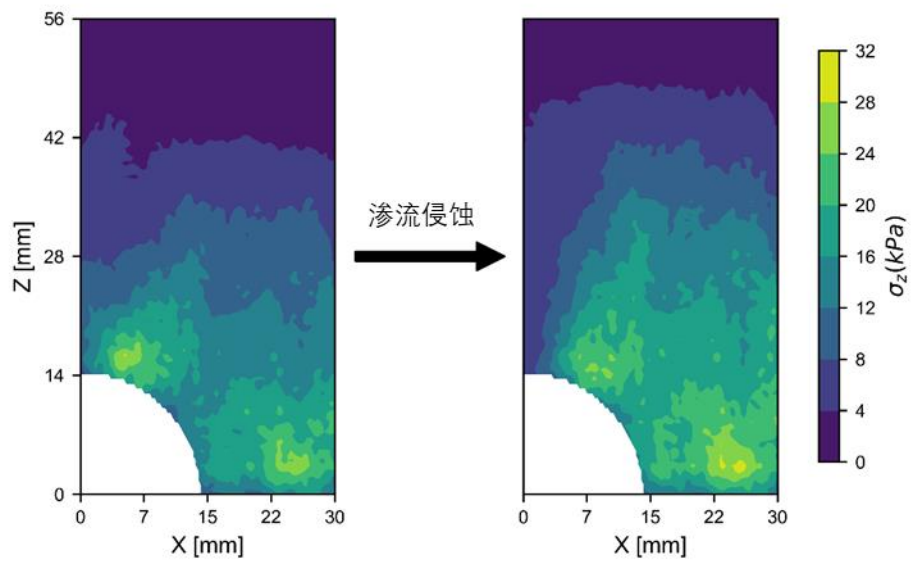
图 5.16 渗流前后各模型的竖直应力 (σ_z) 场



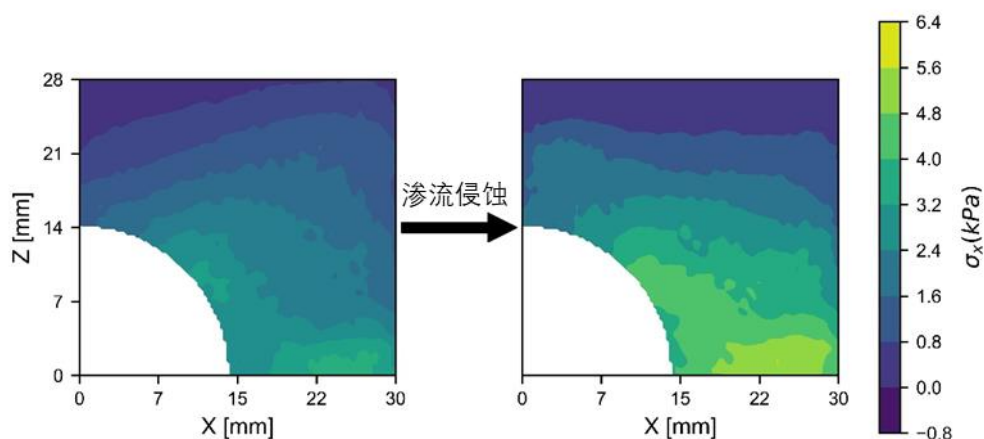
(a) Model-1 ($f_t = 6, f_c = 25\%, C/D=0.5$)



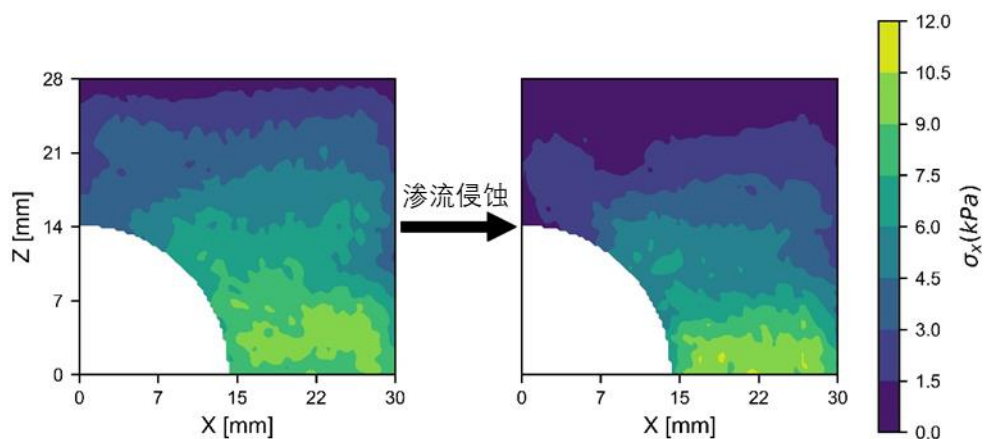
(b) Model-2 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.0$)



(c) Model-3 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.5$)



(d) Model-4 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=0.5$)



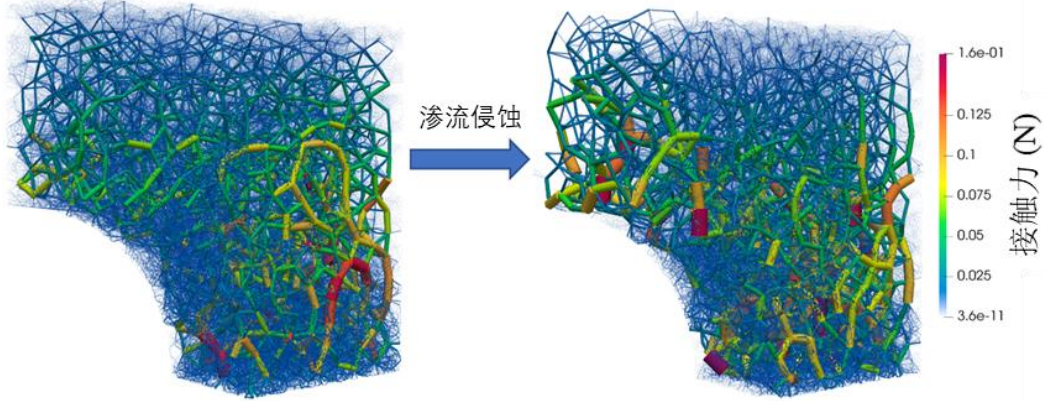
(e) Model-5 ($f_r = 8, f_c = 25\%, C/D=0.5$)

图 5.17 渗流前后各模型的水平应力 (σ_x) 场

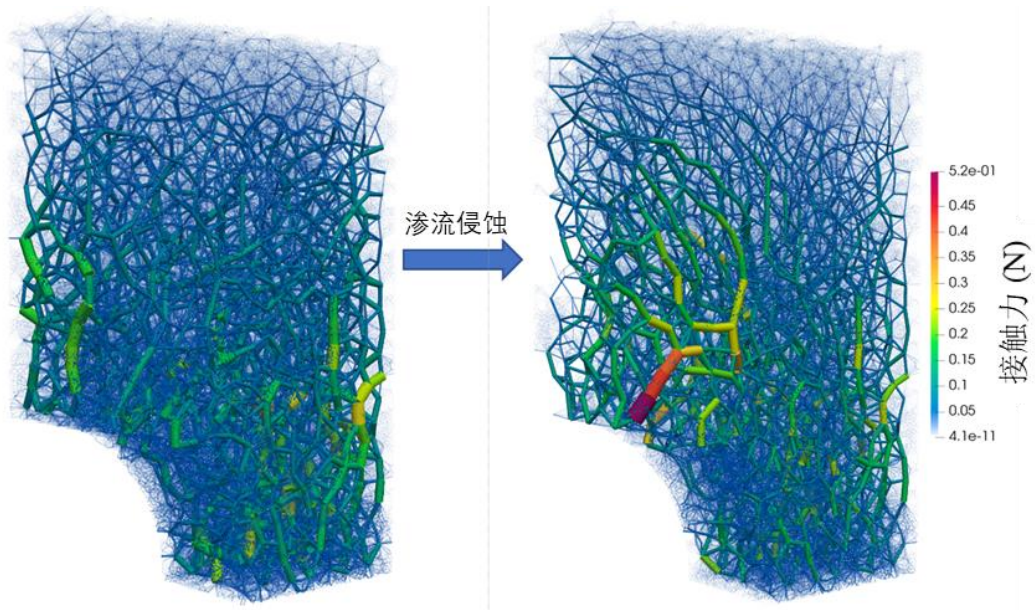
5.3.4 微观组构分析

借助于 DEM 的特性，每个颗粒间接触相关信息均可被记录，如接触法向、法向接触力、切向接触力等。渗流侵蚀过程中，细粒流失除导致前文所述各种宏观变化外，微观层面必然也会发生相应的变化。因为对渗流侵蚀过程中微观组构的分析研究有助于更好的了解各模型的变化。首先，图 5.18 为各模型渗流侵蚀前后力链组成的变化。图中的每一段圆柱体代表一个接触，圆柱体的两端连接接触相应两颗粒球心，故可以通过圆柱体的长度来判别接触类型（粗-粗、粗-细、细-细）。而圆柱的半径（或粗细）和颜色表示了这一接触力的大小。渗流侵蚀前，接触力随着深度的增加而逐渐增大，同时在水平方向上呈均匀分布。渗流侵蚀后，隧道裂隙周边的颗粒间接触力增大，接触力分布开始呈不均匀分

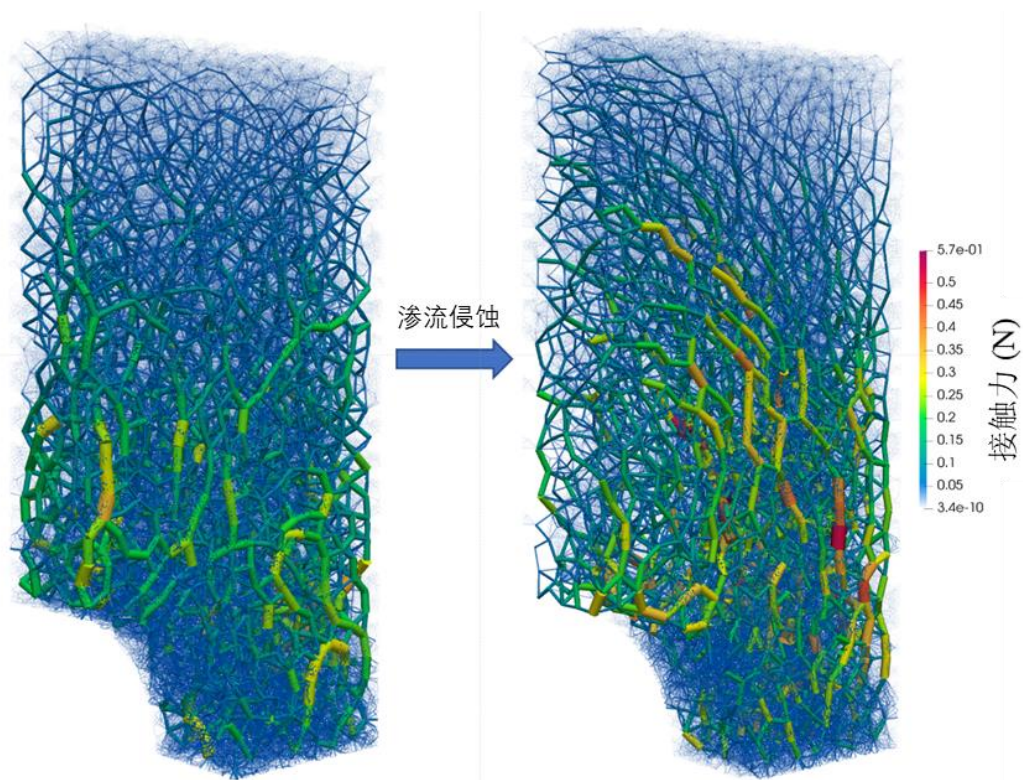
布。与图 5.16 和图 5.17 类似，随着模型大小的增加，力链重分布区域的面积和强力链大小明显增加。比较 Model-1 和 Model-4，无论渗流侵蚀前亦或是渗流侵蚀后，较大的细粒含量（ $f_c = 35\%$ ）会使得力链的分布更为均匀。而在 Model-5 中，其细粒流失量大，大量细-细接触随之消失，可观察到其渗流后裂隙周边主要为粗-粗接触及粗-细接触。



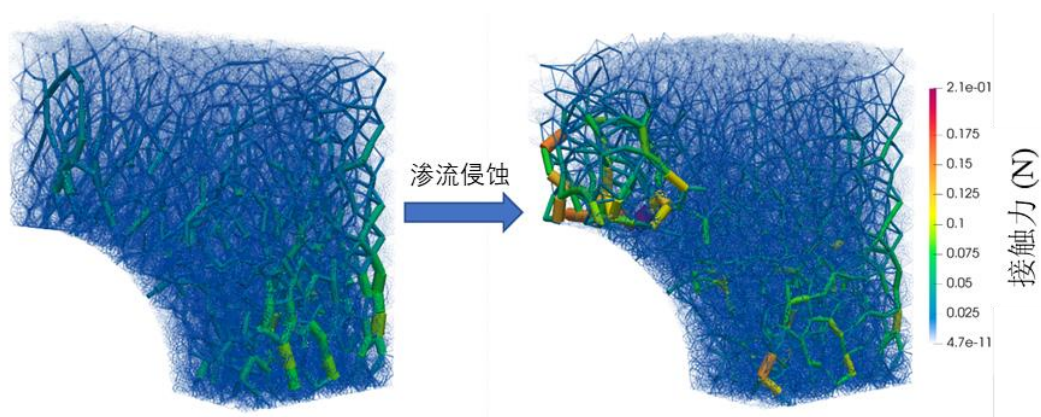
(a) Model-1 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=0.5$)



(b) Model-2 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.0$)



(c) Model-3 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.5$)



(d) Model-4 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=0.5$)

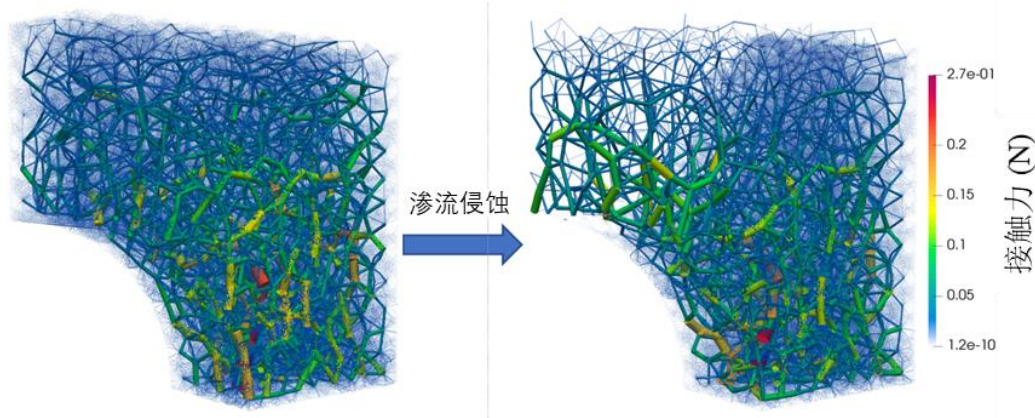

 (e) Model-5 ($f_r = 8, f_c = 25\%, C/D=0.5$)

图 5.18 渗流前后各模型中的力链分布

此外，组构各向异性这一特征常被用于分析散体材料的接触组构。在过往的研究中，为了定量的研究组构各向异性的演变，一些研究者通过一些各向异性参数来量测各向异性的程度在各种试验条件下的变化（Gu 等，2018，2015，2014）。由前文可知，在本章模拟涉及的模型中，渗流前后应力分布、细粒含量及孔隙比变化最剧烈的区域均发生在隧道裂隙上方。因此针对接触组构变化，图 5.19 所示区域的接触信息被采集用以计算各向异性参数从而反映渗流侵蚀带来的组构变化。图 5.20 展示了 Model-5 中特定区域接触法向、法向接触力及切向接触力空间三维分布渗流前后的变化作为一个示例。通过计算标量各向异性参数 a_r 、 a_n 和 a_t 以分别量化接触法向、法向接触力和切向接触力分布各向异性。这些参数的相关定义简述如下。首先引入一个二阶组构张量（Rothenburg 和 Bathurst, 1989; Sitharam 等, 2002），此张量来自于接触法向三维空间分布的统计。此组构张量的定义如下：

$$R_{ij} = \int_{\Omega} E(\Omega) n_i n_j d\Omega = \frac{1}{N} \sum_{c \in N} n_i n_j \quad (5.2)$$

其中 n_i 为 i 方向的单位接触法向， N 为统计区域内接触总数， $E(\Omega)$ 为单位球体的分布函数。

相似的，法向接触力与切向接触力在三维空间中的分布同样可以通过二阶张量表示（Guo 和 Zhao, 2013）：

$$F_{ij}^n = \frac{1}{4\pi} \int_{\Omega} \bar{f}^n(\Omega) n_i n_j d\Omega = \sum_{c \in N} \frac{f^n n_i n_j}{N(1 + \alpha_{kl}^r n_k n_l)} \quad (5.3)$$

$$F_{ij}^t = \frac{1}{4\pi} \int_{\Omega} \bar{f}^t(\Omega) t_i n_j d\Omega = \sum_{c \in N} \frac{f^t t_i n_j}{N(1 + \alpha_{kl}^r n_k n_l)} \quad (5.4)$$

其中 $\bar{f}^n(\Omega)$ 和 $\bar{f}^t(\Omega)$ 分别为法向接触力和切向接触力空间分布， α_{ij}^r 是接触法向

的二阶各向异性张量，可由二阶组构张量偏量 (R'_{ij}) 推导而来：

$$a_{ij}^r = \frac{15}{2} R'_{ij} \quad (5.5)$$

而后可用标量各向异性参数来量化接触法向各向异性程度：

$$a_r = \sqrt{\frac{3}{2} a_{ij}^r a_{ij}^r} \quad (5.6)$$

类似地，我们可应用两参数 α_n 及 α_t 来分别量化法向接触力和切向接触力各向异性：

$$a_{ij}^n = \frac{15}{2} F_{ij}^{n'} / \bar{f}_0^n \quad (5.7)$$

$$a_{ij}^t = 5 F_{ij}^{t'} / \bar{f}_0^n \quad (5.8)$$

$$a_n = \sqrt{\frac{3}{2} a_{ij}^n a_{ij}^n} \quad (5.9)$$

$$a_t = \sqrt{\frac{3}{2} a_{ij}^t a_{ij}^t} \quad (5.10)$$

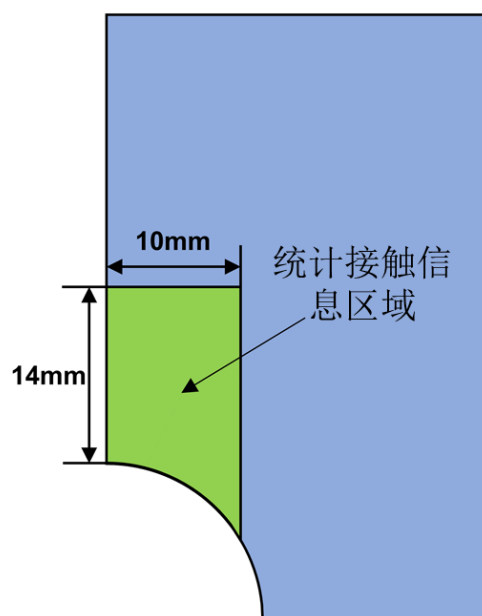


图 5.19 用以采集接触信息的特定区域

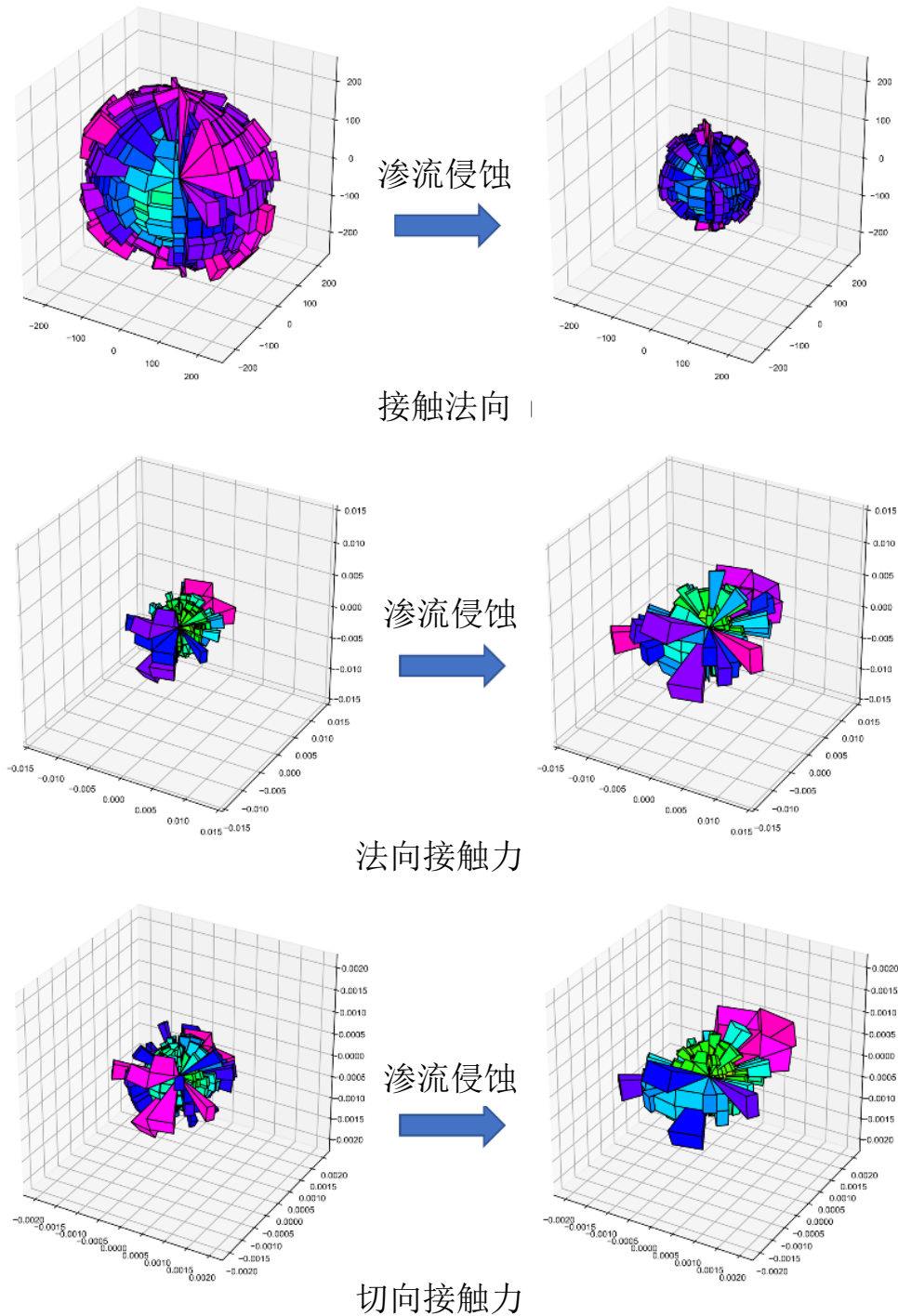
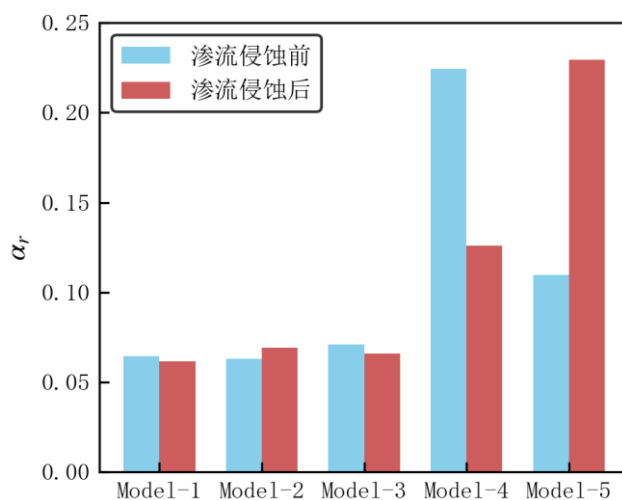


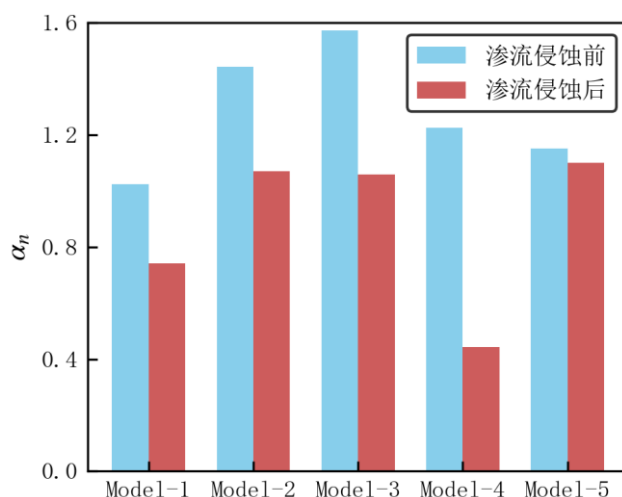
图 5.20 Model-5 中接触法向、法向接触力、切向接触力三维空间分布渗流前后变化

本章模拟中五个模型的各种各向异性参数变化情况如图 5.21 所示。对于拥有同样级配的 Model-1、2、3 来说，渗流前后 a_r 值变化均较小且值相近。对比 Model-1、4、5，其初始 a_r 值差异较大。说明即使是利用一种生成相对各向同性试样的方法，生成各向异性程度较小的试样，但试样间不同的颗粒级配依然会较为显著的影响试样接触法向各向异性程度。同时 Model-4 的 a_r 值渗流侵蚀过

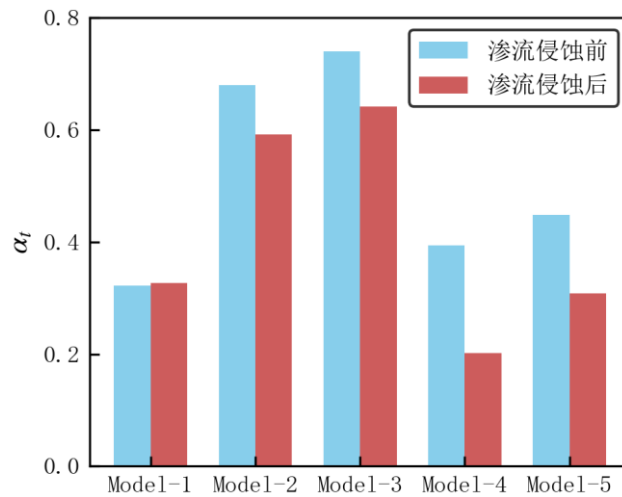
后减小，而 Model-5 的 a_r 值渗流侵蚀过后明显增大。同时 5 个模型中 a_n 和 a_t 均呈明显下降。这一现象可联系应力重分布解释，渗流前由于模型中土体处于 K_0 应力状态，大主应力方向为垂直地面方向，故各试样中存在一定的法向与切向接触力初始各向异性。渗流发生后，裂隙上部土体流失，上部力链倾向于呈拱形以承载上部土体，土拱的出现使得水平方向接触力变大，因而导致 a_n 和 a_t 均呈明显下降。通过图 5.18 可发现渗流前主要强接触呈垂直分布，渗流后各模型裂隙周边出现较强的水平向强接触。同时各模型中渗流前后 Model-5 的 a_n 下降程度最低，与渗流后裂隙周边管片 Model-5 压力最小相对应。



(a) 接触法向各向异性程度



(b) 法向接触力各向异性程度



(c) 切向接触力各向异性程度

图 5.21 渗流前后各向异性参数变化

5.3.5 土体力学特性变化

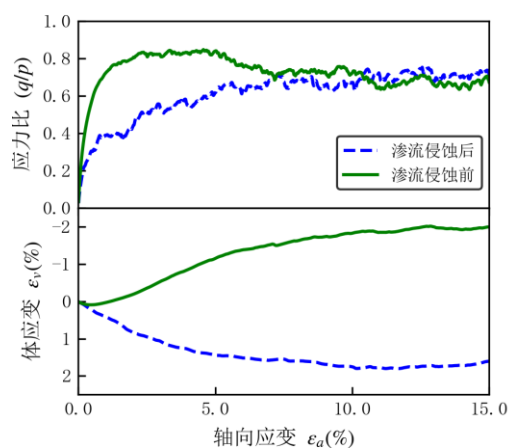
如前文所述，渗流侵蚀会引起裂隙附近的细粒含量减少和孔隙率的增加。细粒含量和孔隙比的变化会显著的影响强度、模量和临界状态线位置等力学特性（Yin 等，2016b，2014）。工程实践中，渗流侵蚀引起的土体强度和变形特性的变化可能会导致各类工程灾害，如沉降、沉陷等。为详细研究隧道裂隙附近土体渗流前后的力学特性变化，本章对渗流前后裂隙附近土体的强度和变形特征进行了模拟试验研究。

因研究对象为裂隙附近土体，图 5.19 中特定区域作为强度测试的代表区域。各个模型此区域中的孔隙比和细粒含量被计算汇总于表 5.4 中。共制备了 10 个与 5 个隧道模型渗流前后的孔隙比和细粒含量相同的立方体试样。具体的生成特定初始孔隙比样品的制作方法可参考 Gu（2014）。即分两阶段控制成样过程中颗粒间的摩擦系数，并不断调整颗粒间摩擦系数，直至制得具有目标孔隙比的试样。而后对试样进行三轴试验，三轴试验中的围压即为相应隧道模型所处位置的平均压力。例如，埋深比为 0.5、1.0、1.5 的模型对应的围压分别为 9kPa、27kPa、45kPa。10 个试样的三轴加载试验结果如图 5.22 所示。由图可观察到，渗流前的 5 个试样体变特性均表现为剪胀，强度随试验的进行先增加而后逐渐平稳趋向临界状态强度。而渗流侵蚀后的试样则表现出因细粒流失和孔隙比增加产生的剪缩现象，强度呈现出先增大而后减小再趋向于临界状态强度的应变软化现象。渗流前后试样强度最终趋向于较为一致的临界状态强度。为研究埋深比和级配对强度及模量的影响，渗流侵蚀前后的峰值应力比之差与 E_{50} （在本

