

DOI: 10.11779/CJGE201501011

砂土盾构隧道掘进开挖面稳定理论与颗粒流模拟研究

缪林昌¹, 王正兴², 石文博¹

(1. 东南大学交通学院岩土工程研究所, 江苏 南京 210096; 2. 南通市城市建设工程管理中心, 江苏 南通 226153)

摘 要: 盾构法隧道施工过程中, 土体密实度对开挖面极限支护力值与稳定性影响是一个非常重要的因素。基于 Kirsch 室内模型试验, 采用颗粒流计算分析了隧道掘进过程中土体密实度对开挖面极限支护力、残余支护力以及开挖面前方土体孔隙比变化的影响, 从细观角度解释了砂土中盾构隧道开挖面失稳机理, 分析了砂土中盾构隧道掘进时土体破坏形态与分布范围; 进而提出了计算开挖面极限支护力的改进楔形体分析模型。研究成果可为盾构隧道施工中分析开挖面的稳定提供参考。

关键词: 颗粒流; 砂土; 隧道掘进; 开挖面稳定; 极限支护力; 改进楔形体模型

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)01-0098-07

作者简介: 缪林昌(1961-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事盾构施工对环境影响方面的研究。E-mail: lc.miao@seu.edu.cn。

Theoretical and numerical simulations of face stability around shield tunnels in sand

MIU Lin-chang¹, WANG Zheng-xing², SHI Wen-bo¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Management Center of City Construction Projects, Nantong 226153, China)

Abstract: The soil density is a key factor for the studies on the limit support pressure and the face stability operation during tunneling construction. Based on the Kirsch's laboratory model tests, the PFC^{2D} is employed to investigate the influence of soil density on the limit support pressure, residual support pressure and void ratio in the heading face. The failure mechanisms of the excavation face are investigated at the mesoscopic level. The failure behavior and arrange of the face stability of the shield tunnels in sand are analyzed. The improved wedge model is proposed as a method for calculating the limit support pressure of face. It may provide certain guidance to the stabilization of excavation face of shield tunnels.

Key words: PFC^{2D}; sand; tunneling; face stability; limit support pressure; improved wedge model

0 引 言

近年来, 由于各大中城市交通压力的增大以及土地资源的稀缺, 地铁和地下通行隧道的修建成为解决这一难题的主要措施。盾构施工技术由于具有环境影响小、施工安全性高以及地层适应性强等优点, 已经成为城市地铁及隧道修建的主要方法。盾构隧道施工引起的邻近施工区地面沉降和隆起问题与开挖面的稳定性有直接关系, 表现为施工过程中盾构机对开挖面支护力过大时, 地表易隆起破坏, 而当开挖面支护压力过小时, 又往往导致地表的沉降。目前, 国内外城市地铁隧道施工过程中, 由于对开挖面支护不当造成的开挖面坍塌进而引起邻近建筑物损坏、埋地市政管线破裂事故时有发生。

盾构隧道开挖面稳定性研究的关键在于支护力的确定, 其影响因素多且复杂, 包括土体工程地质条件、盾构掘进速度、隧道几何尺寸以及支护方式等因素。

同时, 盾构掘进过程中, 极限支护力的确定是盾构实际施工过程中开挖面支护力大小选择与控制的依据。研究表明, 开挖面支护力始终在一定范围波动, 其变幅大小与土体塑性流动性密切相关^[1]。实践工程中更关心的是维持开挖面稳定所需的最小支护力, 即极限支护力。

目前, 开挖面稳定性研究方法主要包括开挖面稳定系数法、极限平衡法、室内模型试验研究法和有限元数值模拟法^[2]。Borms 等^[3]最早提出了评估黏性土盾构隧道开挖面稳定系数法, 然而 Romo 等^[4]认为仅仅用稳定系数并不能完全反映开挖面的实际稳定性。Leca 等^[5]基于三维土体极限平衡理论研究了无摩擦性土体中开挖面稳定性问题, 并用离心模型试验结果对

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51278099)

收稿日期: 2014-04-02

其进行了验证。Jancsecz 等^[6]采用楔形体极限平衡分析模型对盾构隧道掘进过程中开挖面极限支护力进行了研究。Mollon 等^[7]在 Chambon 等^[8]在离心模型试验的基础上, 采用多块体破坏模式对盾构隧道开挖面稳定性进行了研究。然而这些分析方法由于得不到具体的极限支护压力表达式, 难以在工程实践中得到应用。徐明等^[9]基于简便的极限平衡理论——三维楔形体分析模型对超大直径泥水盾构开挖面稳定性进行了研究, 由于分析模型中假定了土体的滑裂面形态, 使得其与实际情况有较大的出入。实际上, 开挖面前方密实度较高的土体往往形成水平向土拱^[10], 导致分析模型结果与实际情况有较大的出入。另一方面, 目前利用数值模拟方法对开挖面进行研究主要还局限于基于连续介质力学的有限单元法, 如 Vermeer 等^[11]、李志华等^[2]和高健等^[12]。考虑到开挖面变形甚至坍塌过程中, 土体变形属于大变形问题, 显然利用有限元对该问题进行分析会引起较大的误差。胡欣雨等^[13]采用颗粒流方法模拟盾构推进过程中开挖量与土体的密实度及开挖面压力的关联性。

