

DOI: 10.11779/CJGE20231228

土岩复合地层盾构地中对接法刀盘拆卸不完全拱压力计算

陈星欣, 何明高, 施文城, 郭力群

(华侨大学土木工程学院, 福建 厦门 361021)

摘要: 采用“相向掘进、地中对接、弃壳解体”的盾构地中对接法时, 确保刀盘拆机后临空面稳定性是安全对接的关键。依托青岛盾构对接工程, 通过 COMSOL Multiphysics 建立数值模型, 基于主应力矢量流线偏转和各向应力变化确定盾构地中对接段压力拱主拱圈范围, 并通过考虑大主应力不完全偏转和内摩擦角不完全调用推导上覆围岩压力计算公式。结果表明: 盾构对接段沿隧道轴向的大主应力未见矢量流线成拱, 沿隧道径向的成拱效应更为显著。由于拱顶存在松动区域, 内边界并未与隧道上边沿重合, 而是向上发展至拱顶一定高度, 压力拱两侧边界倾斜向上, 主拱圈整体呈现为盆状。对比不完全拱的大主应力实际偏转情况发现圆弧、线性、抛物线形拱迹线均高估了大主应力偏转角度, 导致侧压力系数偏大, 计算上覆围岩压力时偏于不安全, 调用内摩擦角则随着距拱顶距离的减小而增大, 通过数值模型计算和理论分析得出在压力拱作用下临空面荷载下降为初始围压的 1/3。

关键词: 盾构对接; 不完全拱; 上覆压力; 拱迹线; 偏转

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2024)12-2652-09

作者简介: 陈星欣(1984—), 男, 博士, 教授, 主要从事城市地下空间工程研究工作。E-mail: chenxx@hqu.edu.cn。

Calculation of pressures on after incomplete arch cutterhead removal in earth-rock composite formation by in-situ junction method for shield tunneling

CHEN Xingxin, HE Minggao, SHI Wencheng, GUO Liqun

(School of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China)

Abstract: It is the key to ensure the stability of the free face after the cutterhead is disassembled by using the shield junction method of "junction, shell abandoning and disintegration in opposite tunneling". For a shield tunneling project in Qingdao, a numerical model is established by COMSOL Multiphysics. Based on the streamline deflection of the principal stress vector and change of stresses in various directions, the range of the main arch ring of the pressure arch in the junction section of the tunneling is determined, and the formula for calculating the overlying pressures on the surrounding rock is derived by considering the incomplete deflection of the major principal stress and the incomplete call of the internal friction angle. The results show that the major principal stress along the tunnel axis does not arch along the vector streamline, but the arching effects along the tunnel axis are more significant. Due to the loose area at the vault, the inner boundary does not coincide with the upper edge of the tunnel, but is a certain height away from the vault. The boundaries at both sides of the pressure arch are inclined upward, and the main arch ring is generally in the shape of a basin. By comparing the actual deflection of the major principal stress of incomplete arch, it is found that the arc, linear and parabolic arch traces all overestimate the deflection angle of the principal stress, resulting in a large lateral pressure coefficient, and it is unsafe to calculate the overlying earth pressures, while the internal friction angle increases with the decrease of the distance from the arch vault. Through the numerical calculation and theoretical analysis, it is concluded that under the action of pressure arch, the loads on the free surface drop to 1/3 of the initial confining pressures.

Key words: shield junction; incomplete arch; overlying pressure; arch trace; deflection

0 引言

相较于传统的单台盾构掘进方式, 盾构地中对接法的最大优点是无需设置中间到达井, 两台盾构机相

向掘进有效解决了盾构机掘进能力不足的问题, 并且可大幅降低施工工期。1997 年建成的东京湾海底隧道

是早期实现盾构对接解体的经典工程案例^[1], 中国则是在 2011 年建成的广东狮子洋隧道上首次应用该方法^[2-3]。盾构对接法通常施工流程如下: 先行盾构掘进至对接点、对接点注浆加固、后行盾构掘进至对接点、洞内拆解刀盘等设备、浇筑二次衬砌。刀盘拆卸后, 对接段临空面拱顶发生下沉, 围岩应力重新分布。为了保证地层稳定性, 隧道围岩有限的变形并不能使压力拱充分发展, 由于抗剪应力未达到极限条件, 此时的成拱效应称为“不完全拱效应”, 探究不完全拱的上覆围岩压力计算方法有助于更好指导实际工程。

明确压力拱拱体的范围是准确计算隧道围岩压力的必要前提。傅鹤林等^[4]根据隧道围岩弹塑性应力分布特点, 提出以切向应力高于原岩应力区域作为拱体范围。王家全等^[5]提出以最大主应力最大值为内边界, 以大小主应力偏转点为外边界。李奎^[6]认为以最大主应力最大值作为内边界是不充分的, 提出根据水平应力减小区域判定内边界, 以最大主应力矢量流线确定拱体外边界。Kong 等^[7]提出以水平应力相较于初始状态进行判定隧道上方压力拱内外边界, 但缺少对两侧边界的判定。Chen 等^[8]通过计算水平应力和垂直应力在扰动后与初始状态之比区分对拱顶、拱脚范围。从上述研究可知对于压力拱范围的确定主要有围岩弹塑性分区法、主应力偏转法和主应力矢量流线法^[9-10], 但大多都是单独讨论拱圈范围, 如何划分起转移上部垂直荷载作用的主拱圈范围并不明确。

针对地层成拱作用下的围岩上覆围岩压力计算, 叶飞等^[11]针对软弱围岩中隧道掌子面前方形成的不完全拱, 假设水平微分土条上的垂直应力为定值, 推导了砂土和低黏聚力岩体中拱顶上方垂直应力的计算方法。Chen 等^[12]指出由于隧道拱顶沉降由中心向两端递减, 实际拱体范围内的垂直应力呈现为向隧道内凹的形式, 极限状态下的砂土大主应力拱迹线为圆弧形, 其计算所得的侧压力系数和同一土条上的垂直应力分布系数更符合实际。徐长杰等^[13]进一步探讨了圆弧、抛物线和悬链线 3 种不同大主应力拱迹线的区别。上述关于主应力拱迹线的研究均是基于水平微分土条上各点应力莫尔圆相同的假设^[14-15], 这主要适用于浅埋隧道。但是, 随着隧道埋深的增大, 水平微分土条中点与两端的主应力大小差距越加明显。

本文依托青岛盾构地中对接工程, 通过 COMSOL Multiphysics 建立三维数值模型, 基于地层主应力矢量流线偏转和各向应力变化确定盾构地中对接段压力拱的主拱圈范围, 并通过考虑大主应力不完全偏转和内摩擦角不完全调用推导上覆围岩压力计算公式。

