

DOI: 10.11779/CJGE20220684

考虑松动区渐进破坏的隧道松动土压力研究

耿 哲^{1,2}, 袁大军^{1,2}, 金大龙^{*1,2}, 舒计城³, 娄 瑞³

(1. 北京交通大学城市地下工程教育部重点实验室, 北京 100044; 2. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044;

3. 中铁十四局集团大盾构工程有限公司, 江苏 南京 211800)

摘要: 浅埋盾构隧道所受松动土压力与松动区的渐进破坏和土拱效应密切相关, 基于椭球体理论建立了椭圆形松动区模型, 提出了土体损失量与松动区高度之间的关系, 探明了松动区渐进破坏的演化过程和极限状态。考虑土体黏聚力和松弛区椭圆形状, 基于大主应力迹线法给出了滑移面任意倾角下的侧向土压力系数, 推导并验证了隧道拱顶松动土压力的迭代计算方法, 针对极限状态和非极限状态展开参数分析, 研究结果表明: ①拱顶松动土压力随土体内摩擦角和黏聚力的增加而减小; ②随松动区高度的增加, 拱顶松动土压力先急剧减小, 然后逐渐增加, 最终趋于稳定。

关键词: 盾构隧道; 渐进破坏; 松动土压力; 非极限状态

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2023)08-1754-09

作者简介: 耿 哲(1994—), 男, 博士研究生, 主要从事盾构隧道方面的科研工作。E-mail: gz1013307644@163.com。

Loose earth pressure of tunnels considering progressive failure of loosen zone

GENG Zhe^{1,2}, YUAN Dajun^{1,2}, JIN Dalong^{1,2}, SHU Jicheng³, LOU Rui³

(1. Key Laboratory of Urban Underground Engineering, Ministry of Education, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 3. China Railway 14th Bureau Group Shield

Engineering Co., Ltd., Nanjing 211800, China)

Abstract: The loose earth pressure of shallow shield tunnel is closely related to the soil arch effect and the progressive failure of the loosen zone. Based on the ellipsoidal theory, the elliptic loosen zone model is established, and the relationship between the ground loss and the loosen zone height is proposed. The process of progressive failure and the limit state are defined. Considering the soil cohesion and the ellipse shape of the loosen zone, the lateral earth pressure coefficient under arbitrary dip angle of slip surface is obtained by means of the large principal stress trace method. The formula for calculating the loose earth pressure at tunnel top is derived and verified. The parameter analysis is carried out for the limit state and non-limit state, and the research results show that: (1) The loose soil pressure at tunnel top decreases with the increase of the internal friction angle and cohesion. (2) With the increase of the loosen zone height, the loose earth pressure at tunnel top decreases sharply first, then increases gradually, and finally tends to be stable.

Key words: shield tunnel; progressive failure; loose earth pressure; non-limit state

0 引言

盾构隧道在建设过程中, 由于管片衬砌外径小于刀盘开挖直径, 管片衬砌在脱出盾尾后必然存在土体损失, 造成管片衬砌结构上覆地层发生扰动^[1]。在两侧土体的作用下, 松动区内土体的应力向周边转移扩展, 直至达到新的应力平衡, 产生土拱效应, 进而导致隧道上覆土压力远小于全覆土压力^[2-3], 因此, 松动区的渐进破坏和土拱效应对确定隧道拱顶松动土压力至关重要, 准确预测松动土压力是盾构隧道合理设计与安全施工的关键^[4]。

关于土拱效应下松动土压力的研究, 最早是由

Terzaghi 等^[5-6]通过活动门试验证实了土拱效应的存在, 并指出其本质为应力从屈服区域向未屈服区域传递的过程, 基于试验结果提出了松动土压力计算公式, 在此基础上, 国内外学者通过理论计算和室内试验等手段对土拱效应下的松动土压力进行了大量深入研究。

在理论计算方面, 采用极限平衡法针对侧向土压力系数和滑移面形状开展了大量研究。Terzaghi 等^[6]认为隧道拱顶松动区两侧的滑动边界为竖直边界, 松

基金项目: 国家自然科学基金“联合基金项目”(U1834208)

收稿日期: 2022-05-27

*通信作者 (E-mail: jindalong@163.com)

动区内侧向土压力系数为 1.0, 在该假设下提出了松动土压力的计算方法; Handy^[7]和 Harrop-Williams^[8]采用小主应力迹线法, 分别假定小主应力迹线为悬链线型和圆弧形, 推导了侧压力系数的计算公式; 陈若曦等^[9]基于大主应力迹线法假设修正了太沙基松动土压力计算方法; 陈国舟等^[10-11]基于抛物线型滑移面和大主应力迹线法修正了侧向土压力系数; 徐长节等^[12]考虑松动区内应力分布形式, 采用大主应力迹线法对比确定了圆弧形大主应力迹线最为有效; 宫全美等^[13]将椭圆形滑移面等效为倾斜滑移面, 其预测结果较模型试验结果偏大。汪大海等^[14-15]基于主应力旋转, 对隧道上覆松动土压力和不完全拱效应进行了计算分析。

室内试验方面, Iglesia 等^[16-18]通过活动门离心模型试验, 研究了随着活动门位移增加松动土压力的变化规律, 并总结了土拱效应的演化过程; Jacobsz^[19]开展了离心模型试验, 试验表明松动区宽度不会超过活动门宽度; Lee 等^[20]开展离心模型试验, 评估了不同位置垂直和水平土压力的变化情况; Shahin 等^[21]开展室内模型试验研究了平面应变排水条件下, 渗漏对隧道周围土体应力重分布的影响。

上述理论方法大多针对无黏性砂土，并将平均松动土压力作为隧道拱顶所受松动土压力，而现有的模型试验发现水平土条中心线上的松动土压力是竖向压力的最小值，所求平均松动土压力要大于拱顶所受的松动土压力。目前松动土压力计算理论模型均针对极限状态进行建模，如图1所示，该状态下地表已受到很大范围的扰动，而松动区的破坏是一个随地层损失逐渐向地表发展的过程，应将松动区刚延伸至地表时的状态作为极限状态。此外，目前为止，现有理论方法并不能得到室内试验中出现的最小土压力点，鲜见关于松动区高度与地层损失量之间关系的文献。

