

DOI: 10.16285/j.rsm.2016.09.020

# 非均质土体中盾构隧道开挖面支护力上限分析

梁 桥<sup>1,2</sup>, 杨小礼<sup>1</sup>, 张佳华<sup>1</sup>, 周文权<sup>1,2</sup>

(1. 中南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 湖南工程学院 建筑工程学院, 湖南 湘潭 411104)

**摘 要:** 基于对数螺旋破坏模式, 考虑黏土的非均质特征, 采用极限分析上限法推导了盾构隧道掌子面支护力计算公式, 通过优化计算得到了不同条件下的最优上限解。采用该破坏模式与已有的模型试验、工程实例进行对比, 验证了在非均质土中采用双对数螺旋极限分析上限法的适用性; 同时详细分析了在土体不同参数条件下, 隧道掌子面支护力、滑动面范围的变化趋势以及工程影响, 结果显示在非均质土中, 掌子面支护效率的主导因素是初始黏聚力与掌子面超前核心土, 最后通过归一化处理得到了非均质土中极限支护力的设计推荐图, 可为工程中初步确定盾构隧道掌子面支护压力提供理论依据。

**关 键 词:** 非均质土; 对数螺旋; 支护压力; 上限法; 初始黏聚力

**中图分类号:** U 451+2

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-7598 (2016) 09-2585-08

## Upper bound analysis for supporting pressure of shield tunnel in heterogeneous soil

LIANG Qiao<sup>1,2</sup>, YANG Xiao-li<sup>1</sup>, ZHANG Jia-hua<sup>1</sup>, ZHOU Wen-quan<sup>1,2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha, Hunan 410075, China;

2. Department of Construction Engineering, Hunan Institute of Engineering, Xiangtan, Hunan 411104, China)

**Abstract:** Based on the logarithmic spiral collapse mechanism, and with considering the heterogeneity of clayey soil, the optimal upper bound solution of the face supporting pressure is obtained in heterogeneous soil in which the cohesive force varies linearly. The validity of the proposed solution is demonstrated by comparing the calculated results with the monitoring data and the results of model tests. In addition, the optimal supporting pressures and the logarithmic spiral sliding surfaces are analyzed in details for various soils. It is shown that in heterogeneous soils the soil cohesion and internal friction angle are the controlling factors. A design chart is developed for the limit supporting pressures in heterogeneous soils.

**Keywords:** heterogeneous soil; logarithmic spiral; supporting pressure; upper bound method; initial cohesion

## 1 引 言

盾构施工过程中开挖面支护力不仅会影响盾构开挖的稳定, 也影响到隧道上方土体变形, 这些支护力须在一个容许的范围内才能使上部构造物不发生过大变形而掌子面又能保证稳定平衡。因此, 如何确定开挖面极限支护压力是盾构掘进过程中的重要工作。当前, 国内外学者基于多种破坏模式, 提出了许多在均质土中开挖面极限支护力的计算模型, 如 Wilson 等<sup>[1]</sup>在推导了 3 个无量纲参数变量下,

引入 3 种破坏机制, 利用极限分析上、下限方法, 分析了开挖面稳定数, 并提出工程应用设计公式; Yang<sup>[2]</sup>、Pan 等<sup>[3]</sup>基于强度折减理论, 研究了在渗流作用下浅埋隧道上限解, 结果显示, 在浅埋隧道中, 渗流对稳定数影响较大。Osman 等<sup>[4]</sup>提出黏性土中塑性变形机制, 并考虑剪切应变的协调与连续, 利用极限分析上限法研究了开挖面破坏荷载的上限值。Subrin 等<sup>[5]</sup>通过假定开挖面破坏区域为对数螺旋曲面, 利用极限分析法研究最小支护力。Mollon 等<sup>[6-7]</sup>提出掌子面多块失效机制, 后又推出多个块体

收稿日期: 2015-01-29

基金项目: 国家重点基础研究发展计划项目 (973 计划) (No.2013CB036004); 国家自然科学基金资助项目 (No.51178468, No.41302226); 湖南省自然科学基金资助项目 (No.2015JJ4019)。

This work was supported by the National Program on Key Basic Research Project of China (2013CB036004), the National Natural Science Foundation (51178468, 41302226) and the Provincial Natural Science Foundation of Hunan (2015JJ4019).

第一作者简介: 梁桥, 男, 1981 年生, 博士研究生, 讲师, 主要从事岩土工程方面的教学与科研工作。E-mail: liangqiao81@163.com



反映了黏聚力随深度的变化关系;  $y$  为某点距隧道顶面距离。

### 3 隧道开挖面上限分析

如上限定理所述, 如果任意破坏机构的外力所作的功率超过了内部能量耗损率, 则土体不可能承受所施加的荷载, 即通过寻求功平衡方程, 并优化求解得上限解, 其值必大于或等于实际极限荷载<sup>[16]</sup>。

