

# 盾构掘进引起土体扰动的数值模拟与现场验证

顾荣华<sup>1</sup>, 沈卓恒<sup>2</sup>, 王益坚<sup>3</sup>, 高飞<sup>1</sup>, 边学成<sup>1\*</sup>, 陈云敏<sup>1</sup>

(1. 浙江大学 软弱土与环境土工教育部重点实验室/岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058;

2. 杭州市城市建设投资集团有限公司, 浙江 杭州 310012; 3. 杭州市运河综合保护开发建设集团有限责任公司, 浙江 杭州 310016)

**摘要:** 为了研究结构性软土中盾构掘进过程对土体扰动的影响, 引入了修正结构性剑桥模型考虑土的结构, 在 Abaqus 中编写了该模型的子程序并建立了盾构掘进的三维有限元模型, 以模型中结构强度参数为评价指标建立了盾构掘进引起土体扰动评价方法。以宁波地铁 1 号线二期工程邱隘东站到五乡站左线盾构隧道项目为例, 分析了盾构推进过程中的土体变形、超孔隙水压力及土体扰动情况。结果表明, 土体结构性变化对预测结果的准确性有较大影响, 当考虑土体结构性的影响时, 预测结果更接近实测值; 数值模拟得到隧道底部土体扰动度大致呈三角形分布, 最大值为 31%, 影响范围达 3.0 m, 与采用静力触探锥尖阻力扰动评价结果基本一致。对盾构施工控制参数进行分析, 开挖面的支护压力对土体扰动的影响较大, 当增大 0.5 倍支护压力时, 隧道底面扰动度从 31% 增加至 40%, 影响范围从 3.0 m 增大到 4.0 m。

**关键词:** 结构性软土; 修正结构性剑桥模型; 结构强度; 盾构掘进; 土体扰动度

中图分类号: TU443

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2023)01-0033-10

## Numerical simulation and field verification of the soil disturbance caused by shield tunneling in structural soft soil

GU Rong-hua<sup>1</sup>, SHEN Zhuo-heng<sup>2</sup>, WANG Yi-jian<sup>3</sup>, GAO Fei<sup>1</sup>, BIAN Xue-cheng<sup>1\*</sup>, CHEN Yun-min<sup>1</sup>

(1. Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering of the Ministry of Education /  
Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, Zhejiang, China;

2. China Hangzhou Urban Construction Assets Management Co., Ltd., Hangzhou 310012, Zhejiang, China;

3. Hangzhou Canal Comprehensive Protection and Development Construction Group Co., Ltd., Hangzhou 310016, Zhejiang, China)

**Abstract:** In order to study the influence of shield tunneling on soil disturbance, the Modified Structured Cam Clay Model (MSCC) subroutine is compiled to establish the analysis model of shield tunneling in structural soft soil established in Abaqus. A theoretical calculation method of soil disturbance degree is proposed based on structure strength in the constitutive model. Taking the excavation process of shield tunnel from Qiukai station to the Wuxiang station in the second stage of Ningbo Metro Line 1 as an example, the soil deformation, excess pore water pressure and soil disturbance degree are analyzed. The results show that the accuracy of the predicted results can be improved by considering the soil structure. Numerical results shows that the disturbance degree of the soil at the bottom of the tunnel has roughly triangular distribution, with a maximum value of 31% and an influence range of 3.0 m, which is basically consistent with the evaluation results of the static cone tip resistance disturbance. By analyzing the control parameters of shield construction, the support pressure has a greater influence on the soil disturbance degree. When the support pressure is increased by 0.5 times, the soil disturbance degree under the tunnel increases from 31% to 40% and the influence range increases from 3.0 m to 4.0 m.

**Key words:** soil structure; Modified Structured Cam Clay Model (MSCC); structure strength; shield tunneling; soil disturbance degree

## 0 引言

土体在漫长的历史沉积过程中, 土颗粒间通过

化学、生物和力学等多种作用下形成某种特定的结构形式或在土颗粒间形成胶结作用力, 导致原状土的力学特性与重塑土相比存在较大差异, 表现出结

收稿日期: 2022-03-10

基金项目: 国家自然科学基金项目(52125803); 浙江省省重点研发项目(2019C03111)。

作者简介: 顾荣华(1996—), 男, 贵州安顺人, 硕士研究生, 主要从事隧道工程数值分析方面的研究工作。E-mail: guronghua@zju.edu.cn。

\*通信作者: 边学成(1976—), 男, 浙江诸暨人, 博士, 教授, 主要从事交通岩土工程和地铁保护研究工作。E-mail: bianxc@zju.edu.cn。

构性特征<sup>[1-2]</sup>：当土体未达到屈服状态时，土体中胶结结构的存在提高了土骨架的稳定性，与重塑土相比，在同等应力条件下结构性土可以维持更高的孔隙比；当土体达到屈服后，结构性的破坏使土体的压缩性急剧增大<sup>[3-4]</sup>。文献<sup>[5]</sup>指出东南沿海地区广泛分布着海相沉积的软弱黏土层，通常具有显著的结构性特征。在这样的土层中进行地下结构施工时，会对土体产生严重的扰动，使土体结构性发生破坏，导致过大的土体变形，危及地下结构的安全<sup>[6-7]</sup>。随着沿海地区工程建设规模不断增大，建立施工扰动程度评价方法，探究受扰动土体力学性质的变化规律具有重要的工程价值及实践意义。

根据原位测试与现场监测结果，许多学者采用不同的试验指标建立了土体扰动度评价方法。XU等<sup>[8]</sup>在研究盾构隧道掘进过程中发现有效应力的变化对土体力学性质有明显影响，提出了将有效应力作为指标评估土体扰动度。王军<sup>[9]</sup>发现土体扰动后不排水强度大为降低，提出将十字板剪切强度来定量评价现场地基扰动度，并建立了土体变形参数与扰动度之间的关系。陈云敏等<sup>[10]</sup>在对某基坑坍塌后进行现场测试，结果表明，锥尖阻力与十字板强度基本呈线性关系，因此将锥尖阻力作为土体扰动度的评价指标。鲁泰山等<sup>[11]</sup>以不排水抗剪强度为评价指标，建立了基于孔压静力触探锥尖阻力的扰动评价方法。准确评价土体扰动度对工程变形控制十分重要，但是基于原位测试扰动评价方法普遍存在时效性差、监测困难、监测精度低等问题。因此，发展一种基于有限元模型的施工扰动评价方法十分必要。

有限元模型计算的精度取决于所选的材料本构模型及参数，目前已经发展出很多能够考虑土体结构性的本构模型。CHAI等<sup>[12]</sup>将结构性土的压缩曲线方程引入到修正剑桥模型中，建立了结构性参数模型；LIU等<sup>[13]</sup>和CARTER等<sup>[14]</sup>在结构性土压缩曲线的基础上，提出了应力状态、应力历史、孔隙比和结构性指数的四维空间理论，以此建立了结构性本构模型。结构性软土中普遍存在胶结作用<sup>[15-17]</sup>，影响着土的力学特性。为了考虑胶结作用力的影响，SUEBSUK等<sup>[18]</sup>将屈服面平移至与平均主应力轴负半轴相交，通过假定截距随塑性偏应变发展来考虑胶结作用的演化，提出了修正结构性剑桥模型（MSCC），并通过对比Osaka黏土<sup>[19]</sup>与Marl黏土<sup>[20]</sup>模拟结果与试验结果，验证了该模型在不同地区的结构性软黏土的适用性。