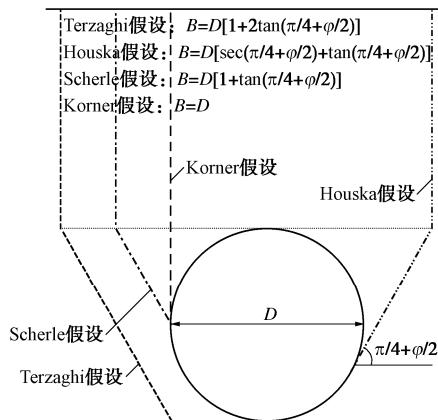


图 1 松动区横向影响范围

Fig. 1 Transverse influence range of loosen zone

针对上述问题,本文在前人研究的基础上,考虑土拱效应,基于椭球体理论建立了椭圆形松动区模型,

探明了松动区渐进破坏的演化过程和极限状态。基于大主应力迹线法给出了任意倾角滑移面的侧向土压力系数,推导了隧道拱顶松动土压力的迭代计算方法,并对比验证了理论模型的有效性和准确性。分别针对极限状态和非极限状态进行了参数分析,得到了松动区高度与拱顶松动土压力的关系曲线,揭示了拱顶松动土压力随松动区渐进破坏的发展规律。

1 松动土压力计算模型

1.1 松动区几何建模

本文采用 Janelid 等^[22]提出的椭球体理论, 假定松动区理论几何模型为椭圆形对松动区土压力进行理论计算。以 xoz 平面为例展开分析, 如图 2 所示。图中上部松动区内装满了土体, 底部开口宽度为 B , 上部松弛区椭圆 N 内砂土在重力作用下不断向下流出填补开挖造成的土体损失, 椭圆 M 与椭圆 N 之间的土体松动膨胀, 椭圆 M 内土体应力重新分布直到静力平衡, 椭圆 M 以外的土体不发生任何变化。其中, 椭圆 N 被称为运动椭圆, 代表土体损失量; 椭圆 M 被称为极限椭圆, 为土体损失后受扰动的土体范围, 即松动区范围。

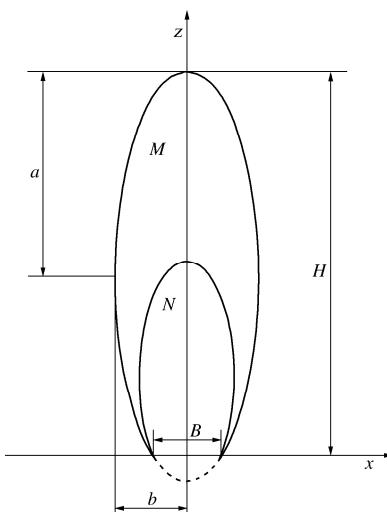


图 2 松动区几何模型

Fig. 2 Geometric model for loosen zone

根据 Janelid 等^[22]提出的椭球体理论, 给定一个椭圆 N 的面积, 有且仅有一个与之相对应的椭圆 M , 即当地层损失量一定时, 地层松动区的尺寸是确定的。椭圆 N 和椭圆 M 的偏心率相同, 偏心率 ε 的计算方程如下:

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a} \quad . \quad (1)$$

式中: a 和 b 分别为椭圆的长半轴和短半轴。Janelid 等^[22]经过大量试验发现, ε 的取值介于 0.90~0.98,

其中 0.92~0.96 最为适用。

建立如图 2 所示的直角坐标系, 极限椭圆的方程可以表示为

$$x^2 = (H - z) \left[(1 - \varepsilon^2)z + \frac{B^2}{4H} \right]。 \quad (2)$$

式中: B 为底部开口的宽度; H 为松动区高度。

松动区极限椭圆 M 的面积 V_1 可以通过积分求得

$$\begin{aligned} V_1 &= 2 \int_0^H \sqrt{(H - z) \left[(1 - \varepsilon^2)z + \frac{B^2}{4H} \right]} dz \\ &= \frac{\pi(aH + B^2/4H)^2}{8a^{3/2}} - \\ &\quad \frac{(aH + B^2/4H)^2}{4a^{3/2}} \arcsin \left(\frac{B^2 - 4aH^2}{B^2 + 4aH^2} \right) - \frac{B^3 - 4aBH^2}{16aH}。 \end{aligned} \quad (3)$$

极限椭圆与运动椭圆的面积关系可用土体膨胀系数 q 表示:

$$V_1 = \frac{q}{q-1} V_m, \quad (4)$$

式中, V_m 为运动椭圆 N 的面积。

随着地层损失量的不断增大, 上部松动区将逐渐破坏, 松动区高度不断增加, 直至延伸到地表。如图 3 所示, 根据重力流动法则, 当松动区高度 $H < a/4$ 时, 松动区形状类似于圆弧拱, 此时松动区高度较低, 松动区形状如图 3 (a) 所示; 当松动区高度 $a/4 < H < a/2$ 时, 松动区高度逐渐变高, 形状逐渐演化成类似“三角形拱”的椭圆上半部分, 如图 3 (b) 所示; 当 $H > a/2$ 时, 松动区不断向地表发展, 形状向整体椭圆演化, 形成类似于“矩形”的松动区, 如图 3 (d) 所示。现有研究大多将矩形拱 ($H > C$, 图 3 (d)) 作为计算松动土压力时的极限状态, 从图 3 (d) 可以看出, 在这种状态下地表已经受到了很大范围的扰动影响。为了准确计算松动土压力, 应将松动区延伸至地表时 ($H = C$, 图 3 (c)) 作为计算拱顶松动土压力的极限状态。

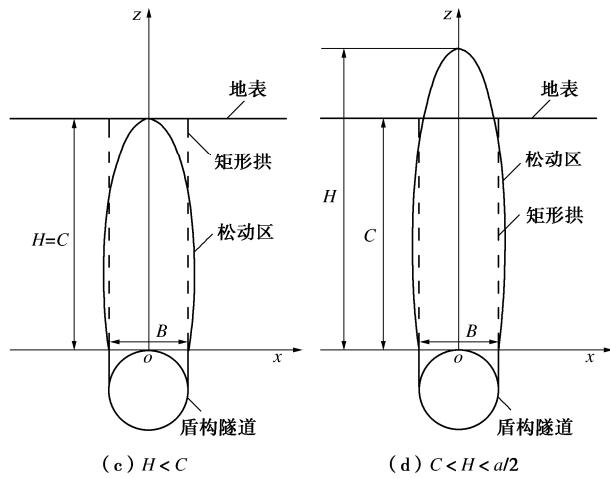
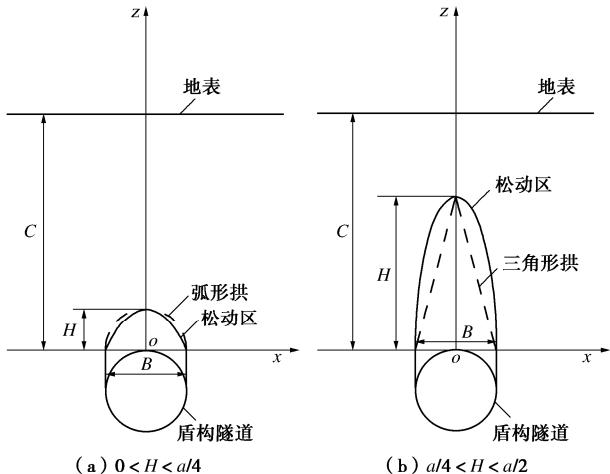