1 计算模型的建立

青岛地铁 8 号线工程全长约 3.26 km, 隧道外直径为 6.7 m, 内直径为 6.0 m, 盾构机直径 6.98 m, 对

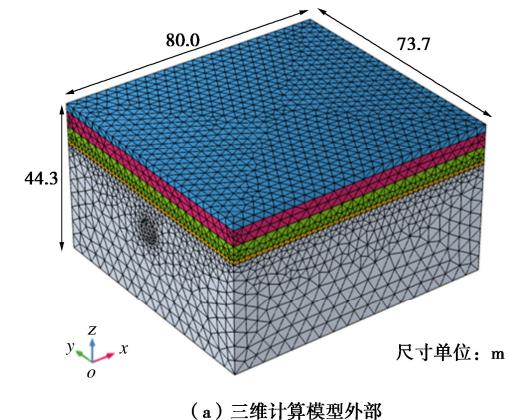
接段隧道埋深为 17.5 m。该区域上覆地层为沿海地区常见的土岩复合地层, 地层参数见表 1。三维计算模型如图 1 所示。模型外部尺寸: 长 80.0 m, 宽 73.7 m, 高 44.3 m。内部尺寸: 盾构主机长 9.0 m, 相当于 6 环管片宽, 刀盘宽度 1.0 m, 管片外直径 6.7 m, 内直径 6.0 m。结合青岛地铁 8 号线的现场施工结果, 先、后行盾构机实际对接偏差小于 10 mm, 刀盘最小间隔 10 cm, 假设模拟开挖过程中先、后行盾构机轴线水平和高程位置始终保持一致, 盾构对接间距设置为 0。刀盘仅模拟其侧面, 通过施加梯度水平压力模拟掌子面支撑作用^[16]。

表 1 材料物理力学参数

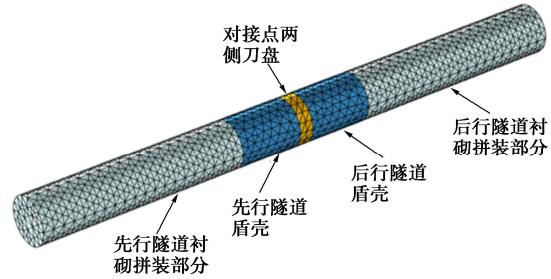
Table 1 Physical and mechanical parameters of materials

地层	H/m	$g/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	E/MPa	μ	c/kPa	$\varphi/^\circ$
回填土	2.2	1750	20	0.35	15	10
含有机质粉质黏土	4.5	1800	15	0.36	9	7
粉质黏土	4.1	2000	28	0.34	17	13
强风化安山岩	2.1	2200	1600	0.33	45	21
微风化安山岩	32.3	2500	10500	0.30	300	36
管片	—	2500	27600	0.20	—	—
盾壳	—	7800	206000	0.25	—	—
注浆层	—	2000	100	0.25	—	—

注: H 为层厚, g 为密度, E 为弹性模量, μ 为泊松比, c 为黏聚力, φ 为内摩擦角。



(a) 三维计算模型外部



(b) 三维计算模型内部

图 1 三维计算模型

Fig. 1 Three-dimensional model

盾构模型设计 3 个研究步骤: ①步骤一为初始地

应力平衡, 模型侧面采用辊支承约束水平位移, 底面采用固定约束, 施加重力; ②步骤二为先行隧道和后行隧道相向掘进开挖, 通过循环移除两环开挖土体并施加盾尾管片及水平推力实现, 单侧共循环开挖 26 环, 该步骤主要是为了考虑开挖对对接段应力重分布的影响; ③步骤三为对接点两侧盾构机刀盘同时拆除, 采用稳态计算方式, 通过去除刀盘宽度方向上的壳单位实现, 以分析两侧刀盘拆除后围岩稳定后的规律。

2 压力拱主拱圈范围的确定

选择对接点位置处的纵截面以及横截面作为观测截面, 该位置处的地层沉降最大, 其大主应力流线成拱效应最显著。通过图 2 (a) 所示对接点位置纵截面的最大主应力矢量流线偏转图可知, 处于隧道外边沿的主应力由水平方向转变为竖直方向, 可判定该区域为开挖卸荷导致的围岩松动区, 但未见明显的流线成拱, 围岩压力在拱顶附近有所下降。从图 2 (b) 所示对接点位置横截面的最大主应力矢量图可知, 在拱顶微风化安山岩和强风化安山岩分界线处的最大主应力发生明显偏转, 最大偏转角度约 90°。相较于隧道纵截面, 横截面成拱效应更为显著。

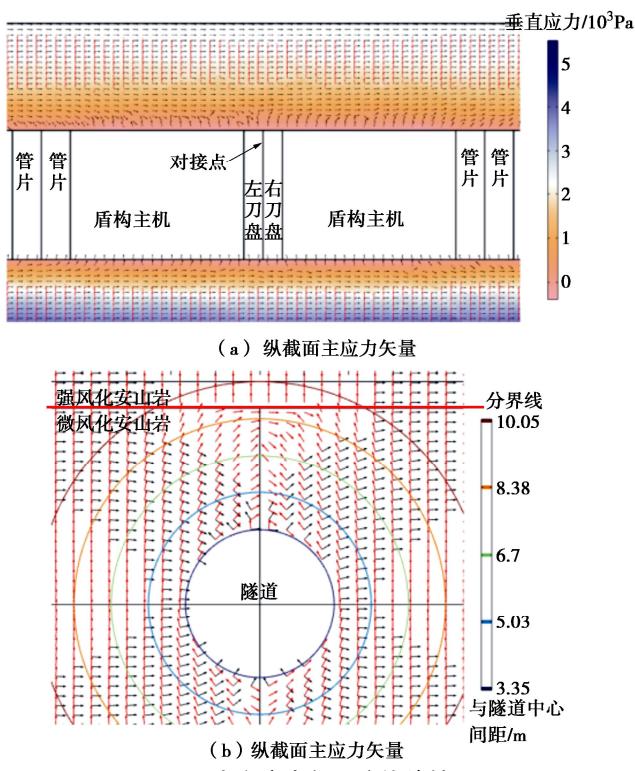


图 2 大主应力矢量流线偏转图

Fig. 2 Streamline deflection of principal stress vector

2.1 外边界确定

从图 3 所示刀盘拆卸后拱顶应力曲线可知, 在拱顶以上 5.5 m 处水平应力突然增大, 转变为最大主应力垂直应力。当刀盘拆除时, 临空面顶部围岩下陷,

由此导致隧道外边沿两侧围岩产生挤压作用。此时, 上覆围岩压力在拱顶区域发生偏转。由于微风化岩层围岩强度较高, 并且临空面两侧盾壳的支撑作用, 拱顶围岩有限的沉降使得压力拱仅向上发展至软硬围岩分界面, 而非像砂土的活动门试验, 滑裂面一直延伸至地表。当超出分界面后, 拱顶最大主应力由水平应力转换成垂直应力, 表明强风化安山岩基本不承受压力拱水平挤压作用, 压力拱外边界位于 5.5 m 处。