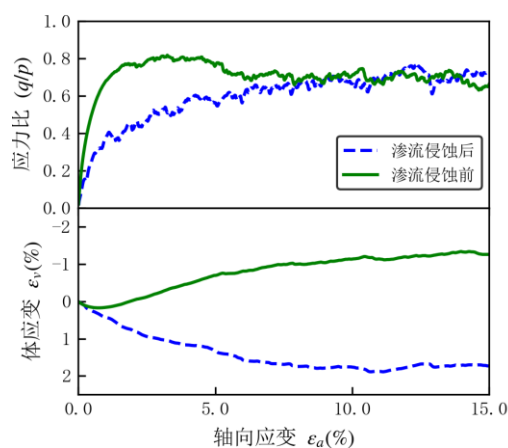
章中定义为开始剪切后达到峰值强度一半时对应的偏应力与轴向应变之比) 的比值。在所有 5 组试样中, 由于渗流侵蚀, 峰值应力比和刚度普遍降低。而 Model-4 的应力差和 Model-5 的刚度比值明显大与其他模型, 说明了级配的显著影响。

表 5.4 计算区域中渗流后的细粒含量及孔隙比

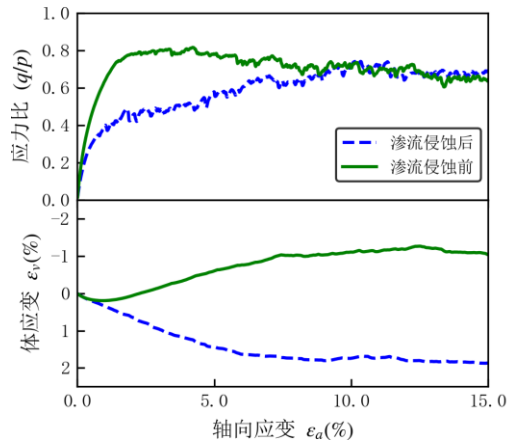
模型编号	细粒含量, f_c	孔隙比, e
Model-1	15%	0.529
Model-2	17.4%	0.532
Model-3	13.2%	0.552
Model-4	23.6%	0.432
Model-5	0.459%	0.766



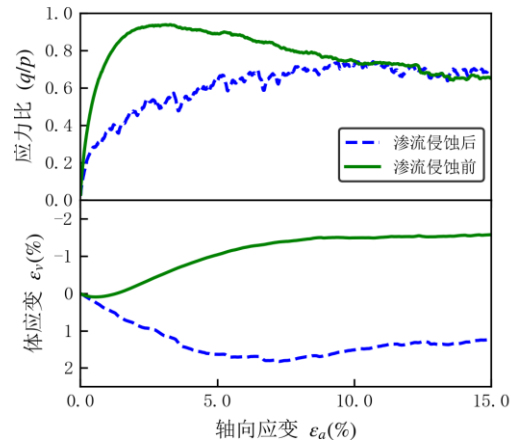
(a) Model-1 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=0.5$)



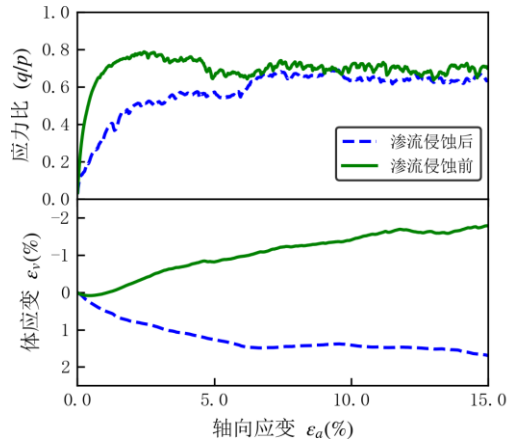
(b) Model-2 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.0$)



(c) Model-3 ($f_r = 6, f_c = 25\%, C/D=1.5$)



(d) Model-4 ($f_r = 6, f_c = 35\%, C/D=0.5$)



(e) Model-5 ($f_r = 8, f_c = 25\%, C/D=0.5$)

图 5.22 各模型对应试样的三轴试验结果

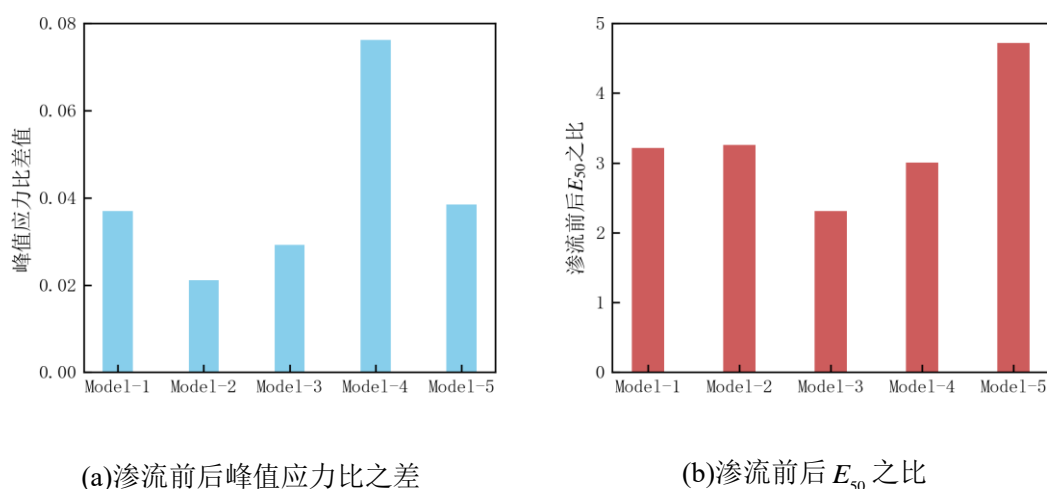


图 5.23 对应渗流前后试样的最大应力比差值与刚度比值

为评价临界状态线的移动，接下来对 15 个试样进行了三轴试验，试样具体信息见表 5.5。选取了与相应模型对应的 5 种具体的细粒含量和孔隙比的组合，“细粒含量为 0”组为一特定参照组。试样中对 5 组细粒含量孔隙比组合分别采用三种不同围压(9kPa、27kPa、45kPa)进行成样和三轴试验。而后得到的 15 个样品的临界状态信息如图 5.24 所示。图中结果说明了渗流侵蚀或者说由细粒流失会引起相关土样的临界状态线的移动（由原始位置向细粒含量为 0 对应临界状态线位置移动）。同时移动程度受级配影响。

表 5.5 15 个试样的简略信息

对应模型	细粒含量, f_c	孔隙比, e	围压, $p(\text{kPa})$
Model-3 渗流后	13.2%	0.552	9, 27, 45
Model-3 渗流前	25%	0.337	9, 27, 45
Model-4 渗流后	23.6%	0.432	9, 27, 45
Model-4 渗流前	35%	0.351	9, 27, 45
细粒含量为 0	0%	0.729	9, 27, 45

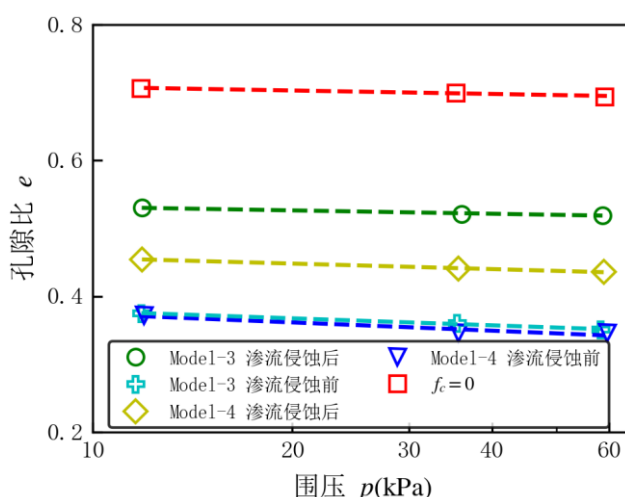


图 5.24 渗流侵蚀前后模型中不同细粒含量、孔隙比土样在 e - $lg p$ 平面上的临界状态线

5.4 本章小结

本章建立了盾构隧道周边间断级配土体渗流侵蚀的 CFD-DEM 模型，研究了土体埋深和级配对于渗流侵蚀的影响。文中具体分析了渗流侵蚀过程中细粒流失、地面沉降、应力重分布、组构各向异性、力学性能、孔隙压力的变化。同时对宏微观指标进行了分析讨论，一定程度上揭示了隧道周边土体渗流侵蚀的微观机理，提高了对这一现象的认识。本章主要结果可归纳总结如下：

(1) 土体中细粒在土压力、渗流力的共同作用下由隧道周围的裂隙流入隧道。随埋深的增加，细粒流失数量和受侵蚀区域面积随之增大。细粒含量较多的模型中细粒损失较少，粗细粒平均粒径比较大的模型中细粒损失明显增大。

(2) 在本章模拟条件下，渗流侵蚀引起的地面沉降量随埋深增加。细粒含量为 35% 的模型具有最大的地表位移量。具有较大粗细粒平均粒径比的模型发生了较大的沉降。

(3) 由于细粒流失产生的应力重分布，裂隙附近的土压力明显增大，管片上的土压力分布变为不均匀。同时作用在隧道衬砌上的土压力的重分布程度受级配影响明显。而隧道埋深比对应力重分布的影响主要体现在是应力重分布面积随埋深增大。

(4) 与应力重分布相对应，微观力链的重分布区域面积随埋深的增大而扩大。而对于微观各向异性指标，埋深对计算区域的微观参数变化影响不大。而级配对微观各向异性指标存在显著影响并和应力重分布现象相对应。

(5) 裂隙上部土体的强度、变形特性和临界状态等力学特性在渗流侵蚀过程中会发生较大变化。在渗流侵蚀后，裂隙上部土体的强度和刚度均呈现出

同程度的下降。同时通过补充三轴试验确认了渗流侵蚀会引起土样临界状态线位置的变动，不同细粒含量的土体受影响程度不一。

第6章 隧道管片裂隙尺寸对渗流侵蚀过程的影响研究

6.1 引言

隧道周边土体渗流侵蚀从而引起隧道变形、土表沉降或塌陷往往是一个恶性循环过程。细粒流失会导致土体粗颗粒骨架之间产生孔隙，诱发隧道管片缝隙周边土体应力重分布，同时致使土体强度降低。管片上土压力的重分布可致使缝隙周边管片变形进一步扩大裂隙。另一方面，细粒流失致使隧道发生一定程度不均匀变形与沉降，从而也会扩大管片接缝处的裂隙尺寸。扩大的裂隙尺寸会加剧细粒流失，甚至当裂隙尺寸较大时，粗颗粒也会进入隧道，致使隧道破坏无法运营。如俄罗斯圣彼得堡地铁一号线已运营区间因常年漏水漏砂导致隧道坍塌、并最终废弃 (Wallis, 2002)。1977~1980 年间，美国密歇根三条隧道因隧道渗流漏水漏砂破坏 (Neyer, 1984)。后续调查表明，这三条隧道存在开放的施工缝及冷接缝，隧道周边土体大多为细砂、中砂、砂质粉土等高渗透性土体。同时土体侵入隧道的质量与管道位置与开缝大小相关，土体渗入管道导致隧道失去底部和侧向支撑最终破坏。

针对隧道裂隙尺寸，戴轩 (2016) 通过室内试验研究了不同裂隙宽度对隧道漏水漏砂的影响，研究了各种试验条件下的临界缝宽。高程鹏 (2017) 研究了隧道裂隙尺寸与位置的影响，其试验结果表明隧道裂隙尺寸对渗流侵蚀结果影响相对裂隙位置更为明显。

结合过往工程经验及过往室内试验研究成果，对于某种特定级配土体，管片裂隙的尺寸对于砂土渗流量的大小、流失模式、流失是否收敛具有决定性影响。同时隧道周边土体渗流侵蚀这一恶性循环过程中，管片裂隙尺寸往往会不断扩大，导致渗流侵蚀过程中出现流失模式的不断发展，如由收敛流失模式转变为不可收敛的流失。故对于管片裂隙尺寸对于隧道渗流侵蚀过程的影响及其相关的微观机理研究十分必要。过往室内试验针对管片裂隙尺寸的研究虽然可以从砂土、水流失量等方面对缝宽影响进行分析，但受限于试验条件，微观机理较难探明，例如土拱效应、微观组构变化等。借助于 CFD-DEM 方法，相应微观组构问题能被较好的研究。

本章通过 CFD-DEM 方法，模拟研究了不同裂隙宽度下隧道渗流侵蚀的各种特征，如颗粒流失量、流失模式、地表沉降、渗漏水量等。证实了隧道裂隙宽度对于渗流侵蚀过程的重要影响，区分了几种对应不同宽度的渗流侵蚀模式。同时通过微观信息分析，揭示了不同渗流侵蚀模式对应的微观机理。

6.2 CFD-DEM 建模

本章中采用的级配如图 6.1 所示，其中细粒最大、最小粒径分别为 2.5mm 和 1.98mm，粗粒最大、最小粒径分别为 20mm 和 15.8mm。参考（高程鹏，2017）试验中采用级配结合计算耗时，设定粗细粒平均粒径之比为 8、细粒含量为 35%，以求尽量接近实际试验。模拟中采用的参数如表 6.1 所示。

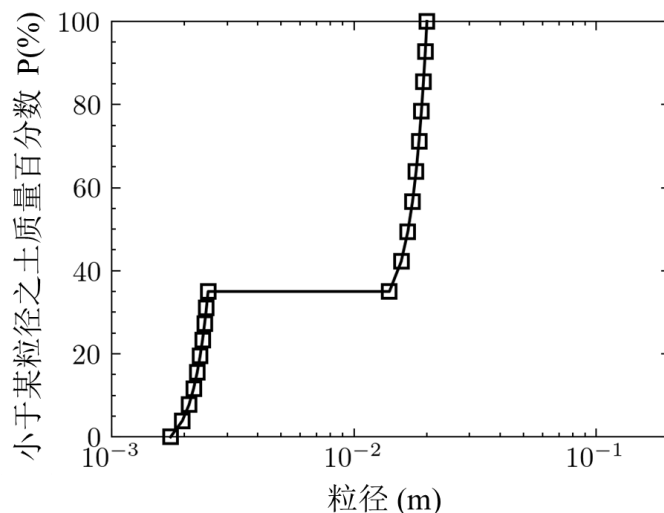


图 6.1 本章 DEM 模拟中采用的级配

表 6.1 模拟中采用的参数

参数	值
颗粒	
颗粒密度 ρ (kg/m^3)	2650
杨氏模量 E (MPa)	1×10^8
颗粒间摩擦系数 μ (-)	0.5
旋转抵抗系数 μ_r (-)	0.1
恢复系数 ε (-)	0.3
时步 Δt (s)	2×10^{-7}
泊松比 ν (-)	0.3
流体	
流体密度 ρ_f (kg/m^3)	998
时步 Δt_{CFD}	2×10^{-6}

本章使用如上级配立方体试样进行了数值模拟三轴试验，以了解此间断级配砂土试样的力学特性。此试样成样方式与三轴加载方法与前文所述相同，三轴试验中围压为 100kPa，成样过程中控制其孔隙比与后续隧道模型中土样孔隙比接近，相应试验结果可见图 6.2。加载过程中，应力比先随轴向应变增加，

而后降低最后稳定。体变在剪切过程中呈剪缩状态。

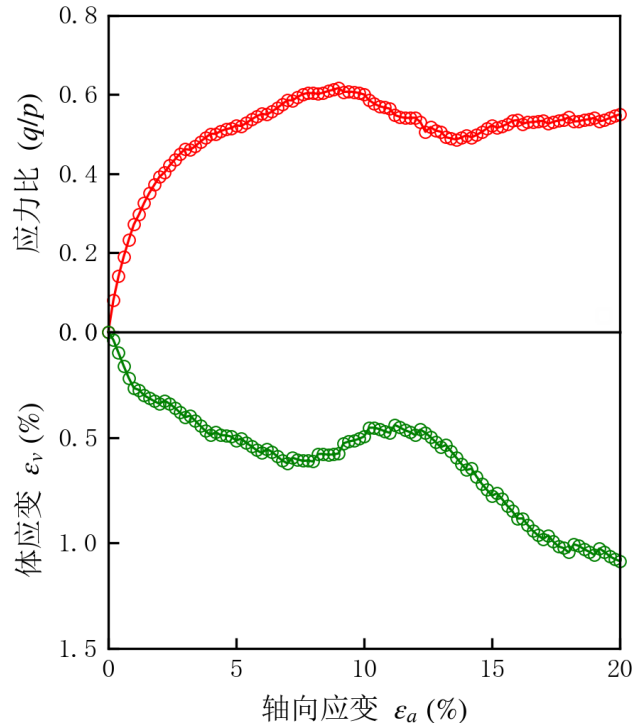


图 6.2 模拟中采用土样三轴试验结果

本章为研究裂隙宽度对渗流侵蚀影响的 CFD-DEM 模型 DEM 部分如图 6.3 所示，与第 5 章相似，借助对称性采用半隧道模型。首先通过分层欠压法生成均匀立方体试样，而后切削成预定形状。模型中隧道半径为 140mm，埋深为 280mm，本章模拟中采用的隧道埋深比为 1.0。此模型中共生成约 179 万颗粒。过往研究（Chen 等，2011；Maynar 和 Rodríguez，2005；Zeng 等，2019）指出，使用离散元方法模拟隧道相关问题时，隧道直径与平均颗粒粒径比值应超过 10。本模拟中隧道直径与粗颗粒最大粒径比值达到 14，故认为本模拟尺寸设置较为合理。模型生成后的孔隙比为 0.424，土体孔隙比随深度分布可见图 6.4，由图可见模型中孔隙比分布沿深度方向较为均匀。

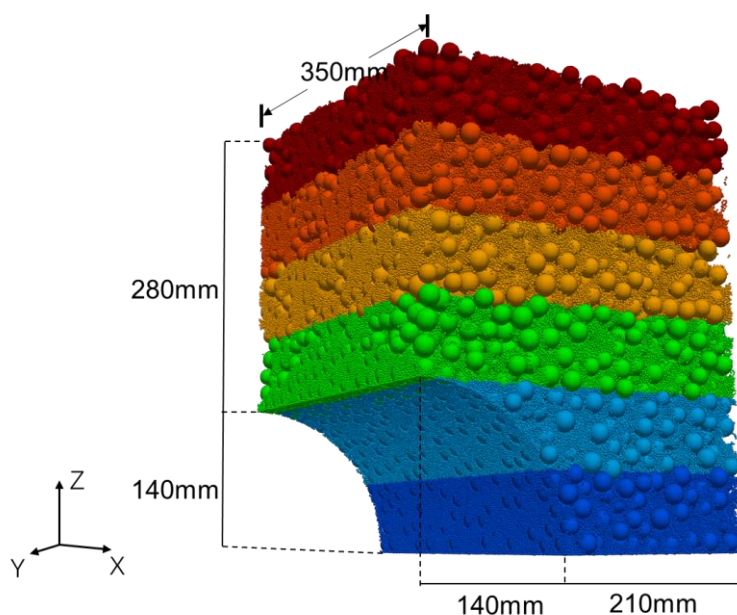


图 6.3 模拟隧道渗流侵蚀的离散元模型

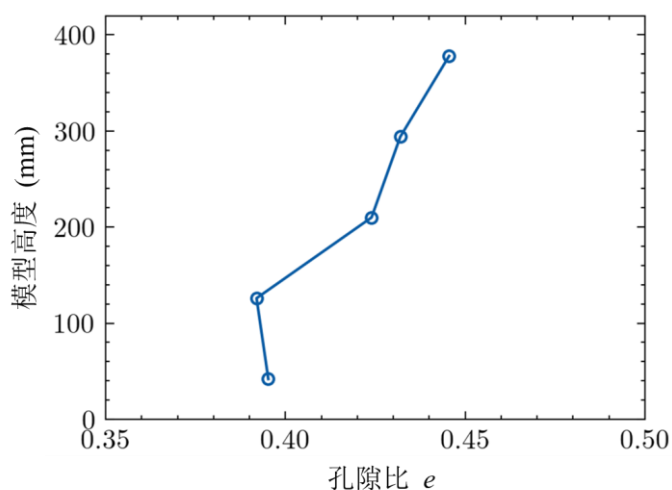
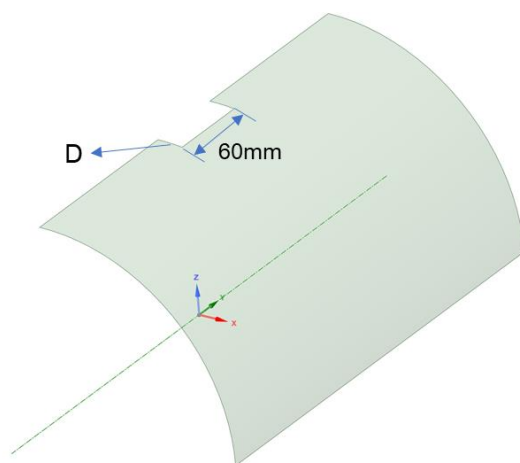


图 6.4 试样初始孔隙比随深度分布

成样完成后开始进行渗流试验。离散元部分模拟隧道墙体替换为带裂隙墙体，如图 6.5 所示，裂隙布置于隧道正上方中央位置，长度为 60mm，宽度在不同模型中不同。而后耦合流体计算域进行隧道渗流侵蚀模拟计算。

本章 CFD 部分网格如图 6.6 所示，其尺寸与离散元模型相同，CFD 边界条件与第 5 章类似，仅流失缝形式改变，以模拟与地表平齐水位下的隧道渗流问题。流失缝边界尺寸随离散元部分渗流缝大小变化而变化，与之完全相同。计算网格采用以正六面体为主方法进行划分，网格主导尺寸设置为 20mm。CFD 计算部分参数见表 6.1。



$$D = 0.87D_{100} \quad 0.9D_{100} \quad 0.93D_{100} \\ 1.0D_{100} \quad 1.07D_{100} \quad 1.13D_{100}$$

图 6.5 隧道裂隙布置形式及尺寸

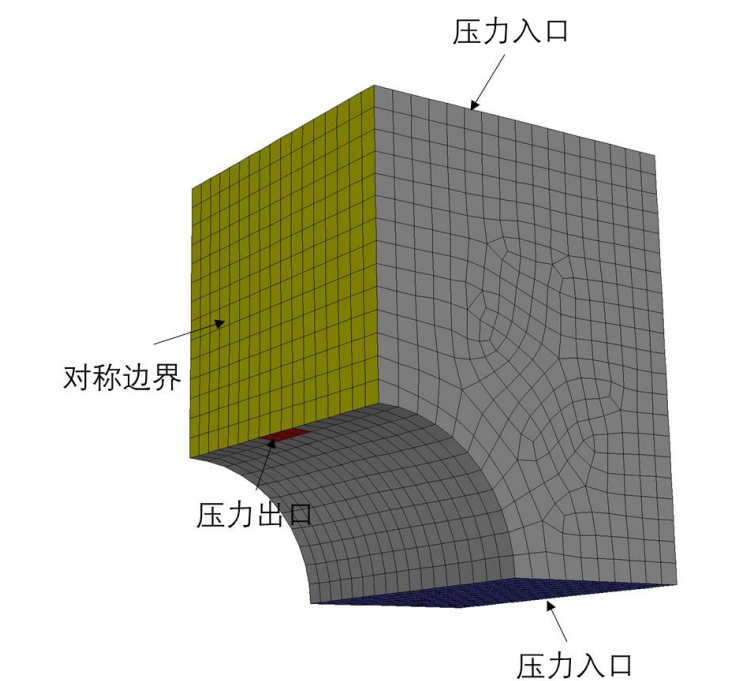


图 6.6 模拟隧道渗流侵蚀的离散元模型

6.3 结果与讨论

6.3.1 颗粒流失质量

过往试验研究（戴轩，2016）指出，隧道渗流侵蚀过程中颗粒流失模式随

裂隙宽度的变化而变化。此试验研究结果表明，当裂隙宽度小于某一界限时，砂土颗粒不会持续流失，流失量随时间变化曲线呈收敛形态；而大于临界缝宽时，土颗粒会持续流入隧道，流失曲线并不会收敛（如图 6.7）。

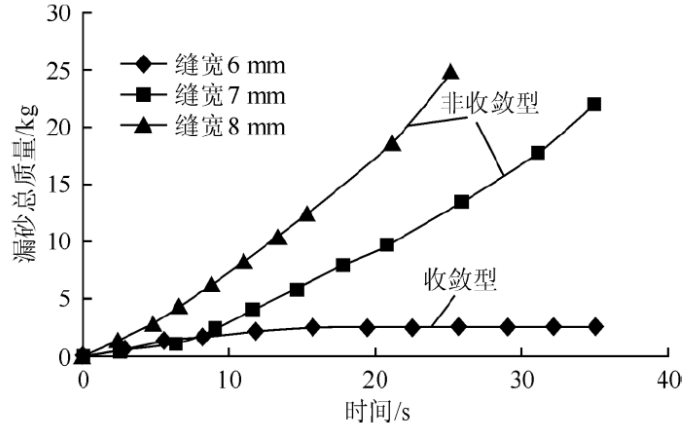


图 6.7 过往试验累积漏砂曲线（戴轩，2016）

根据实际工程案例、室内试验与本文前述模拟结果可推论，在裂隙达到其指出的相应临界缝宽前，土颗粒的流失及其引起的上部土体变化往往就已导致明显的土表沉降、隧道位移等灾害。同时在单元渗流试验与相关模拟中，临界水力梯度这一概念一般用以指代是否导致明显土颗粒流失的分界线，而不是颗粒流失收敛与流失完全的分界线。故颗粒流失收敛情形下缝宽的影响值得探讨。

图 6.8 为不同缝宽情形下颗粒流失比（颗粒流失量与总颗粒质量之比）随着时间变化曲线，其中由于收敛时间较长或不收敛，隧道裂隙宽度与最大粒径比 D/D_{100} 为 1.0、1.07、1.13 时模型试验时间为 20s，其余收敛模型试验时间为 10s。

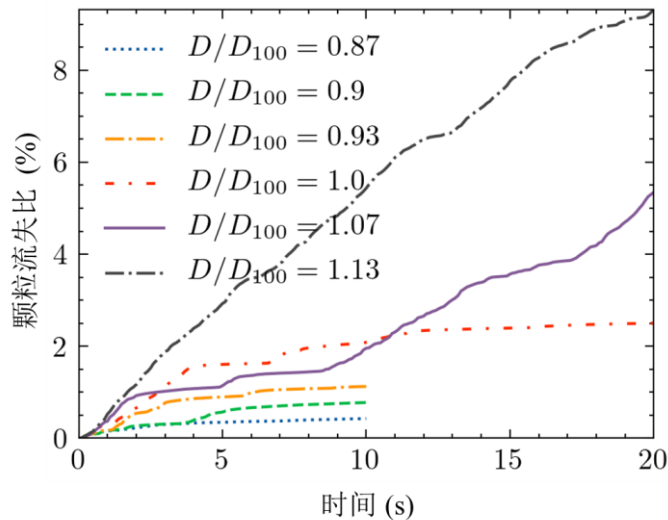


图 6.8 各模型颗粒流失比随渗流时间的变化

根据图 6.8, 可将各模型渗流侵蚀类型划分为 4 类: (1) 隧道裂隙宽度与最大粒径比 D/D_{100} 为 0.87 时, 渗流量随时间变化模式为收敛型, 即起始细粒以一定速率流失而后逐渐放缓直至完全无细粒流失。此宽度下由于隧道裂隙宽度较小, 仅有细粒通过裂隙流失。(2) 隧道裂隙宽度与最大粒径比 D/D_{100} 为 0.9、0.93、1.0 时, 渗流量随时间变化模式为收敛发散交替最终呈收敛状态。由于此时隧道裂隙宽度较大, 部分粗颗粒可通过裂隙流失。存在粗颗粒流失时, 流失曲线呈发散状态, 而后粗颗粒流失后仅细粒流失时流失曲线转变为收敛状态。单纯细粒流失(收敛型)一段时间后, 土体骨架发生一定变化。同时裂隙附近土体孔隙比增大, 流体流速以及作用在颗粒上的渗流力增大。这使得原本部分不可流失粗颗粒转变为可流失状态, 此时流失曲线转变为发散状态。在此种流失模式中, 收敛与发散两种流失模式交替, 直至稳定土拱形成, 最终呈收敛状态。(3) 隧道裂隙宽度与最大粒径比 D/D_{100} 为 1.07 时, 渗流量随时间变化模式为收敛发散交替最终呈发散状态。此宽度下, 流失曲线可观察到明显的收敛发散交替, 此时流失状态与模式(2)相似。然而由于此时宽度明显大于最大粗颗粒直径, 土拱无法稳定存在, 细粒稳定流失一定时间后流失模式转变为持续发散, 即粗颗粒持续流失, 无法形成稳定土拱。(4) 隧道裂隙宽度与最大粒径比 D/D_{100} 为 1.13 时, 裂隙宽度大于所谓“临界宽度”, 渗流全过程中流失模式持续为发散型, 流失全过程中完全无法形成土拱。若渗流时间持续, 土颗粒会完全流失。

综上, 本章数值模拟试验结果表明, 除过往试验指出的两种典型流失模式(“发散”、“收敛”)外, 还可更为细致的划分出其他两种流失模式。随着裂隙宽度的逐渐增大, 渗流侵蚀过程中颗粒流失量随之增大, 流失模式逐步发生转变。相较于过往试验结果, 本模拟通过更为细致的裂隙宽度设置与流失量监测, 补充了裂隙宽度对隧道渗流侵蚀影响的认识。

6.3.2 颗粒位移场

细粒在水力作用下流失后, 未流失的粗颗粒与周边颗粒接触发生改变, 因而在水力和土压力作用下发生不同程度的位移, 代表着土骨架在渗流侵蚀过程中的变动。为观察不同模型中土体移动情况, 将不同模型渗流后粗颗粒位移场进行可视化处理。将粗颗粒根据其渗流前后位移大小标记为不同的颜色, 以此展现渗流侵蚀前后土体位移变化。由于细颗粒在渗流侵蚀过程中较少参与土骨架形成、同时移动程度较大且流失出土体进入隧道, 将其颜色统一标记为灰色。图 6.9 展示了 $D/D_{100}=1.0$ 模型 $t=5s$ 时粗颗粒位移场, 图中位移值为颗粒当前时刻相对于渗流前的位移。由图可知最大位移发生裂隙中部, 即模型中部。故