尽管结构性土的本构模型研究取得了很大的进展，但是目前还未运用到常见的有限元软件中。为此，本文首先基于Abaqus提供的二次开发平台编写了MSCC模型的子程序，并以宁波地铁1号线二期工程

邱隘东站到五乡站左线盾构隧道掘进过程为例，利用MSCC模型在Abaqus中建立三维有限元模型，以评估土体结构性对隧道周围土体响应的影响。最后，基于MSCC模型中结构强度参数提出土体扰动度计算方法，并通过与现场实测结果对比以验证该方法的合理性，分析了盾构施工控制参数对土体扰动的影。研究结果能够为类似的工程设计施工提供参考。

## 1 修正结构性剑桥模型

### 1.1 模型介绍

ROSCOE等<sup>[21]</sup>基于能量方程建立了修正剑桥模型（MCC），模型相对简单、参数易于确定，可以准确地描述重塑土的力学特性。但工程中的实际土具有明显的结构性，其强度变形特性与结构性密切相关，不同结构性土的临界状态特性亦不同。因此，用修正剑桥模型来描述结构性软土的力学反映显然存在着较大的误差。为此，SUEBSUK等<sup>[18]</sup>在建立定量描述土结构性的基础上，考虑土的胶结作用，提出了修正结构性剑桥模型（MSCC）。模型屈服面见图1，屈服函数 $F$ 为：

$$F = q^2 - M^2(p + p_b)(p_0 - p) \quad (1)$$

式中： $p$ 为平均主应力； $q$ 为广义剪应力； $p_b$ 为考虑胶结强度而引入的参数，称为结构强度； $M$ 为临界状态线斜率。

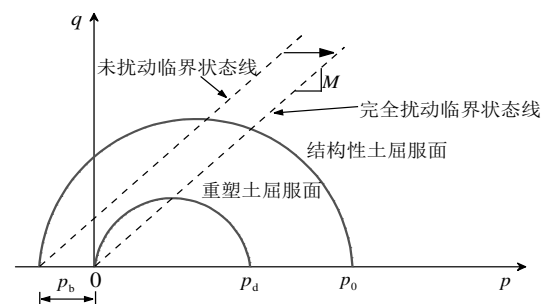


图1 结构性土屈服面和重塑土屈服面

Fig. 1 Yield surface of structural soil and remolded soil

HORPIBULSUK等<sup>[15]</sup>和LIU等<sup>[16]</sup>指出结构强度 $p_b$ 的变化与塑性应变密切相关，模型中假定结构强度 $p_b$ 取决于塑性偏应变 $\varepsilon_d^p$ 的大小，并将其变化分为两个阶段来表示胶结结构的退化和破碎，计算公式为：

结构退化阶段：

$$p_b = p_{b0} \exp(-\varepsilon_d^p) \quad (2)$$

结构破碎阶段：

$$p_b = p_{b,r} \exp[-\xi(\varepsilon_d^p - \varepsilon_{d,r}^p)] \quad (3)$$

式中： $p_{b0}$ 为初始结构强度； $\varepsilon_{d,r}^p$ 为土体抗剪强度达

到峰值时对应的塑性偏应变;  $p_{b,f}$  为  $\varepsilon_{d,f}^p$  对应的结构强度;  $\xi$  为结构强度衰减指数。

模型中, 将重塑土作为参考状态来描述原状土的压缩特性, 见图 2。当固结压力  $p$  小于初始屈服应力  $p_{y,i}$  时, 土体处于弹性状态, 原状土孔隙比可根据固结压力  $p$  得到; 当固结压力  $p$  大于初始屈服应力  $p_{y,i}$  时, 土体发生弹塑性变形, 假设原状土与重塑土之间的孔隙比差值  $\Delta e$  随应力  $p$  按指数  $b$  衰减, 原状土孔隙比  $e$  的计算公式见式 (4)。

$$\begin{cases} e = e^* + \Delta e \\ \Delta e = \Delta e_i (p_{y,i} / p)^b \\ e^* = e_{ic}^* - \lambda \ln p \end{cases} \quad (4)$$

式中:  $e^*$  为固结压力为  $p$  的重塑土的孔隙比;  $\Delta e_i$  为初始屈服应力  $p_{y,i}$  对应的孔隙比差值;  $b$  为孔隙比衰减指数;  $e_{ic}^*$  为重塑土初始孔隙比, 表示重塑土在固结压力  $p = 1 \text{ kPa}$  情况下的孔隙比;  $\lambda$  为  $e - \ln p$  坐标中重塑土压缩曲线斜率。

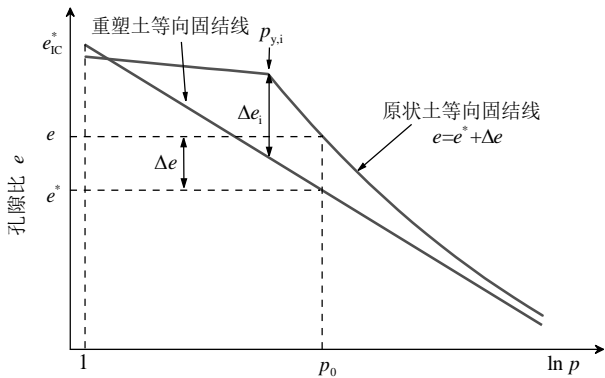


图 2 结构性土压缩特性

Fig. 2 Compression behavior of structural soil

与修正剑桥模型 (MCC) 相同, 将土体理想化为各向同性材料, 屈服面的大小只取决于塑性体应变, 即将塑性体应变作为硬化参数, 根据式 (4) 推导出该模型的硬化规律为:

$$d\varepsilon_v^p = \begin{cases} \left\{ (\lambda^* - \kappa) + b\Delta e \left( \frac{M}{M - \bar{\eta}} \right) \right\} \frac{dp_0}{(1+e)p_0} & \bar{\eta} < M \\ \left\{ (\lambda^* - \kappa) + b\Delta e \right\} \frac{dp_0}{(1+e)p_0} & \bar{\eta} \geq M \end{cases} \quad (5)$$

式中: 应力比  $\bar{\eta} = q / (p + p_b)$ , 引入  $M / (M - \bar{\eta})$  来考虑了剪应力对硬化规律的影响。

考虑非关联流动, 模型塑性势函数  $Q$  为:

$$Q = q^2 + \frac{M^2}{1-\psi} \left[ \left( \frac{p+p_b}{p_p+p_b} \right)^{\frac{2}{\psi}} (p_p+p_b)^2 - (p+p_b)^2 \right] \quad (6)$$

式中:  $p_p$  为  $p-q$  平面上塑性势函数与  $p$  轴交点;  $\psi$  为塑性势函数形状参数, 当  $\psi=2$  时, 模型塑性势函