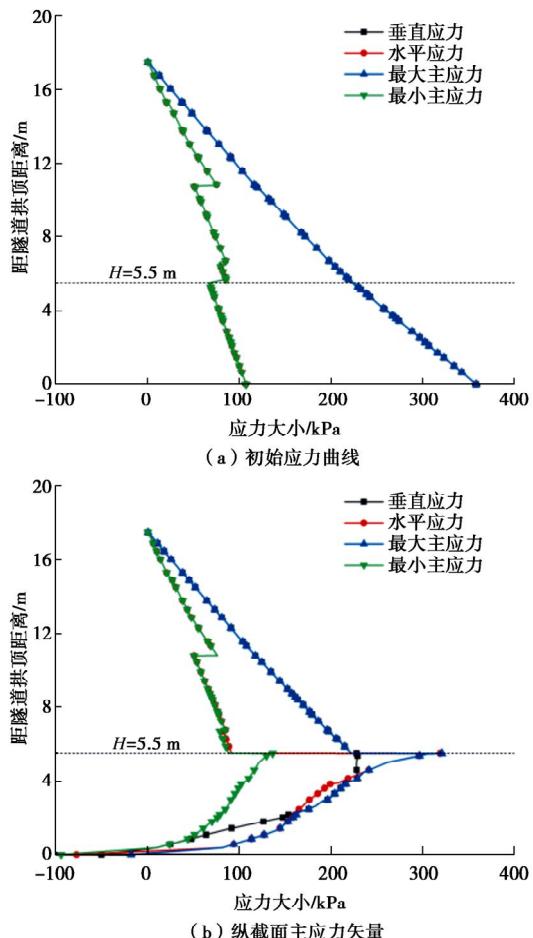


图 3 压力拱主拱圈外边界确定图

Fig. 3 Determination of outer boundary main arch ring of pressure arch

2.2 内边界确定

定义水平应力变化指标 A 的表达式为

$$A = \frac{\sigma_{x1} - \sigma_{x0}}{\sigma_{x0}} \quad . \quad (1)$$

式中: σ_{x1} 为刀盘拆卸后水平应力 (kPa); σ_{x0} 为刀盘初始水平应力 (kPa)。

从图 4 (a) 可知, 在压力拱外边界, 水平应力变化指标 A 达到最大, 两侧围岩挤压程度最高, 并随深度减小。具体分界可从图 4 (b) 水平应力变化指标 A 曲线图得知, 在隧道正上方 0~0.5 m 水平应力变化指标 A 呈现线性变化, 当超出拱顶 0.5 m 后水平应力指标变化幅度缩小, 并且水平应力由下降变成增大。根据

上述分析确定主拱圈内边界位于拱顶 0.5 m 位置处, 其并未与隧道拱顶上边沿重合。

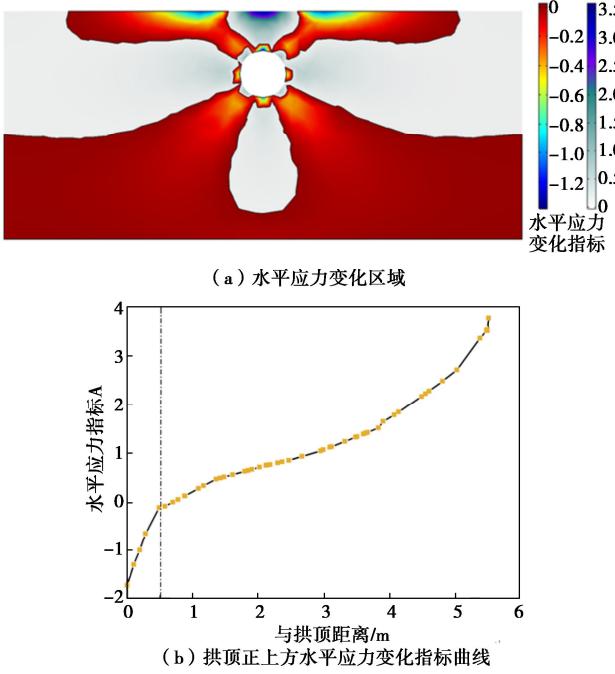


图 4 压力拱主拱圈内边界确定图

Fig. 4 Determination of inner boundary of main arch ring of pressure arch

2.3 侧边界确定

图 5 中 h 表示水平监测截线与隧道拱顶间距。

$$B_3 = D(1 + \cot \beta), \quad (2)$$

$$\beta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}. \quad (3)$$

式中: B_3 为 Terzaghi 剪切面宽度 (m); D 为隧道外直径 (m); φ 为土体内摩擦角 ($^\circ$)。

图 5 (a) 所示剪应力分布表明, 相较于按式 (2), (3) 计算所得 Terzaghi 地层剪切面^[17]宽度为 9.8 m, 数值计算得到的剪切面最大宽度仅 6.0 m, 并且随深度增加而减小, 剪切面最小宽度为 5.0 m, 剪切面倾角与垂直面夹角为 5.7° 。

图 5 (b) 所示垂直应力分布图表明, 在剪切面内垂直应力均出现下降, 剪切面内侧围岩垂直应力通过剪切面转移至拱腰位置。图 5 (c) 所示水平应力分布图表明水平应力增大区域宽度相对较大, 而在 $h=0.5$ m 截线处出现了水平应力下降的现象, 说明围岩处于松动状态。

2.4 压力拱主拱圈模型

总结上述压力拱的主拱圈范围分析得出如图 6 所示的简化模型。相较于传统砂土地层中不完全拱土拱的塔形滑移面, 考虑一定黏聚力条件下的不完全压力拱的滑移面呈现出上大下小的盆状, 这与叶飞等^[11]和吕伟华等^[18]通过模型试验观测的压力拱形状结果一致。同时, 从图 6 还可知压力拱外边界与拱顶沉降曲