后续模型渗流后位移场以图 6.9 中剖面位置所截取平面为显示平面。裂隙宽度较大时，流失模式发散颗粒流失持续发展直至完全流失，试验结束时流失尚未结束且位移场发展模式较为单一。裂隙宽度较小时，颗粒流失量较小，土体整体位移不明显。故选择 $D/D_{100}=1.0$ 模型渗流过程中四个阶段的位移场展现渗流侵蚀过程中土体位移变化微观机理，见图 6.10，图中为更清晰展示粗颗粒位移场，对细颗粒进行了一定程度的透明化处理。由图可以观察到，渗流起始阶段 ($t = 5s$) 裂隙周边细粒流失导致其附近出现一定范围的粗粒化区域，即细粒含量极低甚至不含细粒区域。此区域中的粗颗粒由于失去细粒支撑也发生较大的位移进行土骨架重构，进而影响上部土体使其发生一定程度的移动，但此时由于土拱的存在，土体表明未发生显著位移。随着土颗粒流失的持续进行，细粒化区域持续扩大 ($t = 10s$)，受影响进而发生移动的土体范围也随之增大，发生较明显位移的土体范围沿深度与宽度方向均有拓展。 $t = 15s$ 时可观察到土体位移区域拓展至地表，诱发土表面明显位移。而由于渗流后期 ($t = 20s$) 裂隙周边土体重新生成稳定架构，其周边细粒在早先渗流阶段充分流失，故此阶段细粒流失量极少，可观察到此阶段土体基本不发生进一步变动。

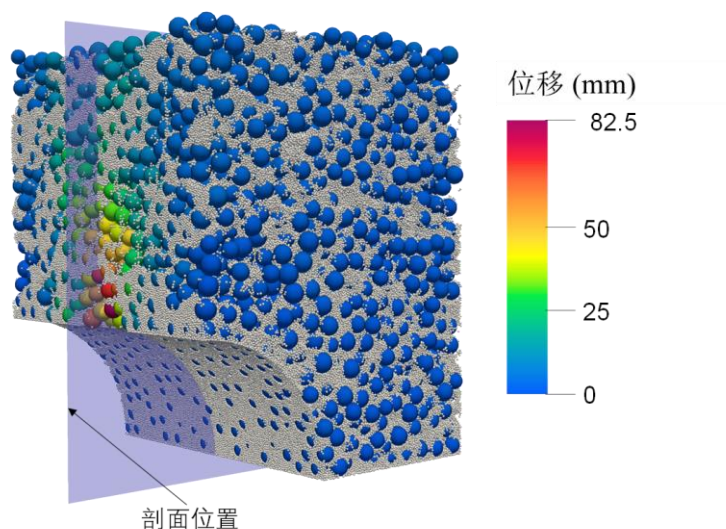


图 6.9 $D/D_{100}=1.0$ 模型 $t = 5s$ 时粗颗粒位移场

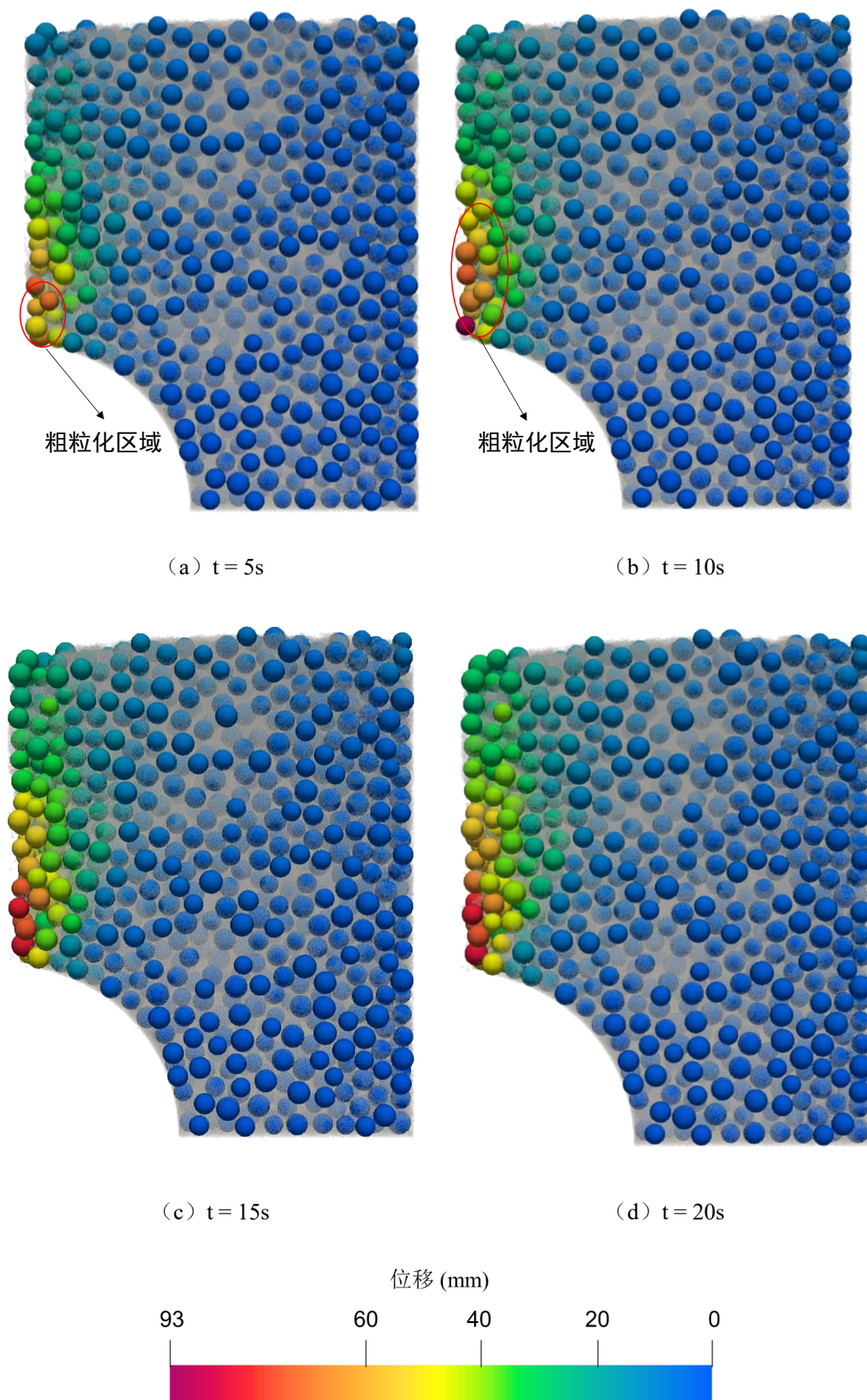
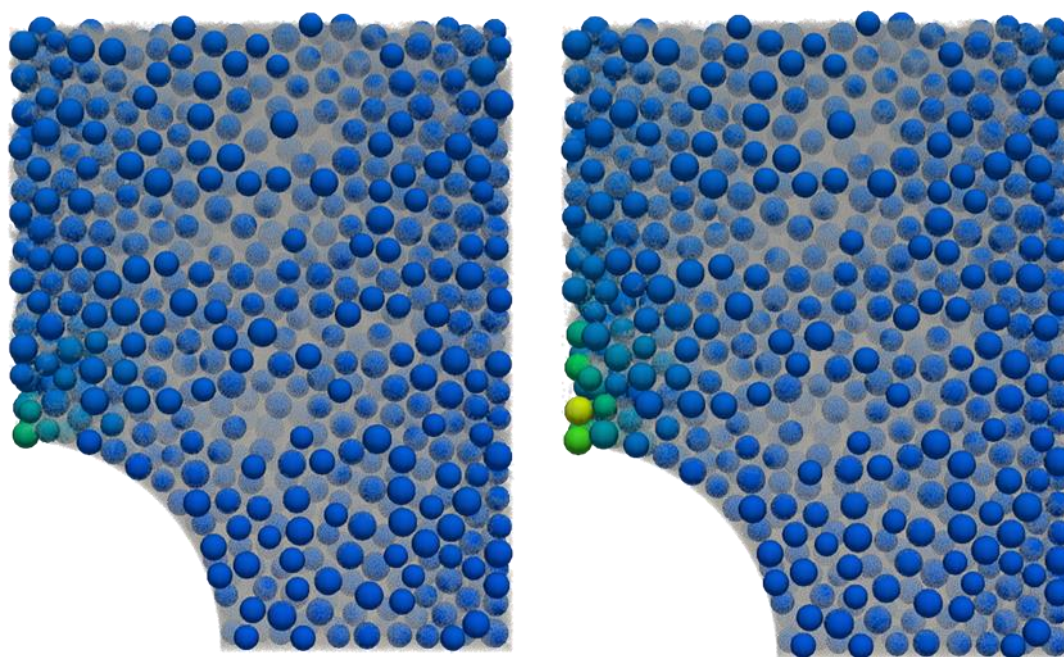
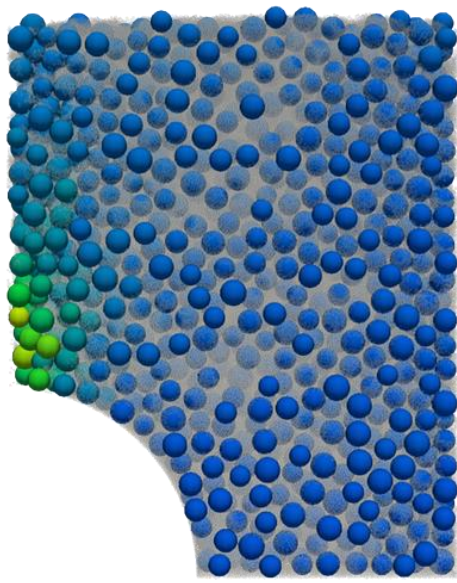


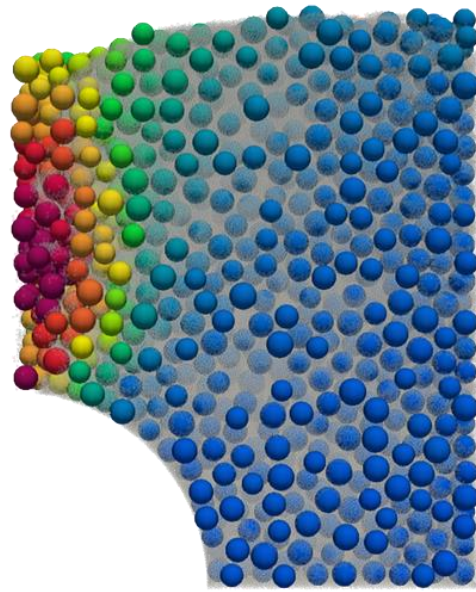
图 6.10 $D/D_{100}=1.0$ 模型渗流过程中位移场变化 (裂隙中部剖面)

图 6.11 为各模型渗流侵蚀完成后的位移场，当隧道裂隙宽度较窄时 ($D/D_{100} = 0.87、0.9、0.93$)，细粒流失量小，渗流完毕时土体发生明显位移区域也并未达到地表，土体移动范围仅限于隧道裂隙附近。当裂隙宽度较小时粗粒化区域与土体位移区域随裂隙宽度增加而略微增加，并不十分显著。当隧道裂隙宽度较宽时 ($D/D_{100} = 1.07、1.13$)，土体持续流失，裂隙上部区域直至地表均转变为粗粒化区域，粗颗粒发生较大程度位移，当裂隙宽度增大时，粗粒化区域面积扩大从而引起的土表位移加大。需要注意的是裂隙宽度较宽颗粒流失模式为发散时，由于颗粒流失持续进行，此状态并不是渗流后最终稳定状态。

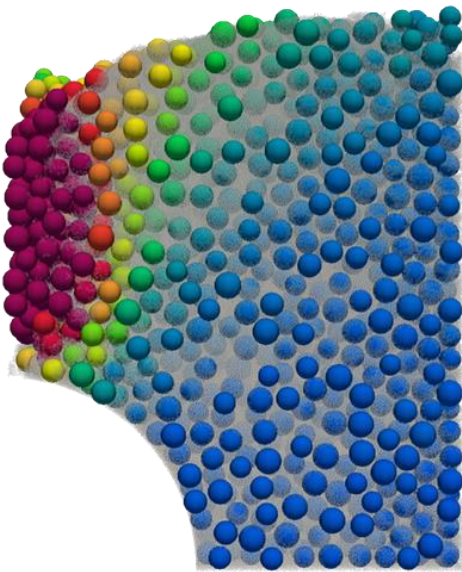
(a) $D/D_{100} = 0.87$ (b) $D/D_{100} = 0.9$



(c) $D/D_{100} = 0.93$



(d) $D/D_{100} = 1.07$



(e) $D/D_{100} = 1.13$

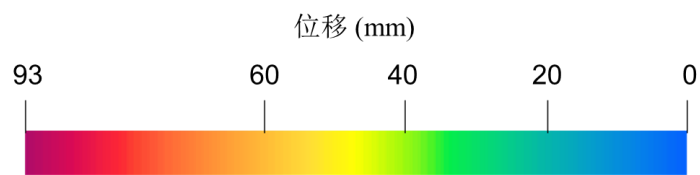


图 6.11 各模型渗流侵蚀结束后位移场

6.3.3 地表位移

如前文所述，颗粒流失会引起土体流失和土体力学特性变化，从而引起土表位移。本章计算土表位移区域如图所示，图 6.12 为裂隙长度所在位置及尺寸对应截取区域。由上一节土颗粒位移情况可知，此区域土表位移由于接近裂隙，土表位移表现最为显著。图 6.13 为各模型渗流过程中土表位移情况。与位移场结果相对应，裂隙宽度较小时基本无明显位移产生，而后随着裂隙宽度的增加土表位移值不断增大。同时呈现出靠近裂隙处位移值大，远离裂隙处位移值较小的特征。同时观察发生较大位移的模型（ $D/D_{100}=1.0$ 、1.07、1.13），渗流初始阶段虽然已存在一定量的颗粒流失，但未发生明显的土表位移，但随着时间的进行，土表位移值陡增。说明渗流初始阶段颗粒流失影响的土体范围有限，土体中形成土拱承载了上部土体使其不发生较大位移，然而随着颗粒流失的加剧土拱塌陷，而后形成新的土体骨架，故发生较大土表位移。图 6.13 渗流过程中各模型中发生的位移

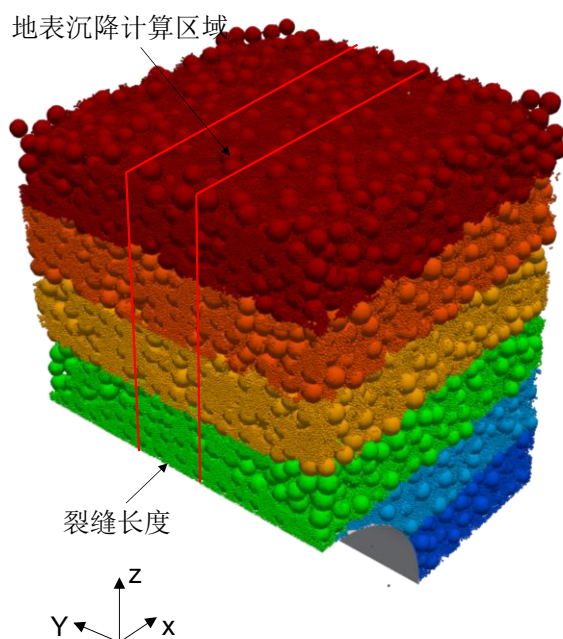


图 6.12 土表位移计算区域示意图

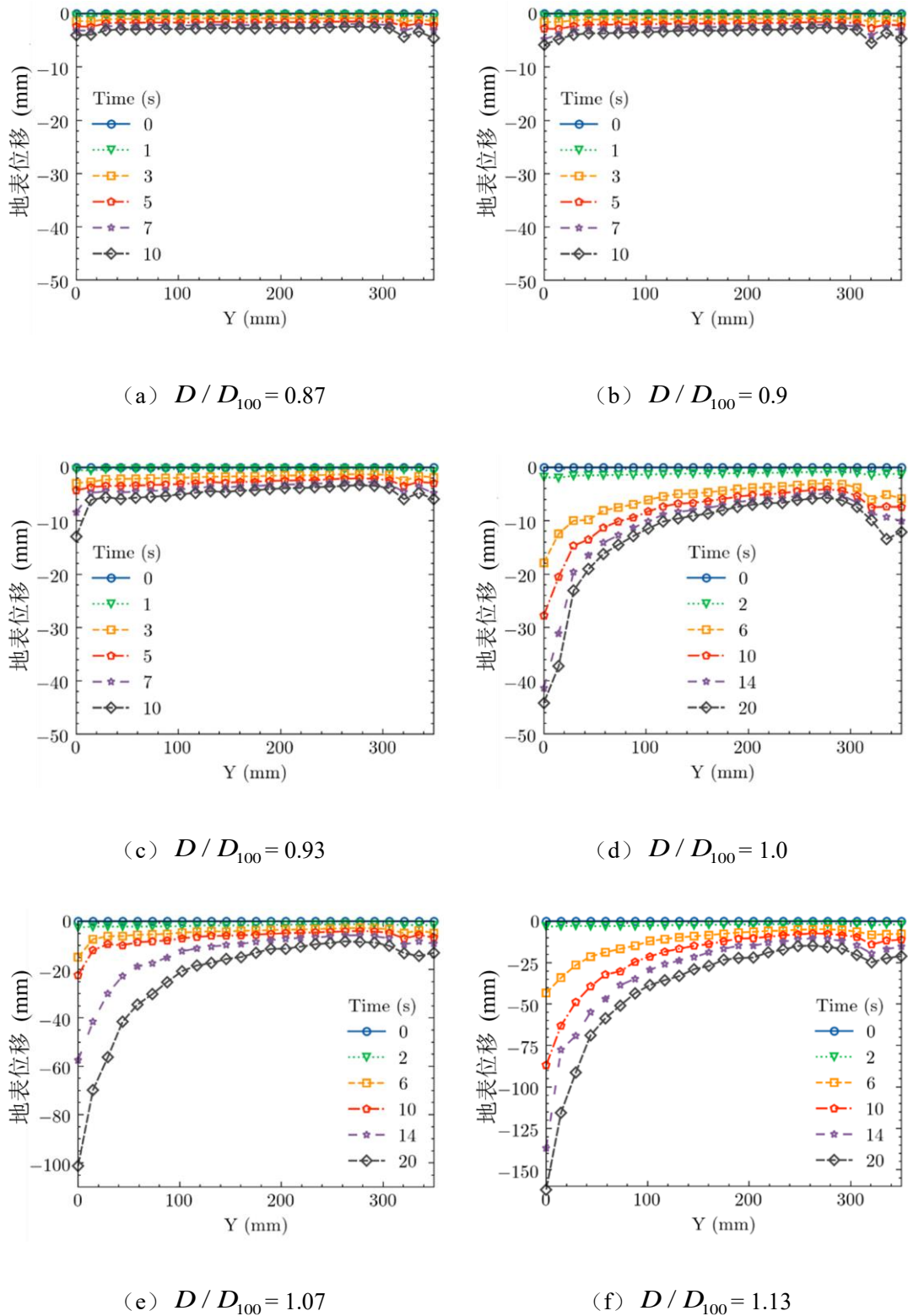


图 6.13 渗流过程中各模型中发生的位移

6.3.4 水流失量

隧道渗流问题中，渗流过程中水流失量的监测、记录、研究十分重要，过

往室内试验研究均有关关注这一问题。借助于 CFD-DEM 耦合模拟中的 CFD 部分, 本章渗流侵蚀模拟过程各模型中通过隧道裂隙流失水量及速率被记录。图 6.14 为各模型渗流侵蚀过程中水流失体积速率随时间变化情况。其中水流失体积速率大致随着隧道裂隙宽度的扩大而增大。对于对应颗粒流失模式为收敛型的模型, 其水流失体积速率随时间发展较为稳定, 如 D/D_{100} 为 0.87 模型, 其流失曲线除起始阶段稍有波动外, 全程基本保持稳定。对于颗粒流失收敛发散交替模型, 水流失曲线在颗粒流失发散阶段波动较大且流失速率较大, 颗粒流失收敛阶段流失量较稳定, 流失速率基本不变。如 D/D_{100} 为 0.9、0.93、1.0 时, 其渗流过程后段水流失速率均较稳定。而对于颗粒流失模式主要为发散的模型, 如 D/D_{100} 为 1.07、1.13 时, 水流失体积速率明显大于其它模型且全程波动较大。

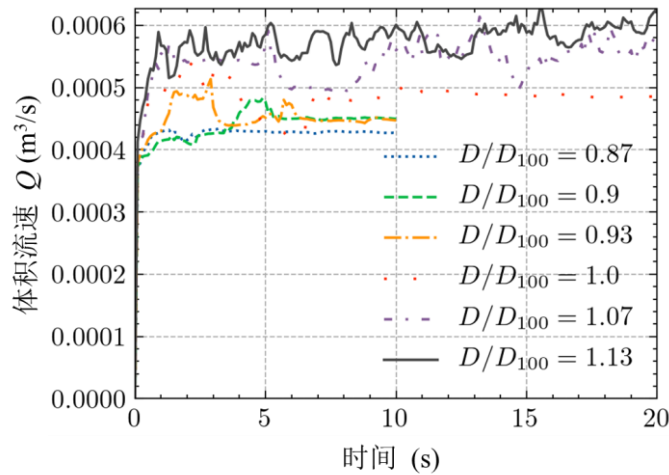


图 6.14 不同模型渗流过程中水流失速率

图 6.15 为模拟过程中各模型水流失体积随时间的变化, 各模型水流失体积与时间均大致呈直线关系, 同时流失量随着裂隙宽度的增大而增大, 同时颗粒流失发散型模型其水流失量明显大于收敛型。这些特征与实际试验 (高程鹏, 2017) 中水流失量与时间关系特征 (图 6.16) 符合较好, 即均大致呈直线形态且根据收敛型与发散型不同流失量产生显著差异。图 6.17 为渗流过程中不同模型中水流失质量与砂土流失质量的变化关系。由此可知, 随着水流失量的增加, 砂土流失量不断增加。随着渗流过程的进行, 对于收敛型模型, 砂土流失量逐渐趋于稳定; 而对于发散型模型, 砂土流失速率逐渐减小但继续发展。说明了裂隙宽度对于砂土流失量与水流失量变化关系的影响。对比实际试验 (高程鹏, 2017), 水流失量与砂土流失量的对应关系曲线形态基本一致, 从流体计算结果方面一定程度上说明了模拟的正确性。

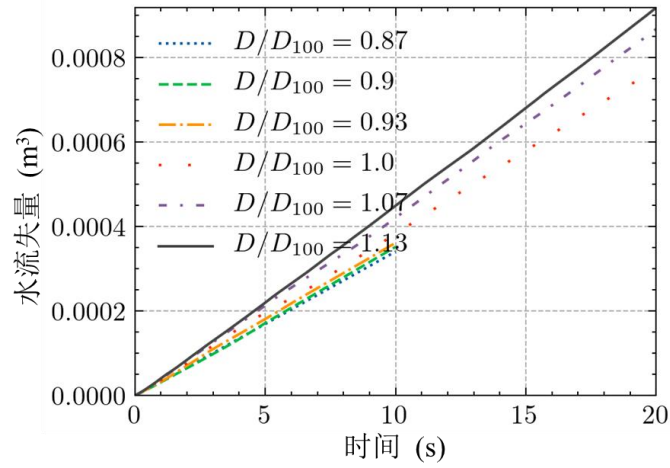


图 6.15 不同模型渗流过程中水累积流失量

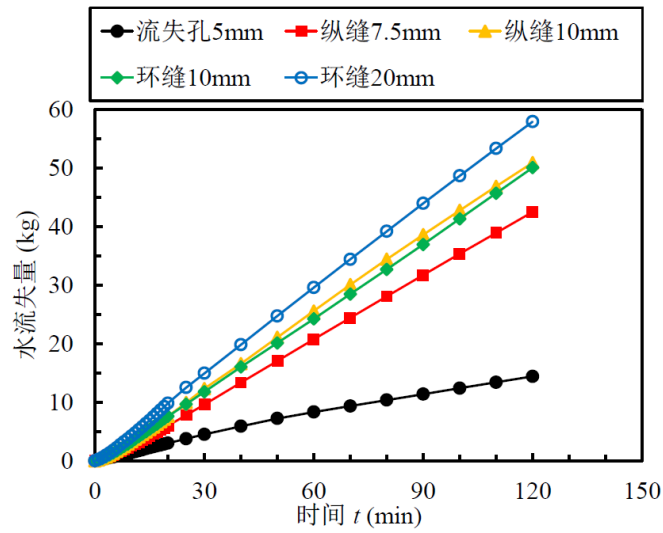


图 6.16 模型试验水累积流失体积随缝宽的变化（高程鹏，2017）

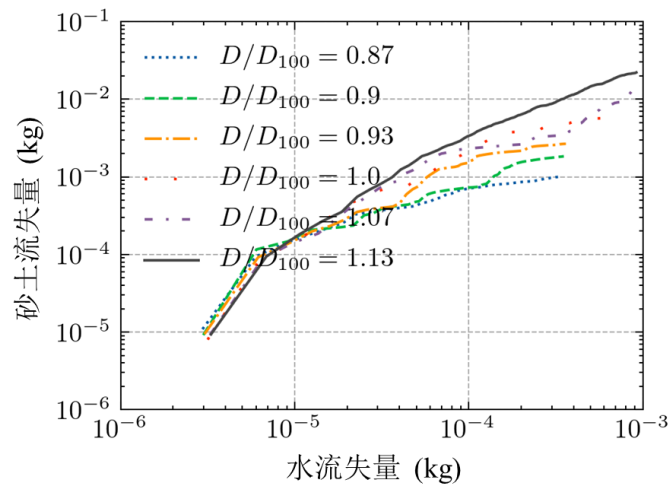


图 6.17 不同模型水流失量与砂土流失量关系

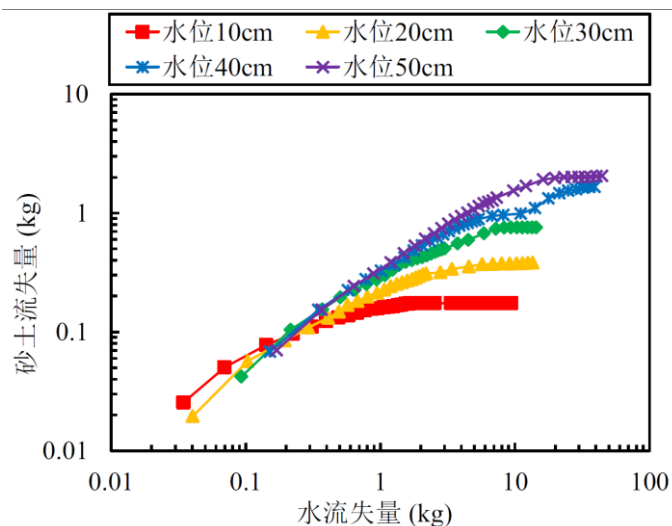


图 6.18 模型试验水流失量与砂土流失量关系 (高程鹏, 2017)

6.3.5 隧道上土压力变化

裂隙产生后细粒流失, 隧道管片上土压力分布会因土拱形成、上部土体质量降低等原因产生变化。本文中各模型裂隙宽度不同, 引起的上部土体结构、质量变化也各不相同, 从而土压力变化情况存在差异。本文以图 6.19 中标示区域 (即裂隙宽度对应部分圆柱面区域) 统计管片上土压力并绘于图 6.20 中。

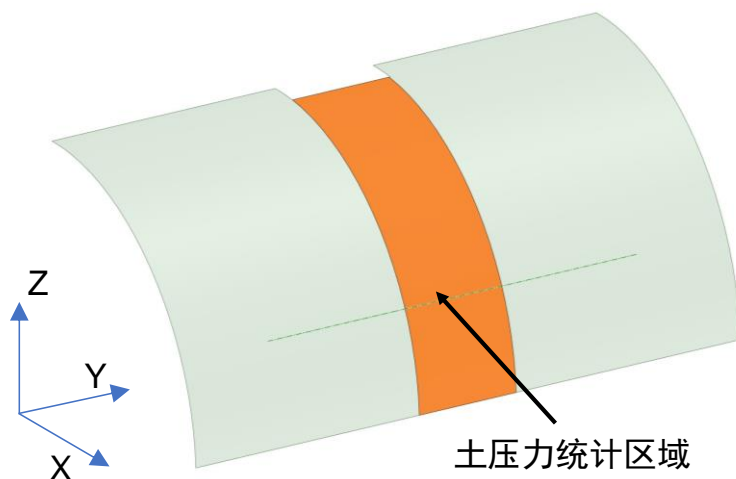
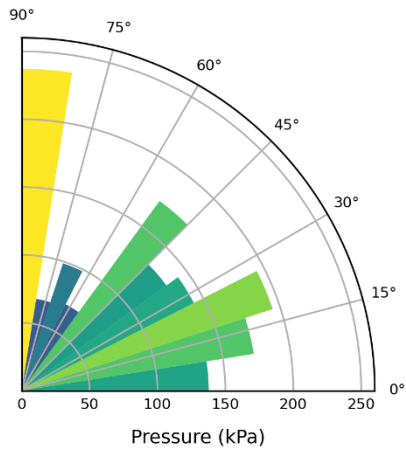


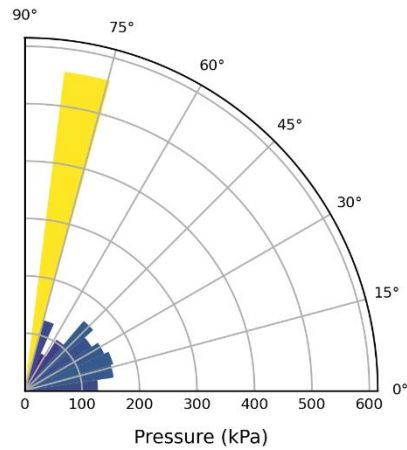
图 6.19 土压力统计区域示意图

由图 6.20 同时结合前文结果可知, 当隧道裂隙宽度较小时 ($D/D_{100}=0.87$ 、 0.9), 粗颗粒难以通过裂隙, 土骨架变动不大。由于裂隙处管片缺失, 原本裂隙处的压力发生转移, 此时隧道上方形成土拱承载上部土体, 故临近裂隙处的压力相交于渗流前增大, 发生较大程度的重分布。同时由位移场结果可知较小隧道裂隙宽度下土体位移不大, 也说明了土拱的作用。而当裂隙宽度略微增大