#### 3.1 外功率

计算区域  $BAF$  在土重下所做的外功率, 可将其分解为  $W_{OBF} - W_{OAF} - W_{OAB}$  的组合值, 如图 1 所示。区域  $OBF$  在土重下所做外功率为该区域中某一微元绕点  $O$  以恒定角速度  $\Omega$  转动, 其切向速度  $2\Omega r_{BF} \sin \theta / 3$  与其土重  $\gamma r_{BF}^2 d\theta / 2$  乘积, 通过区域积分可得。则有

$$W_{OBF} = \int_{\theta_F}^{\theta_B} \frac{2}{3} \Omega r_{BF} \sin \theta \gamma \frac{1}{2} r_{BF}^2 d\theta = \gamma \Omega r_{OB}^3 \frac{\cos \theta_B - e^{3(\theta_F - \theta_B) \tan \varphi} \cos \theta_F + f_1}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi)} \quad (10)$$

式中:  $f_1 = 3 \tan \varphi (\sin \theta_B - e^{3(\theta_F - \theta_B) \tan \varphi} \sin \theta_F)$ 。

同理, 区域  $OAF$  内土重下所做外功率为

$$W_{OAF} = \int_{\theta_F}^{\theta_A} \frac{2}{3} \Omega r_{AF} \sin \theta \gamma \frac{1}{2} r_{AF}^2 d\theta = \gamma \Omega r_{OA}^3 \frac{f_2 - 3 \tan \varphi \sin \theta_A - \cos \theta_A}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi)} \quad (11)$$

式中:  $f_2 = (3 \tan \varphi \sin \theta_F - \cos \theta_F) e^{3(\theta_A - \theta_F) \tan \varphi}$ 。

区域  $OAB$  为三角形, 该区域内土重下所做外功率为该区的土重与该区重心速度的垂直分量乘积, 该区重力为  $Z_0 D \gamma / 2$ , 重心至旋转中心  $O$  点的垂线的水平距离等于  $O$ 、 $A$  和  $B$  的平均水平距离为  $2Z_0 / 3$ , 则区域  $OAB$  外功率为

$$W_{OAB} = \frac{1}{2} Z_0 D \gamma \frac{2}{3} Z_0 \Omega = \frac{1}{3} Z_0^2 D \gamma \Omega \quad (12)$$

在掌子面  $AB$  ( $E$  为  $AB$  中点), 假定盾构支护力为均匀分布, 则支护力做功为

$$W_T = \sigma_t D r_E \Omega \cos \theta_E \quad (13)$$

式中:  $r_E = \sqrt{Z_0^2 + (Y_0 + \frac{D}{2})^2}$ ;  $\theta_E = \pi - \tan^{-1}[-Z_0 / (Y_0 + D/2)]$ 。

#### 3.2 内部能量耗损率

内部能量耗损发生在对数螺旋间断面  $AF$  与  $BF$  上, 考虑非均质地基黏聚力随深度线性增加, 如式 (9) 所示, 其中随间断面  $BF$  变化函数为

$$c = c_{u0} + \rho(H - r_{BF} \cos \theta - Y_0) \quad (14)$$

则能量耗损率微分可由该面的微分面积  $r_{BF} d\theta / \cos \varphi$  与黏聚力  $c_{cu} + \rho(H - r_{BF} \cos \theta - Y_0)$  及跨间断面的切向间断速度  $r_{BF} \Omega \cos \varphi$  的乘积而得, 总的内部能量耗损可沿整个间断面进行积分而得, 则间断面  $BF$  损耗为

$$W_{BF} = \int_{\theta_F}^{\theta_B} \frac{r_{BF} d\theta}{\cos \varphi} [c_{cu} + \rho(H - r_{BF} \cos \theta - Y_0)] r_{BF} \Omega \cos \varphi = \Omega \frac{r_{OB}^2 t}{2 \tan \varphi} f_3 - \Omega \rho r_{OB}^3 \frac{f_4 + \sin \theta_B + 3 \tan \varphi \cos \theta_B}{1 + 9 \tan^2 \varphi} \quad (15)$$

式中:  $t = c_{cu} + \rho(H - Y_0)$ ,  $f_3 = 1 - \exp[2 \tan \varphi (\theta_F - \theta_B)]$ ,  $f_4 = -(\sin \theta_F + 3 \tan \varphi \cos \theta_F) \exp[3(\theta_F - \theta_B) \tan \varphi]$ 。

同理, 间断面  $AF$  耗损率为

$$W_{AF} = \int_{\theta_F}^{\theta_A} \frac{r_{AF} d\theta}{\cos \varphi} [c_{cu} + \rho(H - r_{AF} \cos \theta - Y_0)] r_{AF} \Omega \cos \varphi = \Omega \frac{r_{OA}^2 t}{2 \tan \varphi} f_5 - \Omega \rho r_{OA}^3 \frac{f_6 + \sin \theta_A - 3 \tan \varphi \cos \theta_A}{1 + 9 \tan^2 \varphi} \quad (16)$$

式中:  $t = c_{cu} + \rho(H - Y_0)$ ;  $f_5 = \exp[2 \tan \varphi (\theta_A - \theta_F)] - 1$ ,  $f_6 = (-\sin \theta_F + 3 \tan \varphi \cos \theta_F) \exp[3(\theta_A - \theta_F) \tan \varphi]$ 。