数与屈服函数相同, 即转换为关联流动。

MSCC 模型共有 11 个参数, 其中参数  $\lambda$ 、 $\kappa$ 、 $M$  与修正剑桥模型一致, 值得注意的是, 该模型使用剪切模量  $G$  代替泊松比; 参数  $e_{ic}^*$ 、 $\Delta e_i$ 、 $b$ 、 $p_{y,i}$  根据原状土与重塑土等向固结试验得到,  $e_{ic}^*$  可根据土体当前孔隙比  $e_0$  推求得到, 一般用  $e_0$  替代  $e_{ic}^*$ ;  $\psi$  为塑性势面形状参数, 控制着塑性势面形状, 可通过不同应力比值  $\eta$  的三轴试验结果 ( $\varepsilon_d/\varepsilon_v, \eta$ ) 拟合确定;  $p_{b0}$  通过  $p-q$  平面上连接峰值强度值得到, 也可通过无侧限抗压强度<sup>[22]</sup> 或  $c \cot \varphi$ <sup>[17]</sup> 进行估计, 其中  $c$  为黏聚力、 $\varphi$  为内摩擦角;  $\xi$  是一个反映应变软化的参数, 根据土的应力-应变关系进行估计。当不考虑参数  $\xi$ 、 $b$ 、 $\Delta e_i$ 、 $p_{b0}$ 、 $p_{y,i}$  (即取值为 0), 取  $\psi=2$  时, MSCC 模型退化为 MCC 模型。已有很多研究通过模拟在不同地区结构性软土的试验结果<sup>[13,15,18]</sup> 验证了模型在不同地区结构性软土的适用性, 模型能很好地反映结构性土的力学特性, 此处不再赘述。

## 1.2 MSCC 模型三维程序的实现

本文采用带误差控制的改进 Euler 积分算法<sup>[23-24]</sup>, 该算法通过控制应力的局部误差, 自动划分增量步的大小, 具有较高的精确性和收敛性, 已经被广泛地运用诸多本构模型的研究当中<sup>[25-26]</sup>。结合该算法的模型子程序计算流程为:

(1) 荷载增量步开始时应力为  $\sigma$ , 引入虚拟时间  $T (0 \leq T \leq 1)$ , 增量步开始时  $T=0$ , 引入虚拟时间增量  $\Delta T$  并假设初始时间增量  $\Delta T=1$ 。根据当前应力状态  $\sigma$  和硬化参数  $p_0$  确定初始刚度矩阵  $\mathbf{D}_{ep}(\sigma, p_0)$ 。

(2) 由  $\Delta \varepsilon_s = \Delta T \cdot \Delta \varepsilon$  确定子步应变增量,  $\Delta \varepsilon$  为应变增量, 根据  $\Delta \sigma_1 = \mathbf{D}_{ep}(\sigma, p_0) \Delta \varepsilon_s$  确定第一次试算应力增量及硬化参数  $p_{0,1}$ 。

(3) 根据第一次得到的应力  $\sigma + \Delta \sigma_1$  确定新的刚度矩阵  $\mathbf{D}_{ep}(\sigma + \Delta \sigma_1, p_{0,1})$ , 进而求得第二次估算应力增量  $\Delta \sigma_2 = \mathbf{D}_{ep}(\sigma + \Delta \sigma_1) \Delta \varepsilon_s$  和硬化参数  $p_{0,2}$ 。

(4) 平均应力增量  $\Delta \sigma = (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2) / 2$ , 按式 (7) 确定当前子增量步的相对误差  $R$ 。如果  $R > E_r$  (误差控制值, 取  $E_r=10^{-5}$ ), 当前增量步不收敛, 则减小子步长度, 取  $\Delta T_{\text{new}}=0.8(E_r/R)^{1/2}$  回到第 (2) 步重新计算, 如果  $R \leq E_r$ , 则移到下一步。

$$R = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{(\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_1) : (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_1)}{(\sigma + \Delta \sigma) : (\sigma + \Delta \sigma)}} \quad (7)$$

(5) 子步计算收敛, 局部误差控制成功, 更新应力分量  $\sigma + \Delta \sigma$ 、硬化参数  $(p_{0,1} + p_{0,2}) / 2$ 。

(6) 令  $T = T + \Delta T$ , 新子步增量同样采用  $\Delta T_{\text{new}}=0.8(E_r/R)^{1/2} \Delta T$  确定。如果  $T + \Delta T_{\text{new}} > 1$ , 取

$\Delta T_{new} = 1 - T$ ，回到第(2)步重新计算，当  $T=1$  时循环终止。

(7) 根据最终计算应力  $\sigma + \Delta\sigma$  计算屈服函数值  $F$ ，参照文献<sup>[27]</sup>，当  $F > 10^{-6}$  时进行应力漂移修正，并更新弹塑性矩阵。

(8) 保存应力、应变、硬化参数及其他计算需要的量，将刚度矩阵赋值给雅克比矩阵，本次增量步结束。

## 2 盾构掘进数值模拟

### 2.1 工程背景

宁波地铁1号线二期工程西起一期终点东环南路站，终点至霞浦站。线路全长 25.3 km，是宁波市轨道交通线网规划中的东西走向主干线。其中，邱隘站到五乡站区间全长为 3.7 km，左线地下段长 825.8 m，采用盾构法施工。隧道覆土厚度在 3.0~6.9 m 之间，掘进地层以软黏土地层为主。隧道外径为 6.2 m，内径为 5.5 m，管片环宽 1.2 m，开挖直径为 6.39 m，隧道中心埋深为 6.8~10.1 m。

宁波地区软黏土具有显著的结构性，受施工扰动影响，其强度会降低、压缩性急剧增大。为了研究结构性软土地层中盾构掘进过程中土体的变形、孔压响应及扰动情况，在工程现场开展了试验测试，试验场地位于邱隘站至五乡站区间，试样现场位置见图3。



图3 试验现场位置示意图

Fig. 3 Schematic diagram of test site location

根据地质勘察资料，试验场地隧道中心埋深为 8.7 m，土层分布情况及土层物理力学指标见表1。从表中可以看到，土层1、土层2灵敏度都大于4，属于高灵敏度土，结构性较强。

### 2.2 有限元模型

利用数值模拟软件 Abaqus 对盾构隧道开挖引起的地层响应进行三维弹塑性有限元分析，模型尺寸需满足圣维南原理的要求，即隧道与整体模型的边界距离大于 3~5 倍的隧道直径，文献<sup>[28]</sup>表明在数值模拟中，隧道长度至少要 120 m 才能充分消除边界效应。考虑模型的对称性，取地层几何模型的尺寸在 X、Y、Z 方向分别为 120 m、50 m、50 m，开挖面在 YZ 面，开挖方向沿 X 负轴方向开挖，且模型底部边界固定，侧边竖向位移自由，顶面没有任何约束，开挖模型的建立及网格的划分见图4。