Fig. 3 Evolution of loosen zone

1.2 松动土压力计算

(1) 理论假设

现有的松动土压力计算多采用 Terzaghi 公式、小主应力迹线法或大主应力迹线法。Terzaghi 公式和小主应力迹线法均存在一些问题, 传统的 Terzaghi 松动土压力分析模型假定: 侧向土压力系数依靠经验取值为 1.0, 微分土条上竖向应力分布均匀。小主应力迹线法分析模型假定: 同一微分土条上, 沿滑移面到中心线, 最小主应力逐渐旋转至水平方向, 中心线上竖向应力大于滑移面上竖向应力, 此时 $\sigma_v > \sigma_h$, 侧向土压力系数小于 1.0。现有侧向土压力系数的计算大多针对无黏性砂土地层, 假定滑移面竖直, 但大量活动门试验证实松动区的形状更接近椭圆形。本文采用大主应力迹线法, 考虑土体黏聚力和松驰区椭圆形状, 针对以上两种方法的不足, 作以下假设: ①松动区滑移面处土体内摩擦角充分发挥; ②松动区内土体达到莫尔-库仑极限平衡状态; ③同一水平微分土条的微分单元处于同一莫尔应力圆; ④松动区内土体均匀且各向同性。

(2) 侧向土压力系数

大量实际工程监测数据和室内试验数据表明, 松动区水平微分土条两侧的竖向应力大于中心线上的竖向应力, 根据假定 (3) 可知中心线上侧向应力大于竖向应力, 即 $\sigma_h > \sigma_v$ 。由于松动区中心线处土体不受切应力作用, 所以中心线处土体单元主应力之间的关系为 $\sigma_1 = \sigma_h > \sigma_v = \sigma_3$, 因此可以判定在同一微分土条上, 土体的最大主应力从两侧滑移面到中心线不断旋转, 直到与水平方向平行, 如图 4 所示。当滑移面为竖直滑移面时, A 点处的正应力即为水平应力方向, 最大主应力与水平方向的夹角 $\theta = \pi/4 + \varphi/2$, 所以从滑移面至中心线, 最大主应力与水平方向夹角的大小分布为 $0^\circ \sim \pi/4 + \varphi/2$ 。若采用小主应力迹线法, 认为隧道

中心线位置的土体单元 $\sigma_1 = \sigma_v > \sigma_h = \sigma_3$, 从滑移面至中心线最大主应力与水平方向夹角的大小分布为 $\pi/4 + \varphi/2 \sim \pi/2$, 如图 4 所示。与实际情况不符, 该方法错误评估了主应力的旋转方向, 致使侧向土压力系数偏小。

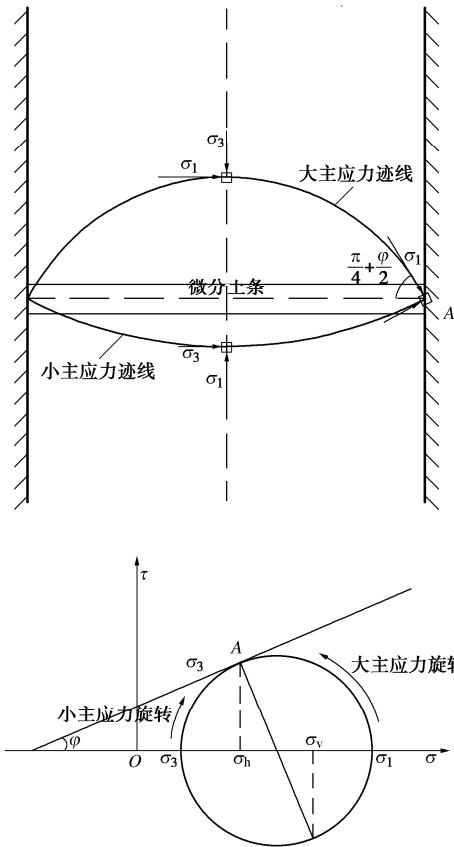


图 4 坚直滑移面下微分土条应力分布

Fig. 4 Stress distribution of differential soil strip under vertical slip plane

大主应力迹线法中, 随着最大主应力的旋转, 坚向应力逐渐减小, 侧向应力逐渐增大。在某一角度时, 侧向应力与坚向应力相等, 即侧向压力系数 K 等于 1.0, 之后坚向应力继续减小至 σ_3 , 侧向应力继续增大至 σ_1 , 此时侧向土压力系数为 $K_p = \sigma_1 / \sigma_3$ 。

图 5 为任意倾角滑移面下微分土条的应力分布, 滑移面处土体单元的正应力为 σ_n , 切应力为 τ_n , 滑移面与水平面的夹角为 α , σ_n 与水平面夹角为 $\beta = \pi/2 - \alpha$, σ_1 与水平面夹角为 $\theta = \alpha + \varphi/2 - \pi/4$ 。

根据以上角度关系, 当 α 等于 $3\pi/4 - \varphi/2$ 时, $\theta = 90^\circ$, 侧向应力达到最小值, 即 $\sigma_h = \sigma_3$; 当 α 等于 90° 时, 滑移面为坚直面, $\beta = 0^\circ$, 即 $\sigma_h = \sigma_n$; 当 $\alpha = \pi/4 - \varphi/2$ 时, $\theta = 0^\circ$, 侧向应力达到最大值, 即 $\sigma_h = \sigma_1$, 因此 α 的变化范围为 $\pi/4 - \varphi/2 \sim 3\pi/4 - \varphi/2$ 。由莫尔圆关系可以计算侧向土压力系数 K :

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = K \quad , \quad (5)$$

$$R = \frac{\sigma_h - \sigma_v}{2 \cos 2\theta} = \frac{\sigma_h - \sigma_v}{2 \sin(2\alpha + \varphi)} \quad , \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} - R \sin \varphi \\ &= \frac{\sigma_v}{2} \left(1 + K - \frac{(K-1) \sin \varphi}{\sin(2\alpha + \varphi)} \right) \quad , \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \tau_n &= R \cos \varphi \\ &= \frac{\sigma_v (K-1) \cos \varphi}{2 \sin(2\alpha + \varphi)} \quad . \end{aligned} \quad (8)$$

