

DOI: 10.11779/CJGE202012006

砂-砾复合地层盾构隧道开挖面稳定模型试验与 极限支护压力研究

宋 洋¹, 王伟颐², 杜春生³

(1. 辽宁工程技术大学建筑与交通学院, 辽宁 阜新 123000; 2. 辽宁工程技术大学土木工程学院, 辽宁 阜新 123000;
3. 中铁四局五公司, 江西 九江 332000)

摘 要: 砂-砾复合地层盾构掘进时支护力过小极易导致开挖面前方土体发生主动破坏, 造成地表沉降。定义砂-砾复合地层 σ (盾构开挖面内粉细砂高度与盾构机刀盘直径的比值), 并通过试验分析了 σ 对极限支护力、地表沉降和开挖面失稳扰动范围的影响; 基于模型试验和筒仓理论, 建立了适用于砂-砾复合地层的盾构隧道开挖面极限支护力计算模型, 将 σ 引入模型中并推导出其计算公式。研究表明: ①随着开挖面支护力的减小, 开挖面发生主动破坏时侧向土压力-支护力曲线表现出不敏感阶段、快速下降阶段、缓慢下降阶段、稳定阶段 4 个阶段的规律; ②破坏时 σ 越大, 越不利于地表沉降控制; ③与传统模型相比较, 通过试验得知破坏面近似为折线, 更贴合砂-砾复合地层的变形破坏模式; ④极限支护力随着 σ 的增大呈近似线性的函数关系增长, 覆土深度较大时, 应充分重视 σ 对极限支护力带来的影响; ⑤埋地层中, 覆土深度对极限支护力的影响更加明显, 需引起重视。研究结果对确定砂-砾复合地层开挖面的极限支护力有重要的指导意义。

关键词: 砂-砾复合地层; 盾构; 模型试验; 极限支护压力; 地表沉降规律

中图分类号: TU91 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)12-2206-09

作者简介: 宋 洋(1982—), 男, 辽宁丹东人, 副教授, 博士, 主要从事岩土与地下工程方面研究。E-mail: lgdsongyang@163.com。

Model tests on stability and ultimate support pressure of shield tunnel in sand-gravel composite stratum

SONG Yang¹, WANG Wei-yi², DU Chun-sheng³

(1. College of Architecture and Communications, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, China; 2. Civil Engineering College, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, China; 3. China Railway No.4 Engineering Group Co., Ltd., Jiujiang 332000, China)

Abstract: For the shield-tunneling in sand-gravel composite stratum, if the support force is too small, it will easily lead to active destruction of soils in front of the excavation face and cause surface settlement. A parameter for the sand-gravel composite stratum is defined, that is the ratio of height of silty fine sand in excavation face to the cutter diameter of shield machine. Its effects on the ultimate support force, surface settlement and disturbance range of excavation face instability are analyzed. Based on the model tests and the silo theory, a computational model for the ultimate support force of excavation face of shield tunnels is established. It is introduced into the model, and the relevant formula is derived. The results show that: (1) With the decrease of the support force of the excavation face, the lateral earth pressure-support force curve exhibits the laws of insensitive stage, rapid declining stage, slow declining stage and stable stage. (2) The larger the value of σ is, the less conducive the control of surface settlement is. (3) Compared with that by the traditional model, the failure surface being approximately a broken line by the proposed method is more suitable for the deformation and failure mode of sand-gravel composite stratum. (4) The ultimate support force increases in an approximate linear functional relationship with the increase of σ . When the depth of overburden is large, the effects of σ on the ultimate support force should be paid more attention to. (5) In the shallow stratum, the effects of overburden depth on the ultimate support force are more obvious, and need to be paid attention to. The research results have important guiding significance to determining the ultimate support force of excavation face in sand-gravel composite stratum.

基金项目: 国家自然科学基金项目(51974146); 辽宁省自然科学基金项目(2019-ZD-0042); 中铁四局五公司重点科研攻关项目(19-2138)
收稿日期: 2020-03-25
*通信作者(E-mail: 550754647@qq.com)

Key words: sand-gravel composite stratum; shield; model test; ultimate support pressure; surface settlement law

0 引 言

随着地下空间的大规模开发, 盾构施工面临的土层条件更加复杂多样。泥水平衡盾构在砂-砾复合地层中掘进时, 因地层松散、无黏聚力等特点, 土体易因开挖面支护力不足而造成失稳破坏, 给工程带来极大的影响^[1]。因此, 合理确定砂-砾复合地层条件下盾构隧道开挖面支护力对工程具有重要的意义。已有众多学者通过理论分析和模型试验等方法, 对合理确定盾构隧道开挖面支护力以及开挖面稳定性问题进行了研究。Horn^[2]最早基于 Janseen^[3]的筒仓理论提出三维楔形体计算模型的概念, 该模型为开挖面稳定性极限平衡模型的演化奠定了基础; Jancsecz 等^[4]对该理论进行了完善, 并建立了三维楔形体模型; Anagnostou 等^[5-6]将该模型用于开挖面的稳定性研究, 对开挖面极限支护力及其主要影响因素进行论证分析; 赵明华等^[7]对三维楔形体模型进行修正, 提出了适用于上硬下软地层的计算模型并得到极限支护力表达式; 陈仁朋等^[8]通过大尺寸物理模型试验研究了干砂地层中不同埋深条件下盾构开挖面稳定性问题; 吕玺琳等^[9]研究了饱和圆砾地层盾构隧道开挖面支护压力不足导致的渐进失稳破坏过程; 宋洋等^[10]揭示了浅覆地层盾构开挖面被动破坏支护力变化规律及破坏模式。

本文在前人研究基础上, 以南宁市轨道交通 5 号线秀灵路站—明秀路站区间作为工程背景, 在定义砂-砾复合地层 σ (盾构开挖面内粉细砂高度与盾构机刀盘直径的比值) 的基础上进行了不同覆土深度条件下开挖面失稳的模型试验研究, 提出适用于砂-砾复合地层条件下的计算模型并得到关于 σ 的极限支护力公式, 与模型试验结果进行对比, 验证该方法的合理性, 最后进行参数分析。