#### 3.3 支护力求解

根据极限分析上限定律, 机构外力做的功率与内部耗损功率相等所确定的荷载大于或等于实际极限荷载, 则有

$$W_{OBF} - W_{OAF} - W_{OAB} - W_T = W_{BF} + W_{AF} \quad (17)$$

将式 (10) ~ (16) 代入式 (17) 中得目标函数, 破坏机构需满足的几何条件为其约束条件, 即

$$r_F \cos \theta_F + Y_0 - H \leq 0 \quad (18)$$

通过 Matlab 优化工具, 采用序列二次优化算法, 计算得到目标函数最优上限解。

### 4 对比分析

#### 4.1 均质砂土对比分析

从式 (17) 可以看出, 目标函数受内摩擦角  $\varphi$ 、黏聚力  $c$ 、非均质系数  $\rho$  等影响, 既可以适应于砂

土、黏性土等均质土,亦可以适应复合地层,但需满足相关联流动法则。当前在模型试验中采用均质土较多,如 Chambon 等<sup>[17]</sup>分别做了在 50 g、100 g、130 g 离心加速度下干砂开挖面稳定性试验,得出了开挖面支护力与位移关系曲线等;陈仁朋等<sup>[18]</sup>开展了大尺寸模型试验,采用直径达 1 m 的盾构模型,研究了在干砂地层中不同埋深比 ( $H/D=0.5, 1.0, 2.0$ ) 下盾构开挖面极限支护力;而在均质土理论分析方面, Mollon 等<sup>[7]</sup>针对均质土提出了多种破坏模式,获得了迄今为止最好的上限解;汤旅军<sup>[19]</sup>通过离散元数值研究,获得了砂土地层开挖面支护力变化规律及失稳模式;把以上研究结果进行归一化处理,如图 2 所示。

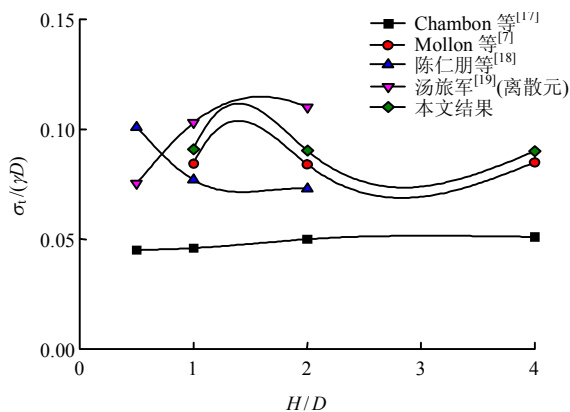


图 2 离心试验与理论分析结果比较

Fig.2 Comparison of the results of centrifuge test and theoretical analysis

从图中可以看出,当  $H/D \geq 1$  时,模型试验与理论分析开挖面支护力趋势一致,显示土拱效应明显,且与理论分析结果较为接近,但比模型试验结果大。Chambon 等<sup>[17]</sup>认为,是土体材料通常存在黏聚力所致。综合所述,式 (17) 的分析结果在可接受的范围之内,证实了该方法在均质砂土中的可行性。

#### 4.2 复合地层对比分析

在盾构法施工中,开挖面穿越地层复杂,如砂-黏复合地层及软硬相间的复合地层。当盾构穿越这些差异较大的复合地层时,开挖面支护力的确定比均质地层中更难。目前,在复合地层中的模型试验较少,李宏安<sup>[20]</sup>仅通过砂-黏土等效混合(未设置分层)开展了部分模型试验,并对砂-黏复合地层进行了数值模拟,其隧道直径  $D=10$  m,材料参数如表 1 所示,相应极限支护力如表 2 所示。

表 1 材料参数

Table 1 Material parameters

| 材料 | 重度/(kN/m <sup>3</sup> ) | 黏聚力/kPa | 摩擦角/(°) | 弹性模量/MPa |
|----|-------------------------|---------|---------|----------|
| 黏土 | 17.5                    | 15      | 10      | 5        |
| 砂土 | 18.0                    | 0       | 25      | 25       |

表 2 复合地层极限支护力

Table 2 Supporting pressure in composite stratum

| 土层 | 层厚/m | $H/D$ | 李宏安 <sup>[20]</sup> /kPa | 本文结果/kPa |
|----|------|-------|--------------------------|----------|
| 黏土 | 25   | 2     | 51.2                     | 67.5     |
| 砂土 | 5    |       |                          |          |

从表 2 中可以,根据双对数螺旋模式所得出的极限支护力更大,表明该方法在复合地层中比数值模拟给出的结果安全系数更高,同时本文计算结果大于纯黏土(64.1 kPa)和纯砂土(46.4 kPa)地层的极限支护力,显示复合地层的非均质特征对极限支护力的影响比较明显,因此,在实际工程中需加强对此的关注。

#### 4.3 工程实例验证

对某市地铁 3 号线大塘站到沥滘站区间发生地表塌陷事故<sup>[21]</sup>进行分析,该线隧道内径为 5.4 m,隧道衬砌采用直径为 0.3 m 的预制钢筋混凝土管片,盾构中心距地表为 15 m,区间地质构造复杂,地层条件复杂多变,在隧道横断面上表现为上软下硬,区间地质情况简化见表 3 和图 3,该区间塌陷