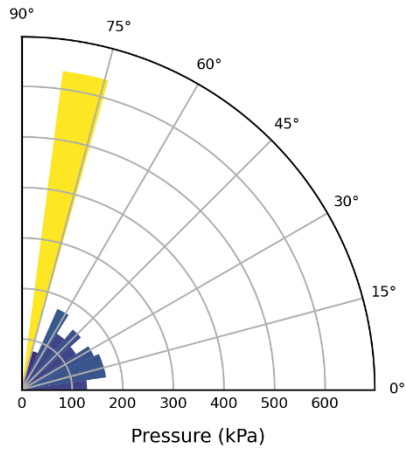
时 ($D/D_{100}=0.93$ 、 1.0)，相较于渗流前此时土压力重分布程度不大，隧道顶部所受压力相较于其他部位较大。而对于最终渗流模式为发散情形的模型，最大土压力出现于与水平线呈 45° 位置。由此可发现当隧道宽度逐渐增加时，渗流导致的土压力重分布模式会发生改变。同时，结合前一章结论，隧道发生破损时裂隙附近管片强度已发生较大幅度降低，而小宽度裂隙情形下临近裂隙处较高的压力可能引起进一步的管片破损，放大裂隙从而导致进一步的颗粒流失与土体变形。故小宽度裂隙情形下的渗流问题同样值得关注。



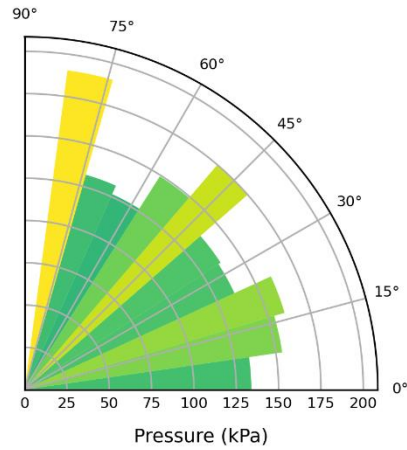
(a) 渗流前



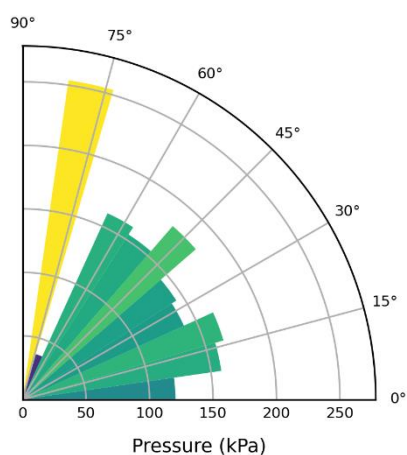
(b) $D/D_{100}=0.87$, $t=10s$



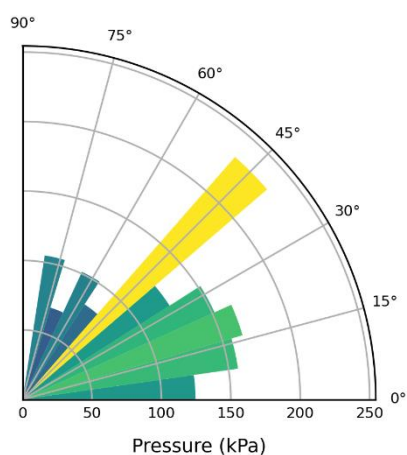
(c) $D/D_{100}=0.9$, $t=10s$



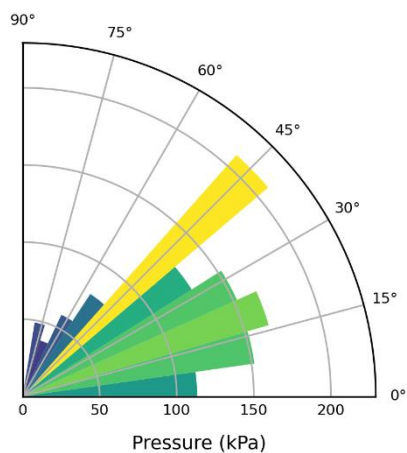
(d) $D/D_{100}=0.93$, $t=10s$



(e) $D / D_{100} = 1.0$, $t = 20s$



(f) $D / D_{100} = 1.07$, $t = 20s$



(g) $D / D_{100} = 1.13$, $t = 20s$

图 6.20 渗流前后各模型中隧道上土压力变化

6.4 本章小结

针对不同管片裂隙宽度，本章通过 6 组具有不同流失缝宽度的砂土-隧道渗流侵蚀 CFD-DEM 模型，重点研究了隧道渗流侵蚀过程中，管片裂隙尺寸对于隧道渗流侵蚀模式的影响。本章分析了细粒流失模式、土体位移、水土流失量关系、管片土压力重分布等宏微观指标。反映了隧道流失缝宽度的决定性影响。通过与过往试验水土流失量结果对比，说明了模拟结果的合理性，补充了过往试验的缺失。同时借助离散元的特有优势揭示了相应微观机理。本章所得到的分析结果小结如下：

(1) 隧道裂隙宽度对颗粒流失模式具有决定性影响，同时根据裂隙宽度的不同可将流失模式划分为 4 类，结合所观察的微观机理补充了过往试验的认知。

(2) 不同缝宽对应不同的土体位移模式，同一种缝宽对应模型下土体位移模式之间也存在相应的转换过程。同时结合土压力变化，阐明了不同缝宽下土拱的形成与消失机理。

(3) 通过分析水土流失量之间的关系，对比过往试验，从 DEM 和 CFD 两方面证实了模拟方法的可靠性和合理性。通过数值试验结果发现裂隙宽度对于水流失模式同样具有重要影响，同时也影响着水土流失量关系。

(4) 不同缝宽对应模型渗流前后的应力重分布表明，较小缝宽情形下由于土拱作用，管片上土压力重分布程度大，可能会进一步加速裂隙的扩大，使得不同缝宽对应的流失模式之间存在转换的可能。说明了小缝宽情形下的危险性。

本章模拟结果说明了缝宽对于隧道渗流侵蚀特性的重要影响。然而本模拟中隧道设定为完全刚性，不会随应力变化而发生相应形变或断裂，与实际情况存在差异。在将来的研究中通过 CFD-DEM-FEM 耦合有望解决这一问题，提供更接近实际工况的模拟结果。同时裂隙位置对渗流侵蚀特性的影响的研究也十分必要。

第7章 隧道周边土体初始各向异性对其渗流侵蚀的影响研究

7.1 引言

本文第4章在微观尺度上证实了土体初始组构各向异性对于土单元渗流侵蚀的影响。第5章、第6章研究了隧道渗流侵蚀相关问题。本章在前文的基础上，重点关注隧道周边土体初始组构各向异性对于其渗流侵蚀过程影响。

土体组构初始组构各向异性通常会导致土体强度特性随加载方向与各向异性主方向夹角变化而变化，影响边坡、基础等一系列土工构筑物的稳定。而隧道渗流问题中，除土体力学特性随各向异性主方向变化值得关注外，土体渗透性及渗流侵蚀过程受其初始组构各向异性主方向变化亦十分重要。相比前文研究过的单元土体渗流试验，隧道渗流过程中渗流方向与沉积面夹角随土体位置变化而不同。同时过往针对土体各向异性对于隧道渗流侵蚀影响的相关研究一般集中于有限元和解析解领域，主要通过预设土体不同渗流方向渗透系数来实现。例如 Li 等（2021）通过解析解法研究了隧道开挖面稳定问题中考虑土体渗透性各向异性时隧道开挖面周边水头压力的分布。Zhang 等（2015）通过有限元分析研究了具有各向异性渗透性土体中隧道渗流侵蚀问题。这些研究中一个共同的特点是通过预设土体水平方向和竖直方向渗透系数来实现土体渗透性各向异性，简化了土体渗透性随渗流方向变化情况，同时未考虑土体渗流过程中渗透性变化。而通过 CFD-DEM 方法研究这一问题，可从微观颗粒排列特征层面直接反映土体渗透性各向异性、变形特性随初始各向异性变化在隧道渗流侵蚀问题中的共同作用，同时还可通过微观层面分析反映土体微观组构在渗流过程中的变化，具有独特优势。

本章通过 GPU 加速方法进行百万多面体颗粒级别离散元模拟，研究具有初始组构各向异性土体中隧道渗流侵蚀问题。本章中首先生成 5 个具有初始组构各向异性的隧道渗流 DEM 模型，而后分别耦合 CFD 进行相同水力环境下的渗流侵蚀计算，研究分析了初始组构各向异性对于隧道渗流侵蚀的影响并分析了渗流侵蚀过程中土体微观组构的变化。

7.2 各向异性砂土-隧道渗流 CFD-DEM 建模

与第4章类似，为生成具有初始组构各向异性的土体模型，在本章模拟中采用多面体长形颗粒，颗粒形状如第4章中图4.2所示，长细比设定为1.5。本

章模拟中颗粒级配与第 6 章一致，如图 6.1。模拟中涉及的颗粒参数列于表 6.1。其中经试算确定颗粒接触模型中杨氏模量为 200 MPa 以保证颗粒间重叠率不过大。因颗粒采用多面体颗粒已考虑到棱角度的影响故不引入旋转抵抗模型以提高计算效率。

表 7.1 模拟中采用的参数

参数	值
颗粒	
颗粒密度 ρ (kg/m ³)	2650
杨氏模量 E (MPa)	2×10^8
颗粒间摩擦系数 μ (-)	0.5
旋转抵抗系数 μ_r (-)	0.1
恢复系数 ε (-)	0.3
时步 Δt (s)	1×10^{-7}
泊松比 ν (-)	0.3
流体	
流体密度 ρ_f (kg/m ³)	998
时步 Δt_{CFD}	1×10^{-6}

本章共建立了 5 个具有不同初始各向异性主方向的模型。模型主方向标志参照第 4 章，以成样平面与水平面的夹角 β 为组构各向异性初始主方向的标志（如图 7.1 (a)），本章中生成模型 β 分别为 0° 、 30° 、 45° 、 60° 、 90° 。模型成样方法与第 5 章类似，即：（1）生成具有预设颗粒朝向平面的颗粒集合（2）锁定颗粒旋转施加等向围压（3）解除锁定后继续施加围压（4）保持墙体固定施加重力（5）切削试样为特定形状。通过上述步骤可生成具有相同初始组构各向异性程度，不同初始组构各向异性主方向的试样，由图 7.1 (e) 可明显观察到生成后的模型中颗粒的朝向特征。 β 由 0° 到 90° 对应模型孔隙比分别为 0.354、0.348、0.338、0.352、0.336。保证了各模型孔隙比相近，基本排除了孔隙比差异对试验结果的干扰。

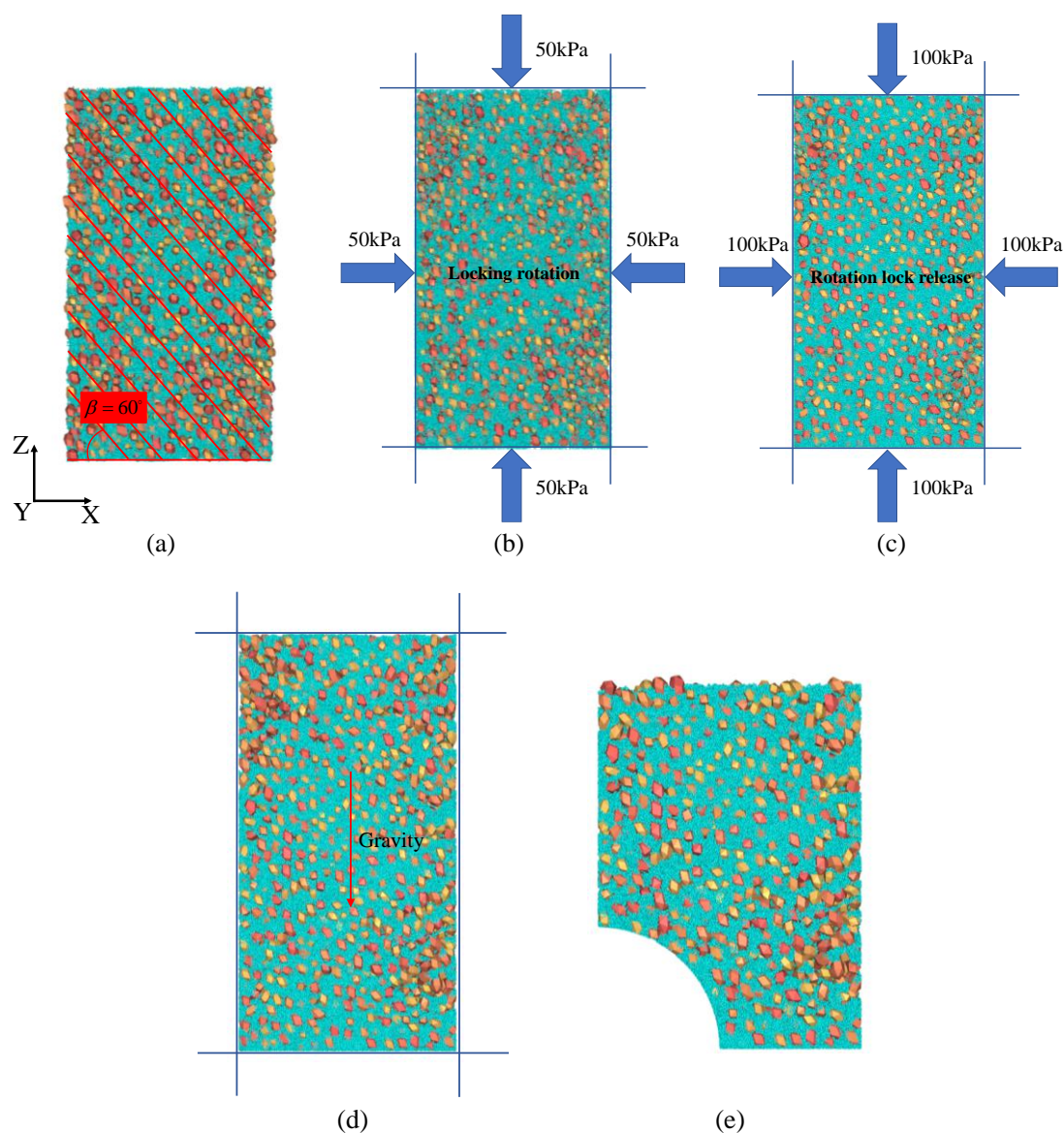


图 7.1 具初始各向异性模型生成步骤（以 $\beta = 60^\circ$ 为例）

本章模拟模型尺寸与第 7 章一致，生成后的模型可见图 7.2。模型由 100 万左右多面体颗粒组成，成样完成后接触数更是达到几百万级，以传统的离散元 CPU 计算方法难以通过一般台式 workstation 在可接受时间内完成这一规模的模拟。过往离散元模拟通常采用较少数量颗粒球形颗粒或团簇颗粒（clump）以完成模拟计算，限制了模拟的准确性。本章模拟应用了 GPU 加速技术，使得对于较大尺度的异形颗粒离散元模拟成为可能，从颗粒形状与颗粒数量两方面更能贴近工程实际。

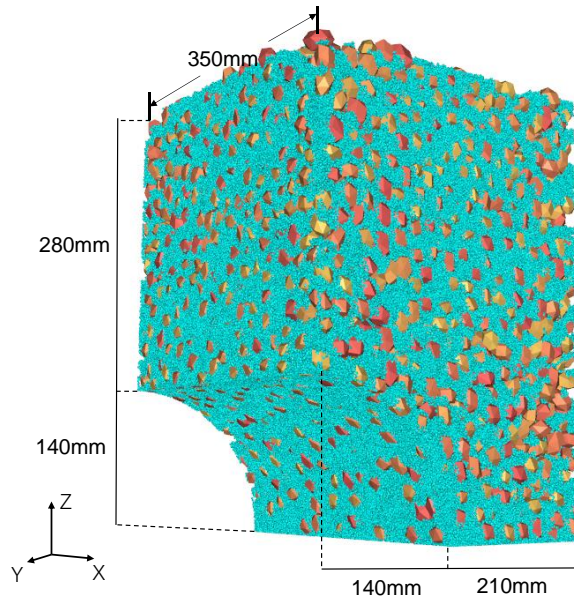


图 7.2 试样尺寸 (以 $\beta = 60^\circ$ 对应模型为例)

离散元成样完成后进入渗流计算阶段，以带裂隙墙体替换原四分之一圆柱墙体模拟隧道裂隙的产生，结合第 7 章结论，将裂隙尺寸设定为一倍的最大颗粒粒径（图 7.4）。使得颗粒流失现象较为明显但不达到流失不收敛的程度。CFD 部分计算网格如图 7.3 所示，位置与大小完全对应离散元模型，边界条件设定为地下水位与地表平齐，并据此条件在各边界上设定相应水压。本章模拟与第 7 章相比，裂隙贯穿整个模型，类似于平面应变问题，这是因为各向异性主方向角度在本章中以投影到二维平面夹角来标记。

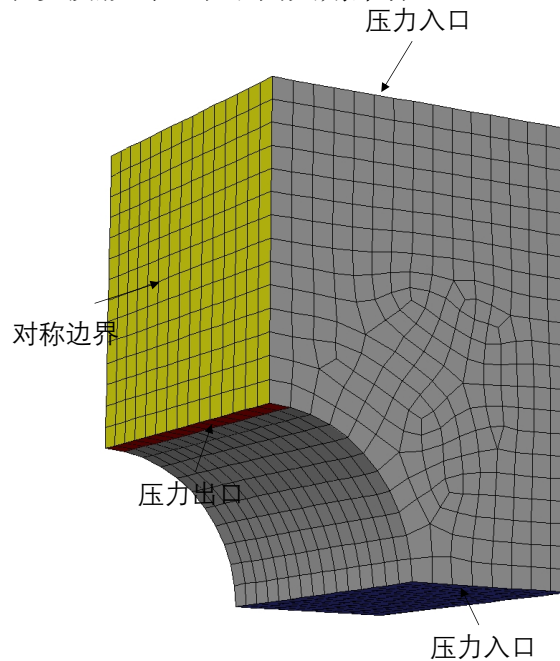


图 7.3 本模拟中 CFD 计算域网格与边界条件

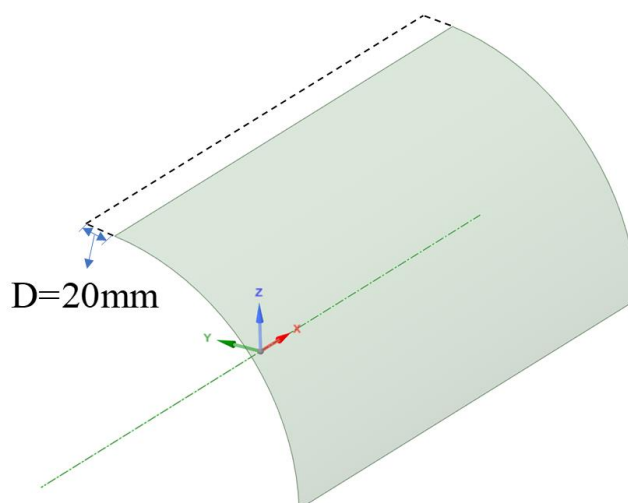


图 7.4 隧道裂隙布置形式

7.3 结果与讨论

7.3.1 颗粒流失

图 7.5 为各模型中颗粒流失比随渗流时间变化曲线。观察图可知流失曲线形态随各向异性主方向的变化发生一定程度的改变。 β 较小时，流失曲线收敛较快，随着 β 的增大，流失曲线趋向于平稳的时间越晚。从流失量角度来说，渗流试验结束时的颗粒流失量随着 β 的增大而显著增加，最大颗粒流失比（ $\beta = 90^\circ$ ）为最小颗粒流失比（ $\beta = 0^\circ$ ）的 3.84 倍。同时可发现不同模型流失比曲线形态存在较大差异。例如 $\beta = 90^\circ$ 对应曲线其初始阶段上升速度缓于 $\beta = 30^\circ$ 、 $\beta = 45^\circ$ 、 $\beta = 60^\circ$ 等曲线，然而其后续持续呈不收敛形态，流失比逐步超过其他模型，流失比发展曲线形态与其他曲线存在较大差异。这些都体现出了初始结构各向异性主方向的显著影响。本章模拟隧道开口方向为顶部，即流失缝附近的主要水流方向垂直于地平面。故当成样平面与此水流方向平行时流失量最大，反之最小，这也与第 4 章的结果某种角度上类似。同时这也说明裂隙位置的变化可能影响具有初始结构各向异性的土体中隧道渗流侵蚀的结果，值得后续研究探明。

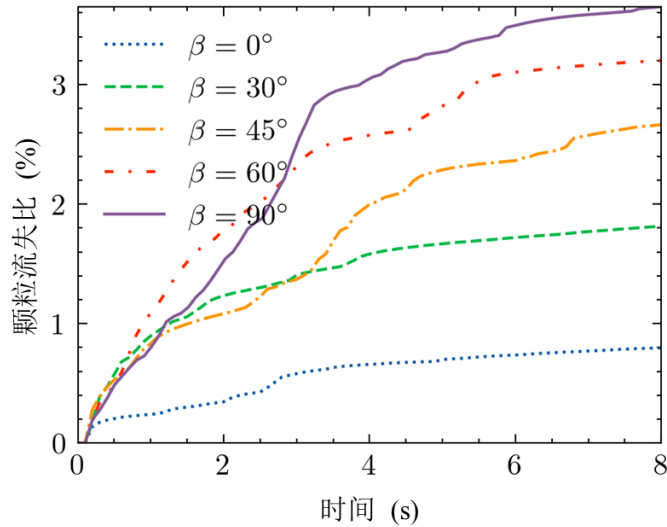


图 7.5 各模型颗粒流失比随时间的变化

7.3.2 地表位移

图 7.6 为各模型渗流试验结束后地表位移结果，与过往试验结果及数值模拟结果类似，表现出离裂隙处近位移值大，离裂隙处远位移值小的特性，同时可观察到边界墙体对于位移结果的扰动。对比不同模型之间的位移量，基本与颗粒流失量相对应，即随着 β 的增大而增大，但同时也可观察到 $\beta = 60^\circ$ 与 $\beta = 90^\circ$ 、 $\beta = 30^\circ$ 与 $\beta = 45^\circ$ 结果十分接近。

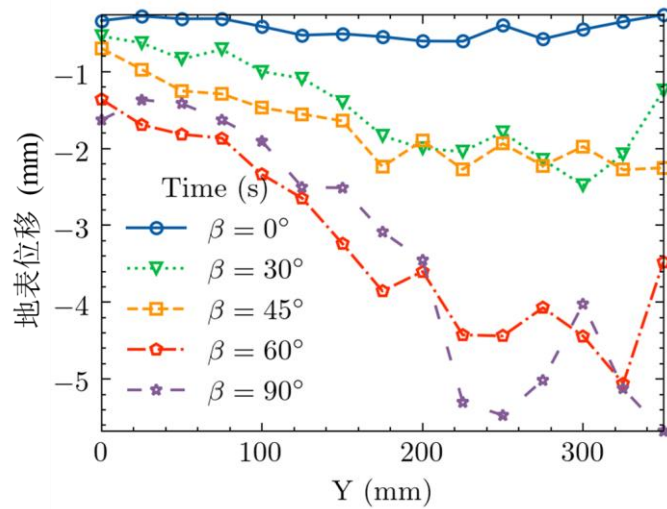
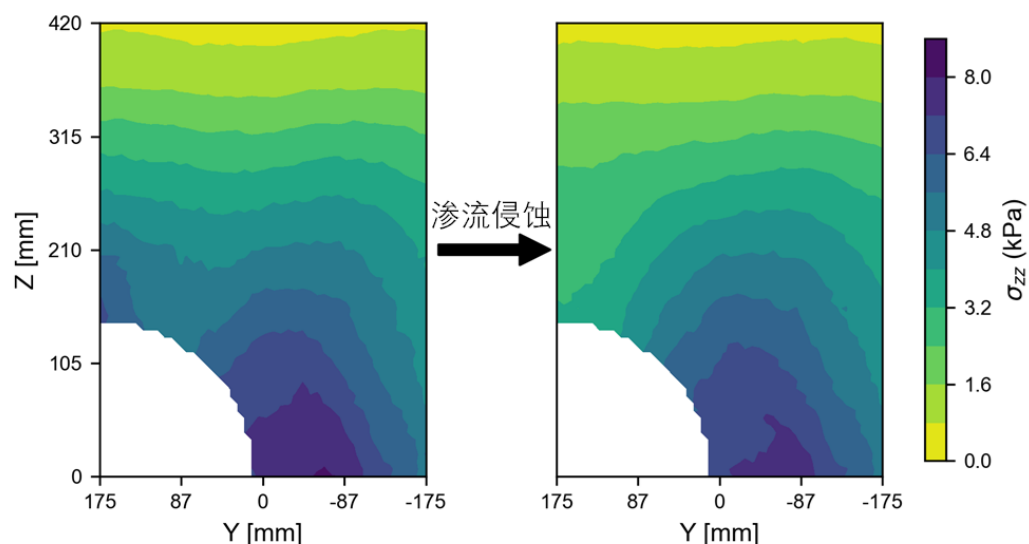
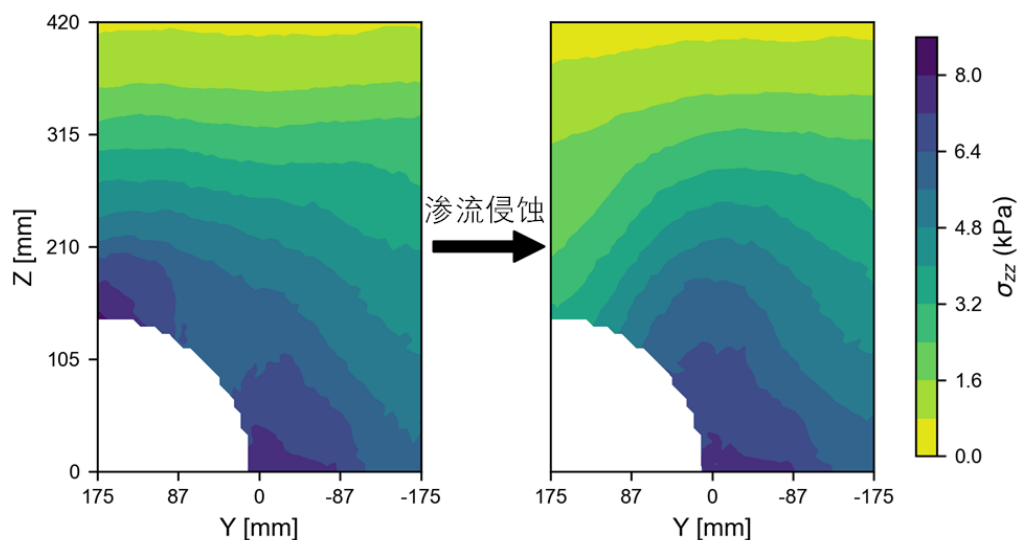


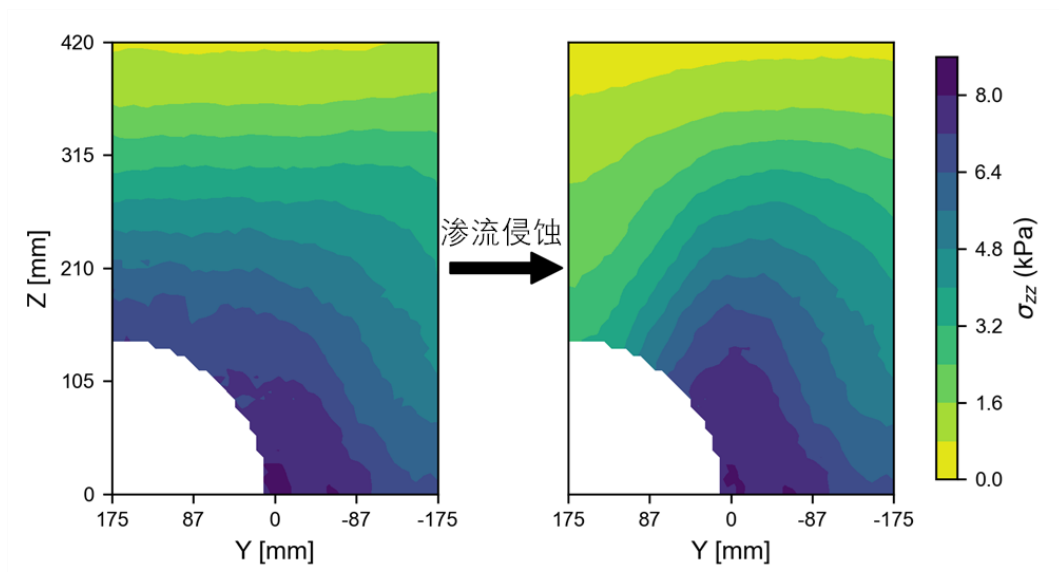
图 7.6 各模型渗流后地表位移

7.3.3 应力分布

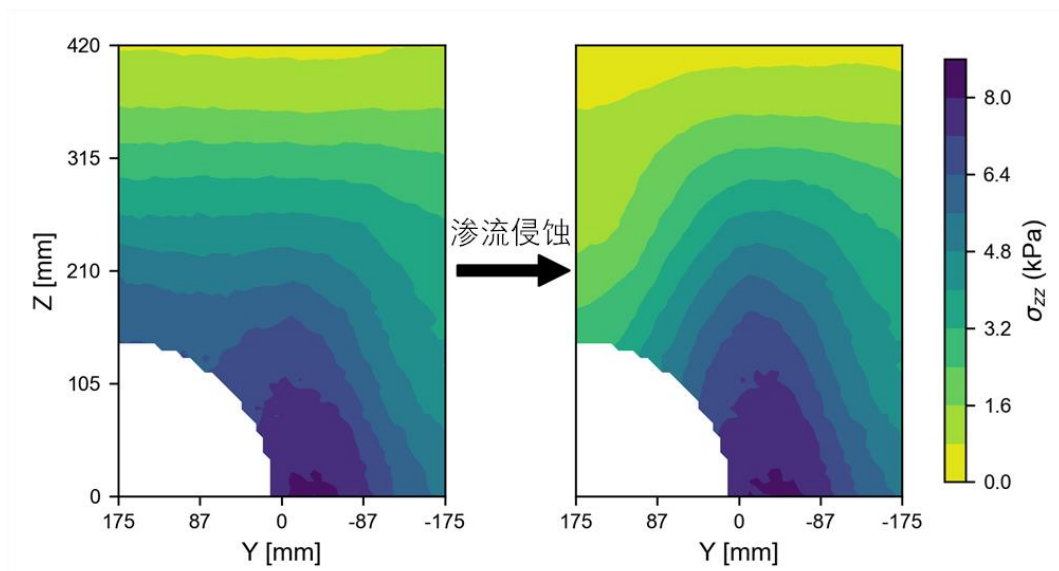
与第 5 章类似，采用测量柱方法获取竖直应力分布云图以分析渗流前后隧道周围土体应力状态变化，相关公式可见式 (6.1)。图 7.7 为各模型渗流前后