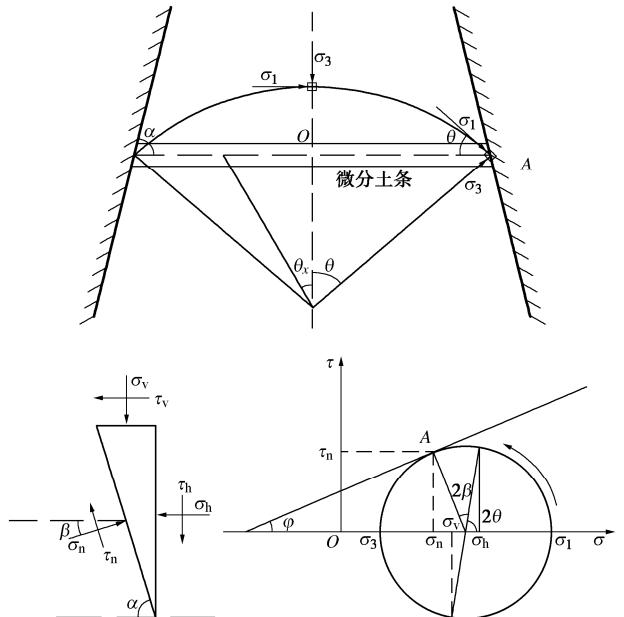


图 5 任意倾角滑移面下微分土条应力分布

Fig. 5 Stress distribution of differential soil strip under arbitrary dip slip plane

由于土体达到极限破坏状态, 根据莫尔库仑土体抗剪强度 $\tau_n = c + \sigma_n \tan \varphi$, 可以得到

$$\frac{\sigma_v}{2} \left(1 + K - \frac{(K-1) \sin \varphi}{\sin(2\alpha + \varphi)} \right) \tan \varphi + c = \frac{\sigma_v (K-1) \cos \varphi}{2 \sin(2\alpha + \varphi)} \quad . \quad (9)$$

整理可得

$$K = K_1 + \frac{c K_2}{\sigma_v} \quad , \quad (10)$$

$$K_1 = \frac{1 + \sin(2\alpha + \varphi) \sin \varphi}{1 - \sin(2\alpha + \varphi) \sin \varphi} \quad , \quad (11)$$

$$K_2 = \frac{2 \cos \varphi \sin(2\alpha + \varphi)}{1 - \sin(2\alpha + \varphi) \sin \varphi} \quad . \quad (12)$$

由式 (10) ~ (12) 可知, 对于黏性土, 侧向土压力系数是坚向土压力 σ_v 、滑移面与水平面的倾角 α 、土体内摩擦角 φ 以及土体黏聚力 c 的函数。

对于无黏性的砂土地层, 令 $c=0$ 可得

$$K = K_1 = \frac{1 + \sin(2\alpha + \varphi) \sin \varphi}{1 - \sin(2\alpha + \varphi) \sin \varphi} \quad . \quad (13)$$

由式 (13) 可知, 砂土地层滑移面处的侧向压力系数仅与滑移面和水平面的倾角 α 以及土体内摩擦

角 φ 有关, 图 6 为不同滑移面倾角下的侧向土压力系数。由图可知, 侧向土压力系数随滑动面倾角的增大而减小, 且减小速率也逐渐减小。当 $\alpha = 90^\circ$ 时, $K = K_k$, 与 Krynyne 给出的建议值相同:

$$K_k = \frac{\cos^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} \quad . \quad (14)$$

当 $\alpha = \pi/4 - \varphi/2$ 时, K 为最大值, $K = K_p$; 当 $\alpha = 3\pi/4 - \varphi/2$ 时, K 为最小值, $K = K_a$ 。因此, 可以认为以上 3 种取值方法均为本文计算方法的一种特殊情况, 不同倾角下 K 的取值在 K_a 和 K_p 之间, 进而验证了提出的侧向土压力系数计算方法的准确性。

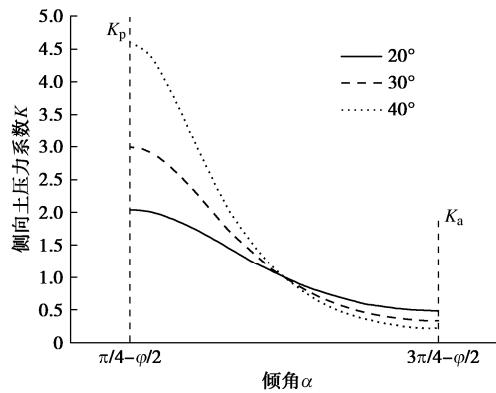


图 6 滑移面倾角 α 与侧向土压力系数 K 的关系曲线

Fig. 6 Relationship between slip plane dip angle α and lateral earth pressure coefficient K

(3) 松动土压力

Terzaghi^[5]假定竖向应力沿水平方向均匀分布, 实际上在隧道中线处的竖向应力要小于滑移面处的竖向应力, 如图 5 所示, 松动区内同一水平微分土条上土体应力状态位于同一莫尔圆。因此, 水平土条上任意微分单元的应力状态可以表示为

$$\sigma_{vx} = \frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} - \frac{(\sigma_h - \sigma_v) \cos 2\theta_x}{2 \cos 2\theta} \quad . \quad (15)$$

对式 (15) 在沿 x 方向积分求作用在水平微分土条上的平均竖向应力:

$$\bar{\sigma}_v = \frac{\sigma_v}{B} \int_{-B/2}^{B/2} \frac{1+K}{2} - \frac{(K-1) \cos 2\theta_x}{2 \cos 2\theta} dx \quad . \quad (16)$$