本文基于 Kirsch^[14]室内模型试验, 采用颗粒流模拟了相应室内模型试验, 从细观角度解释了砂土中盾构隧道开挖面失稳机理。以 Anagnostou 等^[15]楔形体模型为基础提出了改进的楔形体分析模型, 并将理论解、数值计算值以及试验值进行了对比。研究砂土中盾构隧道掘进时土体密实度对开挖面极限支护力和残余支护力的影响规律, 进而分析砂土中盾构隧道掘进时土体破坏区分布范围。

1 开挖面稳定的颗粒流模拟

1.1 Kirsch 室内模型试验简介

Kirsch 室内隧道开挖试验如图 1 所示。模型箱尺寸为 37.2 cm (长) × 28.0 cm (宽) × 41.1 cm (高), 内置砂土粒径大小分布为 0.1~2.0 mm, 平均粒径 $d_{50}=0.58\text{ mm}$, 最小孔隙比 $e_{\min}=0.42$, 最大孔隙比 $e_{\max}=0.75$, 内摩擦角 $\alpha=35^\circ$, 重度为 18.2 kN/m^3 。

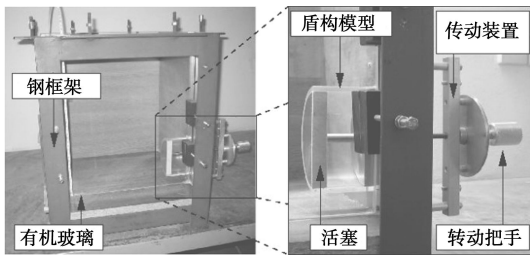


图 1 Kirsch 室内模型试验^[13]

Fig. 1 Kirsch's laboratory model tests

模型试验设计了盾构隧道掘进装置, 具体方法为: 以透明有机玻璃为材料制作一半圆柱体活塞, 通过活

塞的后退达到模拟隧道盾构开挖的目的。拟模拟隧道直径 $D=10.0\text{ cm}$, 隧道拱顶埋深与隧道直径比 ($C/D=1$)。试验过程中分别考虑了紧砂 (相对密度 $I_d=0.70$) 与松砂 (相对密度 $I_d=0.33$) 两种填土状态下盾构隧道开挖面支护力的力学特征。

1.2 宏观参数的标定

PFC^{2D} 是通过一定数目的颗粒或颗粒簇模拟土体宏观力学行为的软件, 迄今还没有能从细观力学指标直接反映宏观力学指标的关系公式。利用三轴数值试验, 通过假定参数计算土体的力学行为, 并与真实土体的力学行为进行对比, 以此来确定颗粒流模拟土体所需要的细观参数值^[15]。考虑到砂土刚度对计算结果影响较小, 本文砂土颗粒细观刚度选取与文献^[16]相同值: $k_n=2\times 10^7\text{ N/m}$, $k_s=1\times 10^7\text{ N/m}$ 。利用双轴数值试验建立细观颗粒摩擦系数与内摩擦角之间的关系。双轴数值标定试验过程为: ①编制颗粒级配程序。考虑到计算的可行性和计算效率, 将模型试验用砂粒径均放大 3.5 倍, 颗粒密度为 2530 kg/m^3 , 颗粒粒径服从 0~1 均匀分布; ②基于室内模型试验土体全覆土重, 设定双轴数值标定过程中围压分别为 20, 60, 100 kPa; ③设定颗粒间接触模型为线性接触模型, 通过反复试算得到对应的细观参数 (表 1)。

表 1 宏观细观参数对照表

Table 1 Parameters of materials

内摩擦角/(°)	颗粒摩擦系数	
	松砂	紧砂
30	0.41	0.36
35	0.50	0.42
40	0.70	0.63
45	0.90	0.80

1.3 颗粒流模型建立与模拟过程

室内模型试验过程中, 由于模型箱侧壁、模拟盾构开挖的活塞基本可认为刚性, 故模型建立时可利用颗粒流软件中的 “Wall” 命令建立模型箱模型和盾构模型, 墙体法、切向刚度均为 $2\times 10^8\text{ N/m}$ 。为模拟模型箱侧壁和活塞的表面粗糙度, 计算过程中给墙体赋予了较小的摩擦系数 0.2。考虑到计算效率, 本文数值模拟过程中将三维室内模型试验简化为二维状态, 二维颗粒流尺寸为 37.2 cm (长) × 41.1 cm (高)。数值模型建立过程主要分两步, 首先采用颗粒膨胀法生成整个颗粒流模型, 松砂与紧砂模型分别生成的颗粒数目为 14880 与 19020 个, 颗粒流模型重力平衡后, 将整个计算模型速度场、位移场清零, 随后建立盾构隧道开挖模型, 具体方法为: 删除开挖区域土体颗粒, 用墙体建立盾构和衬砌模型。考虑到盾构隧道开挖是一个逐步推进的过程, 本文研究的重点是隧道动态掘进过程中开挖面的破坏形态、开挖面极限支护力以及