竖直应力场分布，可见渗流前各模型中竖向土压力分布十分接近，说明初始组构各向异性对于初始应力状态无明显影响。由于裂隙产生及其引发的颗粒流失、土骨架重构，裂隙上部发生明显的应力重分布。即裂隙正上部土体由于成拱作用承受竖直应力降低，裂隙周边土体因形成土拱，形态由原本的大致随深度逐步竖向增大而变化为沿一定倾斜方向增加。对比不同模型，可发现随着各向异性主方向 β 的增大，应力重分布现象加剧，重分布范围不断扩大。

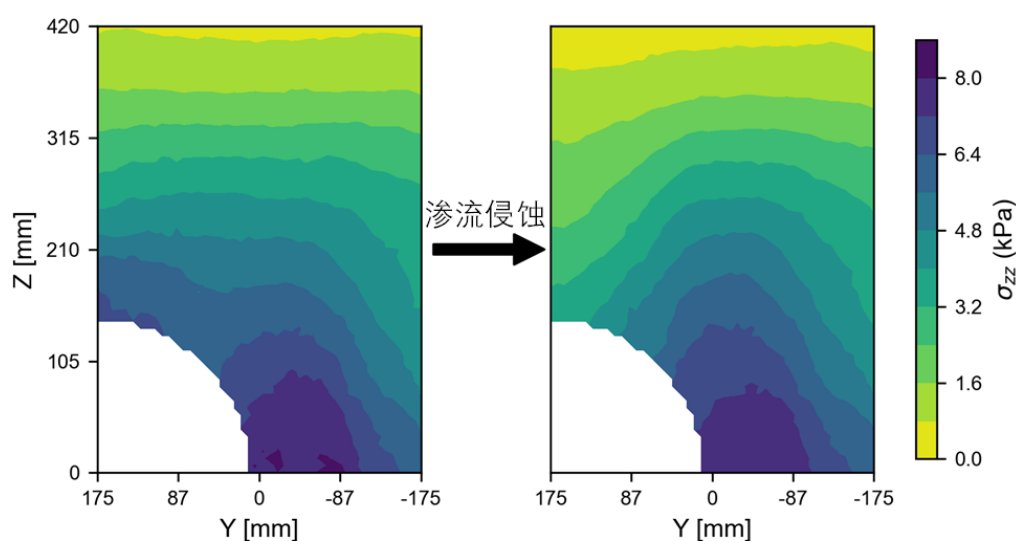
(a) $\beta = 0^\circ$ (b) $\beta = 30^\circ$



(c) $\beta = 45^\circ$



(d) $\beta = 60^\circ$

(e) $\beta = 90^\circ$ 图 7.7 渗流前后各模型中的垂直应力 (σ_{zz}) 场

7.3.4 水流失量

图 7.8 为模拟中各模型渗流过程中水体积流失速率随时间变化情况。对于所有模型对应曲线，均呈现出先增加而后趋缓的趋势，部分曲线中段可能出现一定程度的波动（如 $\beta = 45^\circ$ 对应曲线）。水流失速率曲线的初始阶段增加对应渗流侵蚀开始阶段裂隙周围颗粒大量流失，导致其周围孔隙比增加，提高了管片裂隙周围土体的渗透性。中途波动对应一定程度的粗颗粒流失，即第 6 章提及的颗粒流失发散阶段。此时隧道周边土体孔隙比因粗颗粒流失土骨架重构发生较为明显的变化。最终阶段趋于稳定表明此时颗粒流失趋缓，裂隙周边土体孔隙比变化趋于稳定。对比各曲线，与颗粒流失结果一致，渗流试验结束时水体积流失速率随 β 的增大而增大。但相较于颗粒流失量的显著差异，水体积流失率差异较小，说明各向异性主方向在本章模拟涉及的试验条件下对裂隙周边土体渗透性变化影响虽存在但并不十分显著。

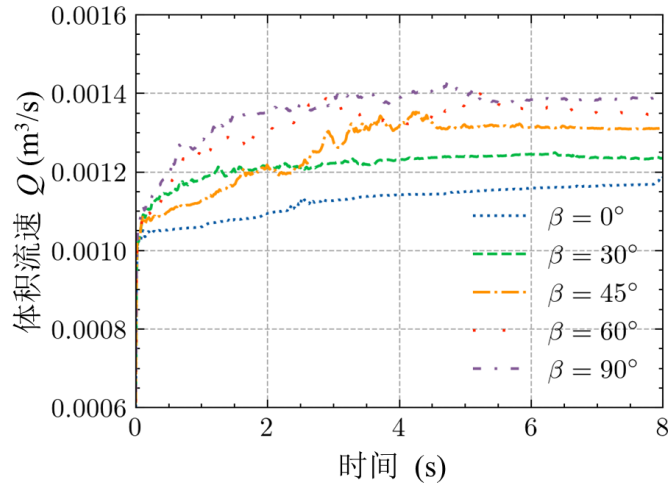


图 7.8 各模型渗流过程中水流失速率

7.3.5 孔压分布

渗流侵蚀试验开始后，管片裂隙打开，模型中水力边界条件也发生相应改变，以 $\beta = 30^\circ$ 对应模型为例，其渗流前后模型中孔压分布如图 7.9 所示。如图所示渗流过程中，裂隙周边水压发生一定程度的降低，影响周边一定范围区域。图 7.10 为试验中各模型裂隙正上部孔压分布随时间变化。各图中黑色虚线代表渗流前土体中同样位置静水压分布，为沿深度直线增加。隧道裂隙打开渗流开始后，受隧道开放裂隙处水力边界条件影响，邻近裂隙位置孔压下降幅度极大，而后随着与裂隙距离的增大下降幅度逐步减少。图中所示的四个时间节点各模型孔压分布差异较小，除 $\beta = 0^\circ$ 对应模型外，其他模型中孔压随时间进行逐步增大。同时随着 β 的增大，孔压随时间增加幅度逐步增加。

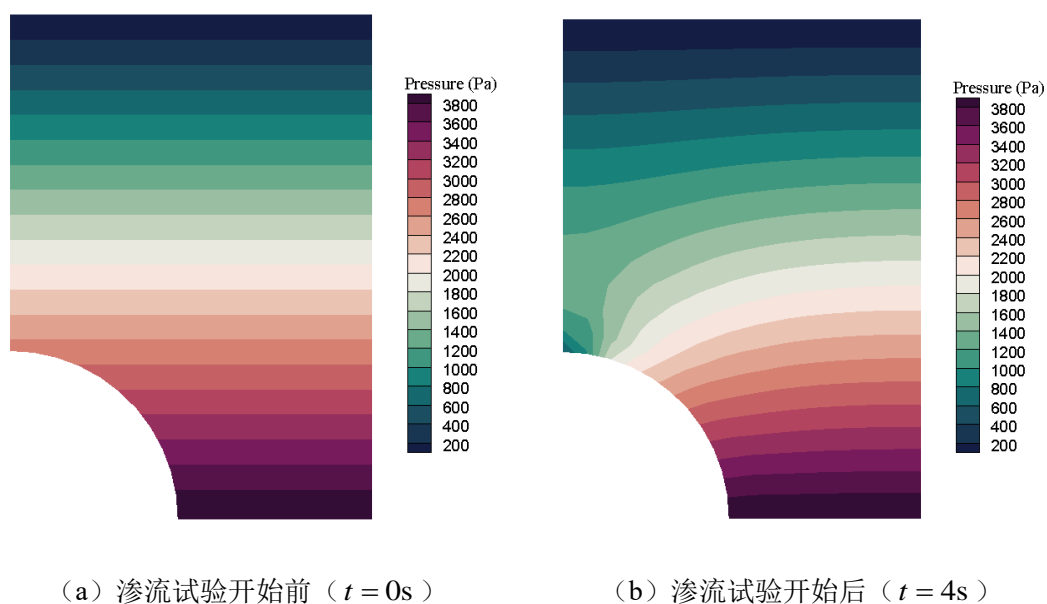
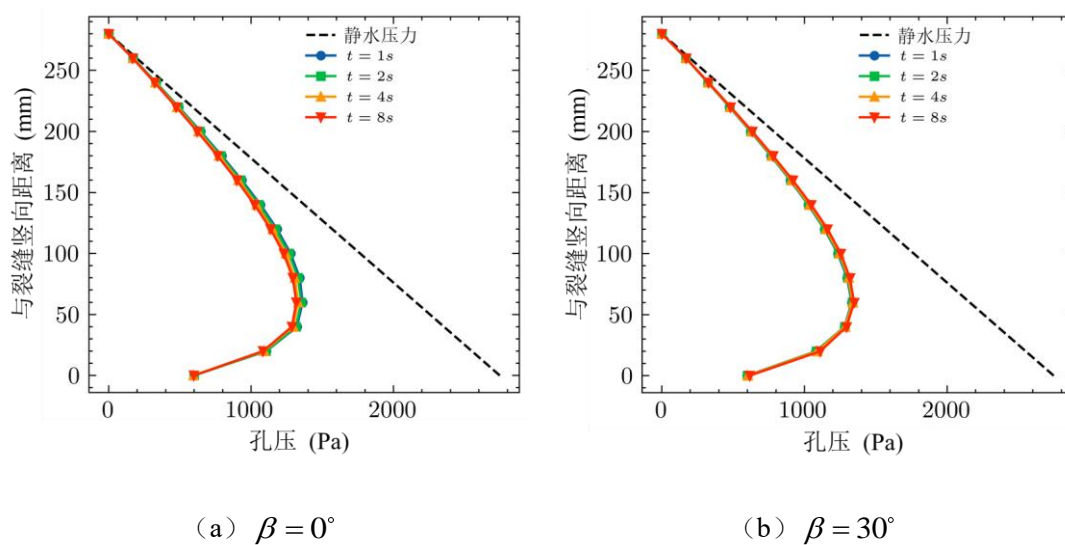


图 7.9 渗流前后模型中孔压分布变化 (以 $\beta = 30^\circ$ 对应模型为例)



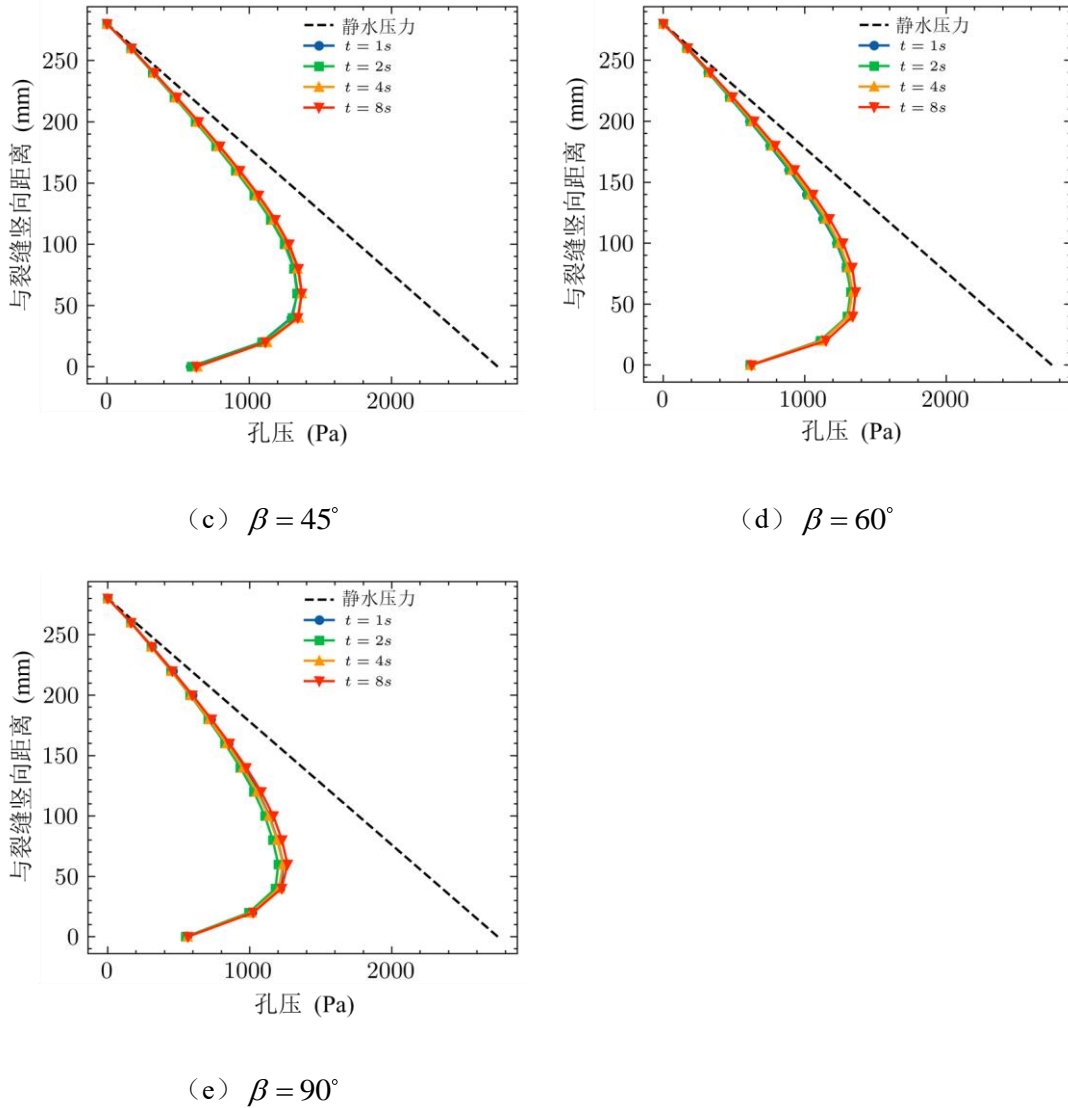


图 7.10 各模型隧道上部孔压分布随时间变化

图 7.11 为渗流试验结束时 ($t = 8s$) 各模型中孔压随深度分布情况, 用以对比各模型隧道渗流时孔压分布差异。归结于相同的水力边界条件与模型形状, 图中各模型对应孔压分布曲线形态接近。 $\beta = 90^\circ$ 模型各深度孔压 (特别是临近隧道裂隙处) 显著小于其他模型, 说明了土体各向异性分布的影响。但由于土样各向异性对于渗透性影响较小, $\beta = 90^\circ$ 模型孔压分布与其他模型之间差距并不十分巨大。其余各模型孔压分布更为接近。与颗粒流失量的显著差异形成对比。

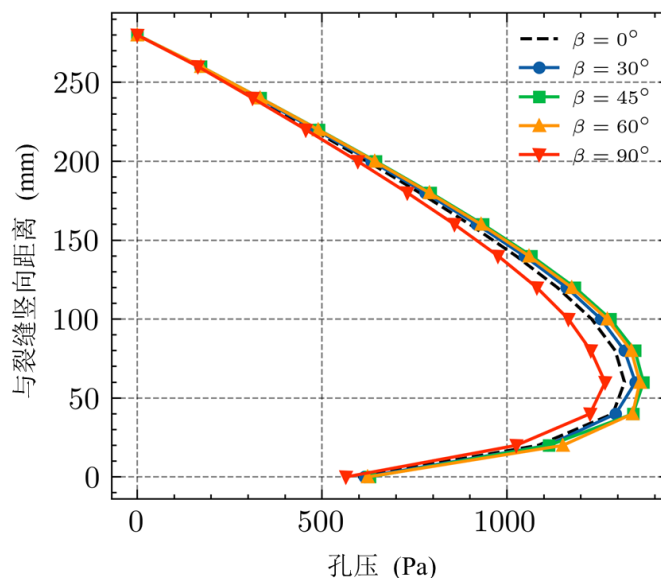
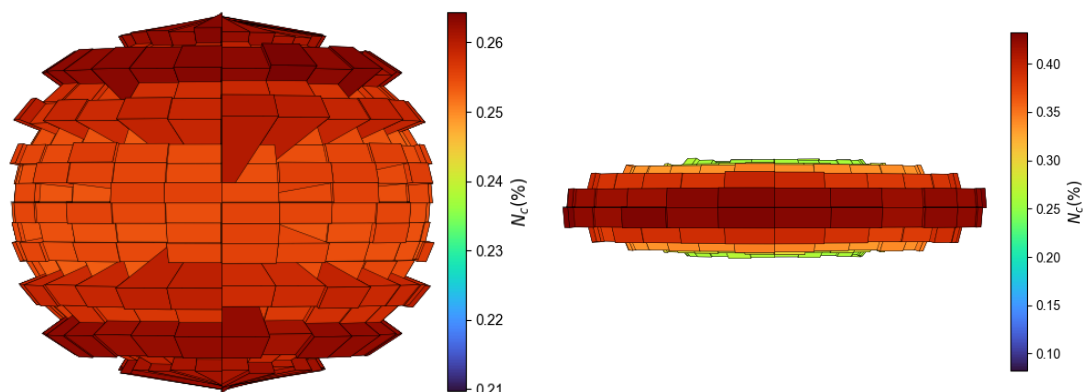


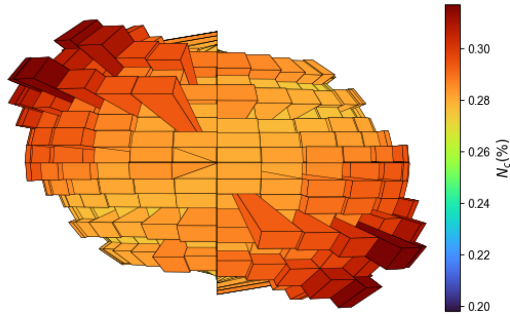
图 7.11 渗流试验结束时 ($t = 8s$) 各模型中孔压分布

7.3.6 各向异性

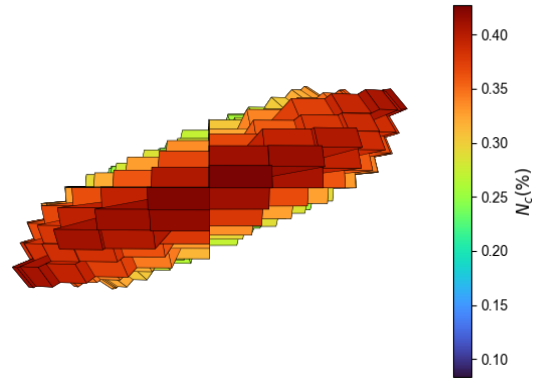
图 7.12 为初始接触法向及颗粒朝向在三维空间分布玫瑰图，参照第 4 章各向异性参数计算中将单个朝向投影到二维平面上后计算二维各向异性参数，以对应 β 标记方式，以分布朝向与水平方向夹角为各向异性参数计算分量。其中由图 7.12 可以留意到，颗粒朝向各向异性主方向与颗粒生成平面一致，而接触法向各向异性主方向与颗粒生成平面垂直。除各向异性主方向外，相较于先堆积后旋转的成样方法中各向异性程度的难以控制，甚至生成接近各向同性试样 (Dai, 2010)。在本章模拟中，无论是颗粒朝向各向异性程度还是接触法向各向异性程度，各模型各向异性程度都十分接近。同时可观察到颗粒朝向各向异性程度显著大于接触法向各向异性程度。这说明在解除旋转锁定且继续加压时，在压力作用下颗粒之间互相咬合，颗粒较不易发生转动。但颗粒间接触在等向围压作用下相交于颗粒朝向更易发生转变，接触法向分布倾向于向各向同性状态转变。



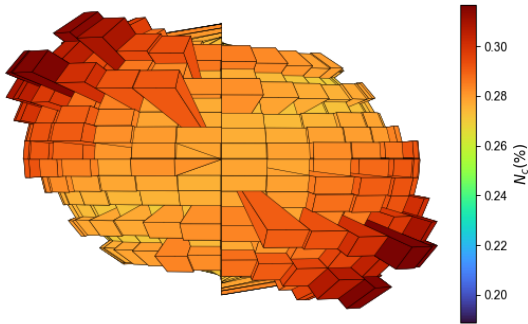
(a) $\beta = 0^\circ, a_c = 0.146, \phi_c = -0.278^\circ$



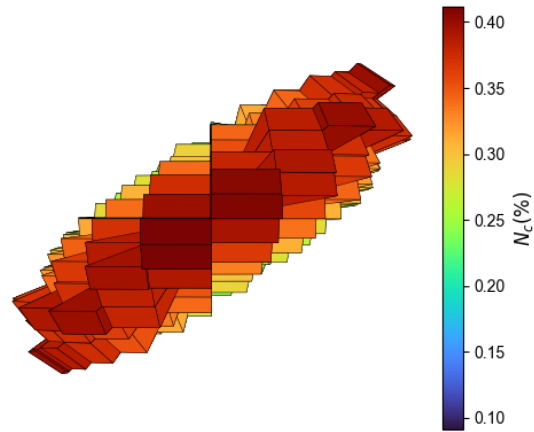
(b) $\beta = 0^\circ, a_o = 0.481, \phi_o = 0.19^\circ$



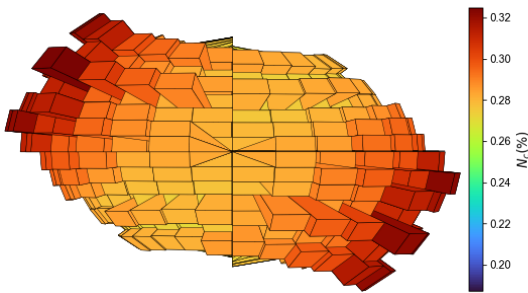
(c) $\beta = 30^\circ, a_c = 0.134, \phi_c = -24.53^\circ$



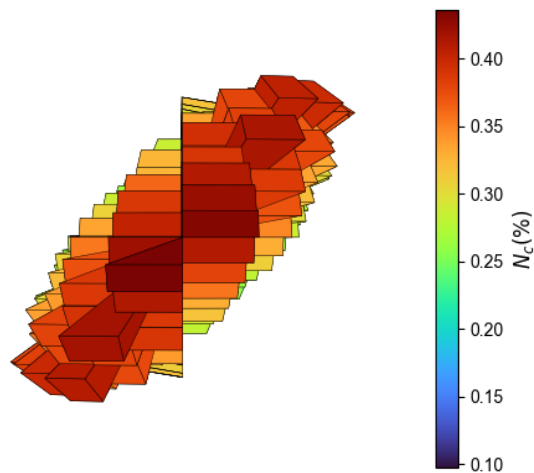
(d) $\beta = 30^\circ, a_o = 0.466, \phi_o = 30.63^\circ$



(e) $\beta = 45^\circ, a_c = 0.120, \phi_c = -37.03^\circ$



(f) $\beta = 45^\circ, a_o = 0.457, \phi_o = 45.24^\circ$



(g) $\beta = 60^\circ, a_c = 0.107, \phi_c = 129.15^\circ$



(h) $\beta = 60^\circ, a_o = 0.479, \phi_o = 59.49^\circ$

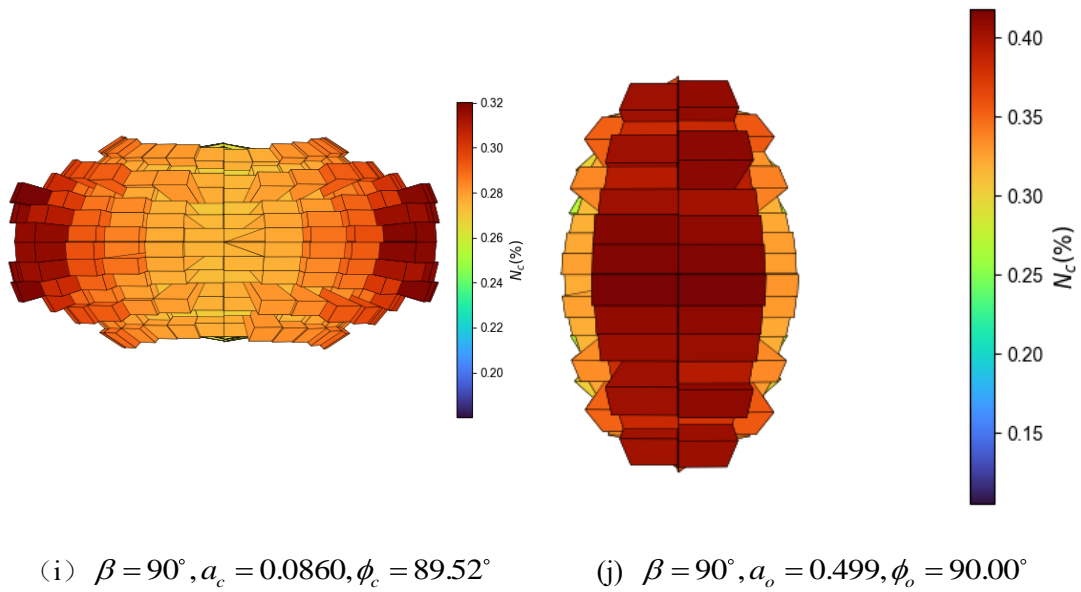
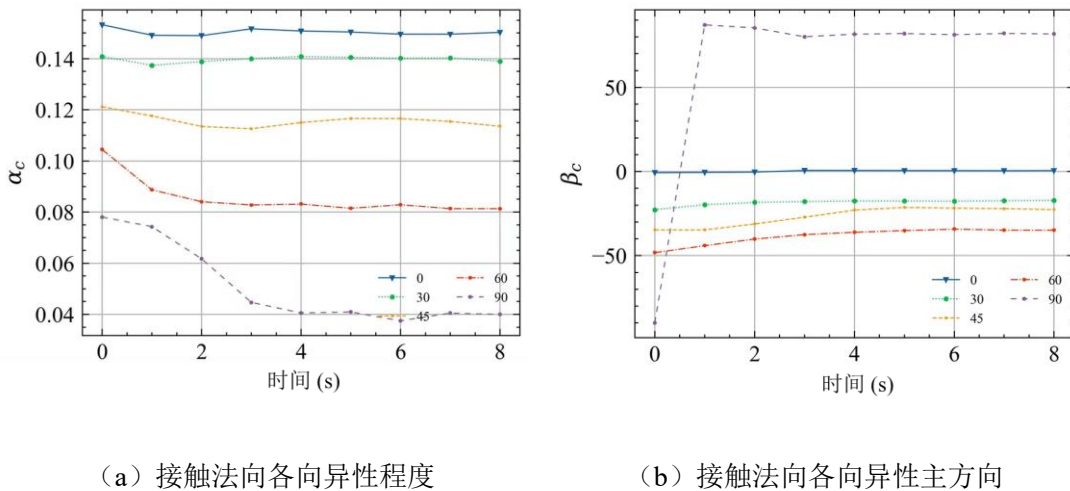
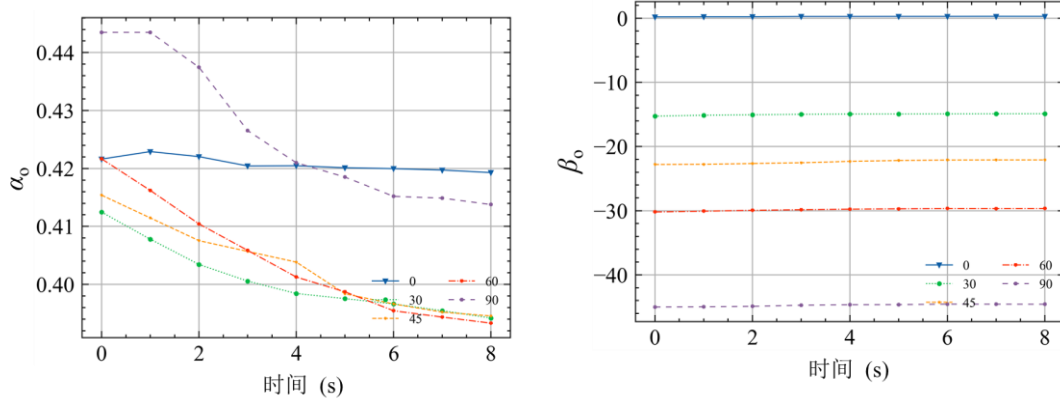


图 7.12 初始微观组构空间分布：(a, c, e, g, i) 为接触法向空间分布概率密度 (b, d, f, h, j) 为颗粒朝向空间分布概率密度

图 7.13 为以接触法向和颗粒朝向统计的各向异性参数随渗流时间的变化。可观察到，对于各向异性程度无论接触法向还是颗粒朝向对于所有模型各向异性程度均呈现出下降趋势，且下降程度随着 β 的增大而增大，同时接触法向各向异性程度下降幅度显著大于颗粒朝向各向异性程度。此现象与颗粒流失量以及地表沉降量等宏观现象相对应。即颗粒流失量大，引起的颗粒重排程度大，从而引发土体由各向异性向各向同性状态转变幅度大。对于各向异性主方向，首先可观察到颗粒朝向各向异性主方向 β_o 在渗流全程中基本不发生变化。而对于接触法向各向异性主方向 β_c ，各向异性主方向略微下降，即向水平面方向转换，下降幅度亦随着 β 的增大而增大。





(c) 颗粒朝向各向异性程度

(d) 颗粒朝向各向异性主方向

图 7.13 微观各向异性参数随渗流时间变化

7.4 本章小结

本章通过采用 GPU 加速 DEM 计算技术得以进行百万多面体颗粒级别的土-隧道渗流侵蚀 CFD-DEM 模拟，研究了土体初始组构各向异性的影响规律。首先通过锁定颗粒朝向预先加压的成样方式，生成了较为理想的具有不同初始组构各向异性的模型。而后耦合 CFD 计算域，在相同的水力边界条件下进行渗流侵蚀模拟。通过分析渗流侵蚀过程中颗粒流失量、土表位移、应力分布、土体初始组构各向异性等的变化，得到结论小结如下：

