

DOI: 10.16285/j.rsm.2022.0582

基于三角形滑移面的地基松动土压力研究

王家全^{1,2}, 陈家明^{1,2}, 林志南^{1,2}, 唐毅^{1,2}

(1. 广西科技大学 土木建筑工程学院, 广西 柳州 545006; 2. 广西壮族自治区岩土灾变与生态治理工程研究中心, 广西 柳州 545006)

摘 要: 由岩溶塌陷、隧道开挖等方面引起的土体变形往往会对基础建设和基础结构等造成不均匀沉降、地面塌陷及开裂等危害, 确定土体结构顶部松动土压力的分布情况并准确地分析土体变形与土拱效应间关系显得尤为重要。为了揭示土体变形和沉降对结构顶部松动土压力的变化规律, 进行了一系列不同 H/B 的活动门试验 (H 为地基高度, B 为活动门宽度)。基于试验结果, 提出以三角形作为力学模型分析不同滑移面时松动土压力的数学模型, 考虑了滑移面角度与土体变形及主应力偏转三者之间的关系, 分析了滑移面内任意水平微分土条的主应力偏转情况并建立受力平衡微分方程, 根据不同滑移面形态下的边界条件求解松动土压力理论公式, 与已有试验结果对比验证了理论公式的合理性。通过对滑移面角度、侧向土压力系数和内摩擦角等主要参数进行分析, 结果表明: 在较小相对位移下 ($1\% \sim 3\%$) 土体应力迅速发生转移和重分布, 初始滑移面角度略小于 $\pi/4 + \varphi/2$ (φ 为内摩擦角), 随着 H/B 增大土体应力比缓慢增长最终趋于稳定; 地基内封闭三角形滑移面的松动土压力与相对位移及内摩擦角相关; 内摩擦角的增加使得土拱效应得到充分发挥, 加强了应力转移, 降低了土拱应力比; 内摩擦角的增大减小了水平向应力分量, 从而降低了侧向土压力系数。

关 键 词: 松动土压力; 土拱效应; 三角形滑移面; 应力偏转

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2023) 03-0697-11

Study on loose soil pressure based on triangular slip surfaces

WANG Jia-quan^{1,2}, CHEN Jia-ming^{1,2}, LIN Zhi-nan^{1,2}, TANG Yi^{1,2}

(1. College of Civil and Architectural Engineering, Guangxi University of Science and Technology, Liuzhou, Guangxi 545006, China;

2. Guangxi Zhuang Autonomous Region Engineering Research Center of Geotechnical Disaster and Ecological Control, Liuzhou, Guangxi 545006, China)

Abstract: Soil deformation caused by karst collapse and tunnel excavation often causes uneven settlement, ground collapse and cracking of foundation construction and foundation structure. Development of approaches to determine the distribution of loose earth pressure at the top of soil structure and analyze the relationship between soil deformation and soil arching effect accurately is of much importance. A series of classical trapdoor tests with different H/B ratios were conducted to reveal the variation law of soil deformation and settlement on the loose earth pressure at the top of the structure. Based on the test results, a mathematical model is proposed to analyze the loose earth pressure with triangle as the mechanical model under different slip surfaces. The relationship among the slip surface angle, soil deformation and principal stress deflection is considered. The principal stress deflection of any horizontal differential soil layer in the slip surface is analyzed and the stress equilibrium differential equation is established. The theoretical formula of loose earth pressure is solved according to the boundary conditions under different slip surfaces. The rationality of the theoretical formula is verified by comparing with the trapdoor tests results. The main parameters (e.g. slip surface angle, coefficient of lateral earth pressure and internal friction angle) were analyzed. The results reveal that when the displacement-width ratio ($1\% \sim 3\%$) is smaller, the stress rapidly transfers and redistributes, and the angle of initial slip surface is slightly smaller than $\pi/4 + \varphi/2$. With the increase of H/B , the vertical stress increases slowly and finally tends to be stable; loose earth pressure of closed triangular slip surface in foundation is related to the displacement-width ratio and internal friction angle; the increase of internal friction angle makes full use of soil arching effect, strengthens stress transfer and reduces vertical stress; the increase of internal friction angle brings a remarkable reduction in the horizontal stress component, thereby reducing the lateral earth pressure coefficient.