残余支撑力变化特征,故而在盾构开挖面前方布置了测量圆。颗粒流建模计算过程中,盾构隧道掘进分为四步,每步计算之前均使盾构机头向前推进 2 cm,并计算至系统平衡,再使盾构以 0.1 m/s 的速度后退模拟由盾构施工引起的地层损失,同时编制了盾构“墙体”平均支护力监测程序。颗粒流计算模型如图 2 所示。

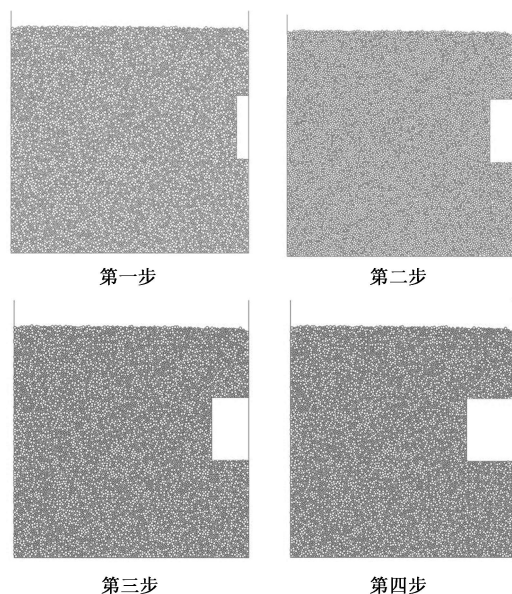


图 2 颗粒流计算模型

Fig. 2 PFC^{2D} model of tunnel excavation

2 数值模拟结果分析

通过分别提取松砂与紧砂数值模型计算结果中盾构支护力、土体内部土压力、开挖面前方土体孔隙比变化以及土体位移场数据,得到了开挖面荷载-位移关系、开挖面支护力、开挖面失稳破坏模式、侧压力系数以及开挖面附近土体应力变化规律。本文主要介绍开挖面极限支护力和残余支护力、开挖面附近土体破坏区范围的确定以及开挖面前方土拱效应的影响规律。

2.1 支护力变化规律与土拱效应的影响

图 3 为归一化后开挖面荷载-位移变化曲线。从图中可看出,数值计算结果与试验结果基本一致,验证了模型建立及宏观参数标定的合理性与准确性。同时,从中可进一步看出无论砂土密实程度如何,整个荷载位移曲线均可分为两个阶段:第一阶段为卸荷阶段,其对应的最小值即为土体极限支护力 A 点(松砂)、A' 点(紧砂),第二阶段中支护力逐渐增加最后缓慢趋近于一稳定值,该值可称为残余支护力 B 点(松砂)、B' 点(紧砂)。从图中曲线总体走势可看出,相同条件下紧砂的极限支护力比松砂偏小,同样

其所对应的土体残余支护力也相应较小。

盾构隧道施工引起地层损失过程中,由于土拱效应引起的竖向土压力减小这一现象已经得到了大量的工程实例和模型试验的证实,即竖向土拱效应。事实上,开挖面前方土体也极易形成水平拱,如图 4 所示。图 4 为数值计算过程中,松砂与紧砂盾构隧道掘进至 $\Delta s=1.5$ mm 时模型土体颗粒接触力分布图。从中可看出,相同掘进速度和埋深比条件下,开挖面前方会形成水平拱,尤其是密实度较高的砂土,该现象较好地解释了图 3 中紧砂土体中残余支护力比松砂小的原因。显然,由于水平向土拱效应的影响,一定程度上抵消了开挖面前方部分土体侧压力,导致紧砂的极限支护力和残余支护力均比松砂小。由此可知,盾构隧道施工过程中,开挖面支护力是一个逐渐变化发展的过程,其大小与土体的密实度有密切关系。