(1) 土体初始组构各向异性同时影响颗粒流失量与颗粒流失模式，渗流结束阶段颗粒流失量随着初始各向异性主方向与水平面的夹角 β 的增大而增大。且影响程度十分显著，各模型中最大颗粒流失量 ($\beta = 90^\circ$) 是最小颗粒流失量 ($\beta = 0^\circ$) 的将近 4 倍。同时水流失体积速率遵循与颗粒累计流失量相同的规律，即随着 β 的增大而增大，但相较于各模型中颗粒累计流失量之间的差异，水体积流失速率之间的差异较小，最大水体积流失率 ($\beta = 90^\circ$) 仅为最小水体积流失率 ($\beta = 0^\circ$) 的约 1.16 倍。

(2) 渗流侵蚀前，各模型中应力分布十分接近，说明初始各向异性对于渗流侵蚀前应力分布无显著影响。渗流侵蚀过程中，颗粒流失会引起隧道周边的应力重分布，随着 β 的增大，应力重分布程度及影响区域不断加大，与 β 对颗粒流失量的影响相对应。

(3) 管片裂隙的产生改变了水力边界条件，引起裂隙周边孔压的降低，且孔压降低幅度随着远离裂隙不断减小。各模型中裂隙上部孔压随深度分布在本模拟设定的观测时间点内变动不大。对比不同模型渗流结束时的孔压分布，可

发现各向异性对于模型中渗流后孔压分布存在一定程度的影响。

(4) 在初始各向异性组构方面, 初始接触法向各向异性与初始颗粒朝向各向异性指标, 均表明了成样方法的合理性, 即生成了满足要求的具有不同初始各向异性主方向的试样。渗流侵蚀过程中, 各向异性程度呈下降趋势, 即趋向于各向同性状态变化。各模型中接触法向各向异性主方向随着渗流侵蚀进程均趋向于水平方向变化, 而颗粒朝向各向异性则在渗流过程中变动不大。

管片裂隙开口位置会影响主要水流方向, 从而影响各向异性土体中渗流侵蚀试验结果, 故裂隙开口位置与各向异性的综合影响需进一步研究。

第8章 结论与展望

8.1 本文主要结论

本文利用 CFD-DEM 耦合数值计算方法有效模拟了土体渗流侵蚀试验与隧道周边土体渗流侵蚀，并在此基础上重点研究了土体初始各向异性对渗流侵蚀的影响。综合分析了模拟试验中的各类宏微观指标，讨论了宏观现象与微观机理之间的关系。相关研究工作得出的主要结论为：

(1) 通过建立 CFD-DEM 单元体渗流侵蚀模型，研究了水力梯度、围压、细粒含量三个因素对于渗流侵蚀各方面的影响规律。数值试验结果表明：除 $i = 80\text{m/m}$ 试样外，细粒流失比随水力梯度的增大而增大。在轴向围压作用下，围压对细粒流失比的作用在渗流初始阶段与稳定阶段相反，渗流初期细粒流失比随着围压的增大而增大，渗流稳定阶段细粒流失比随着围压的增大而减小。细粒流失比随着细粒含量的增加而增加。峰值细粒流失率随着水力梯度的上升而上升，随着围压的增大而增大。细粒含量为 35% 的试样峰值细粒流失率大于细粒含量为 15% 和 25% 的试样。试验初始阶段试样竖向变形随水力梯度的增大而增大，同时水力梯度越大竖向变形越早趋向于稳定。渗流初期竖向变形随着围压的增大而增大，低围压条件下渗流导致的竖向变形稳定所需时间较长。细粒含量的增大较大的提升了变形量，且细粒含量的增大使得渗流稳定所需的时间变长。相较于渗流前，渗流后的土体强度及模量均有一定程度的下降，同时剪切过程中剪胀减弱或剪缩增强。水力梯度与围压对渗流后的强度、体变等特性影响不显著。不同细粒含量的试样在渗流前其内部接触构成具有较大差异，具体体现在不同接触类型强接触占比、总接触力贡献度。在渗流过程中，细粒含量为 15% 的试样内部接触构成基本不发生变化。而对于细粒含量（25%，35%）较大的试样，由于细粒的流失粗颗粒更多的参与强接触的构成，土骨架发生一定程度的变动，且变动程度随细粒含量增大而增大，这与土样竖向位移结果一致。

(2) 采用一组具有不同角点数量的准球形多面体颗粒间断级配试样进行渗流侵蚀数值模拟试验，重点研究了颗粒棱角度对于渗流侵蚀的影响。数值试验结果表明：颗粒棱角度的增大明显加强了非球体颗粒的自锁效应，增强了间断级配砂土的抗侵蚀能力。同时随着棱角度的增加，细粒流失量和试样变形显著降低。通过分析细粒流失比随时间变化曲线可知，较大棱角度颗粒对应试样中的次稳定结构抑制了渗流侵蚀的持续发展。颗粒棱角度在影响流失量外还影响

流失模式。此外，渗流侵蚀会导致细颗粒在空间分布上的不均匀性。由于细颗粒在渗流侵蚀过程中会在模型中部被堵塞，侵蚀后的试样细颗粒沿渗流方向分布呈三角形分布。同时顶部和底部的孔隙比随时间变化幅度较大，而中间部分的孔隙比只表现出轻微的波动。土体渗流前后力学特性方面，颗粒棱角较大的试样无论渗流前后其强度明显大于颗粒棱角较小的试样，同时渗流侵蚀会显著降低土体强度。各试样渗流前后的峰值摩擦角均与颗粒棱角呈近似线性关系。而模量受渗流过程中颗粒重分布的影响，在不同颗粒棱角中的试样中表现不同。微观各向异性参数方面，在渗流侵蚀过程中，法向接触力、接触方向各向异性程度均随着渗流过程的进行而减小。另一方面，切向接触力各向异性随着颗粒棱角的减小而增大。

(3) 通过生成具有不同初始各向异性主方向的试样，研究了初始各向异性对渗流侵蚀的影响。数值试验结果表明：渗流侵蚀过程中细粒流失量及渗透性均随着颗粒堆积平面与渗流方向夹角 β 的增大而减小。对比渗流前后各试样强度，试样渗流后峰值强度降低幅度随着 β 的增大而增大，与细粒流失量及渗透性的影响相反。渗流后各向同性试样强度高于所有具有各向异性试样，且降低幅度最小。上述宏观特性说明了初始组构各向异性对于渗流侵蚀的显著影响。微观特性方面，具有不同初始各向异性主方向的试样渗流前试样强力链组成差距显著。同时渗流后的强力链组成说明对于具有相同细粒含量、孔隙比等特性但具不同各向异性的试样其渗流后可能会达到一种统一的微观状态。渗流侵蚀过程中无论试样初始各向异性主方向如何，其由大颗粒朝向角表示的各向异性程度均略微下降，但幅度有限。表明渗流侵蚀过程中细粒的流失对于土骨架的影响有限。

(4) 建立了盾构隧道周边间断级配土体渗流侵蚀的 CFD-DEM 模型，并以此研究了土体埋深和级配对于渗流侵蚀的影响。数值试验结果表明：土体中细粒在土压力、渗流力的共同作用下由隧道周围的裂隙流入隧道。随埋深的增加，细粒流失数量和受侵蚀区域面积随之增大。细粒含量较多的模型中细粒损失较少，粗细粒平均粒径比较大的模型中细粒损失明显增大。渗流侵蚀引起的地面沉降量随埋深增加。细粒含量为 35% 的模型中地表位移最大。具有较大粗细粒平均粒径比的模型发生了较大的沉降。由于细粒流失产生的应力重分布，裂隙附近的土压力明显增大，管片上的压力分布变为不均匀。同时作用在隧道衬砌上的土压力的重分布程度受级配影响明显。而隧道埋深比对应力重分布的影响主要体现在是应力重分布面积随埋深增大。与应力重分布相对应，微观力链的重分布区域面积随埋深的增大而扩大。而对于微观各向异性指标，埋深对计算区域的微观指标变化影响不大。而级配对微观各向异性参数存在显著影响并和

应力重分布现象相对应。裂隙上部土体的强度、变形特性和临界状态等力学特性在渗流侵蚀过程中会发生较大变化。渗流侵蚀后，裂隙上部土体的强度和刚度均呈现出不同程度的下降。同时通过补充三轴试验确认了渗流侵蚀会引起土样临界状态线位置的变动，不同细粒含量的土体受影响程度不一。

(5) 针对不同管片裂隙宽度，通过生成具有不同管片裂隙宽度的砂土-隧道渗流侵蚀模型，重点研究关注了隧道渗流侵蚀过程中，管片裂隙尺寸对于隧道渗流侵蚀模式的影响。与过往试验水土流失量结果对比，分析了水与土流失量之间的关系，从 DEM 及 CFD 两方面证实了模拟方法的可靠性和合理性。数值试验结果表明：隧道裂隙宽度对颗粒流失模式具有决定性影响，同时根据裂隙宽度的不同可将现有流失模式进一步划分为 4 类，结合所观察的微观机理补充了过往室内试验的认知。不同缝宽对应了不同的土体位移模式，同一种缝宽对应模型下土体位移模式之间也存在相应的转换过程。同时结合土压力变化，阐明了不同缝宽下土拱的形成与消失机理。

(6) 对隧道周边具有不同初始各向异性主方向土体对隧道渗流侵蚀的影响规律进行模拟研究，得到结论如下：土体初始组构各向异性同时影响颗粒流失量与颗粒流失模式，渗流结束阶段颗粒流失量随着初始各向异性主方向与水平面的夹角 β 的增大而增大。且影响程度十分显著，各模型中最大颗粒流失量 ($\beta = 90^\circ$) 是最小颗粒流失量 ($\beta = 0^\circ$) 的将近 4 倍。同时水流失体积速率遵循与颗粒累计流失量相同的规律，即随着 β 的增大而增大，但相较于各模型中颗粒累计流失量之间的差异，水体积流失速率之间的差异较小最大水体积流失率 ($\beta = 90^\circ$) 仅为最小水体积流失率 ($\beta = 0^\circ$) 的约 1.16 倍。渗流侵蚀前，各模型中应力分布情形十分接近，说明初始各向异性对于渗流侵蚀前应力分布无显著影响。渗流侵蚀过程中，颗粒流失会引起隧道周边的应力重分布，随着 β 的增大，应力重分布程度及影响区域不断加大，与 β 对颗粒流失量的影响相对应。渗流侵蚀引起的孔压降低幅度随着远离裂隙不断减小。各模型中裂隙上部孔压随深度分布在本模拟设定的观测时间点内变动不大。对比不同模型渗流结束时的孔压分布，可发现各向异性对于模型中渗流后孔压分布存在一定程度的影响。初始各向异性组构方面，在渗流侵蚀过程中，各向异性程度均呈下降趋势，即趋向于各向同性状态变化。各模型中接触法向各向异性主方向随着渗流侵蚀进程均趋向于水平方向变化，而颗粒朝向各向异性则在渗流过程中变动不大。

8.2 未来研究展望

本文研究工作中尚存在诸多不足，有待今后作进一步的深入和完善，结合国内外研究现状及现有研究成果，建议从以下方面开展深入研究。

(1) 本文土单元渗流侵蚀试验中水力条件均为常水头，然而实际工程情形及室内实验中变水头情形十分常见及重要。同时本文对渗流侵蚀特性的讨论并未涉及临界水力梯度与破坏水力梯度，变水头模拟研究可以对这两种水力梯度进行研究。隧道渗流模型中，所有模型中地下水位均设置为与地面平齐，并未考虑水位高低及变水位对渗流侵蚀试验的影响。之后的研究中可针对水力边界条件的变化进行进一步研究。

(2) 在土压力及动水压力的共同作用下，砂土颗粒除发生运移外往往也会发生一定程度的颗粒破碎。颗粒破碎后产生的细颗粒流失问题及强度变化等对渗流侵蚀特性的影响值得在之后的研究中予以关注

(3) 本文针对颗粒形状的研究主要集中与颗粒棱角度方面，颗粒形状设置为准球形多面体颗粒。颗粒形状其他层面的因素，如长细比等在后续的研究中也值得探讨。

(4) 隧道渗流模型中隧道以离散元中墙单元模拟，设置为完全刚性，不会随应力变化发生相应的形变或断裂，与实际工程情形存在差异。在将来的研究中通过 CFD-DEM-FEM 耦合有望解决这一问题，提供更为接近实际工程的模拟结果。

(5) 本文结果说明水流方向与土体初始各向异性主方向夹角对渗流侵蚀结果存在显著影响，而隧道渗流侵蚀模拟中裂隙开口位置决定了主要渗流方向，从而影响各向异性土体中渗流侵蚀试验结果，故裂隙开口位置与各向异性的综合影响需进一步研究。

(6) 相较于第 3 章模拟中采用的准球形多面体颗粒，将拖曳力方程 (Huilin 和 Gidaspow, 2003) 应用于第 4 章与第 7 章涉及的长形多面体颗粒密实流问题中时难以避免地会产生更大的误差。在之后的研究中，针对异形颗粒密实流问题的更准确的拖曳力方程有助于得到更精确的模拟结果，扩大 CFD-DEM 的模拟方法的适用范围。故针对异形颗粒密实流问题的拖曳力方程具有极大的研究价值。

参考文献

- [1] ADEMA A T, YANG Y, BOOM R. Discrete element method-computational fluid dynamic simulation of the materials flow in an iron-making blast furnace[C]. ISIJ International, 2010, 50(7): 954-961.
- [2] ARTHUR J, MENZIES BK. Inherent anisotropy in a sand[J]. Geotechnique, 1972, 22(1): 115-128.
- [3] AZAMI A, PIETRUSZCZAK S, GUO P. Directional response of a reconstituted fine-grained soil - Part II : Performance of different constitutive models[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2010, 34(8): 771-793.
- [4] AZÉMA E, RADJAI F, SAUSSINE G. Quasistatic rheology, force transmission and fabric properties of a packing of irregular polyhedral particles[J]. Mechanics of Materials, 2009, 41(6): 729-741.
- [5] BEETSTRA R, VAN DER HOEF M A, KUIPERS J A M. Drag force of intermediate reynolds number flow past mono-and bidisperse arrays of spheres[J]. AIChE Journal, 2007, 53(2), 489-501.
- [6] BENDAHMANE F, MAROT D, ALEXIS A. Experimental parametric study of suffusion and backward erosion[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, 134(1): 57-67.
- [7] BERGEN G V D. Efficient Collision Detection of Complex Deformable Models using AABB Trees[J]. Journal of Graphics Tools, 1997, 2(4):1-13.
- [8] BOBET A. Analytical solutions for shallow tunnels in saturated ground[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2001, 127(6): 1258-1266.
- [9] CARTER J P, BOOKER J R. Creep and consolidation around circular openings in infinite media[J]. International Journal of Solids and Structures, 1983, 19(8): 663-675.
- [10] CARTER J P. Elastic consolidation around a deep circular tunnel[J]. International Journal of Solids and Structures, 1982, 18(12): 1059-1074.
- [11] CHAN H T, KENNEY T C. Laboratory investigation of permeability ratio of new liskeard varved soil[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1973, 10(3): 453-472.
- [12] CHAND R, KHASKHELI M A, QADIR A, et al. Discrete particle simulation of radial segregation in horizontally rotating drum: Effects of drum-length and non-rotating end-plates[J]. Physica A: Statistical Mechanics and its Applications, 2012, 391(20): 4590 - 4596.
- [13] CHANG C S, MEIDANI M. Dominant grains network and behavior of sand-silt mixtures: stress-strain modeling[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, 37(15): 2563-2589.
- [14] CHANG C S, YIN Z-Y. Micromechanical modeling for behavior of silty sand with influence of fine content[J]. International Journal of Solids and Structures, 2011, 48(19): 2655-2667.
- [15] CHAPUIS R P, GILL D E, BAASS K. Laboratory permeability tests on sand: influence of the compaction method on anisotropy[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, 26(4): 614-622.
- [16] CHEN R P, TANG L J, LING D S, et al. Face stability analysis of shallow shield tunnels in dry sandy ground using the discrete element method[J]. Computers and Geotechnics, 2011, 38(2): 187-195.
- [17] CHHABRA R P, AGARWAL L, SINHA N K. Drag on non-spherical particles: An evaluation of available methods[J]. Powder Technology, 1999, 101(3), 288-295.
- [18] CHIEN S F. Settling velocity of irregularly shaped particles[C]. SPE Drilling & Completion, 1994, 9(4):281-289.
- [19] CLEARY P W. The effect of particle shape on simple shear flows[J]. Powder Technology, 2008, 179(3): 144-163.
- [20] CUNDALL P A, STRACK O D L. A discrete numerical model for granular assemblies[J]. Geotechnique, 1979, 29(1): 47-65.
- [21] CUNDALL P A. Formulation of a three-dimensional distinct element model Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks[J].

- International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1988, 25(3): 107–116.
- [22] DAI B. Micromechanical investigation of the behavior of granular materials[D]. 香港大学, 2010.
- [23] DI FELICE R. The voidage function for fluid-particle interaction systems[J]. International Journal of Multiphase Flow, 1994, 20(1): 153-159.
- [24] DONG K, WANG C, YU A. A novel method based on orientation discretization for discrete element modeling of non-spherical particles[J]. Chemical Engineering Science, 2015, 126: 500-516.
- [25] DUARTE C R, OLAZAR M, MURATA V V, et al. Numerical simulation and experimental study of fluid-particle flows in a spouted bed[J]. Powder Technology, 2009, 188(3): 195-205.
- [26] EL TANI M. Circular tunnel in a semi-infinite aquifer[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(1): 49–55.
- [27] ELIÁŠ J. Simulation of railway ballast using crushable polyhedral particles[J]. Powder Technology, 2014, 264: 458–465.
- [28] ERGUN S. Fluid flow through packed columns[J]. Chem. Eng. Prog., 1952, 48: 89–94.
- [29] FELL R, FOSTER M, DAVIDSON R, et al. A unified method for estimating probabilities of failure of embankment dams by internal erosion and piping[J]. UNICIV Report R, 2008, 446.
- [30] FOSTER M, FELL R, SPANNAGLE M. The statistics of embankment dam failures and accidents[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, 37(5): 1000–1024.
- [31] FU P, DAFALIAS Y F. Study of anisotropic shear strength of granular materials using DEM simulation[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2011, 35(10): 1098–1126.
- [32] GANSER G H. A rational approach to drag prediction of spherical and nonspherical particles[J]. Powder Technology, 1993, 77(2): 143-152.
- [33] GU X, HU J, HUANG M. K0 of granular soils: a particulate approach[J]. Granular Matter, 2015, 17(6): 703–715.
- [34] GU X, HU J, HUANG M. Anisotropy of elasticity and fabric of granular soils[J]. Granular Matter, 2017, 19(2): 1–15.
- [35] GU X, HUANG M, QIAN J. DEM investigation on the evolution of microstructure in granular soils under shearing[J]. Granular Matter, 2014, 16(1): 91–106.
- [36] GU X, LI W, QIAN J, et al. Discrete element modelling of the influence of inherent anisotropy on the shear behaviour of granular soils[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2018, 22(sup1): s1--s18.
- [37] GÜNTHER O, WONG E. A dual approach to detect polyhedral intersections in arbitrary dimensions[J]. BIT Numerical Mathematics, 1991, 31(1):2-14.
- [38] GUO N, ZHAO J. The signature of shear-induced anisotropy in granular media[J]. Computers and Geotechnics, 2013, 47: 1–15.
- [39] GUO P J, STOLLE D F E. On the failure of granular materials with fabric effects[J]. Soils and Foundations, 2005, 45(4): 1–12.
- [40] GUO P. Modified Direct Shear Test for Anisotropic Strength of Sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, 134(9): 1311–1318.
- [41] GUO Y, WASSGREN C, HANCOCK B, et al. Granular shear flows of flat disks and elongated rods without and with friction[J]. Physics of Fluids, 2013, 25(6): 063304.
- [42] GUO Y, WASSGREN C, KETTERHAGEN W, et al. Some computational considerations associated with discrete element modeling of cylindrical particles[J]. Powder Technology, 2012, 228: 193-198.
- [43] HAIDER A, LEVENSPIEL O. Drag coefficient and terminal velocity of spherical and nonspherical particles[J]. Powder Technology, 1989, 58(1): 63-70.
- [44] HILTON J E, CLEARLY P W. The influence of particle shape on flow modes in pneumatic conveying[J]. Chemical Engineering Science, 2011, 66(3): 231-240.
- [45] HILTON J E, MASON L R, CLEARLY P W. Dynamics of gas-solid fluidised beds with non-spherical particle geometry[J]. Chemical Engineering Science, 2010, 65(5): 1584-1596.
- [46] HOGUE C. Shape representation and contact detection for discrete element simulations of

- arbitrary geometries[J]. 1998, 15(3): 374-390.
- [47] HOSSEININIA E S. Investigating the micromechanical evolutions within inherently anisotropic granular materials using discrete element method[J]. *Granular Matter*, 2012, 14(4): 483–503.
- [48] HU Z, ZHANG Y, YANG Z. Suffusion-induced deformation and microstructural change of granular soils: a coupled CFD–DEM study[J]. *Acta Geotechnica*, 2019, 14(3): 795–814.
- [49] HU Z, ZHANG Y, YANG Z. Suffusion-Induced Evolution of Mechanical and Microstructural Properties of Gap-Graded Soils Using CFD-DEM[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2020, 146(5): 1–18.
- [50] HUANG Y T, HUANG A Bin, KUO Y C, et al. A laboratory study on the undrained strength of a silty sand from Central Western Taiwan[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2004, 24(9–10): 733–743.
- [51] HUILIN L, GIDASPOW D. Hydrodynamics of binary fluidization in a riser: CFD simulation using two granular temperatures[J]. *Chemical Engineering Science*, 2003, 58(16): 3777–3792.
- [52] INDRARATNA B, ISRAR J, RUJIKIATKAMJORN C. Geometrical method for evaluating the internal instability of granular filters based on constriction size distribution[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2015, 141(10): 04015045.
- [53] JIANG M D, YANG Z X, BARRETO D, et al. The influence of particle-size distribution on critical state behavior of spherical and non-spherical particle assemblies[J]. *Granular Matter*, 2018, 20(4): 1-15.
- [54] JIANG M J, KONRAD J M, LEROUEIL S. An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies[J]. *Computers and geotechnics*, 2003, 30(7): 579–597.
- [55] JIANG M, YIN Z-Y. Analysis of stress redistribution in soil and earth pressure on tunnel lining using the discrete element method[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2012, 32: 251–259.
- [56] JING L, KWOK C Y, LEUNG Y F, et al. Extended CFD--DEM for free-surface flow with multi-size granules[J]. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 2016, 40(1): 62–79.
- [57] KARIM A S M M. Three-dimensional discrete element modeling of tunneling in sand[D]. University of Alberta, 2005.
- [58] KE L, TAKAHASHI A. Experimental investigations on suffusion characteristics and its mechanical consequences on saturated cohesionless soil[J]. *Soils and Foundations*, 2014, 54(4): 713–730.
- [59] KENNEY T C, LAU D. Internal stability of granular filters.[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1985, 22(2): 215–225.
- [60] KENNEY T C, LAU D. Internal stability of granular filters: Reply[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1986, 23(3): 420–423.
- [61] KLOSS C, GONIVA C, HAGER A, et al. Models, algorithms and validation for opensource DEM and CFD-DEM[J]. *Progress in Computational Fluid Dynamics, An International Journal*, 2012, 12(2-3): 140-152.
- [62] KOCH D L, HILL R J. Inertial effects in suspension and porous-media flows[J]. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 2001, 33(1): 619–647.
- [63] KOHRING G A, MELIN S, PUHL H, et al. Computer simulations of critical, non-stationary granular flow through a hopper[J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 1995, 124(3): 273–281.
- [64] KOLYMBAS D, WAGNER P. Groundwater ingress to tunnels-the exact analytical solution[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2007, 22(1): 23–27.
- [65] KONISHI J, ODA M, NEMAT-NASSER S. Induced anisotropy in assemblies of oval cross-sectional rods in biaxial compression[J]. *Studies in Applied Mechanics*, 1983, 7: 31–39.
- [66] KOVACS G. *Seepage hydraulics*[M]. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1981.
- [67] KUANG S B, YU A B. Micromechanic modeling and analysis of the flow regimes in horizontal pneumatic conveying[J]. *AIChE Journal*, 2011, 57(10): 2708-2725.
- [68] KUWANO R, JARDINE R J. On the applicability of cross-anisotropic elasticity to granular

- materials at very small strains[J]. *Geotechnique*, 2002, 52(10): 727–749.
- [69] LADE P V., NAM J, HONG W P. Shear banding and cross-anisotropic behavior observed in laboratory sand tests with stress rotation[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, 45(1): 74–84.
- [70] LAFLEUR J, MLYNAREK J, ROLLIN A L. Filtration of broadly graded cohesionless soils[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1989, 115(12): 1747–1768.
- [71] LAM W-K, TATSUOKA F. Effects of initial anisotropic fabric and σ_2 on strength and deformation characteristics of sand[J]. *Soils and Foundations*, 1988, 28(1): 89–106.
- [72] LEI S. An analytical solution for steady flow into a Tunnel[J]. *Groundwater*, 1999, 37(1): 23–26.
- [73] LEUNG C, MEGUID M A. An experimental study of the effect of local contact loss on the earth pressure distribution on existing tunnel linings[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2011, 26(1): 139–145.
- [74] LI M, FANNIN R J. Comparison of two criteria for internal stability of granular soil[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, 45(9): 1303–1309.
- [75] LI M. Seepage induced instability in widely graded soils[D]. University of British Columbia, 2008.
- [76] LI W, ZHANG C, TAN Z, et al. Effect of the seepage flow on the face stability of a shield tunnel[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2021, 112: 103900.
- [77] LI X. Stress and displacement fields around a deep circular tunnel with partial sealing[J]. *Computers and Geotechnics*, 1999, 24(2): 125–140.
- [78] LIU Y, WANG L, HONG Y, et al. A coupled CFD-DEM investigation of suffusion of gap graded soil: Coupling effect of confining pressure and fines content[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2020, 44(18): 2473–2500.
- [79] LOTH E. Drag of non-spherical solid particles of regular and irregular shape[J]. *Powder Technology*, 2008, 182(3): 342–353.
- [80] LU G, THIRD J R, MÜLLER C R. Critical assessment of two approaches for evaluating contacts between super-quadric shaped particles in DEM simulations[J]. *Chemical Engineering Science*, 2012, 78: 226–235.
- [81] LYU H-M, SHEN S-L, YANG J, et al. Inundation analysis of metro systems with the storm water management model incorporated into a geographical information system: a case study in Shanghai[J]. *Hydrology and Earth System Sciences*, 2019, 23(10): 4293–4307.
- [82] MAHMOOD A, MITCHELL J K. Fabric-property relationships in fine granular materials[J]. *Clays and Clay Minerals*, 1974, 22(5–6): 397–408.
- [83] MAHMOOD Z, IWASHITA K. Influence of inherent anisotropy on mechanical behavior of granular materials based on DEM simulations[J]. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 2010, 34(8): 795–819.
- [84] MAIR R J. Tunnelling and geotechnics: New horizons[J]. *Geotechnique*, 2008, 58(9): 695–736.
- [85] MALONE K F, XU B H. Determination of contact parameters for discrete element method simulations of granular systems[J]. *Particuology*, 2008, 6(6): 521–528.
- [86] MARCHILDON E K, CLAMEN A, GAUVIN W H. Drag and oscillatory motion of freely falling cylindrical particles[J]. *The Canadian Journal of Chemical Engineering*, 1964.
- [87] MAYNAR M J, RODRÍGUEZ L E. Discrete Numerical Model for Analysis of Earth Pressure Balance Tunnel Excavation[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, 131(10): 1234–1242.
- [88] MCDONALD S E, ZHAO J Q. Condition assessment and rehabilitation of large sewers.[C], *International conference on underground infrastructure research*, 2001: 361–369.
- [89] MEGUID, M A AND DANG H. The effect of erosion voids on existing tunnel linings[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2009, 24(3): 278–286.
- [90] MEHDIZADEH A, DISFANI M M, EVANS R, et al. Progressive internal erosion in a gap-graded internally unstable soil: Mechanical and geometrical effects[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2018, 18(3): 1–14.
- [91] MINH N H, CHENG Y P, THORNTON C. Strong force networks in granular mixtures[J]. *Granular Matter*, 2014, 16(1): 69–78.
- [92] MITCHELL J K, SOGA K. *Fundamentals of Soil Behavior*[M]. New York: John Wiley &

- Sons, 2005.
- [93] MULLER D E, PREPARATA F P. [J]. Theoretical Computer Science, 1978, 7(2):217-236.
- [94] MUSTOE G G W, MIYATA M. Material Flow Analyses of Noncircular-Shaped Granular Media Using Discrete Element Methods[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2001, 127(10): 1017-1026.
- [95] NEMAT-NASSER S. A micromechanically-based constitutive model for frictional deformation of granular materials[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 2000, 48(6): 1541–1563.
- [96] NEYER J C. Soft Ground Tunnel Failures in Michigan[C]. International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 41.
- [97] NIE Z, FANG C, GONG J, et al. Exploring the effect of particle shape caused by erosion on the shear behaviour of granular materials via the DEM[J]. International Journal of Solids and Structures, 2020, 202: 1–11.
- [98] OCHIAI H, LADE P V. Three-dimensional behavior of sand with anisotropic fabric[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1983, 109(10): 1313–1328.
- [99] ODA M, KOISHIKAWA I, HIGUCHI T. Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test[J]. Soils and foundations, 1978, 18(1): 25–38.
- [100] ODA M, KOISHIKAWA I. Effect of strength anisotropy on bearing capacity of shallow footing in a dense sand[J]. Soils and Foundations, 1979, 19(3): 15–28.
- [101] ODA M. Anisotropic strength of cohesionless sands[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1981, 107(9): 1219–1231.
- [102] ODA M. Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material[J]. Soils and foundations, 1972, 12(1): 17–36.
- [103] OSCHMANN T, HOLD J, KRUGGEL-EMDEN H. Numerical investigation of mixing and orientation of non-spherical particles in a model type fluidized bed[J]. Powder Technology, 2014, 258: 304-323.
- [104] OSCHMANN T, VOLLMARI K, KRUGGEL-EMDEN H, et al. Numerical investigation of the mixing of non-spherical particles in fluidized beds and during pneumatic conveying[C]. Procedia Engineering, 102: 976-985.
- [105] OUYANG M, TAKAHASHI A. Influence of initial fines content on fabric of soils subjected to internal erosion[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, 53(2): 299–313.
- [106] PALMER J H L, BELSHAW D J. Deformations and Pore Pressures in the Vicinity of a Precast, Segmented, Concrete-Lined Tunnel in Clay[J]. Canadian geotechnical journal, 1980, 17(2): 174–184.
- [107] PAPAMICHOS E, VARDOULAKIS I, TRONVOLL J, et al. Volumetric sand production model and experiment[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2001, 25(8): 789–808.
- [108] PARK K H, OWATSIRIWONG A, LEE J G. Analytical solution for steady-state groundwater inflow into a drained circular tunnel in a semi-infinite aquifer: A revisit[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, 23(2): 206–209.
- [109] QIAN J, YOU Z, HUANG M, et al. A micromechanics-based model for estimating localized failure with effects of fabric anisotropy[J]. Computers and Geotechnics, 2013, 50: 90–100.
- [110] QIU Z-F, WANG J-J. Experimental Study on the Anisotropic Hydraulic Conductivity of a Sandstone–Mudstone Particle Mixture[J]. Journal of Hydrologic Engineering, 2015, 20(11): 04015029.
- [111] RADJAI F, WOLF D E, JEAN M, et al. Bimodal character of stress transmission in granular packings[J]. Physical Review Letters, 1998, 80(1): 61–64.
- [112] REN B, ZHONG W, CHEN Y, et al. CFD-DEM simulation of spouting of corn-shaped particles[J]. Particuology, 2012, 10(5): 562-572.
- [113] REN B, ZHONG W, JIN B, et al. Numerical simulation on the mixing behavior of corn-shaped particles in a spouted bed[J]. Powder Technology, 2013, 234: 58-66.
- [114] ROCHIM A, MAROT D, SIBILLE L, et al. Effects of hydraulic loading history on suffusion susceptibility of cohesionless soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2017, 143(7): 04017025.
- [115] ROTHENBURG L, BATHURST R. Analytical study of induced anisotropy in idealized granular material[J]. Géotechnique, 1989, 39(4): 601–614.