微分土条中竖向应力的分布由大主应力轨迹线的形状决定, 现有的研究表明圆弧形与实际更为相符, θ_x 和 θ 的关系为

$$\sin \theta_x = \frac{2x}{B} \sin \theta \quad . \quad (17)$$

将式 (16), (17) 联立可得

$$\bar{\sigma}_v = \left(\frac{1 - 2K \sin^2 \theta + 2 \cos 2\theta}{3 \cos 2\theta} \right) \sigma_v$$

$$= K_3 \sigma_v - c K_4 \quad , \quad (18)$$

$$K_3 = \left(\frac{1 - 2K_1 \sin^2 \theta + 2 \cos 2\theta}{3 \cos 2\theta} \right) \quad , \quad (19)$$

$$K_4 = \frac{2K_2 \sin^2 \theta}{3 \cos 2\theta} \quad . \quad (20)$$

水平微分土条两侧的正应力和切应力可以表示为

$$\sigma_n = K_5 \bar{\sigma}_v + c K_6 \quad , \quad (21)$$

$$\tau_n = (K_5 \bar{\sigma}_v + c K_6) \tan \varphi + c \quad , \quad (22)$$

$$K_5 = \frac{1}{2K_3} \left(1 + K_1 - \frac{(K_1 - 1) \sin \varphi}{\sin(2\alpha + \varphi)} \right) \quad , \quad (23)$$

$$K_6 = \frac{K_4}{2K_3} \left(1 + K_1 - \frac{(K_1 - 1) \sin \varphi}{\sin(2\alpha + \varphi)} \right) + \frac{K_2}{2} \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\sin(2\alpha + \varphi)} \right) \quad . \quad (24)$$

如图 7 所示, 将松动区椭圆离散为 n 层水平土条, 在 n 足够大时, 可以认为每个水平土条为梯形, 梯形底部斜角为 α_i , 梯形高度为 h , $h = H/n$ 。

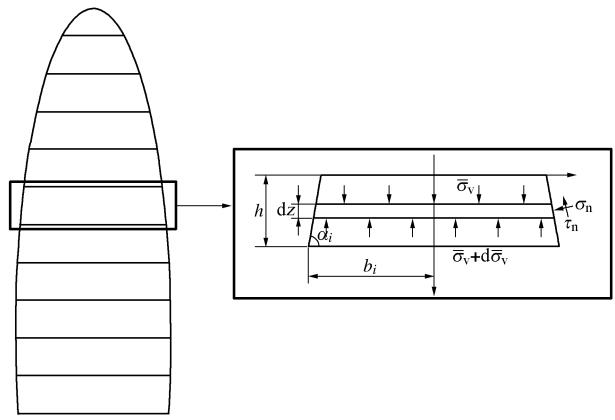


图 7 松动区水平梯形土条应力图

Fig. 7 Stress balance of horizontal trapezoidal soil strip in loosen zone

对第 i 层梯形进行力学分析计算, 在该梯形中, 取任一厚度为 dz 的水平微分土条为研究对象, 以梯形上边界为 x 轴, 建立如图 7 所示的直角坐标系, 根据几何关系, 计算梯形各尺寸:

$$b_z = b_i - (h - z) \cot \alpha_i \quad , \quad (25)$$

$$b_{z+dz} = b_i - (h - z - dz) \cot \alpha_i \quad . \quad (26)$$

水平微分土条受到的竖向作用力包括微分单元的自重 G 、上覆土压力 F_z 、下覆土压力 F_{z+dz} 以及周围土体的作用力 F_σ , F_τ , F_c , 取二阶以上微分小量为 0, 计算得到

$$G = \gamma (b_z + b_{z+dz}) dz = 2\gamma b_z dz \quad , \quad (27)$$

$$F_z = 2b_z \bar{\sigma}_v \quad , \quad (28)$$

$$F_{z+dz} = 2b_{z+dz} (\bar{\sigma}_v + d\bar{\sigma}_v) \quad , \quad (29)$$

$$F_\sigma = 2\sigma_n \cot \alpha_i dz \quad , \quad (30)$$

$$F_\tau = 2\tau_n dz \quad , \quad (31)$$

$$F_c = 2cdz \quad . \quad (32)$$

竖向受力平衡方程为

$$G + F_\sigma + F_z = F_\tau + F_c + F_{z+dz} \quad \text{。} \quad (33)$$

联立式 (33) 可得

$$\begin{aligned} \frac{d\bar{\sigma}_v}{dz} = & \gamma + \frac{K_5 \cot \alpha_i - \cot \alpha_i - K_5 \tan \varphi}{b_z} \bar{\sigma}_v + \\ & \frac{K_6 \cot \alpha_i - K_6 \tan \varphi - 2}{b_z} c \quad , \end{aligned} \quad (34)$$

求解得

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_v = & \frac{\gamma A_1 (b_i - h \cot \alpha_i + z \cot \alpha_i) - c (A_2 \cot \alpha_i - A_1 A_2)}{A_1 \cot \alpha_i - A_1^2} + \\ & C_0 (b_i - h \cot \alpha_i + z \cot \alpha_i)^{A_1 \tan \alpha_i} \quad . \end{aligned} \quad (35)$$

代入初始条件, $z=0$ 时, $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_{v(i-1)}$ 得

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_v = & \frac{\gamma A_1 (z \cot \alpha_i + T_1)}{T_3} + \\ & \left(\bar{\sigma}_{v(i-1)} - \frac{\gamma A_1 T_1}{T_3} \right) \left(\frac{z \cot \alpha_i + T_1}{T_1} \right)^{A_1 \tan \alpha_i} - \\ & \frac{c T_2}{T_3} \left[1 - \left(\frac{z \cot \alpha_i + T_1}{T_1} \right)^{A_1 \tan \alpha_i} \right] \quad . \end{aligned} \quad (36)$$

其中,

$$A_1 = K_5 \cot \alpha_i - \cot \alpha_i - K_5 \tan \varphi \quad , \quad (37)$$

$$A_2 = K_6 \cot \alpha_i - K_6 \tan \varphi - 2 \quad , \quad (38)$$

$$T_1 = b_i - h \cot \alpha_i \quad , \quad (39)$$

$$T_2 = A_2 \cot \alpha_i - A_1 A_2 \quad , \quad (40)$$

$$T_3 = A_1 \cot \alpha_i - A_1^2 \quad . \quad (41)$$

根据式 (36), 令 $z=h$, 可求得第 i 层梯形底部的平均竖向土压力 $\bar{\sigma}_{vi}$ 。基于以上计算, 在确定了上部松弛区高度 H 后, 松动区顶部所受平均松动土压力 $\bar{\sigma}_{vo} = \gamma(C-H) + \sigma_q$, σ_q 为地面超载。通过对松动区进行离散迭代计算, 即可求得隧道顶部的平均松动土压力 $\bar{\sigma}_{vn}$ 。根据上述分析, 隧道拱顶位于土条中心线上, 该位置处的松动土压力为最小主应力 σ_3 , 故拱顶处的松动土压力 σ_{vm} 为

$$\sigma_{vm} = \sigma_3 = \frac{\tau_n (1 - \sin \varphi)}{\sin \varphi \cos \varphi} - \frac{c}{\tan \varphi} \quad . \quad (42)$$