表 3 地层参数

Table 3 Soil parameters

| 土层     | 重度/(kN/m <sup>3</sup> ) | 黏聚力/kPa | 内摩擦角/(°) | 层厚/m |
|--------|-------------------------|---------|----------|------|
| ①人工填土  | 17.3                    | 12      | 28       | 1.4  |
| ②淤泥质土  | 18.5                    | 6.0     | 18       | 7.6  |
| ③冲洪积层  | 19.5                    | 0.8     | 18       | 6.0  |
| ④强风化泥岩 | 21.6                    | 200     | 24       | 23.0 |

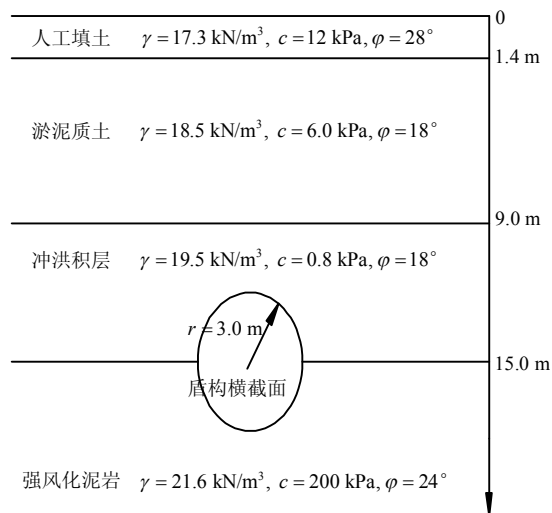


图 3 地层剖面图

Fig.3 Stratum profile

前实测压力舱提供的最小支护土压力为 38 kPa。

从安全角度出发, 本文采用非均质系数  $\rho = -1$  kPa/m, 初始黏聚力  $c_{cu} = 12$  kPa, 内摩擦角  $\varphi = 18^\circ$ , 得到计算结果与实际情况比较如表 4 所示。

表 4 掌子面支护力比较  
Table 4 Comparison of supporting pressures

| 乔金丽计算值 <sup>[21]</sup> |       | 实测    | 本文方法  |
|------------------------|-------|-------|-------|
| 无地下水                   | 有地下水  | / kPa | / kPa |
| 32.71                  | 70.55 | 38    | 52.13 |

从表中可以看出, 本文计算结果综合考虑了部分排水情况, 实测最小支护土压力为 38 kPa, 小于上限值 52.13 kPa, 不能够保证盾构施工安全, 实际工程中发生塌陷有其必然性; 同时该值也比考虑地下水渗流情况 70.55 kPa 小 26.1%, 居于乔金丽<sup>[21]</sup>建议方法中间值, 证明了该方法的适用性, 说明采用双对数螺旋极限分析上限法计算得到的支护力可以提供更多的安全储备。

## 5 开挖面稳定性分析

从上述极限分析与对比分析中可知, 目标函数能够反映隧道埋深比、土体重度、黏聚力、内摩擦角、非均质系数等参数对隧道开挖支护压力的影响。参数选取区间如下: 非均质土的内摩擦角  $\varphi = 10^\circ \sim 30^\circ$ ,  $\gamma = 16$  kN/m<sup>3</sup>, 初始黏聚力  $c_{u0}$  为 5~25 kPa, 非均质系数  $\rho$  为 -0.2~0.2 kPa/m。

### 5.1 隧道埋深比、黏聚力及内摩擦角对极限支护力的影响

选取不同参数, 通过优化计算, 得到在不同埋深比下盾构隧道所需支护力上限解随非均质系数的变化曲线, 如图 4~8 所示。图 4 中选取  $\varphi = 25^\circ$ ,  $c = 10$  kPa 计算, 从中可以看出, 支护力随非均质系数增大而逐渐减小, 在均质土中 ( $\rho = 0$ ), 隧道埋深比  $H/D > 1$  时, 对支护力无影响, 证明在隧道埋深比较小时, 同样也可以形成局部滑动区而不延伸至地表; 而当  $H/D < 0.8$  时, 目标函数优化溢出, 无法得出最优上限解, 说明本文假定模式仅适合  $H/D > 0.8$  的隧道。而在非均质土中 ( $\rho \neq 0$ ), 黏聚力随埋深而变化, 支护力随非均质系数增大而逐渐减小, 当非均质系数  $\rho > 0$  时, 随着隧道埋深的增加, 支护力降低, 稳定性增加, 主要是因为随着隧道埋深增加, 黏聚力迅速增加所致; 当非均质系数  $\rho < 0$  时, 随着隧道埋深的增加, 黏聚力降低, 而支护力增大; 同时隧道埋深越大, 非均质系数影响程度越大, 斜率越陡。