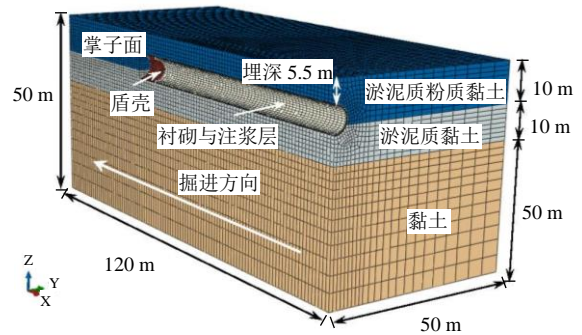


图4 模型建立及网格划分

Fig. 4 Modeling and mesh

有限元模型中，土体采用可考虑孔压的 C3D8P 实体单元进行模拟，并假设土体完全饱和且渗透系数在相同土层中各向同性，根据地质勘察资料确定各土层渗透系数见表1。土层1、2采用 MSCC 模型模拟，土层3灵敏度低、结构性较弱，采用修正剑桥模型 (MCC) 模拟，各土层的本构模型参数见表2。为了反映不考虑土的结构性的影响，土层1、2同时采用 MCC 本构模型模拟作为参照模型，材料参数与 MSCC 模型相同，其中参数  $\zeta$ 、 $b$ 、 $\Delta e_i$ 、 $P_{b0}$ 、 $P_{v,i}$  取 0，取  $\psi=2$ ，土体为正常固结土。

衬砌、注浆层采用 C3D8I 实体单元进行模拟。盾构机盾壳长 8.65 m，模型中将其简化为长度 8.4 m (7个管片环宽度)、外径 6.39 m 的柱体，采用 S4R 壳单元模拟。衬砌、注浆层、盾构机均采用弹性材料，材料参数取值见表3。施工过程的模拟参照文献<sup>[30]</sup>，采用单元生死法模拟盾构隧道的掘进过程。

表1 土层分布及其参数

Table 1 Soil strata and soil parameters

土层编号	土层名称	层厚 <i>H/m</i>	相对密度/ <i>G<sub>s</sub></i>	饱和重度 $\gamma_{sat}/(kN\ m^{-3})$	含水率 <i>w/%</i>	孔隙比 <i>e<sub>0</sub></i>	土压力 系数 <i>k<sub>0</sub></i>	渗透系数 <i>k<sub>v</sub>/(m\ s<sup>-1</sup>)</i>	灵敏度 <i>S<sub>t</sub></i>
土层1	淤泥质粉质黏土	10	2.73	17.40	48.23	1.34	0.58	$6.0 \times 10^{-9}$	4.9
土层2	淤泥质黏土	10	2.74	17.67	44.47	1.27	0.52	$2.5 \times 10^{-9}$	7.3
土层3	黏土	30	2.73	18.80	34.60	1.00	0.47	$8.1 \times 10^{-9}$	1.8

表 2 宁波软黏土本构模型参数

Table 2 Constitutive model parameters of Ningbo soft clay

模型参数	$\lambda$	$\kappa$	$e_0$	$b$	$\Delta e_i$	$M$	$P_{b0}/\text{kPa}$	$P_{y,i}/\text{kPa}$	$G/\text{kPa}$	$\zeta$	$\psi$
土层 1	0.138	0.027	1.34	0.60	0.55	1.03	20	41	1 800	12	1.2
土层 2	0.147	0.033	1.27	0.75	0.62	0.98	18	102	2 700	10	0.7
土层 3	0.101	0.012	1.00	—	—	1.20	—	—	5 500	—	2.0

表 3 衬砌、注浆体及盾构机参数

Table 3 Lining, grouting and shield machine parameters

材料名称	厚度/m	重力密度/ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	泊松比/ $\nu$	弹性模量/ kPa
盾构机	0.10	180	0.3	$2.10 \times 10^8$
衬砌	0.35	25	0.2	$2.88 \times 10^7$
注浆层	0.19	20	0.3	$2.00 \times 10^3$

根据施工参数记录, 设置每环开挖间隔约为 12 h, 考虑掘进过程中土舱压力及注浆压力, 模型采用有效应力分析, 掌子面支护压力和盾尾注浆压力取值分别为 100 kPa 和 120 kPa。

### 2.3 模型结果与测试结果对比分析

本节通过将 MSCC 模型、MCC 模型的模拟结果与现场监测数据对比, 研究了结构性土体盾构隧道施工对地表沉降、隧道周围土体水平位移及孔压响应的影响。

#### (1) 地表沉降与水平位移

地表沉降稳定后, 现场监测结果与有限元模型预测结果见图 5。采用 MCC 模型时计算得到隧道中心对应的地表点沉降值为 11.7 mm, 利用 Peck 公式对地表沉降曲线进行拟合, 通过反分析得到沉降槽宽度 5.6 m; 采用 MSCC 模型时计算得到隧道中心对应的地表点沉降值为 16.9 mm, 沉降槽宽度 3.9 m; 实测沉降值为 16.0 mm, 根据实测值计算的沉降槽宽度为 4.4 m。在结构性软土中, 荷载作用下隧道周围土体结构性因施工扰动而被破坏, 导致土强度降低、压缩性增大, 地表沉降槽变得更深更窄<sup>[29]</sup>。所以, 与 MCC 模型相比, 能够考虑土体结构性的 MSCC 模型预测结果与实测值更加接近。如果忽略土体结构性, 则会大大低估地表沉降值, 而高估地表沉降槽宽度。

在盾构机接近监测断面时, 距离隧道轴线最近的测孔 (距隧道中心为 5 m) 最大水平位移测试结果与模拟结果见图 6。MSCC 模型得到最大水平位移为 3.7 mm, 采用 MCC 模型为 2.8 mm, 实测值为 5.2 mm。MSCC 模型的结果比 MCC 模型更接近实测值, 表明了计算水平位移时考虑土体结构性影响的必要性。模型计算结果与实测值之间有一定差异, 主要是因为盾尾注浆过程被简化为在隧道周围

土体上施加均匀分布的注浆压力所致。

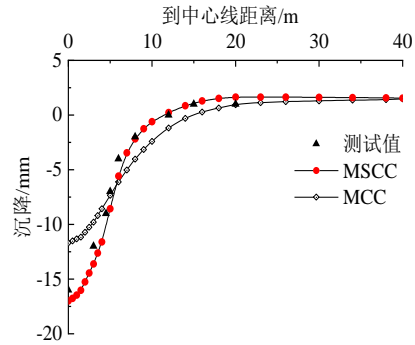


图 5 地表沉降结果对比

Fig. 5 Measured and computed surface settlement

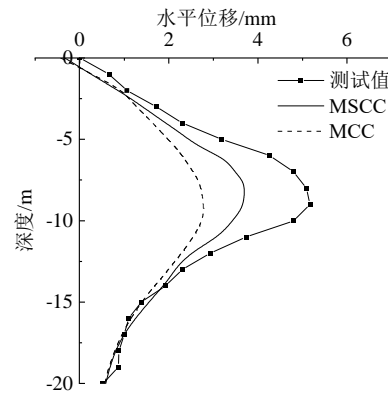


图 6 土体水平变形

Fig. 6 Soil horizontal deformation

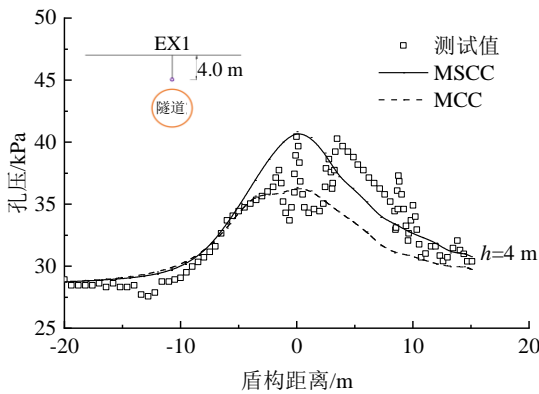
#### (2) 孔隙水压力

除了分析盾构隧道施工引起土体的变形, 盾构掘进过程中孔隙水压力变化也是反映盾构施工影响重要因素。现场测试中在监测断面布置了多个测孔, 通过安装孔压传感器来记录施工过程中孔隙水压力的变化。测点 EX1-1、EX2-1 与 EX2-2 分布情况、测试结果及有限元模拟结果见图 7, 其中盾构距离表示掘进过程中掌子面到监测断面的距离, 负值表示盾构机尚未到达监测断面。