1 工程背景

本标段秀灵路—明秀路区间起点为秀灵路站, 终点为明秀路站, 左(右)线起讫里程 CK13+659.087—CK14+340.100, 左线短链 1.694 m。左线长度为 679.319 m, 右线长度为 681.013 m, 区间总长度为 1360.332 m。区间采用盾构法施工, 采用一台海瑞克盾构机(S-918), 盾构隧道管片内径 5.4 m, 外径 6 m, 管片厚度为 0.3 m。从上到下土层依次为素填土、黏土、粉质黏土、粉土、粉细砂、圆砾、泥岩, 见图 1。盾构始发段覆土深度为 9.46 m, 区间洞身主要位于粉细砂与圆砾层中, 拱顶位于粉细砂中, 具体土层(自上而下)参数见表 1。

表 1 土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil layers

土层编号	土层名称	重度/(kN·m ⁻³)	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	压缩模量
① ₂	素填土	19.6	15.0	10.0	9
② ₂₋₁	黏土	19.4	50.0	11.6	24
② ₂₋₂	粉质黏土	19.9	45.0	13.0	21
③ ₁	粉土	19.7	16.0	15.0	12
④ ₁₋₁	粉细砂	20.1	0	21.0	10
⑤ ₁₋₁	圆砾	20.8	0	35.0	25
⑤ ₁₋₂	卵石	21.0	0	37.0	25
⑦ ₁₋₂	泥岩	20.6	65	18.0	50

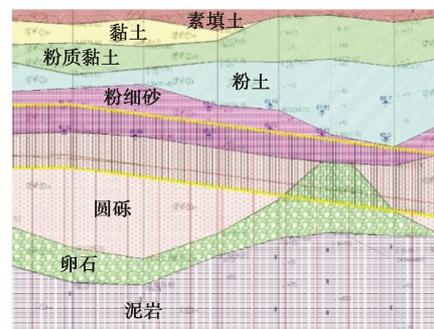


图 1 地质剖面

Fig. 1 Geological profile

2 模型试验设计

2.1 相似参数确定

根据工程实际和模型情况可得 $C_H=50$, $C_\gamma=1.3$, 由此可得^[11]: $C_c = C_E = C_\sigma = 65$, $C_\phi = C_\epsilon = 1$, $C_p = 50$, $C_V = \sqrt{C_H} = 7.07$ 。其中, C_σ 为应力相似比, C_E 为压缩模量相似比, C_c 为黏聚力相似比, C_V 为重度相似比, C_H 为几何相似比, C_ϕ 为内摩擦角相似比, C_ϵ 为应变相似比, C_p 为泥水压力相似比, C_V 为推进速度相似比。

2.2 模型土的选取

相似试验需要对模型土体进行选择和配制, 直到得到满足相似关系的相似材料。通过固结试验求得模型土的压缩模量, 通过直剪试验求得模型土的黏聚力、内摩擦角。经过 32 组土工试验, 模型试验上层土采用现场取回的④号粉细砂和云母粉按照干重量 2:1 的比例得到的混合材料, 下层土采用现场取回的⑤号圆砾和云母粉按照干重量 3:2 的比例得到的混合材料。由于云母粉的加入, 使得模型相似材料在保证一定体积的情况下, 重度和压缩模量有所减小, 具体参数取值见表 2。

表 2 土体围岩物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical parameters of soils

围岩类别		重度 ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	压缩模量/ MPa	黏聚力/ kPa	内摩擦角/ ($^{\circ}$)
粉细砂层	原型	20.1	10.00	0	21
	模型	15.4	0.15	0	21
圆砾层	原型	20.8	25.00	0	35
	模型	16.0	0.38	0	35

2.3 试验装置

试验采用独立设计的泥水盾构室内模拟试验装置见图 2，该装置由模型箱、盾构掘进系统、泥浆循环系统、控制系统以及监测系统组成。为了消除边界效应带来的影响，模型箱尺寸设计为横向×纵向×竖向= $1.5\text{ m}\times 1.5\text{ m}\times 1.2\text{ m}$ ；模型箱由角钢和槽钢拼装而成，同时在两侧镶嵌钢化玻璃以便于观察开挖面失稳时土层的位移量变化。



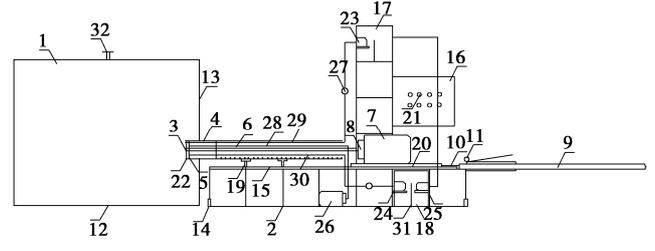
图 2 泥水盾构室内模拟试验装置

Fig. 2 Indoor simulation test device for mud shield

试验布置原理见图 3，盾构模型由刀盘及泥水仓组成。其中刀盘直径 120 mm，开口率 34%，由电动机来驱动刀盘转动，并通过液压油缸来驱动刀盘前进，如图 4 所示。泥水仓分为气压室和泥浆室，与内径为 10 mm 和 8 mm 的进、出泥水管相连。其中气压室中充满压缩空气，位于泥浆室后方并与气压加压装置相连；泥浆室中充满泥浆，由于气压室、泥浆室之间的接触面具有相同的压力，因此可通过气压加压装置来实现对开挖面支护压力的调节。试验台架设有平行滑轨、控制箱和泥浆槽等装置，并通过升降螺丝来调整高度。控制箱内设有变频器和控制系统以控制刀盘转速和泥浆流速；泥浆槽 a 用于存放新鲜泥浆，而泥浆槽 b 用于回收废弃泥浆，并通过隔板过滤上层浆液，通过泥浆泵使其流入到泥浆槽 a 中重新利用。