Keywords: loosening earth pressure; soil arching effect; triangular slip surfaces; principal stress rotation

收稿日期: 2022-04-22

录用日期: 2022-08-13

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No.41962017); 广西自然科学基金重点项目 (No.2022GXNSFDA035081); 广西高等学校高水平创新团队及卓越学者计划项目 (桂教人才[2020]6 号); 广西研究生教育创新计划项目 (No.YCSW2021310)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (41962017), the Natural Science Foundation of Guangxi Province of China (2022GXNSFDA035081), the High Level Innovation Team and Outstanding Scholars Program of Guangxi Institutions of Higher Learning of China ([2020]6), and the Innovation Project of Guangxi Graduate Education (YCSW2021310).

第一作者简介: 王家全, 男, 1981 年生, 博士, 教授, 主要从事加筋土结构、地基基础工程、土木工程灾害防治等方面的研究。E-mail: wjquan1999@163.com

通讯作者: 林志南, 男, 1987 年生, 博士, 讲师, 主要从事岩土工程方面的研究工作。E-mail: zhinan_lin@gxust.edu.cn

1 引言

随着基础设施如交通建设、水利工程等工程设施的快速发展,由岩溶塌陷^[1]、隧道开挖等方面引起的土体变形往往会对各类工程的基础建设和基础结构造成严重影响和破坏,其破坏由内向外进行扩张,进而引发土体不均匀沉降、地面塌陷及开裂等危害。在这个过程中,土体达到极限抗剪强度并产生滑移面,同时伴随着土体应力的转移和重分布,称之为土拱效应,土体的不均匀沉降程度对土拱效应的发挥具有很大关系。因此,如何准确分析土体变形与土拱效应的关系及确定结构顶部松动土压力的分布情况,对基础工程建设、基础结构使用等方面有着重要意义。

Terzaghi^[2]通过活动门试验研究并观察土拱效应,其本质是土体发生相对位移时通过摩擦力将土压力进行转移而引发应力重分布的现象,同时针对活动门上方覆土应力的求解给出了具体的计算公式,推动土拱效应在各类岩土工程中得到了广泛的研究及应用^[3-6]。在此基础上,不少学者结合理论计算和模型试验,针对活动门顶部松动土压力的计算进行了研究和改进。

力学模型的选取对理论分析和计算尤为重要。黎春林^[7]基于竖直滑移面针对盾构隧道施工中出现的不完全土拱效应现象进行研究,通过主应力偏转角对侧向土压力系数进行修正并计算了隧道拱顶的松动土压力。赖丰文^[8]和朱孟龙^[9]等在此基础上以塔型滑移面为力学模型,基于不完全土拱效应建立了浅层结构在不同深度处应力偏转角和土体相对位移的关系,并在此基础上优化了结构顶部松动土压力计算方法。Shukla^[6]、吕伟华^[10]等则认为浅层结构中盆形滑移面更接近实际的土体滑移形态,并基于此研究了结构顶部松动土压力。与之相反,李瑞林等^[11]则基于深层结构在考虑不完全土拱效应的情况下采用盆形滑移面力学模型计算松动土压力。但是上述方法并没有考虑滑移面角度与主应力偏转角之间的联系,并且滑移面的形态并不是固定不变的,其随着相对位移的增加而不断发生变化。

芮瑞等^[12-14]先后通过模型试验及数值模拟对土拱演化形态进行研究,发现相对位移较小时,滑移面以初始三角形呈现,土体随着相对位移持续增加,滑移面共有 3 种不同形态,其采用同心椭圆模型作为力学模型进行理论分析,并假设拱内土体受力均匀。Liang 等^[15]以三角形滑移面为力学模型进行松动土压力的计算,分别推导出不同滑移面形态下松