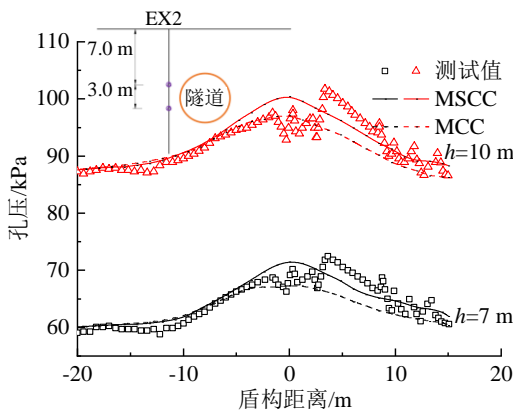
从图 7 可以看出, 在盾构掘进过程中孔压先增大, 随着盾构机的远离孔压逐渐减小至稳定。有限元计算中, 随着盾构机靠近监测断面, 与 MCC 模型计算结果相比, MSCC 模型中孔压更大。为了对比不同本构模型对孔压分布的影响, 这里以掌子面到达监测断面时该断面的超孔压分布为例进行说明。不同模型计算结果见图 8, MCC 模型计算的超

孔压最大值仅为 21 kPa, 而 MSCC 模型中最大值为 41 kPa, 且影响范围也更广。SHI 等<sup>[30]</sup> 在研究土体压缩性对盾构施工过程中孔压响应的影响中指出: 对两相饱和土, 总应力由土骨架和孔隙流体承担, 当土骨架刚度较低, 孔隙流体需要承受更大的应力, 相同条件下压缩性较高的土体中孔压也更大。因为 MSCC 模型考虑了土体结构性, 当土体超过初始屈服状态后压缩性急剧增大, 所以超孔压也就更大。由此可见, 土体结构性对超孔压的分布有重要的影响, 计算中考虑土体结构性能够提高预测结果准确性。

从图 7 可以看到, 在盾构机达到监测断面时孔压出现了较大的波动, 这主要是因为盾构达到监测断面过程中管片拼装导致了掌子面平衡推力变化而引起土中孔压的波动。模拟结果与测试结果存在一定的差异, 这主要由注浆过程中注浆压力引起的<sup>[30-31]</sup>, 注浆过程中浆体材料被压进盾构机外壳与周围土体之间的空隙中, 因此注浆压力也会作用到周围土体中, 这种附加压力导致土中产生了较高的超孔压, 模型中没有考虑该因素的影响, 导致模拟结果与测试结果之间有一定的差异。



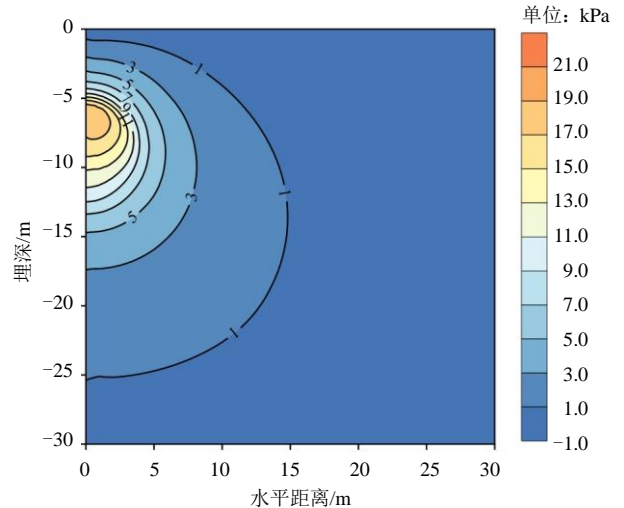
(a) EX1-1 测点



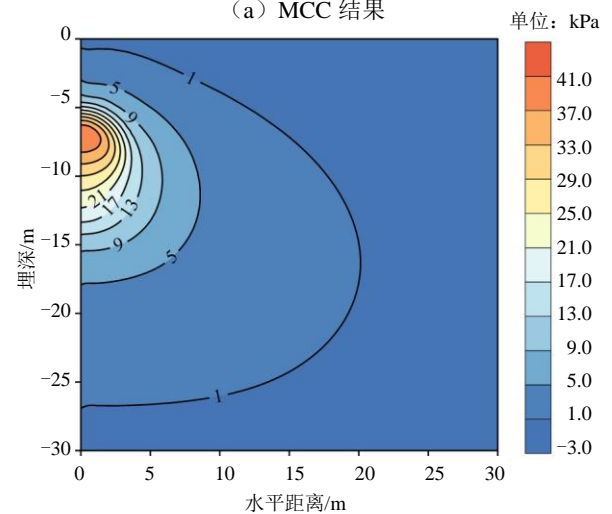
(b) EX2-1、EX2-2 测点

图 7 盾构掘进过程中各测点孔隙水压力的变化

Fig. 7 Variation of pore water pressure at each measuring point during shield tunneling



(a) MCC 结果



(b) MSCC 结果

图 8 监测断面超孔压分布

Fig. 8 Excess pore water pressure distribution profile of monitoring section

### 3 盾构施工引起的土体扰动分析

#### 3.1 扰动度计算的理论方法

软黏土中进行地下结构施工, 会对土体产生严重扰动, 工程实践表明扰动会引起地基附加沉降, 合理确定土体扰动度分布情况对工后沉降的计算及确定加固区域显得十分重要。基于原位测试, 通常采用十字板试验峰值强度与静力触探锥尖阻力根据式 (8) 来评价现场土体扰动度<sup>[8,10]</sup>。

$$SDD = \frac{S_u - S_u^*}{S_u} \times 100\% = \frac{q_e - q_e^*}{q_e} \times 100\% \quad (8)$$

式中:  $S_u$  表示原状土十字板剪切峰值强度,  $S_u^*$  表示扰动土十字板剪切峰值强度;  $q_e$  表示原状土锥尖阻力,  $q_e^*$  表示扰动土锥尖阻力。