(4) 离散块数优化

将椭圆形松动区离散成 n 层水平梯形土条, 迭代计算求解隧道拱顶土松动土压力。当 n 足够大时, 离散模型将无限逼近椭圆形。由于离散块数会影响计算结果的精度, 因此需要对离散块数进行优化, 在确保收敛精度的同时, 减少迭代次数, 实现拱顶松动土压力 σ_{vm} 相对于离散块数 n 的最优化。图 8 为离散块数与拱顶松动土压力的关系曲线, 从图中可以看出随着离散块数的增多, 竖向土压力逐渐减小并趋于稳定, 当离散块数取值超过 75 时, 拱顶松动土压力的变化值小于 0.1%, 可认为当离散块数 n 为 75 块时最佳。

在计算其他松动区形状的松动土压力时, 在已知

松动区形状的前提下, 将松动区离散成多层水平梯形土条, 采用上述松动土压力迭代计算方法, 即可求得任意松动区形状下隧道拱顶松动土压力。

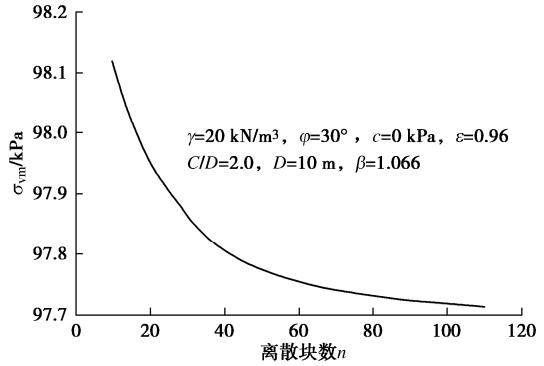


图 8 离散块数与拱顶松动土压力的关系

Fig. 8 Relationship between number of discrete blocks and loose earth pressure at tunnel top

2 模型验证

为了验证本文理论模型的准确性, 将三种理论模型所求归一化松动土压力与两个模型试验进行对比。引入土体损失比 V_r 作为自变量, 描述提出模型与试验结果的对比关系, 土体损失比的计算公式为

$$V_r = \frac{4V_m}{\pi D^2} \quad . \quad (43)$$

2.1 对比试验 1

对比的第一个室内试验是由 Lee 等^[20]开展的离心模型试验。该试验采用密封橡胶袋模拟盾构隧道, 通过从管道中渗漏水的方式模拟地层损失。试验所用的土体材料为饱和砂土, 土体各项参数已在图 9 中标注。由于采用椭球体理论建立松动区模型, 并认为土拱效应充分发挥, 所以当土体损失比小于 0.09% 时, 土体仍处于自稳状态, 与实际存在差异。为了避免上述问题, 模型计算时认为存在一定的初始土体损失比, 仅对归一化松动土压力 $\sigma_{vm}/\gamma D$ 小于 2.0 的部分。

图 9 为理论模型和离心试验的对比。从试验结果可知, 随土体损失比的增加, 隧道拱顶的归一化松动土压力先急剧减小, 而后缓慢增大并最终趋于稳定。相比试验结果, Terzaghi 模型的计算结果不仅变化趋势不符, 稳定后的松动土压力也大于试验结果; Wu 模型^[23]的计算结果随土体损失比的增加持续减小, 无法趋于稳定, 变化趋势与试验结果有显著差别。相比之下, 本文提出的理论模型不仅变化趋势与试验结果十分吻合, 而且计算结果也极为相近。理论计算的稳定归一化松动土压力为 47.2%, 试验测得的稳定归一化松动土压力为 45.9%, 误差仅为 1.3%; 理论计算的最小归一化松动土压力为 33.9%, 试验结果的最小归一化松动土压力为 35.1%, 误差仅为 1.2%。

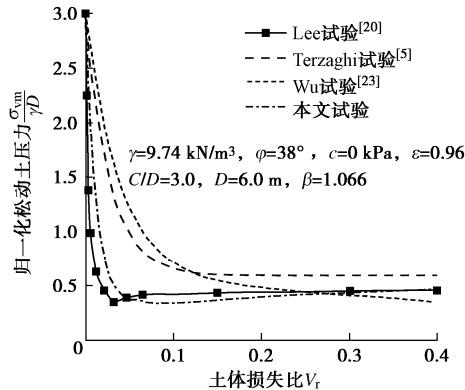


图 9 不同土体损失比下理论计算与模型试验 1 对比

Fig. 9 Comparison between theoretical calculation and model test 1 under different ground loss ratios

2.2 对比试验 2

对比的第二个室内试验是由 Shahin 等^[21]开展的模型试验。该试验采用圆形隧道模型来模拟各种开挖方法, 隧道模型由位于隧道中心 12 段管片组成, 测力元件放置在隧道管片上。将不同直径的铝棒按比例混合堆叠来模拟地层, 其等效参数已在图 10 中标注。

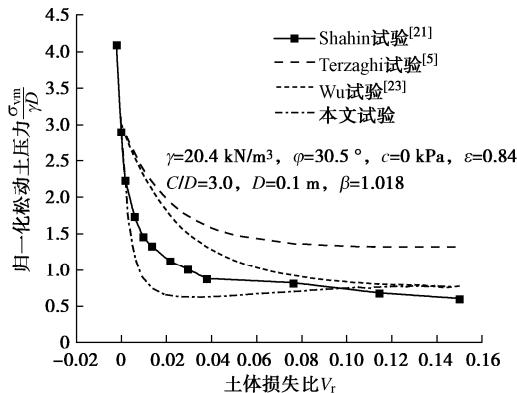


图 10 不同土体损失比下理论计算与模型试验 2 对比

Fig. 10 Comparisons between theoretical calculation and model test 2 under different ground loss ratios

从图 10 中可以看出, 模型试验中, 随土体损失比的增加, 归一化松动土压力不断减小, 减小速度也逐渐变小。Terzaghi 模型和 Wu 模型计算结果均大于试验结果, 本文模型的最小归一化松动土压力略小于试验结果。造成这种现象的原因是由于试验操作使得模型试验存在一定的初始超载, 导致归一化松动土压力的最小值略大。在归一化松动土压力稳定后, 本文模型和 Wu 模型与模型试验结果较为相近。

综上分析, 本文模型与试验结果更为吻合, 验证了本文模型的准确性和优越性, 并且能够得到室内试验中出现的最小土压力点, 可采用该模型对隧道拱顶松动土压力进行关键参数分析。