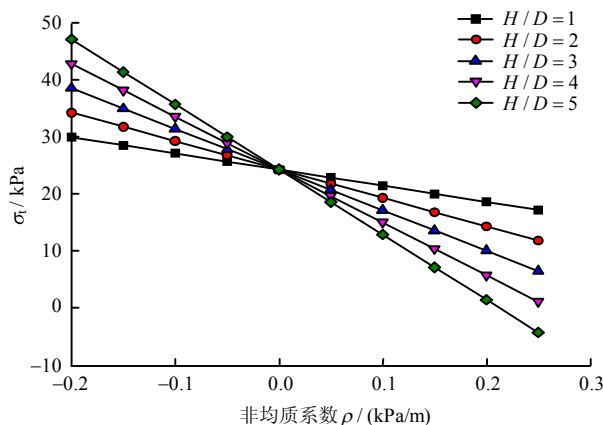


图 4 不同埋深比下支护力随非均质系数变化  
Fig.4 Variation of supporting pressure with heterogeneous coefficient for different cover-to-diameter ratios

图 5 给出了极限支护力在不同初始黏聚力下随非均质系数的变化规律。取  $H/D = 2$ ,  $\varphi = 25^\circ$ , 由图所示, 当隧道埋深一定时, 隧道开挖面支护力随黏聚力增加而减小, 并呈线性变化。从图中不同曲线的间距可以看出, 黏聚力的增量比例与支护力的增量比例具有规律一致性, 反映出在非均质地基土开挖隧道过程中, 当隧道埋深一定时, 非均质系数对支护力的提升效率不随黏聚力变化而变化, 在这种情况下, 初始黏聚力是影响支护力的主导因素。

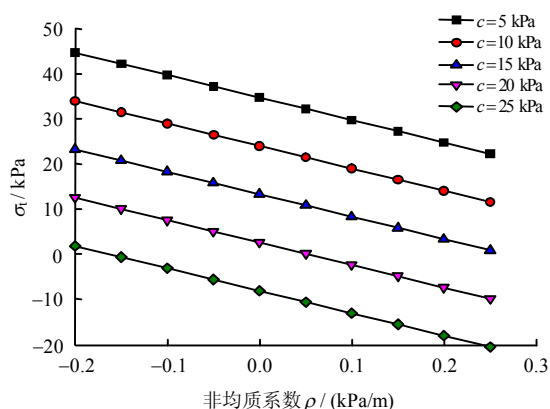


图 5 不同黏聚力下支护力与非均质系数关系  
Fig.5 Variation of supporting pressure with heterogeneous coefficient for different cohesions

图 6 反映出在不同内摩擦角下支护力随非均质系数的变化曲线, 参数选取  $H/D = 2$ ,  $c = 10$  kPa。从图可以看出, 当埋深、黏聚力一定时, 支护力随内摩擦角增加而减小, 随非均质系数增加而减小; 而当土体内摩擦角越大, 对支护力的影响程度趋向减弱, 说明在隧道掌子面开挖施工中, 内摩擦角增大到一定程度之后, 对增大掌子面的稳定效果有限, 可以尝试从其他方面着手。

从图 7 中可知, 支护力随黏聚力是逐渐减小的,

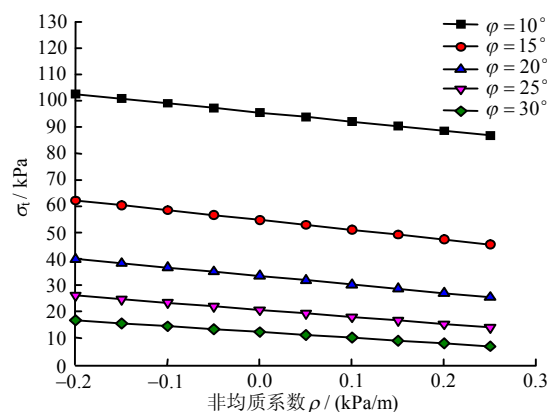
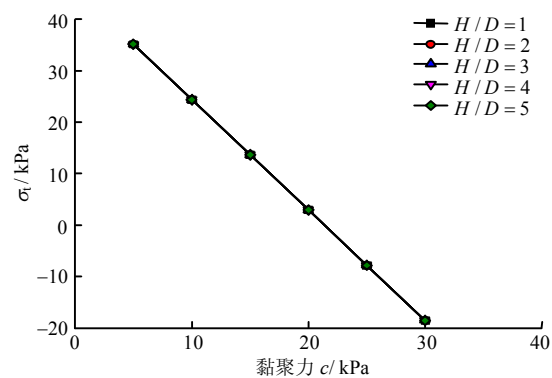
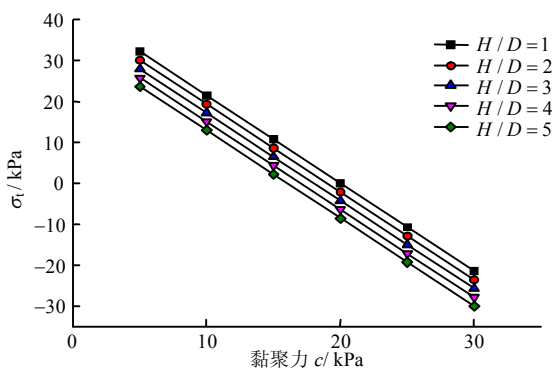