线存在一致性, 拱顶沉降曲线的两个转折点分别发生在强风化安山岩和微风化安山岩分界线处。

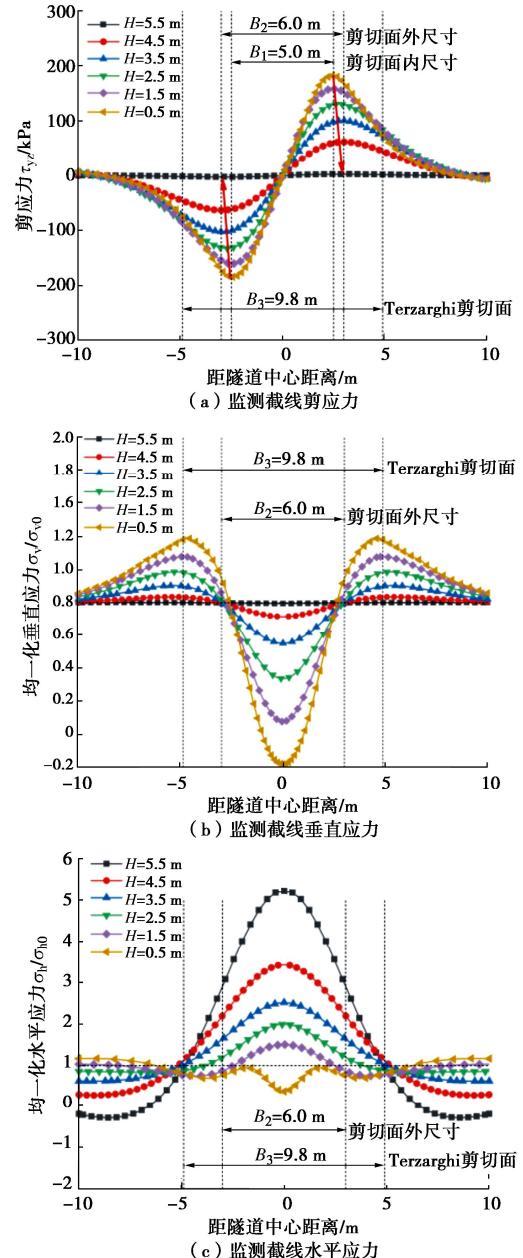


图 5 隧道上部成拱区域围岩应力分布

Fig. 5 Stress distribution of surrounding rock in upper arch area of tunnel

3 不完全拱条件下的主拱圈围岩垂直压力计算

3.1 平均侧压力系数 K_{av} 的确定

侧压力系数反映压力拱两侧稳定围岩对滑移面内围岩挤压程度, 选取拱顶范围内任一水平微分土条, 按下式计算土条上平均侧压力系数 K_{av} :

$$K_{av} = \frac{\sigma_h^A}{\sigma_v^{av}}. \quad (4)$$

式中: σ_h^A 为水平微分土条上端点处的水平应力 (kPa);

σ_v^{av} 为微分土条上平均垂直应力 (kPa)。

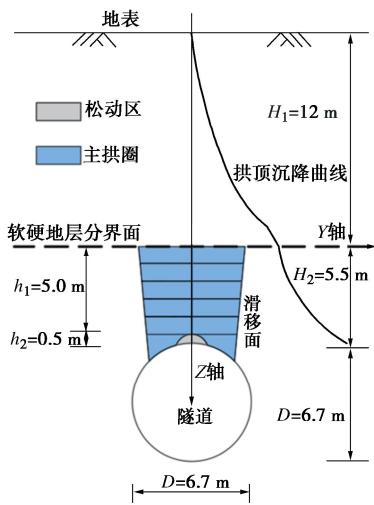


图 6 压力拱主拱圈简化模型

Fig. 6 Simplified model for main arch ring of pressure arch

如图 7 所示, 假设拱顶水平微分土条上各点均处于同一应力莫尔圆, 土条上任意一点水平应力 σ_{hi} 和垂直应力 σ_{vi} 统一表达为关于最大主应力 σ_1 偏转角 θ_i 的函数, 即

$$\sigma_{hi} = \sigma_1 \cos^2 \alpha_i + \sigma_3 \sin^2 \alpha_i = \sigma_1 (\cos^2 \alpha_i + K_a \sin^2 \alpha_i), \quad (5)$$

$$\sigma_{vi} = \sigma_1 \sin^2 \alpha_i + \sigma_3 \cos^2 \alpha_i = \sigma_1 (\sin^2 \alpha_i + K_a \cos^2 \alpha_i), \quad (6)$$

$$K_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{1}{K_p}, \quad (7)$$

$$\theta_i = \frac{\pi}{2} - \alpha_i. \quad (8)$$

式中: σ_1 , σ_3 分别为水平微分土条任意一点上的最大主应力和最小主应力 (kPa); α_i 为最大主应力与水平方向的夹角($^\circ$), 其值域为 $[-\alpha_0, \alpha_0]$, 其中, α_i 在水平微分土条中心位置等于 0, 在极限状态下滑移面位置等于 $45^\circ + \varphi/2$ 。

从图 7 可知, 随着最大主应力偏转角 θ_i 增大, 水平应力逐渐增大, 垂直应力逐渐减小, 当 $\theta_i = 90^\circ$ 时, 水平应力变为最大主应力, 垂直应力变为最小主应力。因此, 水平微分土条上端点处的水平应力 σ_h^A 和垂直应力 σ_v^A 可以表示为

$$\sigma_h^A = \sigma_1 \cos^2 \alpha_0 + \sigma_3 \sin^2 \alpha_0, \quad (9)$$

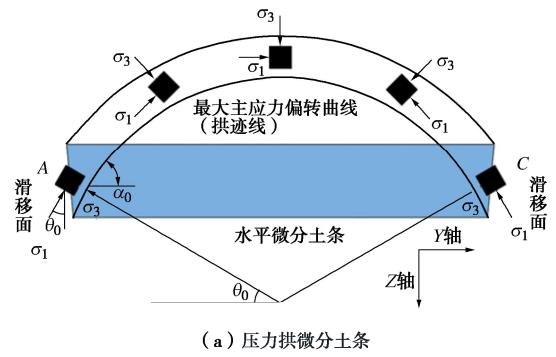
$$\sigma_v^A = \sigma_1 \sin^2 \alpha_0 + \sigma_3 \cos^2 \alpha_0. \quad (10)$$

为了将平均垂直应力 σ_v^{av} 表达为关于偏转角 θ_i 的函数, 需要进一步明确最大主应力 σ_1 的拱迹线。目前研究认为最大主应力拱迹线主要存在线性、圆弧形和抛物线形三种形式, 最大主应力与水平方向夹角 α_i 与拱顶宽度 B 的关系表达式:

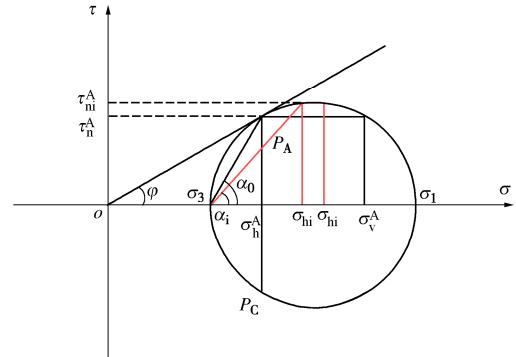
$$\alpha_i = \frac{2y}{B} \text{ (线性)}, \quad (11)$$

$$\sin \alpha_i = \frac{2y}{B} \sin \alpha_0 \text{ (圆弧)}, \quad (12)$$

$$\tan \alpha_i = \frac{2y}{B} \tan \alpha_0 \text{ (抛物线)}. \quad (13)$$



(a) 压力拱微分土条



(b) 计算应力莫尔圆

Fig. 7 Forming mechanism of pressure arch

在同一应力莫尔圆假设下, 对水平微分土条上各点垂直应力进行积分可得平均垂直应力 σ_v^{av} ,

$$\begin{aligned} \sigma_v^{av} &= \frac{1}{B} \int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} (\sigma_1 \sin^2 \alpha_i + \sigma_3 \cos^2 \alpha_i) dx \\ &= \frac{\sigma_1}{B} \int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} (\sin^2 \alpha_i + K_a \cos^2 \alpha_i) dx. \end{aligned} \quad (14)$$

结合式 (11) 可得 σ_v^{av} 在线性、圆弧形和抛物线形拱迹线的表达式:

$$\sigma_v^{av} = \frac{1}{2} \sigma_1 \left[1 + K_a - \frac{(1 - K_a) \sin \alpha_0 \cdot \cos \alpha_0}{\alpha_0} \right] \text{ (线性)}, \quad (15)$$

$$\sigma_v^{av} = \sigma_1 \left[1 + \frac{1}{3} (1 - K_a) \sin^2 \alpha_0 \right] \text{ (圆弧)}, \quad (16)$$

$$\sigma_v^{av} = \sigma_1 \left[1 + \frac{(K_a - 1)}{\tan \alpha_0} \cdot \alpha_0 \right] \text{ (抛物线)}. \quad (17)$$

将式 (9), (17) 代入式 (4) 即可求得平均侧压力系数 K_{av} , 线性、圆弧和抛物线拱迹线的平均侧压力系数 K_{av} 分别为

$$K_{av} = \frac{2 \cdot (\cos^2 \alpha_0 + K_a \sin^2 \alpha_0)}{1 + K_a - (1 - K_a) \cdot \sin \alpha_0 \cdot \cos \alpha_0 / \alpha_0} \text{ (线性)}, \quad (18)$$

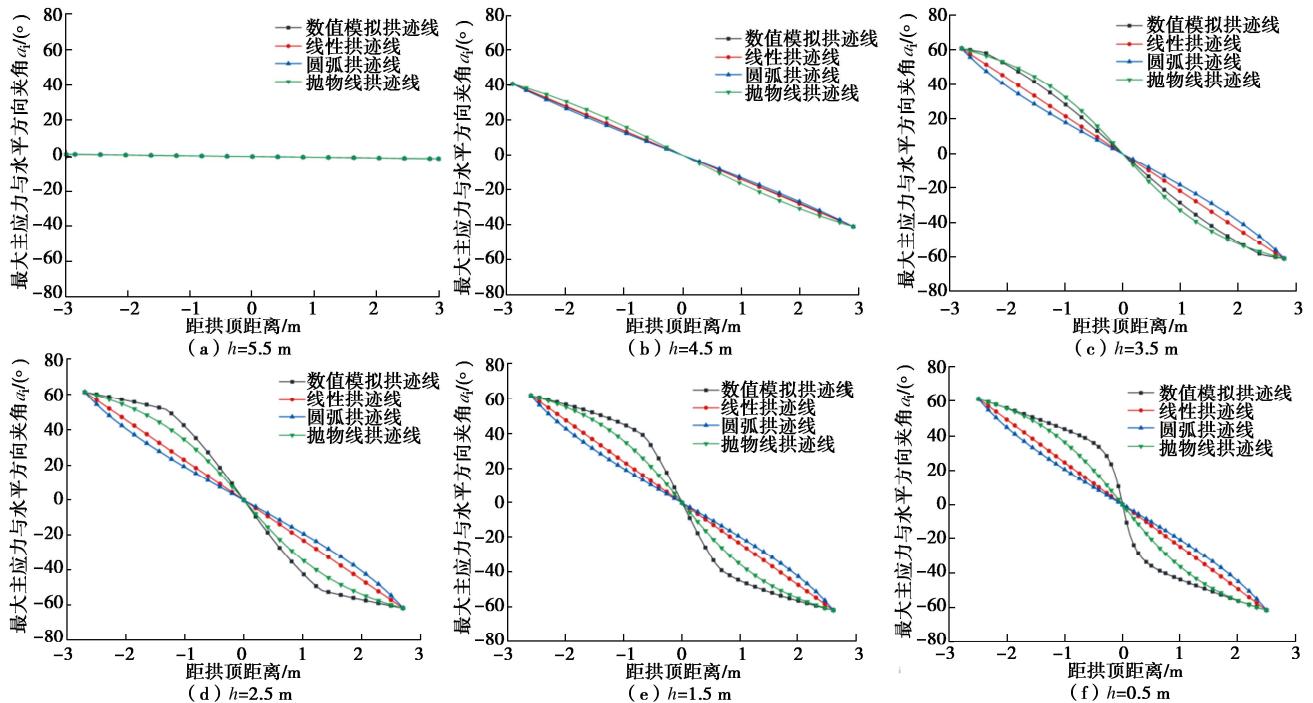


图 8 最大主应力拱迹线

Fig. 8 Arch traces of major principal stress

$$K_{av} = \frac{\cos^2 \alpha_0 + K_a \sin^2 \alpha_0}{K_a + 1/3 \cdot (1-K_a) \cdot \sin^2 \alpha_0} \quad (\text{圆弧}), \quad (19)$$

$$K_{av} = \frac{\cos^2 \alpha_0 + K_a \sin^2 \alpha_0}{K_a \cdot \alpha_0 / \tan \alpha_0 + 1 - \alpha_0 / \tan \alpha_0} \quad (\text{抛物线})。 \quad (20)$$