静力触探测试与十字板测试都是在土体原位条件下进行, 结果可靠, 其测量值能够真实地反映出扰动前后土体力学性质的变化, 能够适应各种场地

条件。但是, 原位测试结果仅反映单一测点的情况, 而盾构隧道穿越地层复杂, 不同的施工控制参数在不同测点产生的土体扰动也不相同; 而且原位测试需要在施工前后进行现场试验, 耗时费力; 在隧道内进行静力触探测试还需要采用特定的设备<sup>[32]</sup>, 盾构掘进过程中在监测区域地表经常会出现地面冒浆等现象, 不具备开展现场测试条件。因此, 发展一种基于有限元模型的施工扰动评价方法十分必要。

结构性软土中, 胶结作用的存在使土能在一定程度上承受拉应力,  $p-q$  坐标中 MSCC 模型屈服面应与  $p$  轴负半轴相交于  $(-p_b, 0)$ , 见图 1。与此屈服面相匹配的临界状态线过点  $(-p_b, 0)$ , 且斜率为  $M$ 。随着加载进行, 胶结作用逐渐衰减,  $p_b$  不断减小并最终趋于 0。与此同步, 过点  $(-p_b, 0)$  的临界状态线移向过原点的临界状态线 (CSL)。当胶结作用完全破坏后,  $p_b=0$ , 这条动态的 CSL 退化为重塑土临界状态线 (CSL)。 $p_b$  的变化反映了原状土 (未扰动状态) 退化到重塑土 (完全扰动状态) 的过程。土的结构性强弱也通过土的无侧限抗压强度来表示, 通过原状土与重塑土无侧限抗压强度之比计算得到土的灵敏度, 灵敏度愈高, 土的结构性愈强。

因此, 结构强度  $p_b$  与土的无侧限抗压强度都可以用来表示土体扰动的程度, 并且它们有如下关系: 在无侧限抗压强度试验中, 土样在无围压条件下, 在轴向力作用下剪切破坏, 在  $p-q$  空间中的应力路径见图 9, 破坏时最大轴向应力记为  $q_u$ , 称为无侧限抗压强度。剪切破坏时, 土体达到临界状态, 根据图 9 可得  $p_b$  与  $q_u$  满足式 (9)<sup>[27]</sup>。

$$p_b = \frac{q_u}{M} - \frac{q_u}{3} = \frac{q_u}{\alpha} \quad (9)$$

式中:  $M$  为临界状态应力比;  $\alpha = 3M/(3-M)$ , 为  $p_b$  与  $q_u$  之间的比例常数。

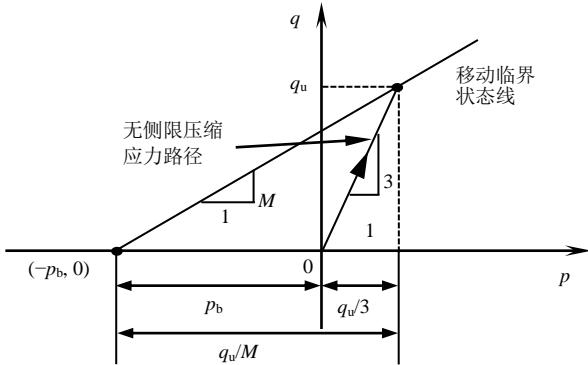


图 9 结构强度与无侧限抗压强度的关系

Fig. 9 Relationship between structure strength and unconfined compressive strength

对饱和黏土, 可利用无侧限抗压强度来测定土的不排水抗剪强度  $C_u$  值:

$$C_u = \frac{q_u}{2} \quad (10)$$

已有研究表明, 土体不排水抗剪强度与十字板剪切峰值强度、静力触探锥尖阻力之间满足以下关系<sup>[10]</sup>:

$$C_u = S_u = \frac{q_c}{K} \quad (11)$$

式中:  $C_u$  为不排水抗剪强度;  $S_u$  为十字板剪切峰值强度;  $q_c$  为锥尖阻力;  $K$  为经验系数。

根据式 (8)、式 (10) 与式 (11), 扰动度  $SDD$  与无侧限抗压强度  $q_u$  关系为:

$$SDD = \frac{q_u - q_u^*}{q_u} \times 100\% \quad (12)$$

式中:  $q_u$  表示原状土无侧限抗压强度;  $q_u^*$  表示扰动土的无侧限抗压强度。

将式 (9) 代入式 (12), 扰动度  $SDD$  与结构强度  $p_b$  关系为:

$$SDD = \frac{q_u - q_u^*}{q_u} \times 100\% = \frac{\alpha p_{b0} - \alpha p_b}{\alpha p_{b0}} \times 100\% = \frac{p_{b0} - p_b}{p_{b0}} \times 100\% \quad (13)$$

式中:  $p_{b0}$  表示原状土结构强度;  $p_b$  表示扰动土的结构强度。

根据式 (13) 可知, 采用土的结构强度  $p_b$  来计算土体扰动度与通过静力触探测试锥尖阻力来计算在理论上是一致的。

### 3.2 盾构掘进引起的扰动度计算

通过盾构掘进前后进行静力触探测试并结合式 (8) 对施工扰动进行计算分析。沿隧道中心线竖直方向开展了掘进前后的静力触探测试, 隧道内现场测试筒况见图 10, 盾构掘进前后锥尖阻力的测试结果见图 11。

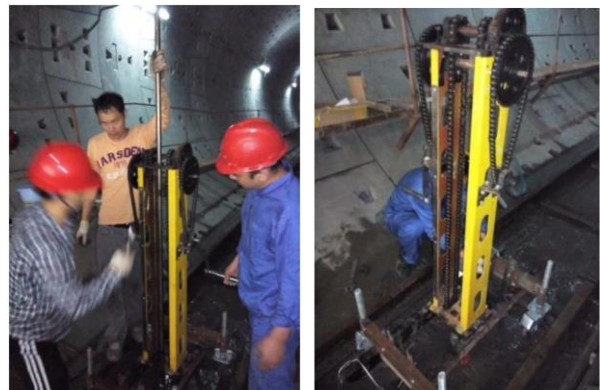


图 10 隧道底部静力触探现场测试图

Fig. 10 Photos of piezocone penetration test on site

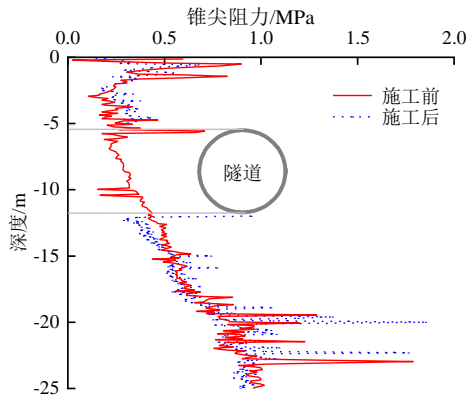


图 11 锥尖阻力测试结果

Fig. 11 Cone resistance of the static cone penetration before and after shield tunneling