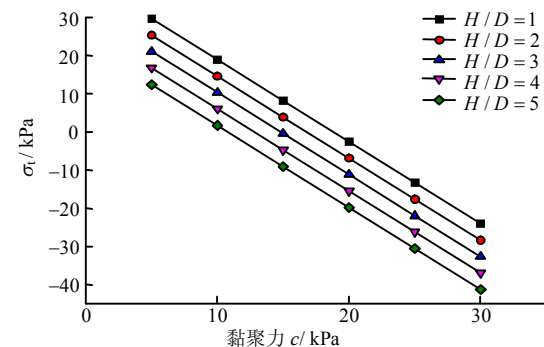
图6 不同内摩擦角下支护力与非均质系数关系  
Fig.6 Relationships between supporting pressure and heterogeneous coefficient for different internal friction angles



(a)  $\rho = 0, \phi = 25^\circ$



(b)  $\rho = 0.1, \phi = 25^\circ$



(c)  $\rho = 0.2, \phi = 25^\circ$

图7 不同埋深比下支护力与黏聚力关系  
Fig.7 Relationships between supporting pressure and cohesion for different cover-to-diameter ratios

当  $\rho = 0$  时, 如图 7(a) 所示, 虽然埋深比不同, 但隧道支护力在同一初始黏聚力下是相等的, 与图 3 所示交点位置相同, 亦反映出在  $H/D = 1$  的情况下, 隧道掌子面前方也是可以形成局部的塌落区, 而不会贯穿地表。当  $\rho > 0$  时, 隧道支护力随非均质参数增大而减小, 而在不同埋深比下, 支护力的差值会随非均质参数增大而增大, 如图 7(b) 和图 7(c) 所示, 表明在非均质土中, 隧道埋深越大, 更易形成稳定的破坏区域。

由于在非均质土中, 采用双对数螺旋曲线破坏模式优化处理得出的极限支护力过程较复杂, 为便于更好地应用于工程设计实践, 通过归一化处理得到在一定埋深下 ( $H/D = 2$ ) 极限支护力与非均质系数、黏聚力的关系曲线, 如图 8 所示, 通过该图可快速核算线性非均质土中开挖面的稳定性, 同时也可选定好参数, 采用本文提供的命令流进行优化设计。

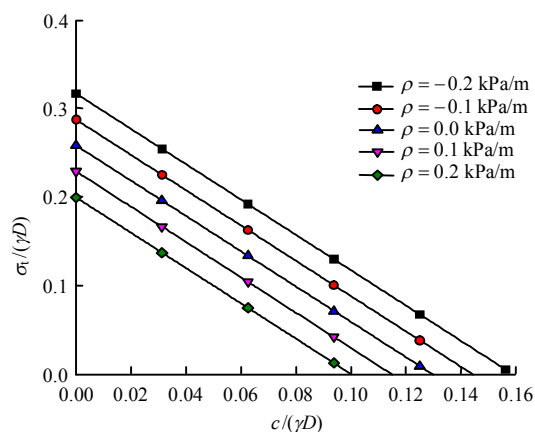


图8 非均质土极限支护力设计图  
Fig.8 Design chart of ultimate supporting pressure in heterogeneous soil

## 5.2 隧道埋深、土体黏聚力与内摩擦角及非均质系数对隧道破坏模式的影响

盾构隧道掘进使开挖面土体中的应力重分布, 从而形成滑动区。针对不同初始黏聚力、隧道埋深比、非均质系数、内摩擦角等采用对数螺旋极限分析上限法得到的不同上限值及旋转中心点, 并绘制相应的破坏模式, 如图 9~12 所示。从图中可以看出, 初始黏聚力、隧道埋深比、非均质系数、内摩擦角等, 对掌子面顶部与前方土体滑动形式都有较大的影响。

通过优化计算得到在不同埋深与初始黏聚力情况下的旋转中心坐标, 如图 9 所示。从图中可以看出, 在内摩擦角不变时, 当非均质系数相同, 在不同埋深比与初始黏聚力下, 对数螺旋破坏模式 AF

与  $BF$  的旋转中心基本一致, 界定了该模式的使用范围, 即当  $H/D \geq 1$  时, 对数螺旋曲线破坏区域不随埋深及初始黏聚力的影响; 在同一埋深下, 随非均质系数增加, 对数螺旋中心远离坐标原点  $A$ , 且  $Y$ 、 $Z$  绝对坐标值增加, 与交点  $F$  距离逐渐增加, 角度  $\theta_F$  也逐渐增加, 如图 10 所示。

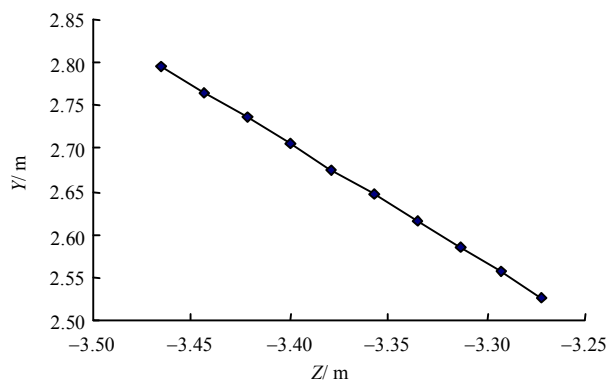


图 9 旋转中心随非均质系数在坐标系中的变化曲线  
Fig.9 Curve of gyration center coordinate vs. heterogeneous coefficient in coordinate system