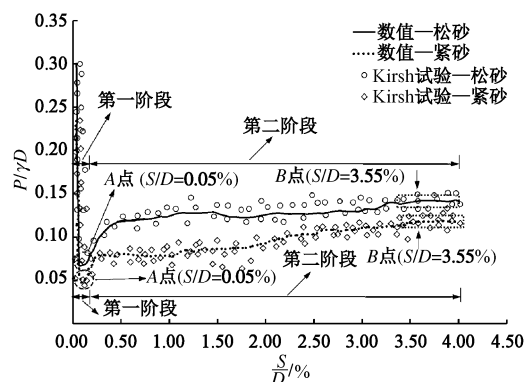


图 3 归一化后开挖面荷载-位移变化关系

Fig. 3 Relation between displacement and support pressure

图 4 分别为松砂与紧砂模型中盾构掘进完成后土体中的接触力分布云图。从中可看出,总体上,随着土体埋深的增加,土体颗粒内部接触力逐渐增大;松砂中开挖面前方土体局部范围内接触力呈现水平拱分布形态,而紧砂中开挖面由隧道的开挖引起的水平拱形态更为显著,其对应的宽度和高度也比松砂中大。显然,由于隧道施工引起的地层损失影响,开挖面前方会出现不同程度的水平向土拱效应,且相同条件下紧砂中水平拱效应更为显著。

盾构掘进是个持续动态掘进的过程,为分析施工过程中开挖面前方土体水平向应力(σ_h)掘进时的动态变化特征,数值计算过程中均在距开挖面前方 $0.5D$ 处布置了直径为 D 的监测圆,得到了每步掘进时该区域范围的水平向平均应力变化规律,如图 5 所示。从中可看出,每步掘进过程中土体前方水平向应力变化特征与开挖面支护力基本一致,每步完成后开挖面前方 $0.5D$ 处水平向应力有一定程度的“折减”,对比图 4 可知,该“折减”主要是由地层损失引起土体松动以及水平拱效应共同影响的结果。

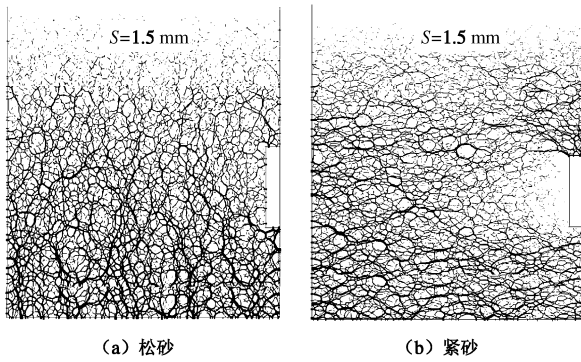
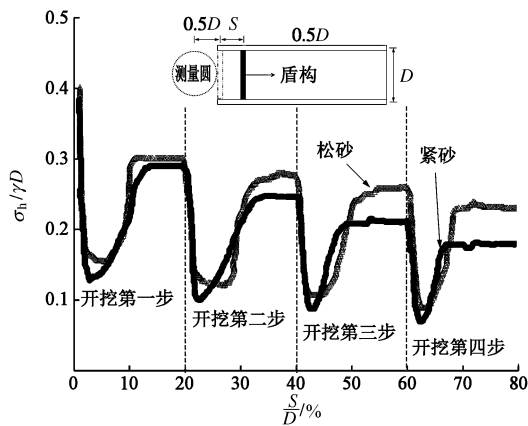


图4 接触力分布图

Fig. 4 Distribution of contact force

图5 归一化后开挖面前方 $0.5D$ 水平应力变化Fig. 5 Variation of horizontal stress $0.5D$ in front of face

盾构隧道施工过程中土体竖向土压力存在松动效应,并且随着上覆土体距隧道开挖面竖向距离的增大该效应越来越明显^[16]。事实上,盾构隧道逐步掘进过程中开挖面前方土体水平向土压力也有类似规律,可用盾构隧道掘进时开挖面前方土体孔隙比的变化规律来反映,如图6所示。图6分别为紧砂和松砂中盾构隧道四步施工时开挖面前方水平向土体孔隙比变化分布图。从中可看出,随着距盾构隧道开挖面距离的增加,开挖面前方土体孔隙比变化逐渐减小。考虑到计算过程中,每步掘进时均赋予了相同的地层损失量,即存在一个地层损失累积的现象,因此,土体孔隙比会随着掘进的推移相应增大;对比图中松砂与紧砂孔隙比变化幅度可看出,相同条件下盾构隧道掘进时紧砂中的孔隙比变化更为敏感。

2.2 开挖面附近破坏区范围的确定

开挖面前方土体破坏区范围的确定是盾构隧道施工对环境影响研究中的重要课题,有利于计算开挖面极限支护力和残余支护力。为此,可以根据土体的极限支护力以及残余支护力来划分由隧道施工引起的上覆土体破坏区范围。目前,确定由隧道施工引起的土体沉降范围主要有两种方法,一种以残余支护力为标准划分的影响区域,而另一种是以极限支护力为标准划分得到的范围。为严格区分两者,本文将前一种划分范围称沉降区,第二种划分标准称为破坏区;图