应当指出, 上述拱迹线均是基于完全拱条件下得出的, 而从前面分析可知盾构刀盘拆卸后形成的压力拱为不完全拱, 实际最大主应力偏转程度小于上述 3 种拱迹线。

从图 7(b) 所示应力莫尔圆可知, 对于土条上任意计算单元, 其最大主应力与水平方向夹角 α_i 可以表示为关于剪应力 τ_{yz} 、水平应力 σ_{hi} 以及最小主应力 σ_3 的函数,

$$\tau_{yz} = (\sigma_{hi} - \sigma_3) \cdot \tan \alpha_i \quad (21)$$

根据式(21)计算得到如图 8 所示数值模拟结果下的最大主应力拱迹线, 结合式(8)进一步反映最大主应力偏转角 θ_i 与地层成拱效应的显著程度。为了说明与不完全拱条件下拱迹线的区别, 将数值模拟结果下的水平微分土条端点位置处的最大主应力与水平方向夹角 α_0 代入式(11)~(13), 计算得到其余 3 种完全拱条件下的拱迹线。从图 8(a) 可知, 在 $h=5.5$ m 时的最大主应力偏转角 θ_i 基本在 90° 左右, 并且由于监测截线中心偏转角和两侧偏转角相差并不大, 所以不同形状拱迹线基本重合在一起; 从图 8(b) 可知, 在 $h=4.5$ m 时最大主应力偏转角 θ_i 呈现为中间大两边小, 最大偏转角 $\theta_i=90^\circ$, 各形状拱迹线差别并不明显; 从图 8(c) 可知, 在 $h=3.5$ m 时的圆弧拱迹线条

件下最大主应力偏转最显著, 数值模拟的拱迹线居于第三位, 说明地层压力拱的荷载传递能力出现下降; 从图 8(d)~(f) 可知, 数值模拟拱迹线条件下最大主应力偏转程度随着埋深 h 减小而不断减小, 说明成拱效应不断衰减。

根据式(4)计算得到如图 9 所示数值模拟结果下的平均侧压力系数 K_{av} , 并将数值模拟结果下的水平微分土条端点位置处最大主应力与水平方向夹角 α_0 代入式(18)~(20), 计算得到其余 3 种拱迹线条件下的平均侧压力系数 K_{av} 。从图 9 可知, 现有完全拱理论计算下的 K_{av} 普遍偏大, 高估了主拱圈两侧围岩的挤压作用, 在计算上覆围岩压力时偏于不安全, 特别是在距离拱顶较远位置, 其偏差更加明显。其中, 圆弧拱迹线的偏差最大, 线性拱迹线的偏差次之, 抛物线拱迹线偏差最小, 这与前述拱迹线偏转程度的排序一致。

3.2 调用内摩擦角 δ 的确定

由于围岩具有较大的黏聚力, 压力拱滑移剪切面上的内摩擦角并未完全发挥, 调用部分内摩擦角通常就能满足隧道开挖扰动引起的地应力再平衡。从图 10 所示的不完全压力拱条件下的应力莫尔圆可知, 在无黏聚力情况下(即 $\tau_c-O_c-\sigma_c$ 坐标系), 调用内摩擦角 δ 可表示为剪切面上的剪应力 τ_{yz}^c 和水平应力 σ_h^c 的函数,

$$\tau_{yz}^c = \sigma_h^c \cdot \tan \delta \quad (22)$$

在具有黏聚力情况下, 通过向右平行移轴 $c \cdot \cot \varphi$

的距离得到新的坐标系(即 τ -O- σ 坐标系), 调用内摩擦角 δ 可进一步表示为新坐标系下剪切面上的剪应力 τ_{yz} 和水平应力 σ_h 的函数,

$$\tau_{yz} = \tau_{yz}^c = \sigma_h^c \cdot \tan \delta = (\sigma + c \cdot \cot \varphi) \cdot \tan \delta \quad (23)$$

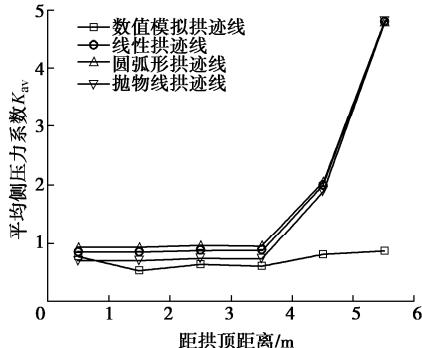


图 9 拱顶平均侧压力系数

Fig. 9 Mean lateral pressure coefficients of arch vault

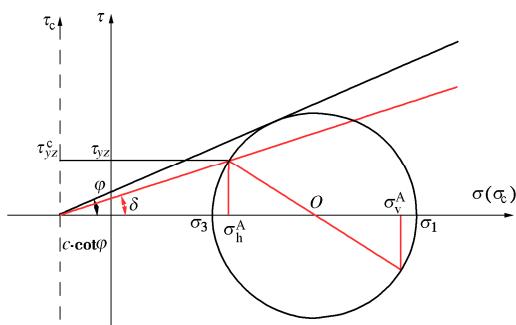


图 10 不完全拱计算应力莫尔圆

Fig. 10 Mohr circle of stress for calculation of incomplete arch

根据式(23)计算得到如图 11 所示距拱顶不同距离下的调用内摩擦角 δ 。从图 11 可知, 在不完全拱的外边界(即 $h=5.5\text{ m}$), 地层调用的内摩擦角 δ 基本为 0, 可忽略不计。并且, 随着距拱顶距离的减小, 调用内摩擦角 δ 逐渐增大; 随着距隧道中心距离的增加, 调用内摩擦角 δ 逐渐增大。在不完全拱的内边界(即 $h=0.5\text{ m}$)两侧滑移面位置处, 调用内摩擦角 δ 达到最大, 大约为 20° , 仍然小于地层最大内摩擦角 $\varphi=36^\circ$ 。这说明刀盘拆卸后地层强度仍有较大富余, 并未达到极限平衡状态, 再平衡后形成的压力拱能够有效保证地层稳定性。

3.3 拱顶平均垂直应力 σ_{av}^c 的计算

针对不完全压力拱的滑移面呈现倾斜向上的形状, 本文通过微分的思想将其分为若干矩形微分土条进行适当简化, 每条微分土条的厚度为 1 m , 其受力分析如图 12 所示。

对于砂土, 其垂直受力平衡满足如下方程:

$$B\sigma_{av}^c + \gamma Bdz = B(\sigma_{av}^c + d\sigma_{av}^c) + 2\tau_{yz}^c dz \quad (24)$$