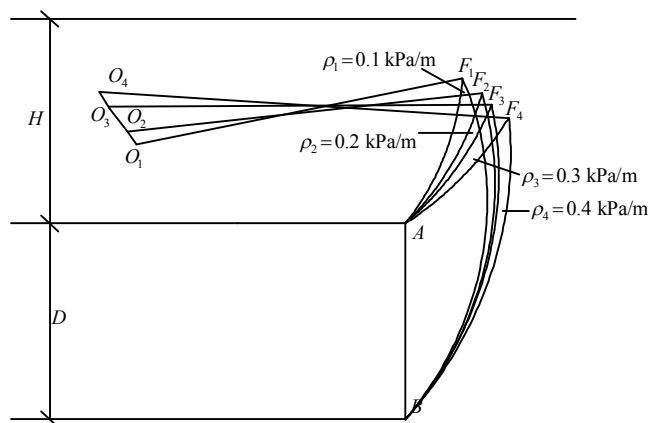


图 10 破坏模式随非均质系数变化图  
Fig.10 Tendency chart for collapse mechanism vs. heterogeneous coefficient

图 10 中点  $F$  表示破坏模式顶点, 点  $O$  表示旋转中心, (当非均质系数  $\rho = 0.1$  kPa/m 时, 对应的旋转中心为  $O_1$ 、顶点为  $F_1$ , 由此类推其他。) 图 10 中显示随非均质系数增加, 旋转中心  $O$  上移, 破坏区域重心  $ABF$  下移, 顶点  $F$  前倾, 则在实际工程中, 需要注意当非均质系数较小时, 注重加强掌子面与拱顶围岩接触区域土体, 而非均质系数较大时, 从掌子面前方滑动的可能性更大, 需更侧重隧道走向方面的加固效果。

图 11 反映出旋转中心与内摩擦角和非均质系数关系。从中可以看出, 内摩擦角对对数螺旋破坏模式的旋转中心位置影响较大, 与该模式需满足关

联流动法则, 在对数螺旋线滑动面上的任意一点速度方向与其切线方向的夹角为  $\varphi$  有关。

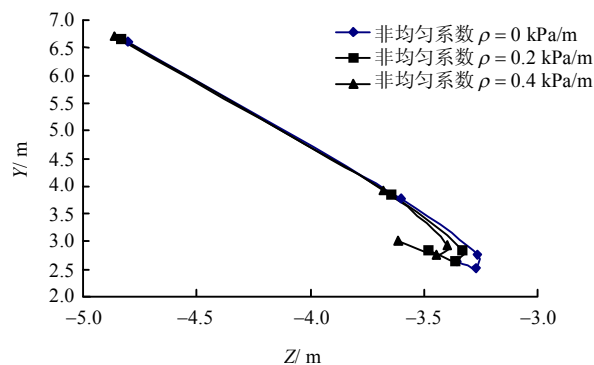


图 11 旋转中心随内摩擦角在坐标系中的变化  
Fig.11 Curves of gyration center coordinate vs. internal friction angle in coordinate system

从图 12 中可以看出, 当内摩擦角  $\varphi \leq 20^\circ$  时, 旋转中心位置随内摩擦角增大而逐步向点  $A$  接近, 坐标绝对值逐步减小, 破坏区域逐步减小, 如图 12 所示, 螺旋线交点  $F$  稳步下降, 但当  $\varphi > 20^\circ$  时, 旋转中心位置随内摩擦角增大而远离点  $A$ , 同图 10 所示, 破坏区域会逐步前倾, 向掌子面前方延展, 反映出内摩擦角对破坏区域的影响趋势与非均质系数的影响趋势趋相同; 整体而言, 内摩擦角的影响比非均质系数更显著而复杂, 随内摩擦角的增大, 掌子面支护关注重点亦由陡转为缓。

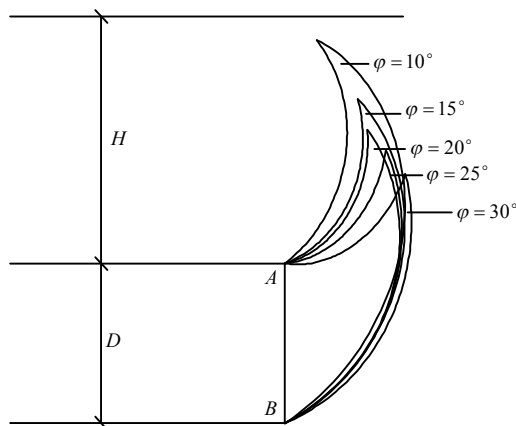


图 12 破坏模式随内摩擦角变化图  
Fig.12 Tendency chart for collapse mechanism vs. internal friction angle