2.4 试验步骤

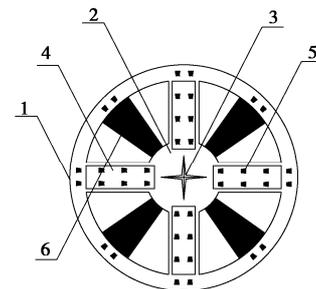
通过模型试验来模拟不同工况下开挖面失稳破坏的情况，具体实施步骤如下：



1-模型箱, 2-试验台架, 3-刀盘, 4-盾壳, 5-隔板, 6-主轴, 7-电动机, 8-减速器, 9-液压油缸, 10-伸缩杆, 11-千斤顶, 12-铁板, 13-钢化玻璃, 14-升降螺丝, 15-平行滑轨, 16-控制箱, 17-泥浆槽 a, 18-泥浆槽 b, 19-支座, 20-推板, 21-变频器, 22-泥水仓, 23-泥浆泵 a, 24-泥浆泵 b, 25-泥浆泵 c, 26-气压加压装置, 27-流量计, 28-气压管, 29-进浆管, 30-出浆管, 31-挡板, 32-位移传感器支架

图 3 试验布置

Fig. 3 Layout of tests



1-刀盘, 2-面板, 3-鱼尾刀, 4-刀座, 5-切削刀, 6-辐条

图 4 刀盘模型

Fig. 4 Cutter model

(1) 提前将泥水仓内土压力盒和地表位移计固定在支架上，其中泥水仓内设置 4 个土压力盒以测泥水压力，地表位移计布置如图 5 所示。

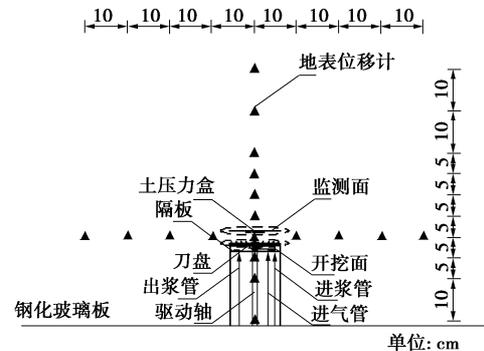


图 5 监测点分布

Fig. 5 Distribution of monitoring points

(2) 先将制备好的模型土搅拌均匀，然后散落在模型箱内，分层夯实到土工试验指定密实度，每层厚 10 cm。当密实度一致时，可保证其它物理参数均可满足相似条件的要求。监测面内埋设的土压力盒与盾构刀盘埋深保持一致，为了使试验结果更加准确，其中心处共设置 5 个土压力盒，试验结果取平均值。全程采用 DH3817K 动静态应变测试分析系统进行数据采集和分析，土压力盒布置如图 6 所示。

(3) 模拟掘进，启动盾构刀盘，刀盘的后端通过主轴与驱动刀盘转动的电动机和减速器相连，并通过

液压油缸逐步施加刀盘顶推力, 其中刀盘转速为 2.5 r/min, 推进速度控制在 5 mm/min。同时将泥浆以一定的速度注入泥浆室, 并调节气压室压力至预定的开挖面支护压力。其中泥浆采用膨润土、CMC 与水的混合物, 三者按照膨润土:CMC:水的质量比为 85:3:1000 配制, 配制泥浆的密度为 1.18~1.22 kg/L, 漏斗黏度为 18~20。

(4) 当刀盘掘进至监测面前方 1 cm 时, 此时开挖面内已逐步形成泥膜, 停止掘进并降低仓压, 支护压力每次减小 2 kPa, 当开挖面侧向土压力变化小于 3 kPa 时, 可认为开挖面处于稳定状态; 当开挖面侧向土压力急剧下降时, 认定此时开挖面已经发生主动失稳破坏。

按照以上方法, 在覆土深度为 12, 20, 30 cm (对应实际工程覆土深度分别为 6, 10, 15 m) 时分别在 σ ($0 \leq \sigma \leq 1$) 不同的土层中进行试验, 研究开挖面主动失稳破坏时的侧向土压力及地表沉降发展规律。

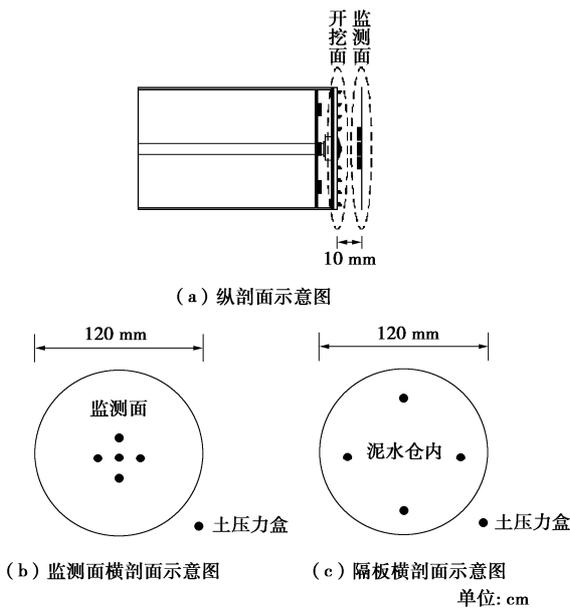


图 6 土压力盒布设图

Fig. 6 Layout of earth pressure boxes

3 试验结果分析

试验过程中通过对支护压力和土压力的动态监测以及地表位移的观测, 得到大量试验数据。限于篇幅, 本文主要介绍开挖面发生主动失稳破坏时不同覆土深度 K 条件下地层 σ 为 0.3, 0.7 的侧向土压力-支护力曲线, 同时对地表沉降槽形态以及开挖面失稳扰动范围与 σ 的关系曲线进行分析。需说明, 试验数据均从模型值按相似比关系换算成原型值。

3.1 开挖面侧向土压力-支护力曲线

如图 7, 8 所示, 不同覆土深度 K 条件下, 开挖面侧向土压力在 σ 不同的地层中随支护力发展有着

相似的规律。随着开挖面支护力的减小, 开挖面发生主动破坏, 侧向土压力变化过程可分为 4 个阶段:

(1) 第一阶段, 不敏感阶段。由于泥膜对开挖面产生一定的保护作用, 开挖面侧向土压力随着支护力的降低不会立即发生明显变化。

(2) 第二阶段, 快速下降阶段。随后泥膜开始发生破坏, 土体局部发生失稳塌落, 将此时的开挖面支护力定义为极限支护力 P 。在 σ 为 0.3 地层中, 覆土深度为 6, 10, 15 m 时开挖面的极限支护力分别为 18.1, 25.6, 32.5 kPa; 在 σ 为 0.7 地层中, 覆土深度为 6, 10, 15 m 时开挖面的极限支护力分别为 25.9, 40.7, 46.4 kPa。开挖面侧向土压力随着支护力的减小而急剧减小, 变化曲线接近线性, 且 σ 越大变化曲线斜率越大。此阶段土体局部进入到塑性破坏阶段, 并未形成连续的滑动面。

(3) 第三阶段, 缓慢下降阶段。随着开挖面支护力的继续减小, 侧向土压力减小趋势逐渐减缓, 并逐渐达到最小值。此阶段土体剪切破坏的范围逐渐达到最大, 最终形成连续的滑动面。

(4) 第四阶段, 稳定阶段。开挖面侧向土压力趋于稳定, 不再随支护力减小而发生显著变化, 此阶段开挖面前方土体处于整体失稳状态。

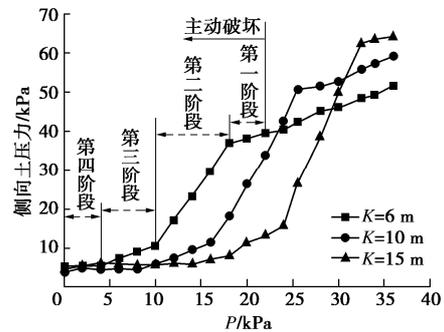


图 7 开挖面侧向土压力-支护力曲线 ($\sigma=0.3$)

Fig. 7 Lateral earth pressure-supporting force curves of excavation face ($\sigma=0.3$)

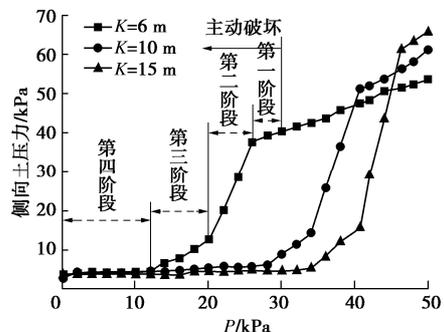


图 8 开挖面侧向土压力-支护力曲线 ($\sigma=0.7$)

Fig. 8 Lateral earth pressure-supporting force curves of excavation face ($\sigma=0.7$)

3.2 地表横向沉降槽形态分析

覆土深度为 10 m 时, 试验得到每个阶段完成时

刻的砂-砾复合地层沉降槽形态曲线(图9, 10)符合Peck公式^[12], 沉降槽曲线呈V形, 对称性良好。 $\sigma=0.3$ 地层中开挖面发生主动破坏后相比较 $\sigma=0.7$ 地层对横向土体影响范围较小, 表现出凹陷更为明显; 开挖面前方土体处于整体失稳状态时, $\sigma=0.3$ 地层地表沉降最大达到22.7 cm, $\sigma=0.7$ 地层地表沉降最大达到30 cm; 其中第二阶段地表沉降速率最快, $\sigma=0.3$ 地层在同一深度的沉降槽宽度小于 $\sigma=0.7$ 地层。

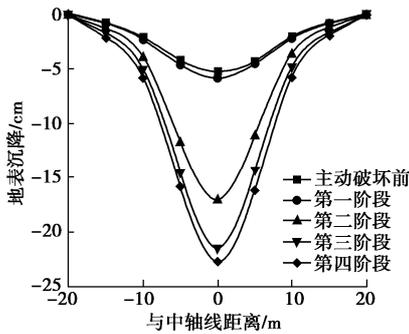


图9 横向沉降槽 ($\sigma=0.3$)

Fig. 9 Transverse settlement tank ($\sigma=0.3$)

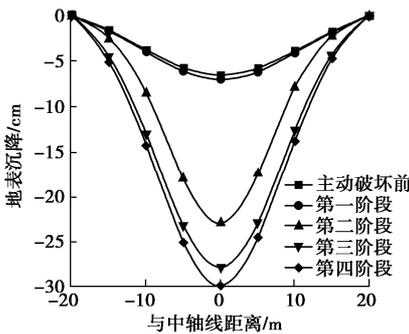


图10 横向沉降槽 ($\sigma=0.7$)

Fig. 10 Curves of transverse settlement tank ($\sigma=0.7$)

3.3 地表纵向沉降槽形态分析

图11, 12分别是 $\sigma=0.3$ 地层和 $\sigma=0.7$ 地层发生主动破坏时每个阶段完成时刻地表隧道中线纵向沉降槽, $\sigma=0.3$ 地层的地表沉降明显小于 $\sigma=0.7$ 地层, 且第二阶段地表沉降速率最快; 在 $\sigma=0.3$ 地层中, 地表最大沉降出现在开挖面正上方附近, 最大沉降值为22.7 cm; 而在 $\sigma=0.7$ 地层中, 地表最大沉降出现在开挖面前方2.5 m (约为0.4D)附近, 最大沉降值为32.5 cm。另外, 发生主动破坏时 $\sigma=0.7$ 地层地表沉降影响范围比 $\sigma=0.3$ 地层大, 说明砂-砾复合地层开挖面发生主动破坏时粉细砂占比越多, 越不利于地表沉降控制。

3.4 开挖面失稳扰动范围与 σ 值的关系曲线

试验结束后观察隧道覆土深度为6 m、 σ 为0~1时开挖面的失稳扰动范围如图13所示。砂-砾复合地层开挖面破坏形式表现为整体破坏, 当 σ 为0.1~0.9时, 滑动土体近似分为上下两个楔形体, 破坏面近似