整理得

$$\frac{d\sigma_{av}^c}{dz} + \frac{2\tau_{yz}^c}{B} = \gamma \quad (25)$$

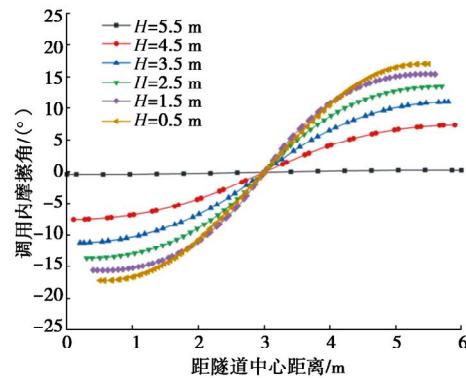
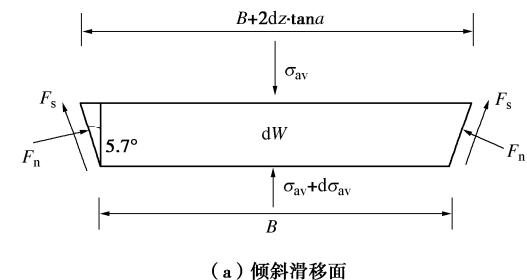
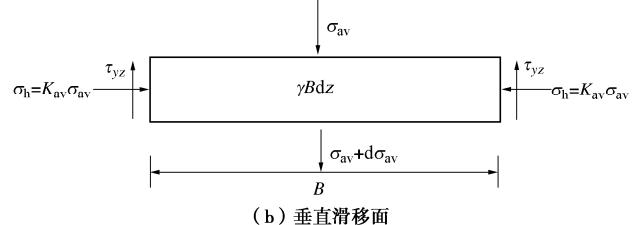


图 11 调用内摩擦角

Fig. 11 Call of internal friction angle



(a) 倾斜滑移面



(b) 垂直滑移面

图 12 微分土条受力分析

Fig. 12 Force analysis of differential soil strips

其中:

$$\tau_{yz}^c = \sigma_h \tan \delta = K_{av}^c \sigma_{av}^c \tan \delta \quad (26)$$

解上述微分方程得

$$\sigma_{av}^c = \frac{\gamma B}{2K_{av}^c \tan \delta} + C \cdot e^{-2K_{av}^c \cdot \tan \delta \cdot \frac{z}{B}} \quad (27)$$

当压力拱外边界存在超载为 q 时, 代入初始条件 $\sigma_{av}^c|_{z=0}=q$ 时, 得到

$$\sigma_{av}^c = \frac{\gamma B}{2K_{av}^c \tan \delta} (1 - e^{-2K_{av}^c \cdot \tan \delta \cdot \frac{z}{B}}) + q \cdot e^{-2K_{av}^c \cdot \tan \delta \cdot \frac{z}{B}} \quad (28)$$

对于具有一定黏聚力的岩土体, 通过图 10 所示平行移轴进行处理,

$$\sigma_{av}^c + c \cot \varphi = \sigma_{av}^c \quad (29)$$

将式(30)代入式(24)得

$$\gamma Bdz = Bd\sigma_{av} + 2K_{av}^c \cdot (\sigma_{av} + c \cot \varphi) \cdot \tan \delta \cdot dz. \quad (30)$$

整理得

$$\frac{d\sigma_{av}}{dz} + \frac{2K_{av}^c \sigma_{av} \tan \delta}{B} = \gamma - \frac{2K_{av}^c c \cot \varphi \tan \delta}{B}. \quad (31)$$

解上述微分方程得

$$\sigma_{av} = q \cdot e^{-2K_{av}^c \tan \delta \cdot \frac{z}{B}} + \frac{\left(1 - e^{-2K_{av}^c \tan \delta \cdot \frac{z}{B}}\right) \cdot (\gamma B - 2K_{av}^c \cdot c \cot \varphi \cdot \tan \delta)}{2K_{av}^c \tan \delta}. \quad (32)$$

其中, 边界条件 $\sigma_{av}|_{z=0}=q$ 与压力拱外边界上覆围岩压力有关, 按照地层初始垂直应力取值。

表 2 所示为拱顶平均垂直应力计算参数。其中, 平均侧压力系数 K_{av} 和调用内摩擦角 δ 分别根据式 (4), (23) 确定。从表 2 可以看出, 拱顶平均侧压力系数 K_{av} 在压力拱内边界和外边界位置处相对较大, 而在拱圈范围内有所减小; 拱顶调用内摩擦角 δ 随着拱顶距离增大而减小, 在压力拱的外边界达到 0。将上述计算参数代入式 (33) 可以得到如图 13 所示的拱顶各微分土条平均垂直应力。从图 13 可知, 通过考虑大主应力拱迹线不完全偏转, 相较于抛物线、线性、圆弧形拱迹线的 17.7%, 25.0%, 28.6% 的最大误差, 采用本文理论计算的结果与数值模拟最大误差进一步缩小为 10.5%, 能够更合理地反映地层不完全成拱状态下上覆围岩压力的计算。总体而言, 通过数值模型计算和理论分析可以得出, 在微风化安山岩地层中弃壳解体, 原则上无需进行加固就可形成自承拱, 其压力拱拱圈内垂直应力下降明显, 内边界从初始的 346 kPa 减小为 113 kPa (理论计算结果) 或 119 kPa (数值模型结果), 相当于初始围压压力的 1/3, 能够有效保证刀盘拆卸后临空面的稳定性。

表 2 拱顶平均垂直应力计算参数

Table 2 Parameters of mean vertical stress of arch vault

距拱顶距离/ m	土条宽度/ m	平均侧压力 系数	调用内摩擦角/ °
5.5	6.0	0.956	0
4.5	5.8	0.895	7.48
3.5	5.6	0.858	11.13
2.5	5.4	0.847	13.59
1.5	5.2	0.861	15.54
0.5	5.0	0.950	17.07

4 结 论

依托青岛盾构地中对接工程, 通过 COMSOL Multiphysics 建立三维数值模型, 确定盾构地中对接过程中压力拱的主拱圈范围, 并通过理论推导主拱圈范围内围岩压力计算方法, 主要得出 4 点结论。

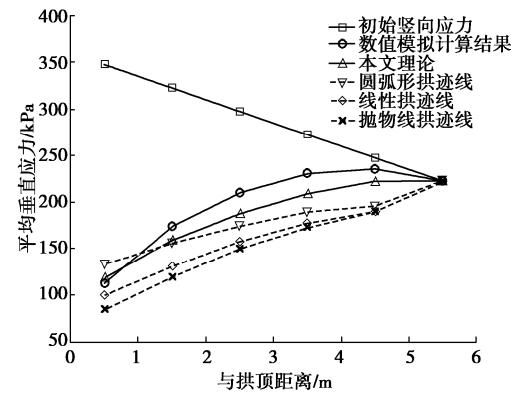


图 13 压力拱间平均垂直应力

Fig. 13 Mean vertical stresses between arches

(1) 由于刀盘厚度相对隧道直径较小, 盾构对接段沿隧道轴向的大主应力未见矢量流线成拱, 沿隧道径向的成拱效应更为显著。

(2) 压力拱外边界位于软硬围岩分界面处, 由于拱顶存在松动区域, 内边界并未与隧道上边沿重合, 而是距离拱顶一定高度, 压力拱两侧边界倾斜向上, 主拱圈总体上呈现为盆状。