3 参数分析

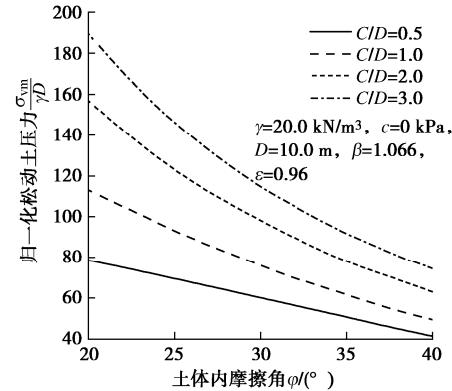
分别针对极限状态和非极限状态开展参数分析,

讨论了极限状态下各关键参数(内摩擦角 φ 、黏聚力 c 、跨覆比 C/D)对拱顶松动土压力 σ_{vn} 的影响, 提出了非极限状态下松动区高度 H 与拱顶松动土压力 σ_{vn} 之间的关系, 分析了松动区渐进破坏的过程, 揭示了拱顶松动土压力随松动区渐进破坏的变化规律。

3.1 极限状态

(1) 土体内摩擦角 φ

图 11 为不同跨覆比 C/D 下土体内摩擦角 φ 与隧道拱顶松动土压力 σ_{vn} 的关系曲线。由图可知, 随着 φ 的增大, σ_{vn} 逐渐减小, 且减小速率也越来越小。 φ 相同的情况下, σ_{vn} 随 C/D 的增大而增大, 且 φ 越大, 增大幅度越小。造成这种现象的原因是随土体内摩擦角的增大, 松动区内土拱效应愈加显著, 周围土体对松动区土体向上的作用力不断增强, 导致拱顶松动土压力逐渐降低。

图 11 土体内摩擦角 φ 与拱顶松动土压力 σ_{vn} 的关系曲线Fig. 11 Relationship between internal friction angle φ and loose earth pressure at tunnel top σ_{vn}

(2) 土体黏聚力 c

图 12 为不同内摩擦角 φ 下土体黏聚力 c 与隧道拱顶松动土压力 σ_{vn} 的关系曲线。由图 12 可知, c 与 σ_{vn} 呈线性负相关, 随着 φ 的增大, σ_{vn} 与 c 的关系曲线逐渐平缓, 曲线斜率不断减小。需要注意的是, 在 c 和 φ 足够大时, σ_{vn} 可减小至 0。分析其原因是周围土体对松动区土体向上的作用力不断增强, 导致拱顶松动土压力不断减小, 直至为 0, 代表土体自稳定性良好, 没有隧道衬砌支护也能达到稳定。

(3) 跨覆比 C/D

图 13 为不同黏聚力 c 下跨覆比 C/D 与隧道拱顶松动土压力 σ_{vn} 的关系曲线。由图 13 可知, C/D 与 σ_{vn} 呈线性正相关, C/D 相同的情况下, 随着 c 的增大, σ_{vn} 越来越小, 但 c 对曲线斜率几乎没有影响。

3.2 非极限状态

(1) 松动区高度 H

图 14 为隧道拱顶松动土压力 σ_{vn} 随松动区高度 H

的演化曲线。从图 14 中可以看出, 随着 H 的增加, σ_{vm} 先急剧减小, 然后逐渐增加, 最终趋于稳定。松动区从开始破坏至达到极限状态的过程中, 出现了活动门试验中观测到的最小土压力点, 该点位于 $0.8D \sim 1.0D$ 之间。最小松动土压力点与土体内摩擦角相关, 土体内摩擦角越大, 松动土压力越小, 最小松动土压力对应的松弛区高度 H 也越小。

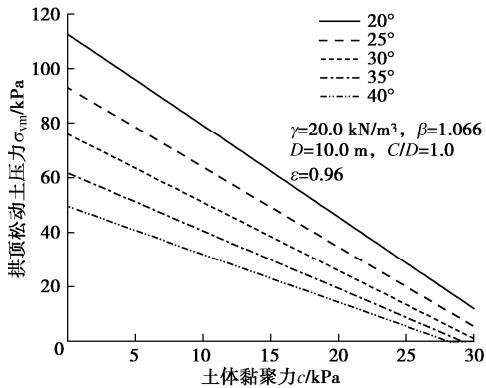


图 12 土体黏聚力 c 与拱顶松动土压力 σ_{vm} 的关系曲线

Fig. 12 Relationship between cohesion c and loose earth pressure at tunnel top σ_{vm}

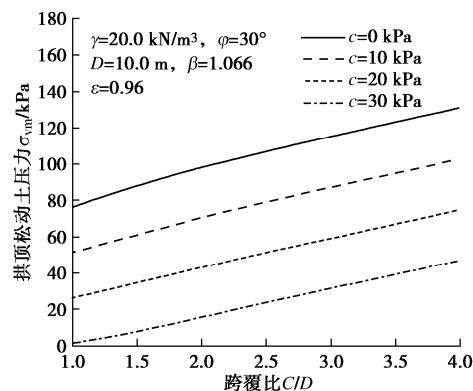


图 13 土跨覆比 C/D 与拱顶松动土压力 σ_{vm} 的关系曲线

Fig. 13 Relationship between cover-to-diameter ratio C/D and loose earth pressure at tunnel top σ_{vm}

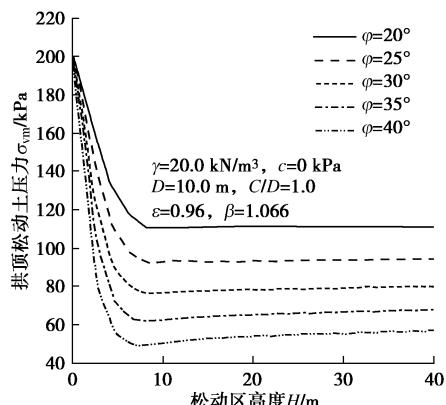


图 14 拱顶松动土压力 σ_{vm} 随松动区高度 H 的演化曲线

Fig. 14 Evolution curves of loose earth pressure at tunnel top σ_{vm} with height of loosen zone

分析其原因是松动区的产生是一个渐进破坏的演化过程, 同时也是土拱形成、发挥和发展的过程。在松弛区高度 H 为 $0.5D \sim 1.0D$ 时, 松动区内土拱效应最为显著, 随着内摩擦角的增大, 松动区土拱效应愈加明显, 周围土体施加的摩阻力越大, 导致拱顶松动土压力越来越小。