## 6 结 论

(1) 均质土中,  $H/D$  大于 1 时, 支护力不受埋深影响, 并可形成局部的塌落区, 不会贯通地表; 在非均质土中 ( $\rho \neq 0$ ), 支护力随非均质系数增大而逐渐减小, 同时隧道埋深越大, 更易形成稳定的破坏区域。

(2) 在非均质地基土开挖隧道过程中, 当隧道埋深一定时, 非均质系数对支护力的提升效率不随黏聚力变化而变化, 在这种情况下, 初始黏聚力是影响支护力的主导因素。

(3) 非均质土中, 随非均质系数增加或内摩擦角的增大, 掌子面支护关注重点由陡转缓, 即由注重加强掌子面顶部土体转为掌子面前方滑动土体; 同时, 在复合地层中, 土体非均质特征对极限支护力的影响比较明显, 实际工程中需加强关注与进一步研究。

### 参考文献

- [1] WILSON D W, ABBO A J, SLOAN S W, et al. Undrained stability of a square tunnel where the shear strength increases linearly with depth[J]. **Computers and Geotechnics**, 2013, 49: 314—325.
- [2] YANG Xiao-li, HUANG Fu. Stability analysis of shallow tunnels subjected to seepage with strength reduction theory[J]. **Journal of Central South University of Technology**, 2009, 16(6): 1001—1005.
- [3] PAN Q, DIAS D. The effect of pore water pressure on tunnel face stability[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2016.
- [4] OSMAN A S, MAIR R, BOLTON M. On the kinematics of 2D tunnel collapse in undrained clay[J]. **Geotechnique**, 2006, 56(9): 585—595.
- [5] SUBRIN D, WONG H. Tunnel face stability in frictional material: A new 3D failure mechanism[J]. **Comptes Rendus Mecanique**, 2002, 330(7): 513—519.
- [6] 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.
- [7] MOLLON G, DANIEL D, SOUBRA A H. Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2011, 35(12): 1363—1388.
- [8] KLAR A, OSMAN A, BOLTON M. 2D and 3D upper bound solutions for tunnel excavation using 'elastic' flow fields[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2007, 31(12): 1367—1374.
- [9] 宋春霞, 黄茂松, 吕玺琳. 非均质地基中平面应变隧道开挖面稳定上限分析[J]. **岩土力学**, 2011, 32(9): 2645—2651.  
SONG Chun-xia, HUANG Mao-song, LÜ Xi-lin. Upper bound analysis of plane strain tunnel in nonhomogeneous clays[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(9): 2645—2651.
- [10] AUGARDE C E, LYAMIN A V, SLOAN S W. Stability of undrained plane strain heading revisited[J]. **Computers and Geotechnics**, 2003, 30: 419—430.
- [11] MOLLON G, PHOON K K, DIAS D, et al. Validation of a new 2D failure mechanism for the stability analysis of a pressurized tunnel face in a spatially varying sand[J]. **Journal of Engineering Mechanics**, 2011, 137(1): 8—21.
- [12] PAN Q, DIAS D. Face stability analysis for a shield-driven tunnel in anisotropic and nonhomogeneous soils by the kinematical approach[J]. **International Journal of Geomechanics, ASCE**, 2016, 16(3): 04015076:1—04015076:11.
- [13] YANG Xiao-li, ZHANG Dao-bing, WANG Zuo-wei. Upper bound solutions for supporting pressures of shallow tunnels with nonlinear failure criterion[J]. **Journal of Central South University**, 2013, 20(7): 2034—2040.
- [14] YANG X L, HUANG F. Three-dimensional failure mechanism of a rectangular cavity in a Hoek-Brown rock medium[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2013, 61: 189—195.
- [15] TAKANO D, OTANI J, NAGATANI H, et al. Application of X-ray CT on boundary value problems in geotechnical engineering—research on tunnel face failure[C]// GeoCongress, 2006.
- [16] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. New York: Elsevier Scientific Publishing Company, 1975.
- [17] CHAMBON P, CORTE J F. Shallow tunnels in cohesionless soil: Stability of tunnel face[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1994, 120(7): 1148—1165.
- [18] 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. Large-scale tests on face stability of shield tunnelling in dry cohesionless soil[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2011, 33(1): 117—122.
- [19] 汤旅军. 干砂和饱和砂性土中盾构开挖面稳定数值和离心试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2014.  
TANG Lü-jun. Numerical investigations and centrifugal model tests on face stability of shield tunnel in dry and saturated sandy soils[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2014.
- [20] 李宏安. 砂-黏复合地层土压平衡盾构隧道开挖面稳定性研究[D]. 北京: 中国地质大学, 2013.  
LI Hong-an. Face stability analysis of EPB shield-driving tunnel in sandy-clay mixed ground[D]. Beijing: China University of Geosciences, 2013.
- [21] 乔金丽. 盾构隧道开挖面的稳定性分析[D]. 天津: 天津大学, 2008.  
QIAO Jin-li. Analysis of shield tunnel face stability[D]. Tianjin: Tianjin University, 2008.