动土压力的理论公式,对最小土拱应力比及稳定土拱应力比进行分析。汪大海^[16]、雷华阳^[17]等分别以隧道结构及顶管施工为背景,通过分析渐进成拱的过程来反映不同阶段的力学机制。

综上所述,诸多学者针对不同的滑移面类型得到不同观点,且大多认为滑移面处土体没有达到极限状态。鉴于此,本文进行不同高宽比的活动门试验,分析不同深度下土拱效应与土体相对位移的关系,考虑滑移面夹角与土体特性及相对位移之间的联系,以三角形滑移面作为力学模型,基于大主应力旋转建立微分土层的受力平衡微分方程,推导不同滑移面下活动门顶部松动土压力的计算公式。通过与现有学者的理论研究及试验数据进行对比,验证其合理性,并在此基础上分析侧向土压力、土体内摩擦角及相对变形等相关参数。

2 活动门模型试验

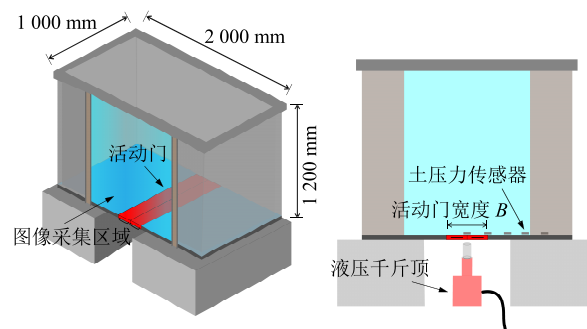
2.1 试验装置

本次试验装置由两部分组成,模型装置和数据采集设备。

(1) 模型装置。模型试验采用长、宽、高分别为 2 000、1 000、1 200 mm 的模型箱,如图 1 所示,其三面为 6 mm 厚的钢板,为减小模型箱内部壁面



(a) 模型装置现场图



(b) 活动门示意图

图 1 活动门试验装置

Fig.1 Test device of movable door

与土体的摩擦力, 经过电动打磨光滑后进行上漆保护, 并在外侧焊接角钢用以加固, 正面中间为一块宽度为 100 mm、厚度为 12 mm 的钢化玻璃, 用于试验过程中对土体变形的可视化观察, 通过其表面上固定的 4 个标记点形成一个高度为 1 150 mm、宽度为 850 mm 的分析区域, 便于后期对图像进行变形分析; 活动门边缘距模型箱边界距离为 850 mm, 大于活动门宽度两倍以上, 可有效降低边界对试验结果的影响^[15, 18-19]。模型箱底部设计有 6 块厚度为 28 mm 的锰钢板作为活动门, 其宽度均为 150 mm, 不同的土洞宽度和土洞位置根据试验工况进行拼接而成, 通过 4 台并联液压千斤顶实现活动板升降。

(2) 数据采集设备。本文试验的数据采集设备主要分为动态数据采集系统及 PhotoInfor 数字图像分析系统^[20]。动态数据采集系统连接埋设于土体内部的土压力传感器采集土压力数据, 传感器直径为 28 mm、厚度为 10 mm; 数字照相测量系统主要采集试验过程中可视化面板处的砂土颗粒运动场。

2.2 试验材料

模型试验采用砂土的级配曲线如图 2 所示, 砂土的不均匀系数 $C_u = 14$ 、曲率系数 $C_c = 0.15$, 土粒相对密度为 2.67, 最大干密度 $\rho_{\max} = 2.116 \text{ g/cm}^3$, 最小干密度 $\rho_{\min} = 1.682 \text{ g/cm}^3$, 由直剪试验确定土体内摩擦角 $\varphi = 43^\circ$ 。