4 结 论

基于颗粒流椭球体理论, 提出了一种考虑松动区渐进破坏和土拱效应的浅埋盾构隧道拱顶松动土压力的理论计算方法, 对比验证了所提理论方法的准确性和有效性, 并基于该理论方法对拱顶松动土压力开展深入分析, 得到以下 3 点结论。

(1) 考虑松动区形状和土拱效应, 基于大主应力迹线法推导了任意倾角滑移面下侧向土压力系数的计算公式, 侧向土压力系数随滑动面倾角的增大而减小, 且减小速率也逐渐减小, 不同滑动面倾角下 K 的取值在 K_a 和 K_p 之间。

(2) 针对极限状态开展参数分析, 发现拱顶松动土压力随土体内摩擦角和黏聚力的增加而减小, 当土体内摩擦角和黏聚力足够大时, 土体可以达到自稳, 拱顶松动土压力为 0; 跨覆比与隧道拱顶松动土压力呈线性正相关。

(3) 揭示了拱顶松动土压力随松动区渐进破坏的变化规律。随着松动区高度的增加, 拱顶松动土压力先急剧减小, 然后逐渐增加, 最终趋于稳定, 得到了活动门试验中观测到的最小松动土压力点, 且土体内摩擦角越大, 最小松动土压力越小, 对应的松弛区高度 H 也越小。

参考文献:

- [1] 陈湘生, 徐志豪, 包小华, 等. 中国隧道建设面临的若干挑战与技术突破[J]. 中国公路学报, 2020, 33(12): 1-14. (CHEN Xiangsheng, XU Zhihao, BAO Xiaohua, et al. Challenges and technological breakthroughs in tunnel construction in China[J]. China Journal of Highway and Transport, 2020, 33(12): 1-14. (in Chinese))
- [2] KOYAMA Y, KONISHI S, OKANO N. In-situ measurement and consideration on shield tunnel[J]. Quarterly Report of RTRI, 2001, 42(3): 125-129.
- [3] KOYAMA Y. Present status and technology of shield tunneling method in Japan[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(2/3): 145-159.
- [4] 袁大军, 吴俊, 沈翔, 等. 超高水压越江海长大盾构隧道工程安全[J]. 中国公路学报, 2020, 33(12): 26-45.

- (YUAN Dajun, WU Jun, SHEN Xiang, et al. Engineering safety of cross-river or cross-sea long-distance large-diameter shield tunneling under superhigh water pressure[J]. China Journal of Highway and Transport, 2020, 33(12): 26-45. (in Chinese))
- [5] TERZAGHI K. Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door[C]// Proceedings of First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cambridge, 1936.
- [6] TERZAGHI K, PECK R, MESRI G. Soil Mechanics in Engineering Practice[M]. New York: Hohn Wiley and Sons, Inc, 1948.
- [7] HANDY R L. The arch in soil arching[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(3): 302-318.
- [8] HARROP-WILLIAMS K. Arch in soil arching[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 115(3): 415-419.
- [9] 陈若曦, 朱斌, 陈云敏, 等. 基于主应力轴旋转理论的修正 Terzaghi 松动土压力[J]. 岩土力学, 2010, 31(5): 1402-1406. (CHEN Ruoxi, ZHU Bin, CHEN Yunmin, et al. Modified Terzaghi loozening earth pressure based on theory of main stress axes rotation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(5): 1402-1406. (in Chinese))
- [10] 陈国舟, 周国庆. 考虑土拱效应的滑移面间竖向应力研究[J]. 中国矿业大学学报, 2014, 43(3): 374-379. (CHEN Guozhou, ZHOU Guoqing. Study of vertical stress between slip planes considering soil arching effect[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2014, 43(3): 374-379. (in Chinese))
- [11] 陈国舟, 周国庆. 考虑土拱效应的倾斜滑移面间竖向应力研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(9): 2643-2648. (CHEN Guozhou, ZHOU Guoqing. Study of vertical stress within inclined slip surfaces considering soil arching[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(9): 2643-2648. (in Chinese))
- [12] 徐长节, 梁禄钜, 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))
- [13] 宫全美, 张润来, 周顺华, 等. 基于颗粒椭球体理论的隧道松动土压力计算方法[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(1): 99-105. (GONG Quanmei, ZHANG Runlai, ZHOU Shunhua, et al. Method for calculating loosening earth pressure around tunnels based on ellipsoid theory of particle flows[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(1): 99-105. (in Chinese))
- [14] 汪大海, 贺少辉, 刘夏冰, 等. 基于主应力旋转特征的浅埋隧道上覆土压力计算及不完全拱效应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(6): 1284-1296. (WANG Dahai, HE Shaohui, LIU Xiabing, et al. A modified method for determining the overburden pressure above shallow tunnels considering the distribution of the principal stress rotation and the partially mobilized arching effect[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, 38(6): 1284-1296. (in Chinese))
- [15] 汪大海, 贺少辉, 刘夏冰, 等. 地层渐进成拱对浅埋隧道上覆土压力影响研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(6): 2311-2322. (WANG Dahai, HE Shaohui, LIU Xiabing, et al. Study on the influence of gradual arching of strata on the earth pressure on shallow tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(6): 2311-2322. (in Chinese))
- [16] IGLESIAS G R. Trapdoor Experiments on the Centrifuge, A Study of Arching in Geomaterials and Similitude in Geotechnical Models[D]. Boston: Dept of Civil Engineering, MIT, 1991.
- [17] IGLESIAS G R, EINSTEIN H H, WHITMAN R V. Validation of centrifuge model scaling for soil systems via trapdoor tests[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(11): 1075-1089.
- [18] IGLESIAS G R, EINSTEIN H H, WHITMAN R V. Investigation of soil arching with centrifuge tests[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140(2): 04013005.
- [19] JACOBSZ S. Trapdoor Experiments Studying Cavity Propagation[M]// Proceedings of the First Southern African Geotechnical Conference. Los Angeles: CRC Press, 2016: 159-165.
- [20] LEE C, CHEN H, LIN W, et al. Evolution of Arching Effect during Tunneling in Sandy Soil[M]// Physical Modelling in Geotechnics. New York: Taylor & Francis, 2006.
- [21] SHAHIN H M, NAKAI T, ZHANG F, et al. Model tests and numerical simulations on shallow circular tunneling-Ground movement and earth pressure due to circular tunneling[C]// Proc. of the 6th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Shanghai, China. 2008: 709-715.
- [22] JANELID I, KVAPIL R. Sublevel caving[C]// International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Pergamon, 1966, 3(2): 129-132.
- [23] WU J, LIAO S M, LIU M B. An analytical solution for the arching effect induced by ground loss of tunneling in sand[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, 83: 175-186.