从图中可以看出，盾构掘进后，在隧道底部一定深度范围内锥尖阻力相对原位值减小，即该区段开挖扰动效应较为明显。隧道底以下深度 3.0 m 之后锥尖阻力曲线基本重合；在隧道顶部锥尖阻力部分超过了原状土，这主要是因为隧道管片的支撑作用使得顶部土体锥尖阻力有所提高。图 12 展示了盾构掘进后隧道底部土体扰动度沿深度分布情况，散点为静力触探测试采用式 (8) 计算扰动度，实线表示有限元分析中按照式 (13) 的扰动度。从图中可以看出，两种方法定义的扰动度大小及变化趋势具有一致性，隧道底部土体扰动度沿深度逐渐衰减，采用式 (8) 及式 (13) 计算的隧道底表面土体扰动度约为 31%，分布范围约为 3.0 m。锥尖阻力测量值反映了土体在测试深度内的空间变异性，因此，采用式(8)计算的扰动度分布呈现出一定的离散性。

在有限元模型中确定结构强度  $p_b$  分布后根据式 (13) 计算得到盾构掘进后隧道周围土体扰动度分布见图 13。

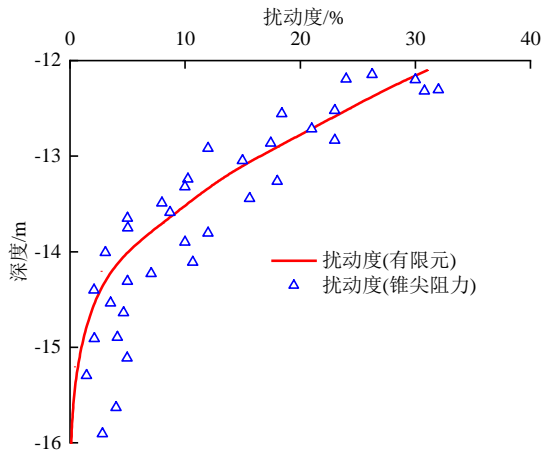


图 12 盾构掘进引起的土体扰动度分布

Fig. 12 Distribution of soil disturbance degree caused by shield tunneling

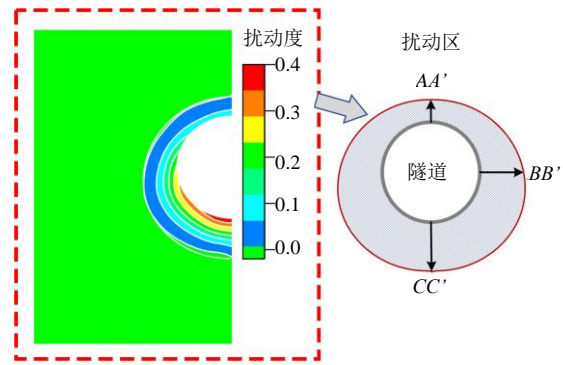
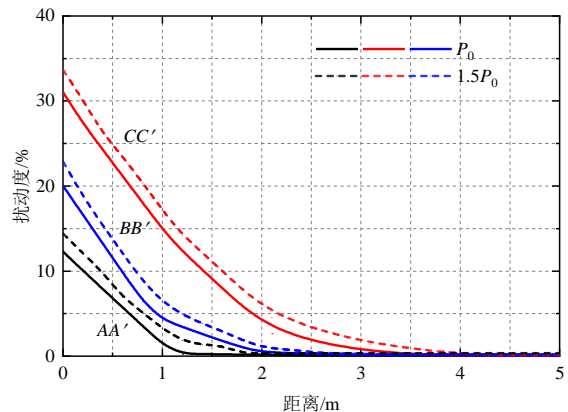


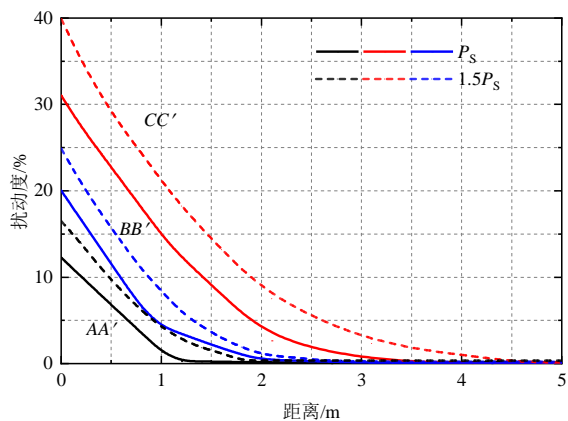
图 13 隧道周围土体扰动分布图

Fig. 13 Distribution of soil disturbance degree caused by shield tunneling

在有限元模型中，将注浆压力  $P_0$  与支护压力  $P_s$  分别增大 0.5 倍来研究施工控制参数对扰动度分布的影响。这里选取图 13 中 AA'、BB'、CC'三条路径径来计算隧道周围土体扰动度分布情况，计算结果见图 14。可以发现，与正常施工条件相比当增大注浆压力或支护压力时，隧道周围土体扰动度有所增加，扰动范围也有所增大，但支护压力对隧道周围土体扰动的影响更大。当增大 0.5 倍支护压力时，隧道底面土体扰动度增大到 40%，扰动范围约增大到 4 m。



(a) 注浆压力



(b) 支护压力

图 14 施工参数对扰动度分布影响

Fig. 14 Influence of construction parameters on disturbance degree



通过有限元模型中土体结构强度来预测土体的扰动情况, 为评价土体扰动度提供了一种简便有效的方法, 为实际工程中盾构掘进控制参数的确定提供了依据。同时, 土体扰动度的分布是可以预测隧道工后沉降的关键<sup>[7,10]</sup>, 通过提前预估沉降值并对扰动影响明显的区域提前做好加固措施, 能够避免产生较大的工后沉降, 保证地下结构安全运行。

## 4 结 论

(1) 利用 Abaqus 提供的二次开发平台, 编制了能够考虑土体结构性的 MSCC 模型子程序, 通过将该程序用于模拟盾构掘进施工过程, 展示了子程序在实际问题中的可用性。

(2) 考虑土体结构性可以显著提高有限元模型结果准确性, 与实测结果较为吻合。不考虑土体结构性的情况下, 地表最大沉降被低估了 26%, 沉降槽宽度被高估了 27%。土体结构性对水平位移和孔压变化也有较大影响, MSCC 模型计算测孔的最大水平位移比 MCC 模型大 32%, 掘进过程中孔压的变化也更接近实测结果。

(3) 根据结构强度  $P_b$  的变化计算土体扰动度, 得到了隧道掘进之后周围土体的扰动度分布, 与采用静力触探锥尖阻力扰动评价结果基本一致, 证明了该方法的可行性, 为施工扰动评价提供了一种简便有效的基于有限元模型的计算方法。

(4) 盾构掘进过程中不可避免对隧道周围土体造成扰动, 但是相对注浆压力而言掌子面支护力对隧道周围土体扰动影响更大。当增加 0.5 倍支护压力时, 隧道下土体扰动范围从 3.0 m 增大到 4.0 m, 增大了 33%, 最大扰动度从 31% 增大到 40%, 增加了 9%。