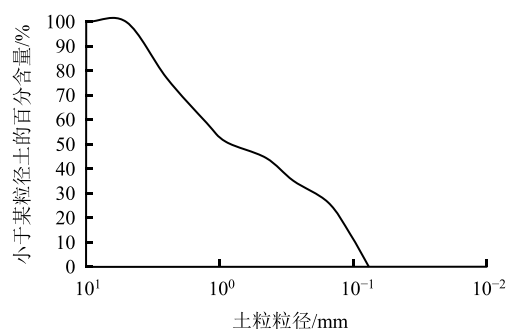


图 2 试验砂土级配曲线
Fig.2 Gradation curve of test sand

2.3 试验方案

在模型箱底部平铺厚度为 20 mm 的砂土, 将土压力传感器由活动门中心位置向外按照 150 mm 的间距布置在模型箱一侧, 用于测量活动门顶部覆土随位移变化下的松动土压力, 随后进行分层填筑, 每层利用电动平板夯进行夯实, 直到达到所需的地基高度 H , 此时地基土体密度达到 $1 778 \text{ kg/m}^3$, 对应的相对密实度为 60%, 这与 Iglesias 等^[21]进行活动门试验的土体相对密实度一致, 填筑完成并静置 1 h

等待土体稳定后进行试验。

本文开展的 3 组试验中活动门宽度 $B = 300 \text{ mm}$, 填土高度分别为 600、750、900 mm, 对应的高宽比 H/B 分别是 2.0、2.5、3.0, 利用高清数码相机采集试验过程中土体的位移情况, 在试验过程中每隔 10 s 采集一次照片, 并采用软件自带的 PostView 后处理模块进行图像信息的计算与分析。

3 试验结果

3.1 滑移面演变

为分析土体变形对滑移面形态演化的影响, 定义相对位移 $\lambda = \Delta\delta/B$, 其中 $\Delta\delta$ 为活动门的竖向位移。不同相对位移下各工况土体的位移云图如图 3~5 所示。从图中可以看出, 活动板下降初期, 3 组工况均呈现对称的初始三角形滑移面, 滑移面处土体达到抗剪极限状态, 此时的相对位移分别为 3.92%、2.61% 和 3.27%, Evans^[22]认为土体的相对位移在 1%~2% 时达到最大拱效应, 即此时活动门顶部土压力的转移达到了最大化。记滑移面与竖直面和水平面的夹角分别为 α 和 α' , 可以发现, 随着相对位移的增加, 夹角 α' 不断增大, 在较大的相对位移下逐渐接近 $\pi/2$, 与此同时, 滑移面的形态也在发生变化, 在土体达到一定变形后, 三角形滑移面顶部出现竖直的贯穿滑移面, 其变形由活动板逐渐下降依次呈现为三角形滑移面、梯形滑移面和竖直滑移面, 且该变形过程和区域均位于活动板上方, 在对比变形分析结果和实际采集图像后, 活动板外的砂土均未发生变形。本文滑移面的演化模式与芮瑞^[12]、Liang^[15]等试验中所得到的结果相类似, 其中芮瑞等^[12]认为, 当高宽比大于 2 时, 滑移面演化为塔形多拱模型, 与其不同的是, 本文滑移面贯穿地表时, 靠近地表的部分呈现为盆形滑移面, 随着土体变形持续增加最终演化为竖直滑移面。

3.2 滑移面角度

图 6 为相对位移与滑移面角度的关系曲线。随着相对位移的增大, 可以看出滑移面夹角 α' 的变化与相对位移存在一定相关性。Liang 等^[15]基于活动门试验得到的试验数据显示初始三角形滑移面夹角 α' 与 $\pi/4 + \varphi/2$ 相近; 芮瑞等^[12]则发现滑移面夹角 α' 均大于 $\pi/4 + \varphi/2$, 而本文中初始三角形滑移面夹角 α' 平均值分别为 59.2° 、 58.1° 和 61.6° 。通过与 Evans^[22]试验数据进行对比可以发现, 随着活动门相对位移的增加, 不同的 H/B 对滑移面形态的发展并无影响, 相对位移小于 10% 时, 两者滑移面角度相重合, 随着相对位移继续增大, 尽管滑移面夹角存在一定差