7为颗粒流数值模拟得到的模型箱内沉降区与破坏区分布示意图($\Delta s=1.5\text{ mm}$)。从图中可看出,试验过程中紧砂与松砂沉降区范围相差较大,松砂沉降区宽度约为 $1.6D$,并且延伸至土体表层,表现为地表的沉降;紧砂沉降区高度为隧道拱顶上方 $1.56D$,且未延伸至表层,故而表层没有发生沉降。对比室内模型试验结果^[14],可知砂土破坏区主要由A点与A'点(极限支护力)范围来确定,而沉降区则是土体发生位移变形区域,在该范围内土体并不一定发生破坏。事实上,Chen^[17]结果表明,破坏区范围内的土压力稍小于极限支护力。从图中可看出,紧砂的破坏区($0.64D\sim 0.75D$)比松砂破坏区($1.2D\sim 0.6D$)要偏小。数值计算结果与Leca^[5]的理论和Chambon^[8]的试验结果基本一致,表明采用该方法确定破坏区范围的可行性。

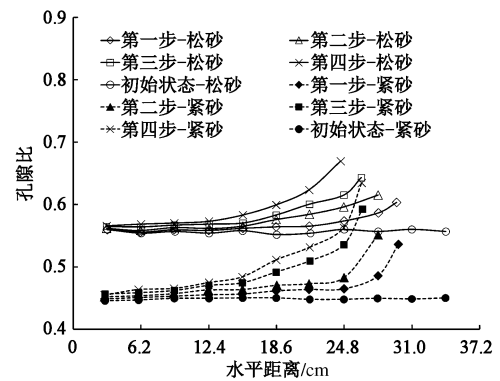
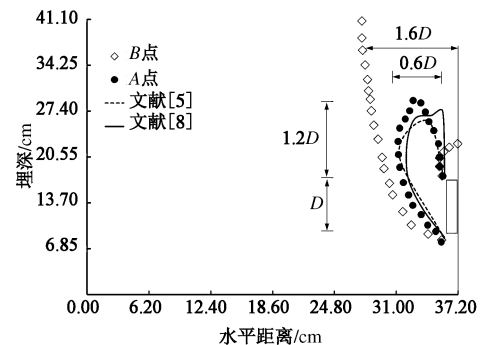
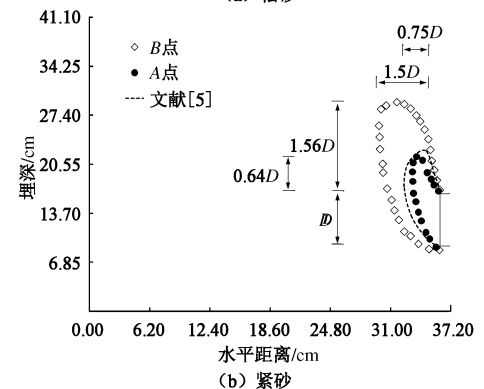


图6 孔隙比变化规律

Fig. 6 Variation of void ratio



(a) 松砂



(b) 紧砂

图7 沉降区与破坏区分布图

Fig. 7 Distributions of failure and settlement zones

3 楔形体理论分析

盾构隧道开挖面稳定性分析中, 大多采用楔形体计算模型来计算开挖面极限支护力^[9, 15, 19]。

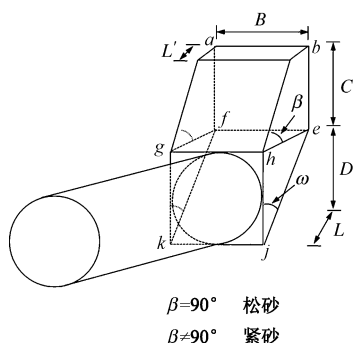


图 8 改进的楔形体分析模型

Fig. 8 Improved wedge model

楔形体分析模型主要假定开挖面前方土体处于临近失稳时土体滑动区域形状由两部分组成: 开挖面前方楔形体以及其上方规则长方体, 然而, 本文数值计算结果 (图 7) 以及 Kirsch^[14]模型试验结果表明, 由于紧砂和松砂的滑动面形态有着根本的区别, 若楔形体上方土体均采用规则长方体显然会带来较大的误差。为此, 可考虑建立如图 8 所示改进楔形体分析模型, 充分考虑由于砂土密实度差异带来的计算误差。

3.1 受力分析

图 9 为楔形体受力分析图, 其中 C 为隧道拱顶埋深, D 为隧道直径, L 为下楔形体顶部长度, L' 为下楔形体顶部长度, B 为楔形体顶部宽度, H_1 为上六面体顶部距表层土体的竖向距离, H_2 为隧道拱顶至六面体顶部竖向距离。图中, ω , β 分别为下楔形体、六面体倾角, 且均与砂土的密实度、开挖面支护力以及土体内摩擦角有关^[10]。