- [116] ROUX J N, COMBE G. How granular materials deform in quasistatic conditions[C]. AIP Conference Proceedings, 2010, 1227(1): 260–270.
- [117] SHEN S L, WU H N, CUI Y J, et al. Long-term settlement behaviour of metro tunnels in the soft deposits of Shanghai[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, 40: 309–323.
- [118] SHI Z M, ZHENG H C, YU S B, et al. Application of CFD-DEM to investigate seepage characteristics of landslide dam materials[J]. Computers and Geotechnics, 2018, 101: 23–33.
- [119] SHIN J H, ADDENBROOKE T I, POTTS D M. A numerical study of the effect of groundwater movement on long-term tunnel behaviour[J]. Geotechnique, 2002, 52(6): 391–403.
- [120] SHIN J H, KIM S H, SHIN Y S. Long-term mechanical and hydraulic interaction and leakage evaluation of segmented tunnels[J]. Soils and Foundations, 2012, 52(1): 38–48.
- [121] SITHARAM T G, DINESH S V., SHIMIZU N. Micromechanical modelling of monotonic drained and undrained shear behaviour of granular media using three-dimensional DEM[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2002, 26(12): 1167–1189.
- [122] SKEMPTON A W, BROGAN J M. Experiments on piping in sandy gravels[J]. Géotechnique, 1994, 44(3): 449–460.
- [123] SONG X, XU Z, LI G, et al. A new model for predicting drag coefficient and settling velocity of spherical and non-spherical particle in Newtonian fluid[J]. Powder Technology, 2017, 321: 242-250.
- [124] TATSUOKA F, SAKAMOTO M, KAWAMURA T, et al. Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures[J]. Soils and Foundations, 1986, 26(1): 65–84.
- [125] TERZAGHI K. Soil mechanics-A new chapter in engineering science[J]. Journal of the Institution of Civil Engineers, 1939, 12(7): 106–142.
- [126] THOMPSON T L, CLARK N N. A holistic approach to particle drag prediction[J]. Powder Technology, 1991, 67(1): 57-66.
- [127] THORNTON C, ANTONY S J. Quasi-static deformation of particulate media[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 1998, 356(1747): 2763-2782.
- [128] THORNTON C, ANTONY S J. Quasi-static shear deformation of a soft particle system[J]. Powder technology, 2000, 109(1–3): 179–191.
- [129] THORNTON C, ZHANG L. On the evolution of stress and microstructure during general 3D deviatoric straining of granular media[J]. Geotechnique, 2010, 60(5): 333–341.
- [130] THORNTON C. Numerical simulations of deviatoric shear deformation of granular media[J]. Géotechnique, 2000, 50(1): 43–53.
- [131] TOMLINSON S S, VAID Y P. Seepage forces and confining pressure effects on piping erosion[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, 37(1): 1–13.
- [132] TONG Z X, ZHANG L W, ZHOU M. DEM simulation of biaxial compression experiments of inherently anisotropic granular materials and the boundary effects[J]. Journal of Applied Mathematics, 2013, 2013.
- [133] TSUJI Y, KAWAGUCHI T, TANAKA T. Discrete particle simulation of two-dimensional fluidized bed[J]. Powder Technology, 1993, 77(1): 79–87.
- [134] TSUJI Y, TANAKA T, ISHIDA T. Lagrangian numerical simulation of plug flow of cohesionless particles in a horizontal pipe[J]. Powder Technology, 1992, 71(3): 239–250.
- [135] VALLEJO L E. Interpretation of the limits in shear strength in binary granular mixtures[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, 38(5): 1097–1104.
- [136] WACHS A, GIROLAMI L, VINAY G, et al. Grains3D, a flexible DEM approach for particles of arbitrary convex shape - Part I: Numerical model and validations[J]. Powder Technology, 2012, 224: 374–389.
- [137] WALLIS S. Rebuilding the Red Ling at St Peterburg[J]. Tunnels & Tunnelling International, 2002, 34(1): 30–32.
- [138] WAN C F, FELL R. Experimental investigation of internal instability of soils in embankment dams and their foundations[M]. University of New South Wales, School of

- Civil and Environmental Engineering, 2004.
- [139] WAN C F, FELL R. Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams[J]. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 2004, 130(4): 373–380.
- [140] WAN C, FELL R. Investigation of internal erosion by the process of suffusion in embankment dams and their foundations[J]. *Internal erosion of dams and their foundations* (eds R. Fell and JJ Fry), 2007: 219–234.
- [141] WANG J J, QIU Z F. Anisotropic hydraulic conductivity and critical hydraulic gradient of a crushed sandstone–mudstone particle mixture[J]. *Marine Georesources and Geotechnology*, 2017, 35(1): 89–97.
- [142] WANG J, HUANG H, XIE X, et al. Void-induced liner deformation and stress redistribution[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2014, 40: 263–276.
- [143] WANG X-W, YANG T-L, XU Y-S, et al. Evaluation of optimized depth of waterproof curtain to mitigate negative impacts during dewatering[J]. *Journal of Hydrology*, 2019a, 577: 123969.
- [144] WANG Z-F, SHEN S-L, MODONI G. Enhancing discharge of spoil to mitigate disturbance induced by horizontal jet grouting in clayey soil: Theoretical model and application[J]. *Computers and Geotechnics*, 2019b, 111: 222–228.
- [145] WEN C Y, YU Y H. A generalized method for predicting the minimum fluidization velocity[J]. *AIChE Journal*, 1966, 12(3): 610-612.
- [146] WILLIAMS J R, O'CONNOR R. A linear complexity intersection algorithm for discrete element simulation of arbitrary geometries[J]. *Engineering Computations*, 1995, 12(2): 185-201.
- [147] WILLIAMS J R, PENTLAND A P. Superquadric object representation for dynamics of multi-body structures[C]. *Computer Utilization in Structural Engineering*, 1988: 448-457.
- [148] WONGSAROJ J, SOGA K, MAIR R J. Tunnelling-induced consolidation settlements in London Clay[J]. *Geotechnique*, 2013, 63(13): 1103–1115.
- [149] WU H N, HUANG R Q, SUN W J, et al. Leaking behavior of shield tunnels under the Huangpu River of Shanghai with induced hazards[J]. *Natural Hazards*, 2014, 70(2): 1115–1132.
- [150] WU H N, SHEN S L, CHEN R P, et al. Three-dimensional numerical modelling on localised leakage in segmental lining of shield tunnels[J]. *Computers and Geotechnics*, 2020a, 122: 103549.
- [151] WU H N, SHEN S L, LIAO S M, et al. Longitudinal structural modelling of shield tunnels considering shearing dislocation between segmental rings[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2015, 50: 317–323.
- [152] WU H-N, SHEN S-L, YANG J. Identification of Tunnel Settlement Caused by Land Subsidence in Soft Deposit of Shanghai[J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2017, 31(6): 04017092..
- [153] WU Y X, SHEN S L, LYU H M, et al. Analyses of leakage effect of waterproof curtain during excavation dewatering[J]. *Journal of Hydrology*, 2020b, 583: 124582.
- [154] XIONG H, WU H, BAO X, et al. Investigating effect of particle shape on suffusion by CFD-DEM modeling[J]. *Construction and Building Materials*, 2021, 289: 123043.
- [155] XIONG H, YIN Z Y, ZHAO J, et al. Investigating the effect of flow direction on suffusion and its impacts on gap-graded granular soils[J]. *Acta Geotechnica*, 2021, 16(2): 399-419.
- [156] XU Y-S, YAN X-X, SHEN S-L, et al. Experimental investigation on the blocking of groundwater seepage from a waterproof curtain during pumped dewatering in an excavation[J]. *Hydrogeology Journal*, 2019, 27(7): 2659–2672.
- [157] YANG J, YIN Z-Y, LAOUAFA F, et al. Analysis of suffusion in cohesionless soils with randomly distributed porosity and fines content[J]. *Computers and Geotechnics*, 2019b, 111: 157–171.
- [158] YANG J, YIN Z-Y, LAOUAFA F, et al. Hydro-mechanical modeling of granular soils considering internal erosion[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2019a, 57(2): 157-172.
- [159] YANG J, YIN Z-Y, LAOUAFA F, et al. Modeling coupled erosion and filtration of fine particles in granular media[J]. *Acta Geotechnica*, 2019c, 14(6): 1615–1627.
- [160] YANG S L, SANDVEN R, GRANDE L. Steady-state lines of sand-silt mixtures[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2006, 43(11): 1213–1219.

- [161] YANG Z X, LI X S, YANG J. Quantifying and modelling fabric anisotropy of granular soils[J]. *Geotechnique*, 2008, 58(4): 237–248.
- [162] YIN Z Y, CHANG C S, HICHER P Y. Micromechanical modelling for effect of inherent anisotropy on cyclic behaviour of sand[J]. *International Journal of Solids and Structures*, 2010.
- [163] YIN Z Y, HUANG H-W, HICHER P-Y. Elastoplastic modeling of sand–silt mixtures[J]. *Soils and Foundations*, 2016, 56(3): 520–532.
- [164] YIN Z Y, WANG P, ZHANG F. Effect of particle shape on the progressive failure of shield tunnel face in granular soils by coupled FDM-DEM method[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2020, 100: 103394.
- [165] YIN Z Y, XU Q, CHANG C S. Modeling Cyclic Behavior of Clay by Micromechanical Approach[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2013, 139(9): 1305–1309.
- [166] YIN Z Y, ZHAO J, HICHER P-Y. A micromechanics-based model for sand-silt mixtures[J]. *International journal of solids and structures*, 2014, 51(6): 1350–1363.
- [167] ZENG S, LÜ X, HUANG M. Discrete element modeling of static liquefaction of shield tunnel face in saturated sand[J]. *Acta Geotechnica*, 2019, 14(6): 1643–1652.
- [168] ZHANG D M, GAO C P, YIN Z Y. CFD-DEM modeling of seepage erosion around shield tunnels[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2019, 83: 60–72.
- [169] ZHANG D M, MA L X, HUANG H W, et al. Predicting leakage-induced settlement of shield tunnels in saturated clay[J]. *Computer Modeling in Engineering & Sciences(CMES)*, 2012, 89(3): 163–188.
- [170] ZHANG D M, MA L X, ZHANG J, et al. Ground and tunnel responses induced by partial leakage in saturated clay with anisotropic permeability[J]. *Engineering Geology*, 2015, 189: 104–115.
- [171] ZHAO B, WANG J. 3D quantitative shape analysis on form, roundness, and compactness with μ CT[J]. *Powder Technology*, 2016, 291: 262–275.
- [172] ZHAO J, SHAN T. Coupled CFD-DEM simulation of fluid-particle interaction in geomechanics[J]. *Powder Technology*, 2013, 239: 248–258.
- [173] ZHAO S, ZHOU X, LIU W. Discrete element simulations of direct shear tests with particle angularity effect[J]. *Granular Matter*, 2015, 17(6): 793–806.
- [174] ZHONG W, YU A, LIU X, et al. DEM/CFD-DEM Modelling of Non-spherical Particulate Systems: Theoretical Developments and Applications[J]. *Powder Technology*, 2016, 302: 108–152.
- [175] ZHOU Z Y, PINSON D, ZOU R P, et al. Discrete particle simulation of gas fluidization of ellipsoidal particles[J]. *Chemical Engineering Science*, 2011, 66(23): 6128–6145.
- [176] ZHOU Z, PINSON D, ZOU R, et al. CFD-DEM simulation of gas fluidization of ellipsoidal particles[J]. *7th International Conference on CFD in the Minerals and Process Industries*, 2009.
- [177] ZHU Y, GONG J, NIE Z. Shear behaviours of cohesionless mixed soils using the DEM: The influence of coarse particle shape[J]. *Particuology*, 2021, 55: 151–165.
- [178] ZOU Y, CHEN C, ZHANG L. Simulating progression of internal erosion in gap-graded sandy gravels using coupled CFD-DEM[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2020, 20(1): 1–9.
- [179] 程旷, 杨庆, 王胤. 基于离散元的渗流致断级配土颗粒运移数值分析方法研究[D]. 大连理工大学, 2019.
- [180] 戴轩. 城市地下工程漏水漏砂灾害演化机理的试验与理论研究[D]. 天津大学, 2016.
- [181] 高程鹏. 城市基础设施管线渗流侵蚀的颗粒流模拟与试验研究[D]. 同济大学, 2017.
- [182] 国家技术监督局. 中华人民共和国国家标准.土工试验方法标准[M]. .
- [183] 金磊, 曾亚武, 程涛, et al. 隧道突泥破坏的耦合格子 Boltzmann- 离散元法模拟[J]. *岩土工程学报*, 2021.
- [184] 刘建航, 侯学渊. 盾构法隧道[M]. 中国铁道出版社, 1991.
- [185] 张冬梅, 杜伟伟, 高程鹏. 间断级配砂土中管线破损引起的渗流侵蚀模型试验[J]. *岩土工程学报*, 2018, 40(11): 2129–2135.
- [186] 张刚. 管涌现象微观机理的模型试验与颗粒流数值模拟研究[D]. .
- [187] 张家发, 定培中, 张伟, et al. 水布垭面板堆石坝垫层料渗透 与渗透变形特性试验研

- 究[J]. 岩土力学, 2009, 30(10): 3145–3150.
- [188] 周铨乐. 缺级砾石土心墙料渗流侵蚀各向异性试验研究[D]. 哈尔滨工业大学, 2019.

附录A CFD-DEM 耦合方法

A. 1 DEM 原理

A. 1. 1 计算周期

DEM 中的计算周期由对颗粒进行牛顿第二定律计算和对接触进行接触模型计算组成。牛顿第二定律用于确定颗粒运动而接触模型用于计算施加于颗粒上的力和扭矩。

牛顿第二定律在计算中的应用在下文中由二维情形下两接触圆形颗粒 x , y 组成的体系来阐明 (图 A.1)。当两颗粒接触距离 D , 小于它们的半径之和, 则可判定两颗粒发生接触, 继而触发相对位移的计算。相对位移增量的法向分量 Δn 与切向分量 Δs 计算式如下 (Cundall 和 Strack, 1979):

$$\Delta n = \{(\dot{x}_i - \dot{y}_i)e_i\}\Delta t \quad (\text{A.1})$$

$$\Delta s = \{(\dot{x}_i - \dot{y}_i)t_i - (\dot{\theta}_{(x)}R_{(x)} + \dot{\theta}_{(y)}R_{(y)})\Delta t\} \quad (\text{A.2})$$

上两式中 \dot{x}_i 和 \dot{y}_i 分别为两圆形颗粒的速度, 下标指代 1 或 2; $\dot{\theta}_{(x)}$ 和 $\dot{\theta}_{(y)}$ 分别为两圆形颗粒的角速度; $R_{(x)}$ 和 $R_{(y)}$ 分别为两圆形颗粒的半径; e_i 和 t_i 为两单位向量, 方向在图中给出。 Δt 为时间增量。

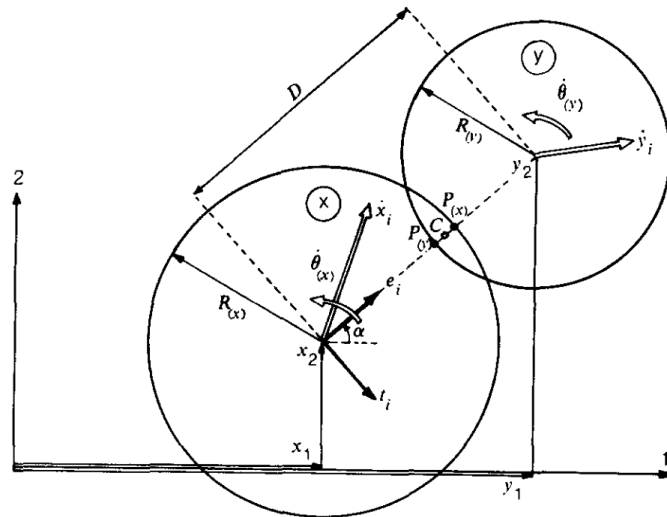


图 A.1 接触力-位移定律 (Cundall 和 Strack, 1979)

基于上述相对位移增量, 在线弹性接触模型框架下, 法向力与切向力增量由下式确定:

$$\Delta F_n = k_n \Delta n = k_n \{(\dot{x}_i - \dot{y}_i)e_i\}\Delta t \quad (\text{A.3})$$

$$\Delta F_s = k_s \Delta s = k_s \{(\dot{x}_i - \dot{y}_i)t_i - (\dot{\theta}_{(x)} R_{(x)} + \dot{\theta}_{(y)} R_{(x)})\Delta t\} \quad (\text{A.4})$$

上两式中 k_n 和 k_s 分别为颗粒的法向和切向刚度。在每一个时步中，将已经确定的力增量 ΔF_n 和 ΔF_s 加入到之前时步确定的所有力增量的总和 F_n 和 F_s 中，通过这种方式使得作用在颗粒上的力不断被更新：

$$(F_n)_t = (F_n)_{t-\Delta t} + \Delta F_n \quad (\text{A.5})$$

$$(F_s)_t = (F_s)_{t-\Delta t} + \Delta F_s \quad (\text{A.6})$$

对于每一个颗粒（图 A.2），根据牛顿第二定律，在时间为 t 时产生的力和力矩与平移加速度和旋转加速度分别相关（Cundall 和 Strack, 1979）：

$$m_{(x)} \ddot{x} = \sum F_{(x)i} \quad (\text{A.7})$$

$$I_{(x)} \ddot{\theta}_{(x)} = \sum M_{(x)} \quad (\text{A.8})$$

式中 $m_{(x)}$ 、 $I_{(x)}$ 分别为颗粒 x 的质量和惯性力矩， \ddot{x} 和 $\ddot{\theta}_{(x)}$ 分别为颗粒 x 的平移加速度和旋转加速度。假定平移加速度 \ddot{x} 和旋转加速度 $\ddot{\theta}_{(x)}$ 在时步 Δt 内近似恒定，在此时步上进行积分，得到结果如下：

$$(\dot{x}_i)_{t+\Delta t/2} = (\dot{x}_i)_{t-\Delta t/2} + \{\sum F_{(x)i} / m_{(x)}\}_t \Delta t \quad (\text{A.9})$$

$$(\dot{\theta}_{(x)})_{t+\Delta t/2} = (\dot{\theta}_{(x)})_{t-\Delta t/2} + \{\sum M_{(x)} / I_{(x)}\}_t \Delta t \quad (\text{A.10})$$

上述两方程可进行进一步积分以得到颗粒的位置和旋转：

$$(x_i)_{t+\Delta t} = (x_i)_t + (\dot{x}_i)_{t+\Delta t/2} \Delta t \quad (\text{A.11})$$

$$(\theta_{(x)})_{t+\Delta t} = (\theta_{(x)})_t + (\dot{\theta}_{(x)})_{t+\Delta t/2} \Delta t \quad (\text{A.12})$$

如上所述，式（A.11）、式（A.12）依次应用于每一个颗粒。在循环过程中，每个时步中颗粒的速度和位移都会被更新。以上公式和图例介绍了在一个计算周期内应用牛顿第二定律及接触定律确定颗粒的受力和运动。

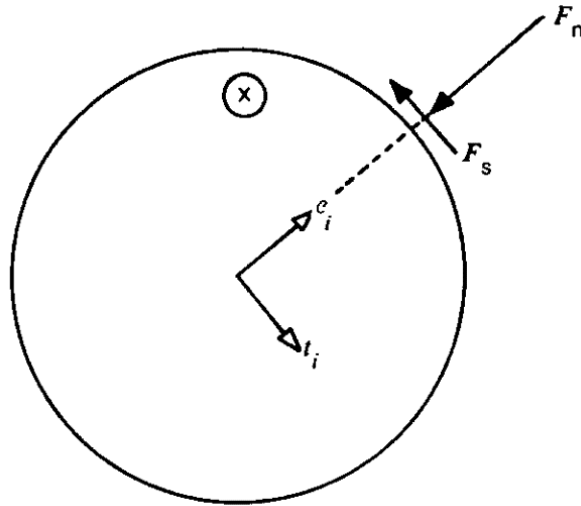


图 A.2 F_n 和 F_s 的符号约定（Cundall 和 Strack, 1979）

A. 1. 2 接触检测算法

DEM 程序中，以一种稳定且有效的算法找出互相接触的颗粒并表示出它们的几何和机械特性是一个十分关键的问题。这一算法最早由 Cundall (1988) 提出。在一对颗粒的相对几何形状在 DEM 程序中可被判定前，必须识别候选对。否则，检查判定所有可能发生接触的颗粒是相当耗时的。在二维情形下，通常的做法是建立一个规范的自动代表颗粒间空隙的数据结构，这种方法可以节省大量的时间。然而此种方法并不能拓展到三维情形。针对此情况，Cundall (1988) 提出了一个涉及元胞映射和搜索的机制。即，整个颗粒系统所在的空间被划分为长方体元胞，每个颗粒被映射入相应的元胞。在每一个元胞中，分配到它的所有颗粒的地址以链接列表 (linked-list) 的形式储存。图 A.3 为以二维形式展现的映射逻辑。当所有的颗粒均被映射到元胞中以后，找出特定颗粒的所有相邻颗粒 (neighbors) 将不再困难。当一个颗粒在模拟过程中移动时，它将会被重新映射得到新的相邻颗粒并检查是否与相邻颗粒接触。颗粒是否重新映射由一个变量 u_{acc} 所控制， u_{acc} 为颗粒的累积移动，它会在每一次重新映射后归零并在每一个时步以如下方式更新：

$$u_{acc} = u_{acc} + \max\{\text{abs}(du)\} \quad (\text{A.13})$$

其中 du 为颗粒表面点的增量位移， $\max\{\}$ 函数作用为取颗粒上所有表面点的最大值。当 u_{acc} 超越 CTOL (一预先设定的容忍值)，重新映射与接触判定开始进行。其中接触判定的搜索体积在所有维度上都比颗粒包络体 (如图 A.3) 大 $2 \times \text{CTOL}$ 。通过这种方式，颗粒移动可能产生的相邻颗粒均会被考虑到。同时 CTOL 也会被用于判定接触是否生成或删除。当两颗粒间间隔等于或小于 CTOL 时接触生成，反之当两颗粒间隔大于 CTOL 时，接触删去。

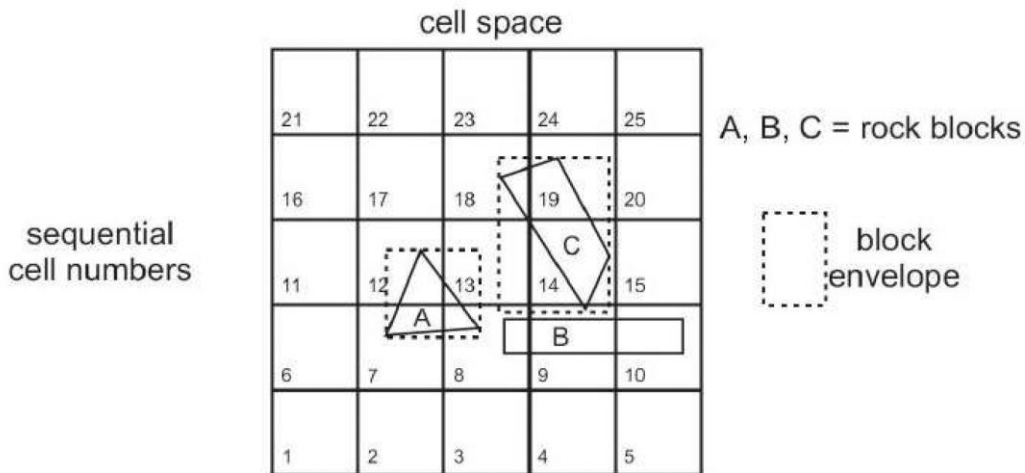


图 A.3 以二维形式展示将颗粒映射到元胞空间的示例 (Cundall, 1988)

A. 1.3 多面体颗粒接触判定

为考虑颗粒棱角及土样初始各向异性，本文部分模拟中所采用的颗粒形状除传统球形颗粒外，还采用了多面体颗粒。其接触判定相较于球形颗粒可直接比较颗粒球心距离与半径之和不同，其判定较为复杂及消耗计算资源。通常我们可借助图形算法来检测两个颗粒是否存在接触。一个有 N 个边界平面的多面体可以由一组不等式来定义：

$$P = \{(x, y, z) \mid a_i x + b_i y + c_i z \leq d_i, \quad i = 1, \dots, N\} \quad (\text{A.14})$$

式中 (a_i, b_i, c_i) 为边界平面 i 的法向量， d_i 为边界平面到坐标原点的距离。对于给定一对多面体的接触判断问题，实际上就是判断两组不等式是否存在交点。图 A.4 为两多面体颗粒之间的接触及其之间的相互作用力。

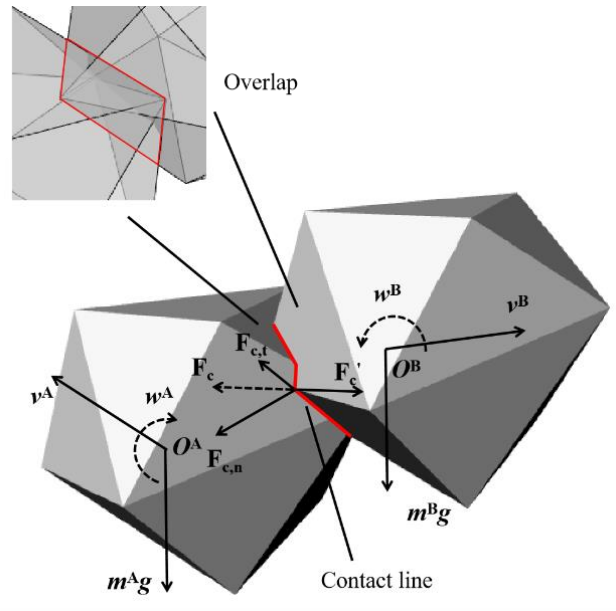


图 A.4 两多面体颗粒接触的三维图解

基于 AABB(axis-aligned bounding box)算法 (Bergen, 1997)，可以实现近似接触检测。AABB 是一个紧密包含颗粒的盒子，它由六个与坐标轴对齐的面组成。对于两个 AABB，如果它们沿任何轴线的投影长度没有重叠，则涉及的两个颗粒没有接触。否则，应引入一个分割平面来进一步判断颗粒是否接触。如果一个平面能把颗粒 A 的所有顶点分在一边，把颗粒 B 的所有顶点分在另一边，那么就说明这两个颗粒没有接触。如果不存在这样的平面，则说明颗粒是接触的 (如图 A.4 所示，两个接触颗粒之间存在红色接触线和重叠体积)。

通过上述程序一旦判断颗粒接触，接下来另一项重要的工作就是找到该接触对应接触面的法向量。此法向量也代表了法向接触力的方向。与球体颗粒的接触法线方向可以由一个球心到另一个球心的向量确定不同，多面体颗粒的接

触法向判定较为复杂。在这里采用线性最小二乘拟合法，其中根据接触线引入拟合平面，因为该接触线是多面体颗粒边界面的交线，通过求解边界面不等式组可以很容易地得到。同时，将重叠体积的质心作为接触点，即通过质心的垂直于拟合平面的线可以近似等同于实际接触法线方向（如图 A.5 所示）。至于接触体积(即重叠)的计算，则采用双重方法。关于该方法的更多细节可参见文献（Eliáš, 2014; Günther 和 Wong, 1991; Muller 和 Preparata, 1978），这里不作说明。

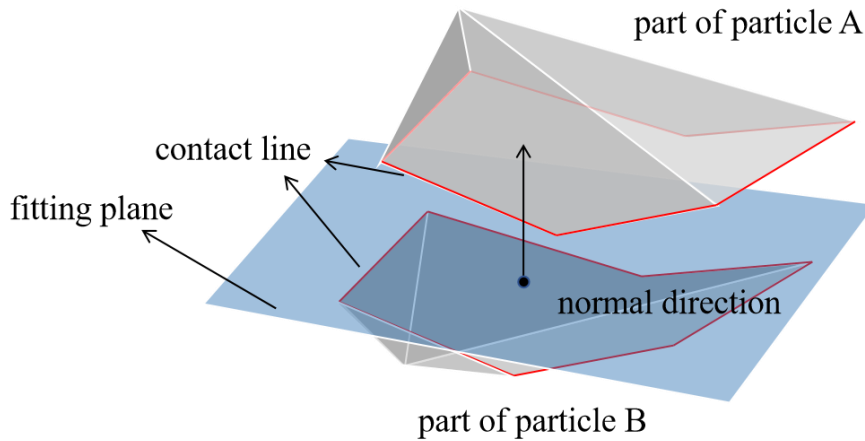


图 A.5 多面体颗粒间的接触以及相应拟合平面

A. 1. 4 接触力模型

在 DEM 程序中，接触力由以下两部分组成：

- (1) 与接触平面相垂直的力， F_n
- (2) 与接触平面相切的力， F_s

对于球形颗粒，接触平面垂直与两接触颗粒球形的连线。对于球形颗粒与边界接触情形，此连线为球心与边界上与球形距离最近一点连线。对于非球形颗粒，确定接触面的算法更为复杂，如 A.1.3 所述。