为折线, 折线拐点位于两个地层交界处, 即 $A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_7, A_8$ 和 A_9 。随着 σ 的增大, 粉细砂层失稳扰动范围增大, 其前方滑动面位置向前推移; 而圆砾层失稳扰动范围随着 σ 的增大而减小, 其前方滑动面位置几乎保持不变。当 σ 为0或1时, 此时开挖面为均质地层, 破坏面无明显拐点; 全断面粉细砂地层失稳扰动范围比全断面圆砾地层更大, 最大可达4.1 m。

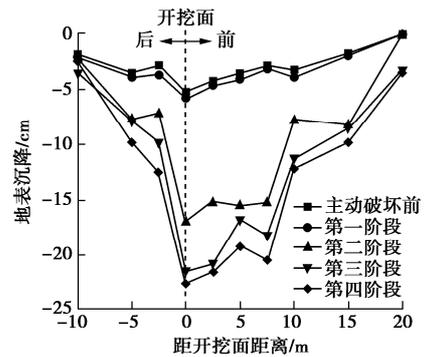


图11 纵向沉降槽 ($\sigma=0.3$)

Fig. 11 Curves of longitudinal settlement tank ($\sigma=0.3$)

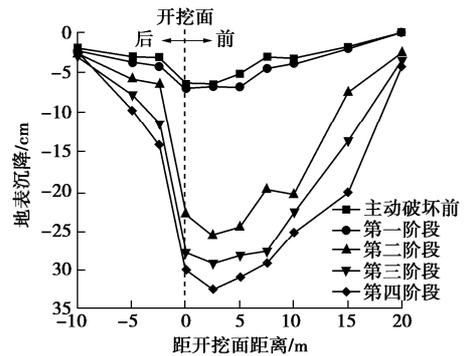


图12 纵向沉降槽 ($\sigma=0.7$)

Fig. 12 Curves of longitudinal settlement tank ($\sigma=0.7$)

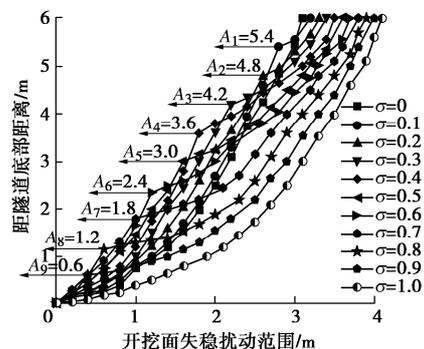


图13 开挖面失稳扰动范围与 σ 值的关系曲线

Fig. 13 Relationship between disturbance range of excavation face instability and value of σ

4 开挖面稳定性理论分析

4.1 建立理论模型

通过图 13 得知, 砂-砾复合地层盾构隧道施工过程中, 当支护压力不足时, 隧道开挖面发生整体破坏, 破坏面近似为折线, 且粉细砂地层破坏范围大于圆砾地层。基于极限平衡法, 对传统楔形体计算模型^[14]进行修正, 提出适用于砂-砾复合地层的楔形体计算模型 (图 14)。图中正方形 $bagh$ 为隧道开挖面, 正方形 $klmn$ 为地表面, H 为隧道覆土深度, ω_1, ω_2 分别为粉细砂、圆砾地层楔形体的滑动破裂角, $\omega = 45^\circ + \varphi/2$ ^[13]。其中 φ 为土体内摩擦角, D 为盾构机刀盘直径, D_1, D_2 分别为开挖面内粉细砂、圆砾地层的高度, $D = D_1 + D_2$, B 为隧道的等效直径^[14],

$$B = \frac{D\sqrt{\pi}}{2} \quad (1)$$

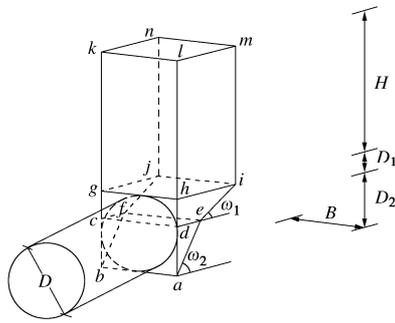


图 14 修正三维楔形体计算模型

Fig. 14 Modified 3D wedge model

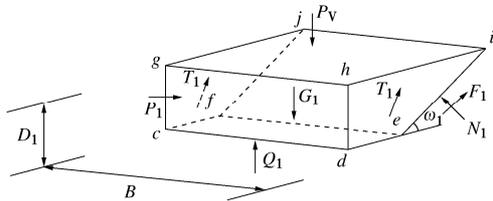


图 15 粉细砂地层楔形体受力示意图

Fig. 15 Schematic diagram of stress of wedge in fine sand formation

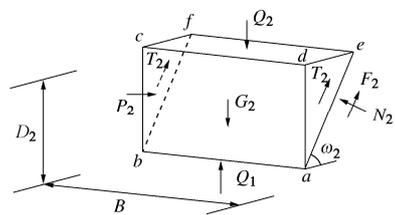


图 16 圆砾地层楔形体受力示意图

Fig. 16 Schematic diagram of stress of wedge in round gravel formation

图 15, 16 为理想情况下的砂-砾复合地层盾构开挖面失稳的简单几何模型。其中 P_v 为滑动楔形体上部的竖向合力; P_1, P_2 为粉细砂、圆砾地层受到的推力; G_1, G_2 为粉细砂、圆砾地层的自重; T_1, T_2 为粉细砂、

圆砾地层侧向滑动面上的摩擦阻力; F_1, F_2 为粉细砂、圆砾地层开挖面前方滑动面的摩擦阻力; N_1, N_2 为粉细砂、圆砾地层开挖面前方滑动面的总压力; Q_1, Q_2 为粉细砂、圆砾地层之间相互作用的合力。为简化推导, 在计算中, 进行如下假定:

- (1) 开挖面的破坏范围由楔形体和棱柱体构成。
- (2) 矩形 $abgh$ 的面积等于盾构开挖面的面积。
- (3) 楔形体顶面及倾斜滑动面应力均匀分布。
- (4) 开挖面支护力均匀分布。
- (5) 土体为刚塑性材料, 服从 Mohr-Coulomb 破坏准则, 则滑动面的抗剪公式:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (2)$$