其中, 上六面体、下楔形体受力分别为: σ_v 为上覆土体土压力; σ_p 为开挖面平均支护应力; N_1 为下楔形体侧向滑裂面法向力 (除盾构支护面外); T_1 , T_s 分别为开挖面下楔形体前端、侧向滑裂面摩擦力; W_1 , W_2 分别为下楔形体、上六面体土体自重; N_2 为下楔形体前端滑裂面法向力; P_0 为上六面体顶部土体竖向平均土压力。

3.2 理论推导过程

楔形体理论分析过程中, 有关楔形体顶部宽度 B 的取值一直存在争论^[10]。本文开挖面稳定性分析时选取与 Broere^[20]一致: $B=0.25\pi D$ 。目前, 三维空间中楔形体极限平衡状态时土压力的分析普遍采用太沙基松动土压力计算模型^[21], 取上六面体微元进行分析 (如图 9 (b) 所示), 计算过程中可假定水平应力与竖向应力的比值为静止侧压力系数^[22], 可得微元体竖向应

力平衡方程:

$$\frac{z}{\tan \beta} \cdot B \cdot \sigma_v + \gamma \cdot \frac{z}{\tan \beta} \cdot B \cdot dz = 2K_0 \sigma_v \cdot B \cdot \tan \alpha dz + 2c \cdot B \cdot dz + \frac{z}{\tan \beta} \cdot B \cdot (\sigma_v + d\sigma_v) \quad (1)$$

式中, γ 为土体重度, c 为土体黏聚力, α 为土体内摩擦角, K_0 为静止侧压力系数。

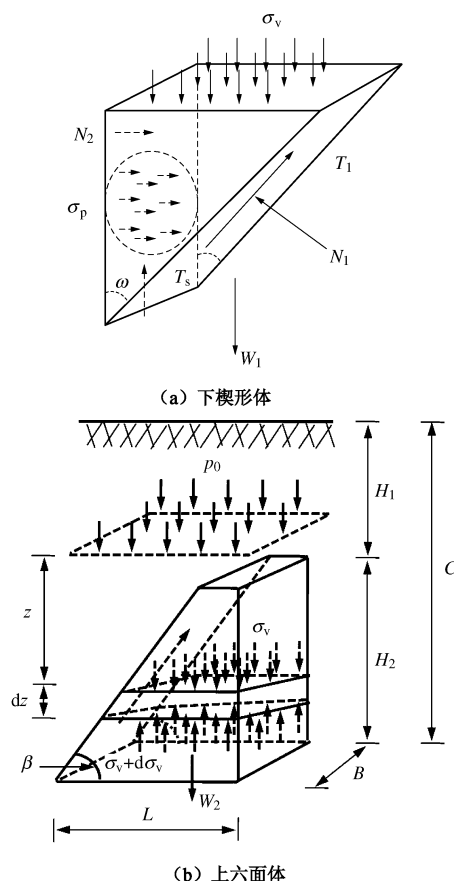


图 9 改进楔形体受力分析图

Fig. 9 Force analysis of improved wedge model

整理式 (1) 可得

$$\frac{d\sigma_v}{dz} + 2K_0 \tan \alpha \cdot \tan \beta \cdot \frac{\sigma_v}{z} = \gamma - \frac{2c \tan \beta}{z} \quad (2)$$

式 (2) 为非齐次一阶线性方程, 由上六面体边界条件: $z=0$, $P_0 = \gamma H_1 = \gamma(C - H_2) = \gamma[C - (L - L') \cdot \tan \beta]$, 显然, 当 $\beta=90^\circ$ 时, $L=L'$, 可得上六面体中任意深度处的土压力值:

$$\sigma_v = \frac{BL\gamma - 2(B+L)c}{2(B+L)K_0 \cdot \tan \alpha} \left[1 - e^{\frac{-2(B+L)K_0 \cdot \tan \alpha}{BL} z} \right] + \gamma[C - (L - L') \cdot \tan \beta] e^{\frac{-2(B+L)K_0 \cdot \tan \alpha}{BL} z} \quad (3)$$

下楔形体侧向滑裂面的法向力、摩擦力以及楔形体自重可表示为^[9]

$$N_2 = \frac{D^2}{2} \tan \omega \cdot K_0 \cdot \left(\sigma_v + \frac{D\gamma}{3} \right),$$

$$T_s = \frac{D^2}{2} \sin \omega \cdot c + N_2 \tan \alpha ,$$
$$W_2 = \frac{D^2}{2} \tan \omega \cdot B \cdot \gamma .$$

下楔形体前端摩擦力可表示为^[9]

$$T_1 = \frac{BD}{\cos \omega} c + N_1 \tan \alpha .$$

通过对图 9 (a) 中水平向和竖向受力平衡可开挖面支护应力:

水平向受力平衡方程为

$$N_2 + \sigma_p \cdot \frac{\pi D^2}{4} + T_1 \cdot \cos \omega = N_1 \cos \omega \quad ; \quad (4)$$

竖向受力平衡方程为

$$\sigma_v \cdot B \cdot L + W_1 = T_s + T_1 \cdot \sin \omega + N_1 \cdot \sin \omega \quad . \quad (5)$$

由式 (4)、(5) 可得

$$\sigma_p = \frac{4 \cos \omega (\sigma_v \cdot B \cdot L + W_1 - T_s - T_1 \cdot \sin \omega) - 4 \sin \omega (N_2 + T_1 \cdot \cos \omega)}{\pi D^2 \cdot \sin \omega} . \quad (6)$$

由此可确定盾构开挖面支护力

$$P_z = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \sigma_p \quad . \quad (7)$$

基于改进的楔形体分析模型可计算得到不同 β 条件下极限支护力随 ω 的变化规律, 如图 10 所示。从中可看出, β 不变时, 最大极限支护应力均发生在 ω 等于 60° 时, 而当 ω 一定时, β 越大, 对应的最大极限支护应力也越大。

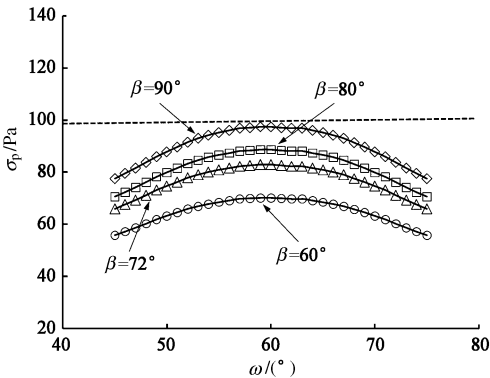


图 10 不同 β 情况下极限支护应力随 ω 的变化($C/D=1$, $\alpha=35^\circ$)

Fig. 10 Relation among ω , β and limit support pressure

3.3 理论解与数值解对比分析

表 2 给出了 $B=0.25\pi D$ 、 $C/D=1$ 时极限支护的理论解、数值解以及 Kirsch 试验结果的比对。由表 2 可见, 基于改进的楔形体计算模型得到的极限支护力要略小于二维数值模拟计算结果, 这可能是二维数值模拟假定为平面应变问题导致预测值较为偏大的缘故。从中可进一步看出, 相同条件下紧砂地层中的极限支护力比松砂中小, 这显然与滑裂面的分布形态和拱效应的影响有关。

通过将改进的楔形体解析模型与试验结果对比验证了本文改进楔形体分析模型的合理性与有效性。显然, 由于砂土密实度的差异, 盾构隧道在松砂与紧砂地层掘进, 引起土体沉降区和破坏区分布有着本质的区别, 若理论分析模型中不考虑由于砂土密实度差异带来的影响, 其预测结果往往会与实际值有较大的出入。

表 2 改进楔形体分析模型与颗粒流计算值、试验值对比

Table 2 Comparison of limit support pressures obtained by

improved wedge method, numerical analysis and tests

分析方法	土体类型	
	松砂	紧砂
双楔形体模型/Pa	125.0	89.0
颗粒流/Pa	127.1	91.0
Kirsch 试验/Pa	126.0	90.5

4 结 论

砂土中盾构隧道掘进时开挖面的稳定性一直受到国内外学者的关注, 而盾构施工开挖面支护力的控制是研究该问题的核心。考虑到目前国内学者在分析该问题时往往忽略土体密实度带来的影响, 本文基于 Kirsch 室内模型试验, 结合颗粒流数值计算软件和理论解析的方法, 分析了隧道掘进过程中土体密实度对开挖面极限支护力、残余支护力、开挖面前方土体孔隙比、开挖面前方土体水平应力的变化规律以及邻近土体破坏区范围的影响。以此为基础, 提出了改进的楔形体分析模型, 并与试验结果和数值模拟计算值进行了对比, 表明对该类问题的分析时有必要考虑土体密实度的影响。所取得的主要结论如下:

(1) 盾构隧道掘进过程中, 开挖面支护力是一个逐渐变化发展的过程, 其大小与土体的密实度有密切关系, 表现为: 盾构隧道在紧砂地层中掘进往往受水平向土拱效应的影响, 一定程度上抵消了开挖面前方部分土体侧压力, 导致紧砂的极限支护力和残余支护力均比松砂偏小; 相同条件下盾构隧道掘进时紧砂地层中的孔隙比变化更为敏感。

(2) 砂土破坏区范围可由极限支护力来确定, 而沉降区大小则可根据残余支护力分布进行判断, 在该范围内土体并不一定发生破坏。相同条件下, 紧砂的破坏区往往比松砂破坏区偏小。