首先介绍的是法向力 F_n 相关的模型。DEM 程序中对于法向力模型有两个主要要求：首先法向力必须为排斥力，其次法向接触力模型必须允许产生大量的能量耗散。围绕这两点要求，过往学者提出了较多的法向力接触模型。

在本文的数值模拟 DEM 部分中，法向力接触模型均采用赫兹弹簧-粘壶模型（Hertzian spring-dashpot model）。此模型由弹性和阻尼两部分构成。弹性部分基于由 Hertz 在 19 世纪提出的经典接触理论。

赫兹弹簧-粘壶模型可表达为如下形式：

$$F_n = \hat{K}_H s_n^{\frac{3}{2}} + \hat{C}_H s_n^{\frac{1}{4}} \dot{s}_n \quad (\text{A.15})$$

式中 s_n 为接触法向重叠， \dot{s}_n 为接触方向重叠关于时间的导数。刚度系数 \hat{K}_H 由

下式定义：

$$\hat{K}_H = \frac{4}{3} E^* \sqrt{R^*} \quad (\text{A.16})$$

式中：

(1) E^* 是有效杨氏模量，由下式定义：

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1-\nu_1^2}{E_1} + \frac{1-\nu_2^2}{E_2} \quad (\text{A.17})$$

式中 E_1 和 E_2 分别为两接触颗粒或颗粒与边界（视接触类型而定）的杨氏模量。

ν_1 和 ν_2 分别为两对应实体的泊松比。

(2) R^* 为有效或等效半径，定义如下式：

$$\frac{1}{R^*} = \begin{cases} \frac{2}{L_1} + \frac{2}{L_2} & \text{对于颗粒间接触} \\ \frac{2}{L} & \text{对于颗粒与边界接触} \end{cases} \quad (\text{A.18})$$

其中 L_1 和 L_2 分别为相接触颗粒的尺寸，同时 L 为颗粒边界接触中颗粒的尺寸。

按照 Tsuji 等（1992）最初提出的方法，本文所采用的赫兹模型中的阻尼系数以如下方式定义：

$$\hat{C}_H = 2\eta_H \sqrt{m^* \hat{K}_H} \quad (\text{A.19})$$

式中 m^* 为有效质量，由如下方式定义：

$$\frac{1}{m^*} = \begin{cases} \frac{2}{m_1} + \frac{2}{m_2} & \text{对于颗粒间接触} \\ \frac{2}{m} & \text{对于颗粒与边界接触} \end{cases} \quad (\text{A.20})$$

式中 m_1 和 m_2 分别为相接触颗粒的质量，同时 m 为颗粒边界接触中颗粒的质量。

式（A.19）中 η_H 为赫兹模型中的阻尼比。证明考虑到适当的变量变换，当定义赫兹模型的阻尼系数为

$$\eta_H = \frac{\sqrt{5}}{2} \eta \quad (\text{A.21})$$

时基于赫兹模型的运动方程的解可映射到基于线性弹性接触模型的等效方程上，即定义同样的阻尼比 η ，在同样的接触情形下通过两种模型产生的黏性能量耗散是一致的。

对于切向力模型，本文中采用的是 Mindlin-Deresiewicz 模型。切向力在此模型中以如下方式表达：

$$F_s = -\mu F_n \left(1 - \zeta^{\frac{3}{2}} \right) \frac{s_\tau}{|s_\tau|} + \eta_\tau \sqrt{\frac{6\mu m^* F_n}{s_{\tau,max}}} \zeta^{\frac{1}{4}} \dot{s}_\tau \quad (\text{A.22})$$

$$\zeta = 1 - \frac{\min(|s_\tau|, s_{\tau,max})}{s_{\tau,max}} \quad (\text{A.23})$$

式中：

(1) μ 为摩擦系数，定义如下

$$\mu = \begin{cases} \mu_s & \text{接触上未发生相对滑动} \\ \mu_d & \text{接触上发生相对滑动} \end{cases} \quad (\text{A.24})$$

其中 μ_s 和 μ_d 分别为静摩擦系数和动摩擦系数。

(2) s_τ 为接触上的切向相对位移。

(3) \dot{s}_τ 为接触上的切向相对位移关于时间的导数。

(4) $s_{\tau,max}$ 为颗粒开始滑动时的最大相对切向位移。

(5) m^* 为有效质量，定义见式 (A.20)。

(6) η_τ 为切向阻尼比，在本文的模拟中以下式定义：

$$\eta_\tau = -\frac{\ln \varepsilon}{\sqrt{\ln^2 \varepsilon + \pi^2}} \quad (\text{A.25})$$

其中 ε 为各材料相互作用时的恢复系数。

最大相对切向位移 $s_{\tau,max}$ 由下式定义：

$$s_{\tau,max} = \mu \left(\frac{1-\nu_1}{2-\nu_1} + \frac{1-\nu_2}{2-\nu_2} \right)^{-1} s_n \quad (\text{A.26})$$

其中 ν_1 和 ν_2 分别为两颗粒或颗粒和边界的泊松比，视颗粒接触类型而定。 s_n 为法向重叠。

A. 1.5 临界时步

DEM 计算中时步的大小是决定模拟所需时间的重要因素之一。合理时步的选取十分重要。时步过小会导致模拟所需计算时间过长，时步过大则会无法保证模拟的准确性与稳定性。

通常在 DEM 计算程序中，将时间步长设置为等效质量弹簧振动周期的一小部分 (Malone 和 Xu, 2008; Tsuji 等, 1993)。弹簧镇振动周期为：

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_{cri}}{K_{cri}}} \quad (\text{A.27})$$

其中 m_{cri} 和 K_{cri} 分别为临界质量和临界刚度。模拟中此周期将近似于模拟中所有可能的粒子和边界碰撞组合中最短的碰撞持续时间。模拟的时步值将满足，即使是耗时最短的碰撞也能以合适的精度进行数值求解。

由上文可知临界时步的选取依赖于法向接触刚度，因此不同的法向接触模型将会对应不同的临界时步选取方式。下文将简述赫兹粘弹性模型对应的时步

选取方式。

赫兹粘弹性模型为非线性模型，其接触刚度与法向重叠 s_n 相关，模型中接触刚度表达式可写为：

$$K_H = \frac{4}{3} E^* \sqrt{R^*} s_n^{\frac{1}{2}} \quad (\text{A.28})$$

当赫兹粘弹性模型被调用时，其时步以如下方式确定：

$$\Delta t = \frac{\pi}{2N_{\Delta}^l} \min\left(\sqrt{\frac{m^*}{K_H}}\right) \quad (\text{A.29})$$

其中 K_H 以最大法向重叠量为 10% 的有效半径 R^* 来估算， N_{Δ}^l 为每一个加载循环中的最小时步数，可自行设定。所有可能发生接触的颗粒与颗粒、颗粒与边界被试算以找到 $\sqrt{m^* / K_H}$ 的最小值。

A. 2 耦合 CFD-DEM 算法

A. 2.1 基本控制方程

一个不可压缩的液相在次级颗粒相存在的情形下的运动受体积平均的 Navier-Stokes 方程的控制 (Kloss 等, 2012)。

$$\frac{\partial \alpha_f}{\partial t} + \nabla \cdot (\alpha_f \mathbf{u}_f) = 0 \quad (\text{A.30})$$

$$\frac{\partial (\alpha_f \mathbf{u}_f)}{\partial t} + \nabla \cdot (\alpha_f \mathbf{u}_f \mathbf{u}_f) = -\alpha_f \nabla \frac{p}{\rho_f} + \nabla \cdot \boldsymbol{\tau} - \mathbf{R}_{pf} \quad (\text{A.31})$$

式中, α_f 是流体占据的体积分, ρ_f 为流体密度, \mathbf{u}_f 为流体速度, $\boldsymbol{\tau} = \nu_f \nabla \mathbf{u}_f$ 为液相的应力张量。 \mathbf{R}_{pf} 为液相与颗粒相的力交换, 基于每一个计算单元中的颗粒与流体作用力得到。

A. 2.2 拉格朗日-欧拉映射

CFD-DEM 计算求解控制方程过程中, 颗粒对流体的作用 (颗粒体积分、颗粒对流体作用力等) 为基于 CFD 网格的欧拉场量。这些欧拉场量通过对每个单个颗粒的位置、大小、速度等信息计算得到, 本节称这种从离散的单一颗粒尺度到流体网格尺度的映射转化为拉格朗日-欧拉映射。CFD-DEM 计算过程中, 对于每一个网格中固相 (离散元颗粒) 相关信息的统计与处理直接关系到耦合计算的准确性。以下通过颗粒体积分为例介绍两种映射方法。

第一种为均匀分布映射法 (Jing 等, 2016), 此方法的基本原理为, 通过引入一个系数 α 以定义一个新的单元, 后文中将此新单元称为“超单元”, 如图 A.6 所示。这个超单元由原始单元和所有中心点位于一个以原始单元中心为圆心、直径为 αd_p 的球体内的临近单元组成。在此种映射方法中, 假定原始单元中颗粒相关信息在其对应超单元内所有单元内均匀分布, 以此进行平均化计算。此方法的思路为将原始单元中的体积分和相互作用力等量平均分配到组成超单元的所有原始单元中。

对于一个单元中特定的一个固体颗粒, 引入一直径为 d_{ps} 的“大颗粒”以定义一个新的单元“超单元”, “大颗粒”球心位置与原始颗粒重叠。 d_{ps} 通过对于前述特定固体颗粒直径 d_p 乘上一常数得到:

$$d_{ps} = \alpha d_p \quad (\text{A.32})$$

式中 α 为一常数, “大颗粒”体积应大于原始颗粒体积, 故 $\alpha \geq 1$ 。相关机制可见图 A.6。

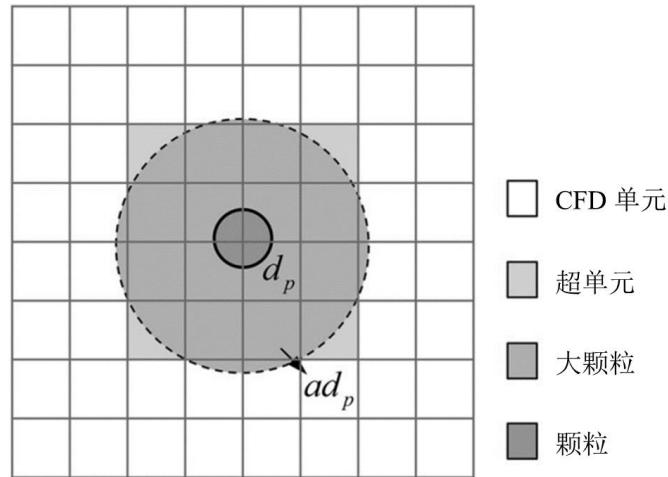


图 A.6 均匀分布映射法机制 (Jing 等, 2016)

在此种映射方法中，常参数 a 为一输入参数，根据实际计算情况进行设置。为了计算所考虑的颗粒对其相应超单元中所有相关单元的贡献，颗粒实际体积被平均分布到超单元上：

$$\varepsilon_{ps} = \frac{V_p}{V_{ps}} \quad (\text{A.33})$$

式中 ε_{ps} 为每一单位体积超单元对应的颗粒体积分数， V_{ps} 为超单元中所有单元的体积和。不同原始颗粒对应的“大颗粒”被允许在一个单独流体单元上叠加。对于一个特定的流体单元，累加所有与之相关的超单元部分，故对于当前单元其局部液相体积分数由下式给出

$$\alpha_f = 1 - \sum_i \varepsilon_{ps,i} \quad (\text{A.34})$$

式中 $\varepsilon_{ps,i}$ 是所考虑的流体单元中与之相关的第 i 个超单元的部分。类似的平均化计算方法可同样应用于互相作用力等的计算。此方法在内部边界及非均质网格上存在一定缺陷，故本文模拟中主要使用的是第二种映射方法。

第二种为体积扩散映射法，此方法的原理为在 CFD 网格上迭代求解离散化的扩散方程。随着每次迭代，计算出的超过固体体积的数量（以及其他与颗粒相相关的物理量）在每个单元和其邻近单元之间进行交换。交换数量与单元和其邻近单元间的数值差成正比，并通过自动检测每个单元的最佳扩散系数进行调整。直到在所有网格上达到目标最大体积分数或者达到最大迭代次数则迭代停止。

体积扩散映射法以模拟分子在流体中扩散的方法来平滑固相体积分布。Fick 第二扩散定律预测了扩散如何导致特定物质浓度 α 在各向同性的均匀介质中随着时间的推移而变化：

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} = D \nabla^2 \alpha \quad (\text{A.35})$$

式中 D 为 α 在介质中的扩散系数。

在一个离散的同质网格中，连续拉普拉斯算子可表达为图拉普拉斯算子。故对于网格中任意一给定单元 c ，式 (A.35) 可表示为：

$$\frac{\partial \alpha_c}{\partial t} = D \sum_{n \in N_c} (\alpha_n - \alpha_c) \quad (\text{A.36})$$

式中 α_c 为单元处的物质浓度，而 N_c 为单元 c 所有的直接临近单元集合。

式 (A.36) 可通过显式迭代方法进行数值求解。由于在此问题中最重要的是浓度 α 经过足够多的迭代次数后扩散的最终状态，而精确的瞬时解并不被关注。故对于这种数值解法，可假定一个单位时间步长。式 (A.36) 的显式迭代形式为：

$$\alpha_{c,new} = \alpha_c + D \sum_{n \in N_c} (\alpha_n - \alpha_c) \quad (\text{A.37})$$

对于非均质网格，为在迭代过程中保持计算域中的固体总量恒定，扩散系数 D 可表示为与单元体积的反比。故，式 (A.37) 可调整为：

$$\alpha_{c,new} = \alpha_c + \frac{K}{V_c} \sum_{n \in N_c} (\alpha_n - \alpha_c) \quad (\text{A.38})$$

式中， K 为一常数。

式 (A.38) 表明 K 值越小，迭代平滑固体体积场所需要的时间越长。故一般希望定义一较大 K 值以减少迭代算法所需时间。但又必须为 K 定义一最大限值以保证迭代过程中的稳定性。通过下式确定 K 值，可在均匀网格中的体积扩散法的速度和稳定性之间取得令人满意的折衷：

$$K_{max} = \frac{V_{min}}{2N_{max}} \quad (\text{A.39})$$

其中 V_{min} 为计算域中所有单元中的最小单元体积； N_{max} 为所有单元中最大的临近单元数。

对于非均质网格， K 值在所有单元中并不要求完全一致，仅要求每一对进行固体体积转移的单元具有相同的 K 值，因而确定每个单元的最佳扩散常数为：

$$K_c = \frac{V_c}{2N_c} \quad (\text{A.40})$$

式中 N_c 为单元 c 相临近的单元数。此时对于每一个单元均存在一最大允许 K 值 K_c ，故在发生固体转移时，一对相互转移单元的较小 K_c 值需被选择。故式 (A.38) 被重写为：

$$\alpha_{c,new} = \alpha_c + \frac{1}{V_c} \sum_{n \in N_c} [\min(K_n, K_c)(\alpha_n - \alpha_c)] \quad (\text{A.41})$$

式中 K_n 为与单元 c 发生物质交换的临近单元的 K 值。式 (A.41) 为体积扩散映射法的基础，模拟中进行拉格朗日-欧拉映射时 (A.41) 被应用于网格中的所有单元，以实现固相体积分布的平滑分布。进行一次迭代后，根据预先设定的最大固相体积分数 $\alpha_{target,max}$ 与最大循环次数 $N_{iter,max}$ 确定是否需进行下一次迭代。图 A.7 展示了体积扩散映射法的应用。图中为二维笛卡尔网格，设定最大体积分数为 65%，起初中心单元含有体积是该单元体积两倍的固相颗粒。经两次迭代后，整个网格的最大固相体积分数为 56%。

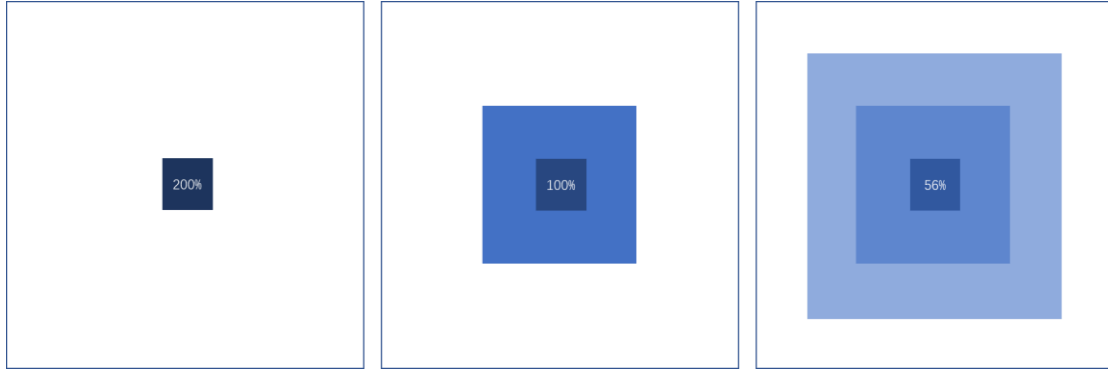


图 A.7 体积扩散映射法两次迭代示意图

A. 2.3 流体-颗粒相互作用力

颗粒-流体相互作用力主要可分为拖曳力 F_D 和非拖曳力。常见的非拖曳力包括压力梯度力 $F_{\nabla p}$ 、虚质力 F_V 、升力 F_L 、湍流分散力 F_T 。因此，粒子-流体相互作用力可写成：

$$F^f = F_D + F_{\nabla p} + F_L + F_T + F_{Other} \quad (A.42)$$

虽然在模拟中不是每个相互作用力都必须考虑，但应根据不同的流动条件选择主导力，这样可以排除一些可忽略的项目，简化问题。对于两相密度比足够小的情况下，除拖曳力和压力梯度力外，忽略其他力是合理的，也是节省分析时间的。压力梯度力的定义和计算较为简单：

$$F_{\nabla p} = -V_p \nabla p \quad (A.43)$$

其中 V_p 为固相所占体积，而 ∇p 为局部平均压力梯度。

然而，拖曳力的计算要复杂很多，特别是考虑到流体和非球形颗粒之间相互作用的情形。目前可用的拖曳力模型可分为两种不同的类型：第一种是根据颗粒特定的形状提出专属的拖曳力表达式（例如：多面体（Haider 和 Levenspiel, 1989）、立方体（Chhabra 等, 1999）、圆柱体（Marchildon 等, 1964）、平行四边形（Song 等, 2017）等等）。另一种方法则是致力于得到一个关于拖曳力的一般表达式，涵盖各类非球体颗粒（Chien, 1994；Ganser, 1993；Loth, 2008；Thompson 和 Clark, 1991）。上述针对非球形颗粒的拖曳力模型最初都

是针对稀疏体系的单个粒子提出的。当考虑实际的密实粒子流问题（如本文中涉及的模拟），拖曳力必须根据一些参数如局部孔隙率和雷诺数（Di Felice, 1994; Ergun, 1952; Wen 和 Yu, 1966）对单颗粒拖曳力公式进行一定的修正。否则，必须建立完全独立的模型（Beetstra 等, 2007; Ergun, 1952; Koch 和 Hill, 2001）。

但是，截止目前即使是针对球体颗粒密实流问题，依然对于最精确拖曳力公式未达成共识。对于非球形颗粒，情况就更为复杂。然而，即使我们目前缺乏一个绝对准确的非球形颗粒密实流的拖曳力模型，但许多涉及非球形颗粒密实流问题的 CFD-DEM 模拟（Adema 等, 2010; Duarte 等, 2009; Hilton 等, 2010; Hilton 和 Cleary, 2011; Kuang 和 Yu, 2011; Oschmann 等, 2015, 2014; Ren 等, 2013, 2012; Zhou 等, 2011, 2009）通过应用一些著名的拖曳力方程（Di Felice, 1994; Ergun, 1952; Wen 和 Yu, 1966），依然得到了有意义的结论。本文模拟中采用的是 Huilin 和 Gidaspow（2003）提出的拖曳力公式，简要介绍如下：

首先，式（A.42）中的拖曳力数学表达可写为：

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_f A' |\mathbf{u} - \mathbf{v}_p| (\mathbf{u} - \mathbf{v}_p) \quad (\text{A.44})$$

式中， $\mathbf{u} - \mathbf{v}_p$ 为颗粒与流体相对速度； A' 为颗粒在流动方向的投影面积。由于该方程只适用于稀疏流动中的球体颗粒，当涉及到其它更复杂情形（非球体颗粒、致密流）时，必须考虑基于雷诺数的对拖曳力系数 C_D 予以修正。这里，颗粒雷诺数定义为：

$$Re_p = \frac{\rho_f |\mathbf{u} - \mathbf{v}_p| d_p}{\mu_f} \quad (\text{A.45})$$

式中， d_p 为颗粒的相当球体直径（与颗粒体积相同的球体的直径）， μ_f 为液体的粘度。而后，Ergun（1952）提出了一个考虑液体体积分数的针对阻力系数 C_D 的修正表达式：

$$\begin{cases} C_{D,\text{Ergun}} = \frac{200\alpha_s}{\alpha_f \phi^2 Re} + \frac{7}{3\phi} \\ \phi = \frac{A_{\text{equ}}}{A_p} \end{cases} \quad (\text{A.46})$$

式中， ϕ 为非球形颗粒的球度， A_p 为颗粒的实际表面积， A_{equ} 为与之体积相当的球形颗粒表面积， α_s 为衡量颗粒浓度的参数。该方程在颗粒浓度相对较高的情形下结果很准确（ $\alpha_s > 0.2$ ）。

基于流化床实验的大量数据，Wen 和 Yu（1966）进一步发展了拖曳力系数

表达式，使其更适用于低颗粒浓度情形 ($\alpha_s < 0.2$):

$$C_{D,Wen} = \alpha_f^{-1.65} \max \left\{ \frac{24}{\alpha_f \text{Re}_p} \left[1 + 0.15 (\alpha_f \text{Re}_p)^{0.687} \right], 0.44 \right\} \quad (\text{A.47})$$

为了使表达式在高颗粒浓度情形与低颗粒浓度情形下转折更为平滑，Huilin 和 Gidaspow (2003) 在式 (A.46)、(A.47) 的基础上应用了一个混合函数:

$$C_{D,Huilin} = \psi C_{D,Ergun} + (1-\psi) C_{D,Wen} \quad (\text{A.48})$$

式中，参数 ψ 为一个关于液相体积分数的函数，即:

$$\psi = \frac{1}{\pi} \arctan \left[150 \cdot 1.75 (0.8 - \alpha_f) \right] + 0.5 \quad (\text{A.49})$$

A. 2. 4 耦合计算过程

颗粒与流体之间的耦合过程是通过交错方案实现的，以此来实现 DEM 和 CFD 的并行计算。在 DEM 中首先读取模型创建输入文件，建立颗粒组件，包括指定数量的颗粒、初始边界条件、外力。根据接触检测算法和 Herts-Mindlin 模型，通过牛顿第二定律得到颗粒的速度和位置。一旦更新了 DEM 的运动状态，这些数据就被转移到 CFD 中，并针对每一个颗粒所处位置确定其对应 CFD 单元。之后对于每一个 CFD 单元，即可确定其固相体积分数与单元中平均颗粒速度。而后根据拖曳力公式得出流体作用于每个颗粒上的作用力。接下来由 L-E 映射即可根据所有颗粒上的流体作用力求解出每个流体单元上的颗粒与流体力交换项。为求解局部平均的 Navier-Stokes 方程提供固体分数及颗粒与流体相互作用力信息。然后对两相 Navier-Stokes 方程求解获得新的流场（即流体的压力和速度）。CFD 接下来输出新流场对应的压力、速度信息以计算作用在颗粒上的拖曳力与压力梯度力传回 DEM。DEM 为下一个模拟循环重新计算颗粒的接触力和运动。耦合的流程图如图 A.8 所示。

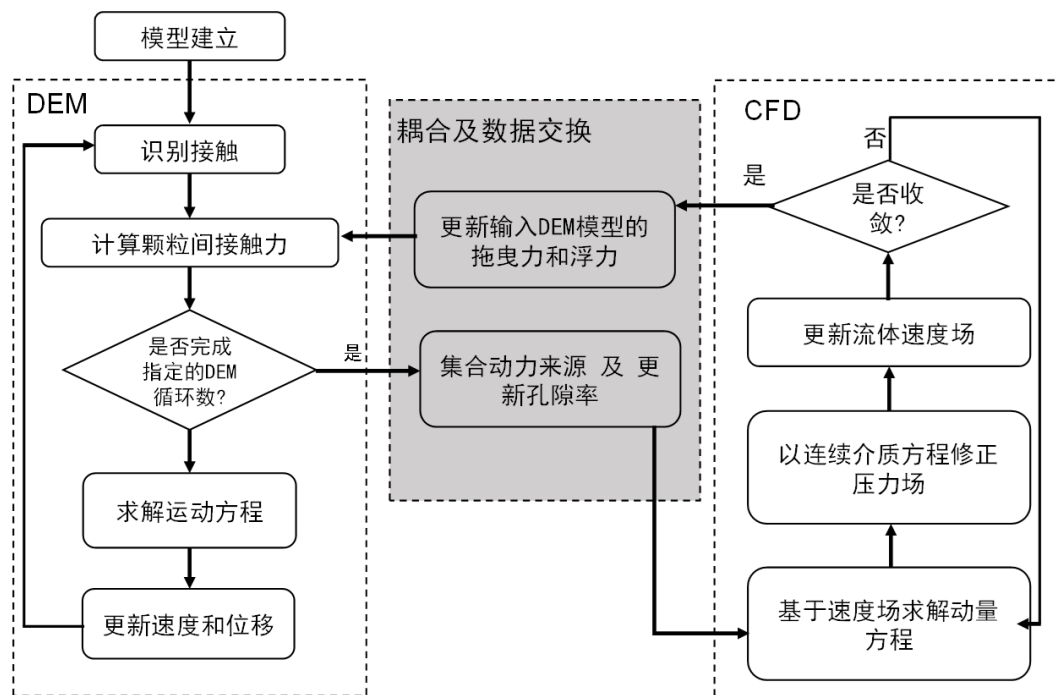


图 A.8 CFD-DEM 耦合机制

个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

李伟一，男，1994年1月生。

2015年6月毕业于同济大学 土木工程专业 获学士学位。

2015年9月入同济大学读博士研究生。

已发表论文:

[1] Jian-Gu QIAN, Wei-Yi Li, Zhen-Yu Yin, Yi Yang. Influences of buried depth and grain size distribution on seepage erosion in granular soils around tunnel by coupled CFD-DEM approach. *Transportation Geotechnics*, 2021, Vol.29:100574

[2] Xiaoqiang Gu, Zipei You, Jiangu Qian, Weiyi Li. The deformation of granular materials under repeated traffic load by discrete element modelling. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2018, Vol.24 (8):1135-1160

[3] Xiaoqiang Gu, Weiyi Li, Jiangu Qian, Kai Xu. Discrete element modelling of the influence of inherent anisotropy on the shear behaviour of granular soils. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2017, Vol.22 (S1):S1-S18

[4] Jiangu Qian, Weiyi Li, Xiaoqiang Gu, Kai Xu. Influence of inherent anisotropy on the soil behavior in simple shear tests using DEM. In *International Conference on Discrete Element Methods* (pp. 777-784). Springer, Singapore.

待发表论文:

[1] Jian-Gu Qian, Chuang Zhou, Zhen-Yu Yin, Wei-Yi Li. Investigating the effect of particle angularity on suffusion of gap-graded soil using coupled CFD-DEM. *Computers and Geotechnics* (已接收)

[2] 李伟一，钱建固，尹振宇，周闯. 间断级配砂土渗流侵蚀现象的 CFD-DEM 模拟. *岩土力学* (已接收)

致谢

自 2011 年 8 月第一次迈入同济大学，至今已过去整整 10 个春秋，读博生涯也来到了第六个年头。回望初读博之时，很难认真想象自己最后完成博士论文的状态。求学这一路说不上来是顺遂还是困难，个中滋味也只有自己能知晓。一路走来，除自身的不断挣扎外，也是幸而得到一帮良师益友的鼎力相助，一个不怎么出众优秀的人才得以有希望完成博士学业。

感谢我的导师钱建固教授，求学之初若不是钱老师的帮助，我是没有办法开启自己的博士生涯的。整个读博期间钱老师对我给予了巨大的帮助，对我抱以极大的宽容。钱老师对我，学术上严格要求外，生活上也是处处关怀，总是想着让我不要有太大的压力。在钱老师的引领下，因自身的能力说不上有丰厚的成果，但也总算问心无愧地完成了论文，已是万幸。良师如此，言语不能表之万一。

感谢我的副导师尹振宇教授。现在回想起在香港理工大学的时光依旧感觉幸福，虽有压力，但内心无比充实。饭桌上的闲谈、会议室的讨论是宝贵的回忆。最焦虑最黑暗的时刻是尹老师对我施以援手将我拖出泥潭。

感谢我的副导师顾晓强教授。感谢顾老师在我读博初期对我的引导，感谢顾老师认真批注的修改意见和对我小论文的催促，如果不是顾老师或许我现在也达不到学校的毕业要求。

感谢教研室各位同门师兄弟。感谢张景亮师兄的长谈宽慰，感谢杜子博师兄的提点指引，感谢周闯师弟一年以来对我的巨大帮助。

感谢我的妻子阮菲女士的陪伴鞭策，遇见你是我在同济求学期间最大的收获。这 4 年间，有痛苦压抑也有踏实幸福，总是欢笑多于唏嘘。外物不断变幻，唯有你一直在我身边，你让我知道生活不是独木桥，你是我力量的源泉。愿我们能有美好的未来。

提笔之际回望过往，百感交集。奈何笔拙，10 年间喜怒哀乐还是找不出合适的文字予以记录。过去总是过去，无论如何走过，生活还在继续本就是一种莫大的幸福。

2021 年 8 月