式中, τ 为极限抗剪强度, σ_n 为剪切面上的法向应力, c 为黏聚力, φ 为内摩擦角。

4.2 开挖面极限支护力公式推导

为方便研究砂-砾复合地层盾构开挖面内粉细砂层高度与极限支护力之间的关系, 将 σ 引入公式中, $\sigma = D_1/D$, 则有 $P_1 = \sigma P, P_2 = (1 - \sigma)P$ 。

当盾构在砂-砾复合地层中开挖面支护力过小时, 粉细砂圆砾地层楔形体向下滑动从而发生主动破坏; 分别建立粉细砂、圆砾地层楔形体在向下滑动时的水平与竖直方向受力平衡方程, 进行求解。

粉细砂地层楔形体:

$$P_1 + 2T_1 \cos \omega_1 + F_1 \cos \omega_1 = N_1 \sin \omega_1 \quad (3)$$

$$P_v + G_1 = Q_1 + 2T_1 \sin \omega_1 + F_1 \sin \omega_1 + N_1 \cos \omega_1 \quad (4)$$

圆砾地层楔形体:

$$P_2 + 2T_2 \cos \omega_2 + F_2 \cos \omega_2 = N_2 \sin \omega_2 \quad (5)$$

$$Q_2 + G_2 = F_2 \sin \omega_2 + N_2 \cos \omega_2 + 2T_2 \sin \omega_2 \quad (6)$$

上覆土压力应力 σ_v 采用太沙基松动土压力理论^[15]:

$$\sigma_v = \frac{\gamma HL - 2(H+L)c}{2(H+L)K \tan \varphi} \cdot \left(1 - e^{-\frac{2(H+L)K \tan \varphi z}{HL}} \right) + P_0 e^{-\frac{2(H+L)K \tan \varphi z}{HL}} \quad (7)$$

$$H = 2 \left[D + D \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (8)$$

$$L = 2 \left[D \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (9)$$

则可得作用于楔形体上的上覆土压力 P_v :

$$P_v = [\sigma D \cot \omega_1 + (1 - \sigma) D \cot \omega_2] B \sigma_v \quad (10)$$

式中, H, L 为土层松动范围, D 为隧道直径, c 为土体的黏聚力, φ 为内摩擦角, γ 为重度, z 为厚度, P_0 为地表荷载, K 为土侧压力系数, 符合 $K = 1 - \sin \varphi$ ^[16]。

粉细砂、圆砾地层楔形体自重分别为

$$G_1 = \frac{1}{2} \sigma^2 \gamma_1 B D^2 \cot \omega_1 + \sigma (1 - \sigma) \gamma_1 B D^2 \cot \omega_2 \quad (11)$$

$$G_2 = \frac{1}{2} (1 - \sigma)^2 \gamma_2 B D^2 \cot \omega_2 \quad (12)$$

砂-砾复合地层楔形体竖向应力示意图如图 17 所示, 滑动楔形体上覆土压力应力为 σ_{v0} , 假定砂-砾复合地层楔形体滑动面上的竖向应力分别随深度线性增加, 则滑动面 ade (bcf) 与 $hdei$ ($gcff$) 各点处的竖向应力 σ_z 为

$$\sigma_{z1} = \sigma_{v0} + \gamma_1(D_1 - z_1) \quad (0 \leq z_1 \leq D_1), \quad (13)$$

$$\sigma_{z2} = \sigma_{v0} + \gamma_1 D_1 + \gamma_2(D_2 - z_2) \quad (0 \leq z_2 \leq D_2)。 \quad (14)$$

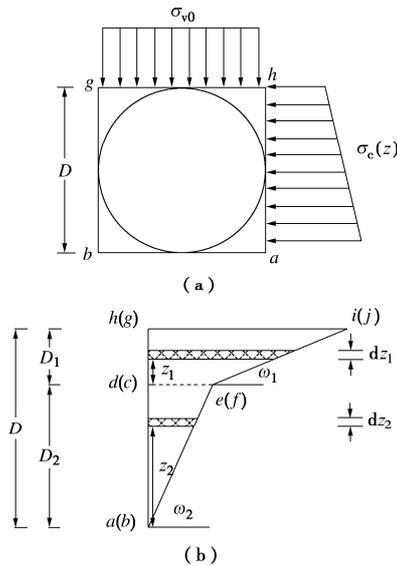


图 17 楔形体竖向应力计算示意图

Fig. 17 Schematic diagram of vertical stress calculation of wedge

则滑动面 $aeihd$ ($bffgc$) 上任意点处的侧压力 σ_c 为

$$\sigma_c = K\sigma_z, \quad (15)$$

式中, K 为土体侧压力系数, $K=1-\sin\varphi$ ^[16], 分别取滑动面 aed (bcf) 与 $deih$ ($cfjg$) 上的微元面积, 则作用于该微元面积上的剪力 dT 为

$$dT = [c + \sigma_c \tan\varphi] ds。 \quad (16)$$

通过积分可得到作用于滑动面 aed (bcf) 与 $deih$ ($cfjg$) 上的剪力 T :

$$T_1 = \frac{1}{2}\sigma D \left\{ (1-\sigma)D \cot\omega_2 \left[2c_1 + K_1 \tan\varphi_1 (2\sigma_{v0} + \sigma D\gamma_1) \right] + \sigma D \cot\omega_1 \left[c_1 + K_1 \tan\varphi_1 \left(\sigma_{v0} + \frac{1}{3}\gamma_1 \sigma D \right) \right] \right\}, \quad (17)$$

$$T_2 = \frac{1}{2}(1-\sigma)^2 D^2 \cot\omega_2 \left\{ c_2 + K_2 \tan\varphi_2 \left[\sigma_{v0} + \frac{1}{3}(1-\sigma)D\gamma_2 + \sigma D\gamma_1 \right] \right\}。 \quad (18)$$