## 参考文献

- [1] BURLAND J B. On the compressibility and shear strength of natural clays[J]. Géotechnique, 1990, 40(3): 329-378.
- [2] DELAGE P. A microstructure approach to the sensitivity and compressibility of some Eastern Canada sensitive clays[J]. Géotechnique, 2010, 60(5): 353-368.
- [3] 龚晓南, 熊传祥, 项可祥, 等. 黏土结构性对其力学性质的影响及形成原因分析[J]. 水利学报, 2000, 31(10): 43-47. GONG Xiao-nan, XIONG Chuan-xiang, XIANG Ke-xiang, et al. The formation of clay structure and its influence on mechanical characteristics of clay[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2000, 31(10): 43-47.
- [4] 李吴刚, 杨钢, 刘文化, 等. 基于结构性参数的土本构模型研究[J]. 大连理工大学学报, 2021, 61(1): 84-91. LI Wu-gang, YANG Gang, LIU Wen-hua, et al. Study of constitutive model for soils based on structural parameter[J]. Journal of Dalian University of Technology, 2021, 61(1): 84-91.
- [5] 李玲玲. 结构性软土的性状研究及其应用[D]. 杭州: 浙江大学, 2007. LI Ling-ling. Behavior of structured clay and its application[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2007.
- [6] 易宏伟, 孙钧. 盾构施工对软黏土的扰动机理分析[J]. 同济大学学报, 2000, 28(3): 277-281. YI Hong-wei, SUN Jun. Mechanism analysis of disturbance caused by shield tunnelling on soft clays[J]. Journal of Tongji University, 2000, 28(3): 277-281.
- [7] MENG F Y, CHEN R P, KANG X. Effects of tunneling-induced soil disturbance on the post-construction settlement in structured soft soils[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 80(10): 53-63.
- [8] XU Y, SUN D A, SUN J, et al. Soil disturbance of Shanghai silty clay during EPB tunneling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(5): 537-545.
- [9] 王军. 结构性软土地基的固结沉降及稳定研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2002. WANG Jun. A research on the consolidation settlement and stability of soft clay ground with structure characteristic[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2002.
- [10] 陈云敏, 胡琦, 陈仁朋. 杭州地铁湘湖车站基坑坍塌引起的基底土深层扰动与沉降分析[J]. 土木工程学报, 2014, 47(7): 110-117. CHEN Yun-min, Hu Qi, Chen Ren-peng. Soil disturbance by the collapse of retaining wall for a pit excavation and the induced additional settlement: a case study of Hangzhou Metro Xianghu Station[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(7): 110-117.
- [11] 鲁泰山, 刘松玉, 蔡国军, 等. 软土地层基坑开挖扰动及土体再压缩变形研究[J]. 岩土力学, 2021, 42(2): 565-573, 580. LU Tai-shan, LIU Song-yu, CAI Guo-jun, et al. Study on the disturbance and recompression settlement of soft soil induced by foundation excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, 42(2): 565-573, 580.
- [12] CHAI J C, MIURA N, ZHU H H, et al. Compression and

- consolidation characteristics of structured natural clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2004, 41(6): 1250-1258.
- [13] LIU M D, CARTER J P. A structured cam clay model[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39(6): 1313-1332.
- [14] CARTER J P, LIU M D. Review of the structured cam clay model[J]. Geotechnical Special Publication, 2005: 99-132.
- [15] HORPIBULSUK S, LIU M D, LIYANAPATHIRANA D S, et al. Behaviour of cemented clay simulated via the theoretical framework of the Structured Cam Clay model[J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37(1): 1-9.
- [16] LIU W H, LI W G, SUN X L. New approach to interpret the mechanical behavior of structured soils[J]. International Journal of Geomechanics, 2021, 21(2): 06020040.
- [17] 邓国华, 邵生俊, 余芳涛. 结构性黄土的修正剑桥模型[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(5): 834-841.
- DENG Guo-hua, SHAO Sheng-jun, SHE Fang-tao. Modified Cam-clay model of structured loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(5): 834-841.
- [18] SUEBSUK J, HORPIBULSUK S, LIU M D. Modified structured cam clay: A generalised critical state model for destructured, naturally structured and artificially structured clays[J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37(7): 956-968.
- [19] ADACHI T, OKA F, HIRATA T, et al. Stress-strain behavior and yielding characteristics of eastern osaka clay[J]. Soils and Foundations, 1995, 35(3): 1-13.
- [20] ANAGNOSTOPOULOS A G, KALTEZIOTIS N, TSIAMBAOS G K, et al. Geotechnical properties of the corinth canal marls[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 1991, 9: 1-26.
- [21] ROSCOE K H, BURLAND J B. On the Generalised Stress-strain Behaviour of 'Wet' Clay[M]. London: Cambridge University Press, 1968: 537-570.
- [22] 祝恩阳, 李晓强. 胶结结构性土统一硬化模型[J]. 岩土力学, 2018, 39(1): 112-122.
- ZHU En-yang, LI Xiao-qiang. A unified hardening model considering bonding in structured soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(1): 112-122.
- [23] SLOAN S W, ABBO A J, SHENG D. Refined explicit integration of elastoplastic models with automatic error control[J]. Engineering Computations, 2001, 18(1/2): 121-194.
- [24] POTTS D M, ZDRAVKOVIĆ L. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory[M]. Thomas Telford London, 1999: 280-282.
- [25] 孙增春, 汪成贵, 刘汉龙, 等. 粗粒土界面塑性模型及其积分算法[J]. 岩土力学, 2020, 41(12): 3957-3967.
- SUN Zeng-chun, WANG Cheng-gui, LIU Han-long, et al. Bounding surface plasticity model for granular soil and its integration algorithm[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(12): 3957-3967.
- [26] 费康, 刘汉龙. ABAQUS 的二次开发及在土石坝静、动力分析中的应用[J]. 岩土力学, 2010, 31(3): 881-890.
- FEI Kang, LIU Han-long. Secondary development of ABAQUS and its application to static and dynamic analyses of earth-rockfill dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(3): 881-890.
- [27] 王明强, 杨军. HISS 模型在 ABAQUS 中的三维实现、验证和应用[J]. 工程力学, 2014, 31(1): 160-165, 172.
- WANG Ming-qiang, YANG Jun. Implementation, verification and application of three dimensional HISS model in ABAQUS[J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(1): 160-165, 172.
- [28] DO N A, DIAS D, ORESTE P, et al. 3D modelling for mechanized tunnelling in soft ground-influence of the constitutive model[J]. American Journal of Applied Sciences, 2013, 20(10): 863-875.
- [29] BIAN X, HONG Z S, DING J W. Evaluating the effect of soil structure on the ground response during shield tunnelling in Shanghai soft clay[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, 58(10): 120-132.
- [30] SHI J, WANG F, ZHANG D, et al. Refined 3D modelling of spatial-temporal distribution of excess pore water pressure induced by large diameter slurry shield tunneling[J]. Computers and Geotechnics, 2021, 137: 104312.
- [31] LIU C, ZHANG Z, REGUEIRO R A. Pile and pile group response to tunnelling using a large diameter slurry shield case study in Shanghai[J]. Computers and Geotechnics, 2014, 59(6): 21-43.
- [32] 朱瑶宏, 林伟岸, 叶俊能, 等. 用于隧道内部斜向静力触探试验的反力装置及方法: 中国, CN105971025B[P]. 2018-03-16.
- ZHU Yao-hong, LIN Wei-an, YE Jun-neng, et al. The Device and Method for Oblique Static Penetration Test Inside Tunnel: China, CN105971025B[P]. 2018-03-16.