(3) 在刀盘拆卸后形成的不完全拱中, 采用既有圆弧、线性、抛物线形拱迹线均高估了最大主应力偏转角度, 相应所得的平均侧压力系数偏大, 计算上覆围岩压力时偏于不安全。并且, 随着距拱顶距离的减小, 调用内摩擦角 δ 逐渐增大; 随着离隧道中心距离的增加, 调用内摩擦角 δ 逐渐增大。

(4) 通过数值模型计算和理论分析得出在微风化安山岩地层中弃壳解体原则下无需进行加固, 其压力拱拱圈内垂直应力下降明显, 拱圈内边界垂直应力相当于初始围压压力的 1/3。

参 考 文 献:

- [1] 石荣剑, 岳丰田, 张勇, 等. 盾构地中对接冻结加固模型试验(I): 冻结过程中地层冻结温度场的分布特征[J]. 岩土力学, 2017, 38(2): 368-376. (SHI Rongjian, YUE Fengtian, ZHANG Yong, et al. Model test on freezing reinforcement for shield junction Part 1: distribution characteristics of temperature field in soil stratum during freezing process[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(2): 368-376. (in Chinese))
- [2] 朱伟, 钱勇进, 王璐, 等. 长距离盾构隧道掘进的主要问题及发展趋势[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2023, 51(1): 138-149. (ZHU Wei, QIAN Yongjin, WANG Lu, et al. Main problems and development trends of long-distance shield tunneling[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2023, 51(1): 138-149. (in Chinese))

- [3] 洪开荣, 杜闯东, 王 坤. 广深港高速铁路狮子洋水下盾构隧道修建技术[J]. 中国工程科学, 2009, 11(7): 53-58. (HONG Kairong, DU Chuangdong, WANG Kun. Shield tunneling technology of Shiziyang subaqueous tunnel of Guangzhou-Shenzhen-Hongkong high-speed railway[J]. Engineering Sciences, 2009, 11(7): 53-58. (in Chinese))
- [4] 傅鹤林, 张加兵, 陈 伟, 等. 深埋圆形毛洞隧道围岩压力拱范围研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2018, 45(7): 117-124. (FU Helin, ZHANG Jiabing, CHEN Wei, et al. Research on pressure arch range of surrounding rock in deep unlined circular tunnel[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2018, 45(7): 117-124. (in Chinese))
- [5] 王家全, 陈家明, 林志南, 等. 基于三角形滑移面的地基松动土压力研究[J]. 岩土力学, 2023, 44(3): 697-707. (WANG Jiaquan, CHEN Jiaming, LIN Zhinan, et al. Study on loose soil pressure based on triangular slip surfaces[J]. Rock and Soil Mechanics, 2023, 44(3): 697-707. (in Chinese))
- [6] 李 奎. 水平层状隧道围岩压力拱理论研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2010. (LI Kui. Pressure Arch Theory Study of Horizontal Bedded Tunnel Surrounding Rock[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2010. (in Chinese))
- [7] KONG X X, LIU Q S, PAN Y C, et al. Stress redistribution and formation of the pressure arch above underground excavation in rock mass[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2021, 25(4): 722-736.
- [8] CHEN R P, LI J, KONG L G, et al. Experimental study on face instability of shield tunnel in sand[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, 33: 12-21.
- [9] 耿 哲, 袁大军, 金大龙, 等. 考虑松动区渐进破坏的隧道松动土压力研究 [J]. 岩土工程学报, 2023, 45(8): 1754-1762. (GENG Zhe, YUAN Dajun, JIN Dalong, et al. Loose earth pressure of tunnels considering progressive failure of loosen zone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2023, 45(8): 1754-1762. (in Chinese))
- [10] 张 宇, 陶连金, 刘 军, 等. 考虑主应力偏转和土拱效应的干砂盾构隧道掌子面极限支护力计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2023, 45(3): 530-540. (ZHANG Yu, TAO Lianjin, LIU Jun, et al. Method for calculating limit support pressure of face of shield tunnels considering principal stress axis rotation and soil arching effects in dry sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2023, 45(3): 530-540. (in Chinese))
- [11] 叶 飞, 樊康佳, 宋 京, 等. 基于不完全拱效应的隧道预处理机制与计算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(6): 1469-1478. (YE Fei, FAN Kangjia, SONG Jing, et al. The pretreatment mechanism of tunnels and its calculation method based on the incomplete arch effect[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(6): 1469-1478. (in Chinese))
- [12] CHEN R P, TANG L J, YIN X S, et al. An improved 3D wedge-prism model for the face stability analysis of the shield tunnel in cohesionless soils[J]. Acta Geotechnica, 2015, 10(5): 683-692.
- [13] 徐长节, 梁禄矩, 陈其志, 等. 考虑松动区内应力分布形式的松动土压力研究 [J]. 岩土力学, 2018, 39(6): 1927-1934. (XU Changjie, LIANG Luju, CHEN Qizhi, et al. Research on loosening earth pressure considering the patterns of stress distribution in loosening zone[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(6): 1927-1934. (in Chinese))
- [14] 崔蓬勃, 朱永全, 刘 勇, 等. 考虑土拱发挥过程的非饱和砂土盾构隧道极限支护力计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(5): 873-881. (CUI Pengbo, ZHU Yongquan, LIU Yong, et al. Calculation of ultimate supporting forces of shield tunnels in unsaturated sandy soils considering soil arching effects[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(5): 873-881. (in Chinese))
- [15] 黄大维, 陈后宏, 徐长节, 等. 联络通道施工盾构机接收对已建盾构隧道影响试验研究[J]. 岩土工程学报, 2024, 46(4): 784-793. (HUANG Dawei, CHEN Houhong, XU Changjie, et al. Experimental study on influences of shield machine reception on existing shield tunnels during construction of connecting channels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2024, 46(4): 784-793. (in Chinese))
- [16] SHI J K, WANG F, ZHANG D M, 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.
- [17] ZHANG H F, ZHANG P, ZHOU W, et al. A new model to predict soil pressure acting on deep burial jacked pipes[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, 60: 183-196.
- [18] 吕伟华, 缪林昌, 王 非. 基于不完全土拱效应的土工格栅加固机制与设计方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(3): 632-639. (LU Weihua, MIAO Linchang, WANG Fei. Mechanism of geogrid reinforcement based on partially developed soil arch effect and design method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(3): 632-639. (in Chinese))