粉细砂、圆砾地层开挖面前方滑动面的摩阻力分别为

$$F_1 = \frac{c_1 B D_1}{\sin\omega_1} + N_1 \tan\varphi_1, \quad (19)$$

$$F_2 = \frac{c_2 B D_2}{\sin\omega_2} + N_2 \tan\varphi_2。 \quad (20)$$

由于 $Q_1=Q_2$, 则将式 (19), (20) 代入到式 (3) ~ (6) 中消去 N_1, N_2 可得砂-砾复合地层隧道开挖面主动破坏的极限支护力 P 为

$$P = \frac{P_v + G_1 + G_2 - E_5 - E_1 E_3 - E_2 E_4}{[\sigma E_1 + (1-\sigma)E_2]}, \quad (21)$$

式中,

$$E_1 = \frac{\tan\varphi_1 \sin\omega_1 + \cos\omega_1}{\sin\omega_1 - \tan\varphi_1 \cos\omega_1}, \quad (22)$$

$$E_2 = \frac{\tan\varphi_2 \sin\omega_2 + \cos\omega_2}{\sin\omega_2 - \tan\varphi_2 \cos\omega_2}, \quad (23)$$

$$E_3 = 2T_1 \cos\omega_1 + \sigma c_1 B D \cot\omega_1, \quad (24)$$

$$E_4 = 2T_2 \cos\omega_2 + (1-\sigma) c_2 B D \cot\omega_2。 \quad (25)$$

$$E_5 = 2T_1 \sin\omega_1 + 2T_2 \sin\omega_2 + \sigma c_1 B D + (1-\sigma)c_2 B D。 \quad (26)$$

则开挖面中心点极限支护力为

$$P_z = \frac{P}{B D}。 \quad (27)$$

4.3 模型验证

基于南宁市轨道交通 5 号线秀灵路站—明秀路区间地质资料, 盾构始发段 σ 取 0.4, 采用传统楔形体模型^[4]和本文提出的砂-砾复合地层楔形体模型分别计算隧道开挖面最小支护力, 其中当用传统楔形体模型^[4]计算时, 土体不考虑分层且强度指标采用上下层土加权平均值。为了验证本文楔形体模型计算的准确性, 将理论计算结果与模型试验结果进行了对比分析, 模型试验为 28.5 kPa, 传统计算模型^[4]为 33.6 kPa, 本文计算模型为 29.7 kPa。

传统模型^[4]计算出砂-砾复合地层盾构隧道开挖面的极限支护力为 33.6 kPa, 计算结果比模型试验结果 (28.5 kPa) 稍大, 相对误差为 17.89%, 误差相对较大, 偏于保守; 而本文模型计算出的极限支护力为 29.7 kPa, 计算结果与模型试验结果 (28.5 kPa) 基本一致, 相对误差为 4.21%, 误差较小。

对比两种楔形体模型计算结果发现: 当开挖面横跨粉细砂和圆砾上下两个地层时, 本文计算模型比传统计算模型^[4]更接近模型试验结果, 证明本文提出的计算模型是适用的, 同时说明考虑破坏面的分层是有必要的。

4.4 参数分析

为了进一步分析砂-砾复合地层中 σ 值与极限支护力和覆土深度的关系, 将式 (27) 整理成 $P_z = f(\sigma)$ 的关系式:

$$P_z = \frac{(A\sigma^3 + B\sigma^2 + C\sigma + D)}{(E + F\sigma)}, \quad (28)$$

式中, A, B, C, D, E, F 均为参数, 以模型试验数据为基础, 利用式 (28) 分别拟合不同覆土深度条件下 σ 对极限支护力的影响曲线, 结果如图 18 所示。

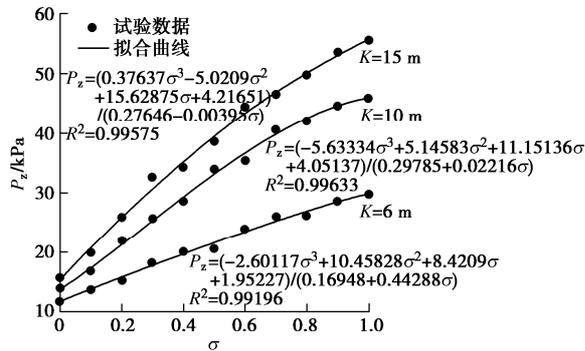


图 18 σ 对 P_z 值的影响拟合曲线

Fig. 18 Effects of σ on P_z

由图 18 可知, 本文计算模型能够较好的描述在砂-砾复合地层中 σ 对开挖面中心点极限支护力的影响关系, 极限支护力随着 σ 的增大呈近似线性的函数关系增长, 不同覆土深度下本文计算模型的 R^2 均在 0.99 以上。当覆土深度为 15 m 时, σ 对极限支护力的影响较大; 当覆土深度为 6 m 时, σ 对极限支护力的影响较小。当覆土深度大于 10 m 时, 极限支护力随着覆土深度的增大而变化较小; 当覆土深度小于 10 m 时, 极限支护力随着覆土深度的减小而变化较大。由此可见, 在覆土较深地层当中, 要充分重视 σ 对极限支护力带来的影响; 而在浅埋地层中, σ 对极限支护力的影响相对较小, 但覆土深度对极限支护力的影响较明显, 需引起重视。

5 结 论

以南宁市轨道交通 5 号线秀灵路站—明秀路站区间作为工程背景, 通过自主设计的试验装置, 不同覆土深度条件下分别在 σ ($0 \leq \sigma \leq 1$) 不同的地层中进行试验, 研究开挖面主动失稳破坏时的侧向土压力及地表沉降发展规律。

(1) 不同覆土深度条件下开挖面侧向土压力随着支护力的减小, 有着相似的规律, 主要经历不敏感、快速下降、缓慢下降、稳定 4 个阶段。

(2) 地表横向和纵向表现出的沉降槽形态随着 σ 的减小而变得更加明显, 其中地表横向的沉降槽形态曲线符合 Peck 公式。

(3) 本文基于模型试验和筒仓理论, 提出适用于砂-砾复合地层的计算模型并得到极限支护力表达式, 本文方法相对于传统方法与模型试验结果更加吻合, 证明在砂-砾复合地层中破坏面为折线的合理性。