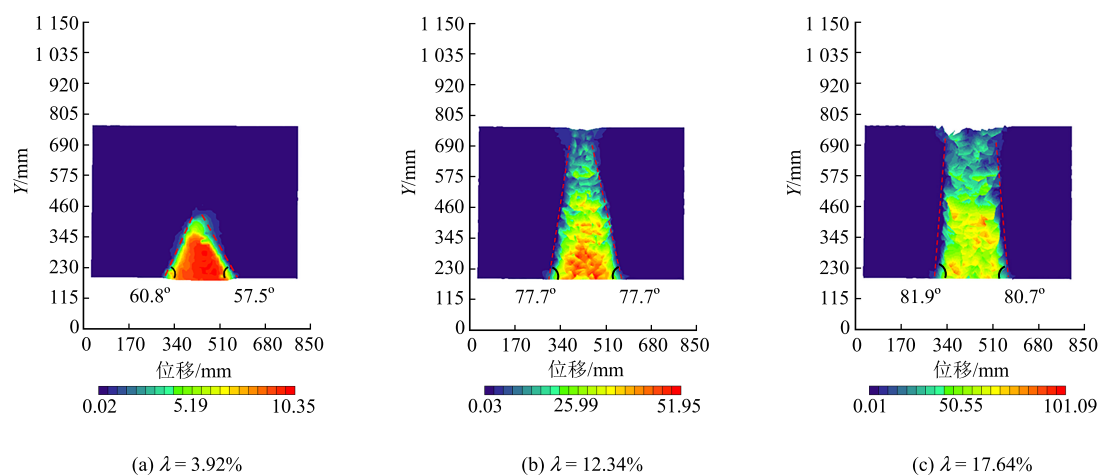


图 3 $H = 600$ mm 时的位移云图
Fig.3 Displacement nephograms when $H = 600$ mm

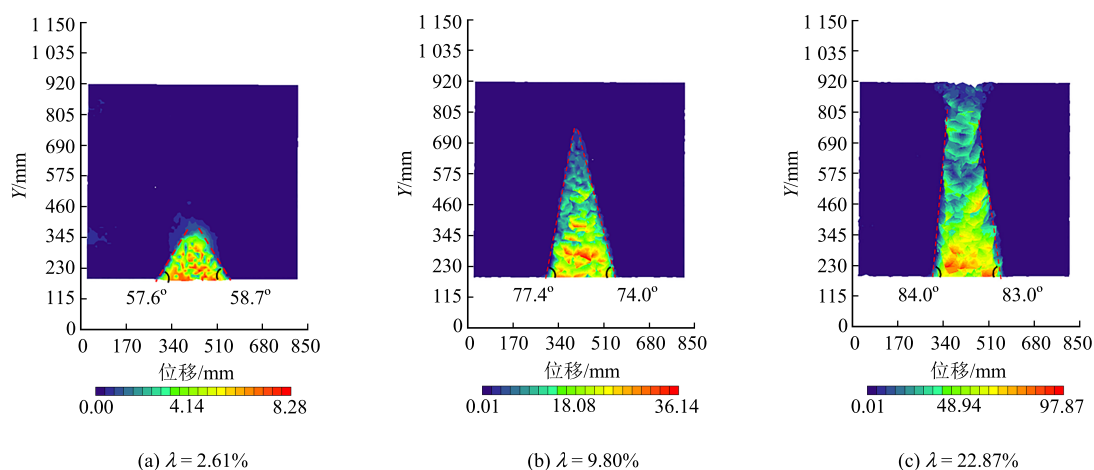


图 4 $H = 750$ mm 时的位移云图
Fig.4 Displacement nephograms when $H = 750$ mm

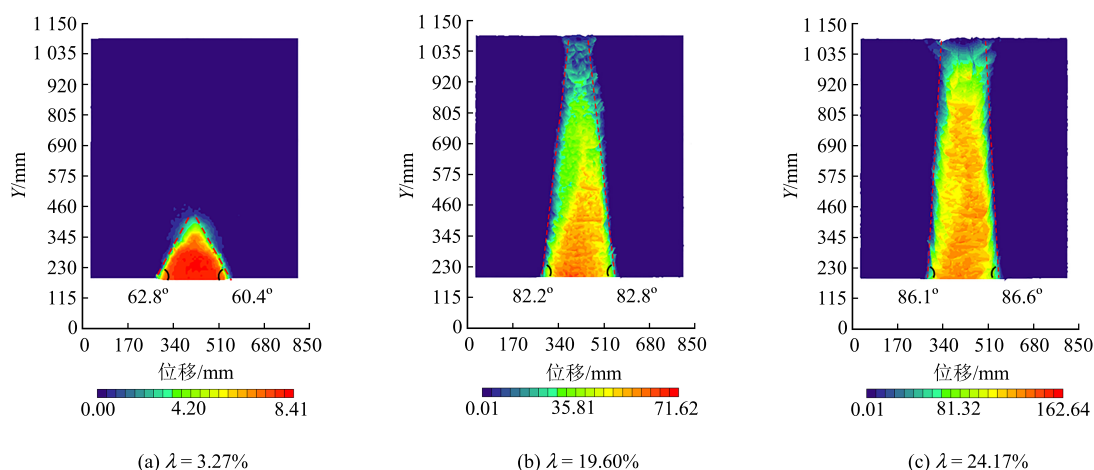


图 5 $H = 900$ mm 时的位移云图
Fig.5 Displacement nephograms when $H = 900$ mm

距, 但发展趋于一致。总的来说, 滑移面角度与土体内摩擦角及相对位移密切相关。

3.3 松动土压力

为分析土拱效应的发挥程度, 定义活动门下降

过程中顶部松动土压力 p 与初始土压力 $p_0 = \gamma H$ 的比值为松动土压力比(γ 为土体的重度)。图 7 为不同高宽比下归一化松动土压力比随相对位移变化曲线。可以看出, 相对位移在 1%左右时, 松动土压

力比下降最为明显,说明相对位移在较小的情况下,土拱效应就已经开始发挥作用,将活动门上方荷载进行转移。值得注意的是,松动土压力比随着相对位移增加而出现小幅度波动。芮瑞等^[12]认为出现这一现象是由于滑移面处土体强力链网络结构的破坏和稳定反复发生导致的,随着相对位移继续增长,土压力比的波动越来越小,这与滑移面类型发展有关。可以发现,当滑移面接近竖直面时,土压力比缓慢增加并趋于平缓,在 $H/B=3$ 的工况最为明显。本文松动土压力比随相对位移增加的发展规律与 Iglesia 等^[21]得出的结果相似,其认为随着相随位移的增加,压力比依次经历 4 个阶段,最终达到稳定状态,即稳定应力比,此时对应的滑移面形态为竖直面。