(3) 由于砂土密实度的差异, 导致盾构隧道掘进过程中, 土体破坏区和沉降区也会有较大的变化。本文提出的改进楔形体分析模型可充分考虑该因素变化的影响。

参考文献:

[1] 朱 伟, 秦建设, 卢廷浩. 砂土中盾构开挖面变形与破坏

- 数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(8): 897 - 902. (ZHU Wei, QIN Jian-she, LU Ting-hao. Numerical study on face movement and collapse around shield tunnels in sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(8): 897 - 902. (in Chinese))
- [2] 李志华, 华 渊, 周太全, 等. 盾构隧道开挖面稳定的可靠度分析[J]. 岩土力学, 2008, **29**(增刊): 315 - 319. (LI Zhi-hua, HUA Yuan, ZHOU Tai-quan, et al. Research on reliability of excavation face stability in shield tunneling[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(S0): 315 - 319. (in Chinese))
- [3] BROMS B B, BENNERMARK H. Stability of clay at vertical openings[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1967, **96**(1): 71 - 94.
- [4] ROMO M P, DIAZ C M. Face stability and ground settlement in shield tunneling[C]// Proceeding of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm, 1981: 357 - 360
- [5] LECA E, DORMIEUX L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1990, **40**(4): 581 - 606.
- [6] JANCSEK S, STEINER W. Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions[C]// Symposium Tunneling'94. London, 1994: 531 - 550.
- [7] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2010, **136**(1): 215 - 229.
- [8] CHAMBON P, CORTE J F. Shallow tunnels in cohesionless soil: Stability of tunnel face[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **120**(7): 1148 - 1165.
- [9] 徐 明, 邹文浩, 刘 瑶. 超大直径泥水盾构在砂土中的开挖面稳定性分析[J]. 土木工程学报, 2012, **45**(3): 174 - 181. (XU Ming, ZOU Wen-hao, LIU Yao. Face stability of large slurry shield-driven tunnel in sands[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, **45**(3): 174 - 181. (in Chinese))
- [10] ANAGNOSTOU G. The contribution of horizontal arching to tunnel face stability[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **35**(1): 34 - 44.
- [11] VERMEER P A, RUSE N, MARCHER T. Tunnel heading stability in drained ground[J]. Felsbau, 2002, **20**(8): 8 - 18.
- [12] 高 健, 张义同, 乔金丽. 渗透力对隧道开挖面稳定性影响分析[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(10): 1548 - 1553. (GAO Jian, ZHANG Yi-tong, QIAO Jin-li. Face stability analysis of tunnels with consideration of seepage force[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(10): 1548 - 1553. (in Chinese))
- [13] 胡欣雨, 张子新. 不同地层条件泥水盾构开挖面失稳状态颗粒流模拟方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(11): 2258 - 2267. (HU Xin-yu, ZHANG Zi-xin. Research on particle flow approach for modeling face failure mechanism in slurry shield tunneling under complex ground condition[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(11): 2258 - 2267. (in Chinese))
- [14] KIRSCH A. Experimental investigation of face stability of shallow tunnels in sand[C]// 3rd International Workshop of Young Doctors in Geomechanics. Champs-sur-Marne, 2008.
- [15] ANAGNOSTOU G, KOVARI K. The face stability of slurry shield-driven tunnels[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1994, **9**(2): 165 - 174.
- [16] 朱 伟, 钟小春, 加 瑞. 盾构隧道垂直土压力松动效应的颗粒流模拟[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(5): 750 - 754. (ZHU Wei, ZHONG Xiao-chun, JIA Rui. Simulation on relaxation effect of vertical earth pressure for shield tunnels by particle flow code[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(5): 750 - 754. (in Chinese))
- [17] 王正兴, 缪林昌, 王冉冉, 等. 砂土隧道施工对下卧管线影响的试验和数值模拟分析[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(1): 182 - 187. (WANG Zheng-xing, MIU Lin-chang, WANG Ran-ran. Physical model tests and PFC^{3D} modeling of soil-pipe interaction in sands[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(1): 182 - 187. (in Chinese))
- [18] CHEN R P, TANG L J, LING D S, et al. Face stability analysis of shallow tunnels in dry sandy ground using the discrete element method[J]. Computers and Geotechnics, 2011, **38**: 187 - 195.
- [19] BROERE W. Tunnel face stability and new CPT applications[D]. Delft: Delft University, 2001.
- [20] BROERE W. Face stability calculation for a slurry shield in heterogeneous soft soils[C]// Proceedings of the World Tunnel Congress 98 on Tunnels and Metropolises. Sao Paolo, 1998: 215 - 218.
- [21] TERZAGKI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1943.
- [22] KIRSCH A. On the face stability of shallow tunnels in sand—Advances in geotechnical engineering and tunneling[M]. Rotterdam: A A Balkema Publishers, 2009.