(4) 覆土深度大于 10 m 时, 要充分重视 σ 对极限支护力带来的影响; 覆土深度小于 10 m 时, σ 对极限支护力的影响相对较小, 但覆土深度对极限支护力的影响较明显, 需要引起足够的重视。

参考文献:

- [1] 袁大军, 沈翔, 刘学彦, 等. 泥水盾构开挖面稳定性研究[J]. 中国公路学报, 2017, 30(8): 24 - 37. (YUAN Da-jun, SHEN Xiang, LIU Xue-yan, et al. Study on stability of excavation face of mud-water shield[J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, 30(8): 24 - 37. (in Chinese))
- [2] HORN M. Horizontal earth pressure on perpendicular tunnel face[C]// Proceedings of the Hungarian National Conference of the Foundation Engineer Industry Hungarian, 1961, Budapest.
- [3] JANSSEN H A. Versuche fiber getreidedruck in silozellen[J]. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, 1895, 39(35): 1045 - 1049.
- [4] JANCSEK S, STEINER W. Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions[C]// Proceeding of the 7 th International Symposium on Tunneling. London: Taylor and Francis, 1994.
- [5] ANAGNOSTOU G, KOVARI K. The face stability of slurry-shield-driven tunnels[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1994, 9(2): 165 - 174.
- [6] ANAGNOSTOU G, KVOARL K. Face stability conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1996, 11(2): 165 - 173.
- [7] 赵明华, 毛韬, 牛浩懿, 等. 上硬下软地层盾构隧道开挖面极限支护力分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2016, 43(1): 103 - 109. (ZHAO Ming-hua, MAO Tao, NIU Hao-jin, et al. Extreme supporting force analysis of shield tunnel excavation faces in upper and lower soft stratum[J]. Journal of Hunan University (Natural Science), 2016, 43(1): 103 - 109. (in Chinese))
- [8] 陈仁朋, 李君, 陈云敏, 等. 干砂盾构开挖面稳定性模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(1): 117 - 122. (CHEN Ren-peng, LI Jun, CHEN Yun-min, et al. Experimental study on stability of excavated face of dry sand shield tunneling[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1): 117 - 122. (in Chinese))
- [9] 吕玺琳, 曾盛, 王远鹏, 等. 饱和圆砾地层盾构隧道开挖面稳定性物理模型试验[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(增

- 刊 2): 129 - 132. (LU Xi-lin, ZENG Sheng, WANG Yuan-peng, et al. Physical model test of stability of excavation face of shield tunnel in saturated cobbledstratum[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(S2): 129 - 132. (in Chinese))
- [10] 宋洋, 张维东, 王贺平, 等. 浅覆地层盾构开挖面被动破坏极限支护力及破坏模式研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2019, 39(5): 748 - 754. (SONG Yang, ZHANG Wei-dong, WANG He-ping, et al. Research on the passive support limit and failure mode of the passive damage of shallow shield excavation face[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2019, 39(5): 748 - 754. (in Chinese))
- [11] 王士民, 陈兵, 王先明, 等. 盾构隧道二次衬砌合理施作时机模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(5): 882 - 891. (WANG Shi-min, CHEN Bing, WANG Xian-ming, et al. Model test research on the reasonable operation timing of secondary lining of shield tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(5): 882 - 891. (in Chinese))
- [12] PECK R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[C]// Proceeding of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969, Mexico.
- [13] 秦建设. 盾构施工开挖面变形与破坏机理研究[D]. 南京: 河海大学, 2005. (QIN Jian-she. Study on Deformation and Failure Mechanism of Shield Excavation Face[D]. Nanjing: Hohai University, 2005. (in Chinese))
- [14] LEE I M, LEE J S, NAM S W. Effect of seepage force on tunnel face stability reinforced with multi-step pipe grouting[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2004, 19(6): 51 - 565.
- [15] T ERZAUHI K. Theoretical Soil Mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1943: 66 - 76.
- [16] SCHMIDT B. Discussion on "Earth pressure at rest related to stress history"[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1996, 3(4): 239 - 242.

第三届全国软土工程学术会议第一号通知（征文）

第一届全国软土工程学术会议本着“软土工程的理论创新与工程实践”的主题，于2013年11月在同济大学顺利召开。第二届全国软土工程学术会议围绕着“软土工程的性能与安全”的主题，于2017年11月在天津大学成功举办。第三届全国软土工程学术会议将于2021年11月中旬在南京召开。全国各地软土工程专家学者将欢聚一堂，以“软土工程智能建造”为主题，针对重大软土工程问题、软土工程新理论、新技术以及学科发展进行研讨。

本次会议将为学者和同行面对面深入广泛的学术交流研讨提供机会，届时将邀请土力学与软土工程领域的知名专家学者就软土工程学科的发展作综述报告，共同探讨土力学与软土工程学科的发展趋势，展现最新研究进展和成果。

会议将通过大会特邀报告、主题报告、分组报告、研究生专场报告等形式，大家共享新思想，激发新思维，拓宽新视野，进一步推动我国在软土工程的理论和工程实践等方面的进程，促进我国软土工程领域的可持续发展。

会议主要研讨软土工程的基本理论、实践探索、新技术

和新方法等。征文内容包括以下10个方面。①软土的基本特性与本构关系；②软土工程勘察、测试与智能评价；③软土地基处理创新与智能化施工；④软土基础工程；⑤软土地下工程；⑥软土动力学与地震工程；⑦软土工程数值仿真与信息化技术；⑧绿色软土工程；⑨软土地区重大工程实践；⑩软土工程的其他问题。

应征论文须符合上述征文内容要求，且未公开发表过，作者文责自负，字数一般不超过8000字（6页以内，含图表与公式）。

学术委员会将组织专家对所提交的论文进行审查，录用论文将推荐至《岩土工程学报》增刊、《建筑科学与工程学报》正刊等形式发表。论文格式详见《岩土工程学报》征稿简则，期刊录用论文的版面费按照各期刊要求收取。

论文请通过电子邮件发到大会议秘书处会务邮箱（softsoilseu@163.com），并注明作者的详细通讯地址、邮编、联系电话及Email地址。