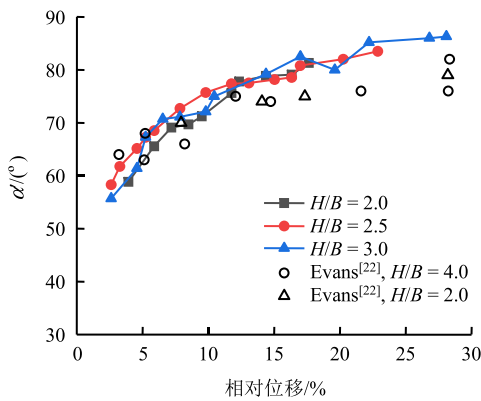


图6 滑移面角度随相对位移发展关系

Fig.6 Relationship between slip surface angle and relative displacement

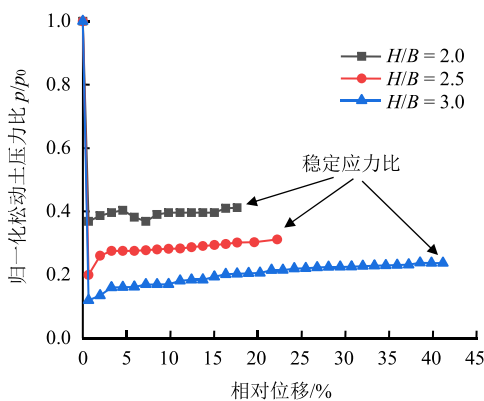


图7 归一化土压力比随相对位移变化关系

Fig.7 Relationship between normalized stress ratio and relative displacement

4 计算模型及应力状态分析

4.1 计算模型

通过上述分析可知,活动门在发生较小的相对

位移时,滑移面呈现三角形,因此,本文将岩溶塌陷或深层开挖等原因引起的地基内部塌陷简化为三角形滑移面计算模型,如图8所示。在滑移面内的松动区土体取厚度为 d_z 的水平微分土条,其深度距离地表为 z 。

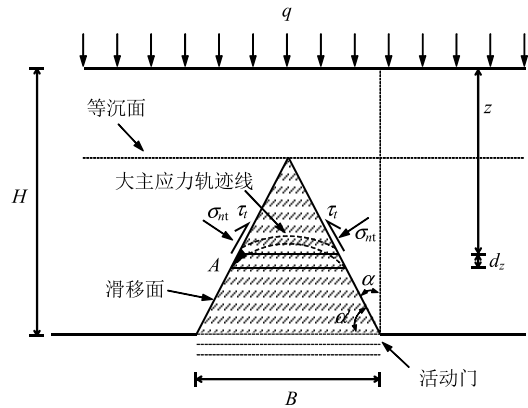


图8 三角形滑移面力学模型

Fig.8 Mechanical model of triangular slip surface

为了便于计算及验证理论的可靠性,对计算模型做出如下假设:

(1) 视地基土体为无黏性土且分布均匀,在松动区内的任意水平微分土体应力状态可由同一应力摩尔圆表示。

(2) 滑移面处土体达到极限屈服状态,遵从摩尔-库仑破坏准则, σ_{nt} 为滑移面处法向应力, τ_t 为滑移面处剪应力,并认为主应力在滑移面内发生应力偏转,并且水平应力大于竖向应力,大主应力偏转的轨迹线采用圆弧形。

(3) 上覆土体无外荷载,随着活动板持续下降,滑移面贯穿地表,此时为梯形滑移面,并最终形成竖直滑移面。

4.2 水平微分土体应力状态分析

取图8中A点进行分析,如图9所示。从图中可知, θ' 和 θ 分别为大主应力 σ_1 、小主应力 σ_3 与水平面的夹角; B_z 为深度 z 处的松动区土体宽度; β 为介于 θ 和竖直面之间与水平面的夹角。通过图9可以看到,主应力偏转角 β 从 θ 到 $\pi/2$ 的变化过程中,水平微分土条竖向应力呈现出由大到小变化,当 β 为 $\pi/2$ 时得到最小值为 σ_3 ,即位于滑移面处(A点)的竖向应力为最大值,位于水平微分土条中部得到最小竖向应力。因此,水平微分土体任意位置处的应力状态可通过主应力偏转角 β 来表示,由图10(a)可得

$$\sigma_v = \sigma_1 \cos^2 \beta + \sigma_3 \sin^2 \beta \quad (1)$$

力 $\bar{\sigma}$ 的比值作为侧向土压力系数 K ：

$$K = \frac{\sigma_{nt}}{\bar{\sigma}} \quad (14)$$

将式 (8)、(13) 代入式 (14)，得

$$K = \frac{3[K_p \cos^2(\theta' + \alpha) + \sin^2(\theta' + \alpha)]}{(K_p - 1)\cos^2\theta + 3} \quad (15)$$

对水平微分土条单元进行受力分析，如图 11 所示。 F 和 $F+dF$ 分别为深度在 z 位置处松动区的微分土层上下表面的平均竖向力， dW 为微分土层单元自重， F_{nt} 和 F_t 分别为微分土层两侧滑移面的法向力和剪切力。

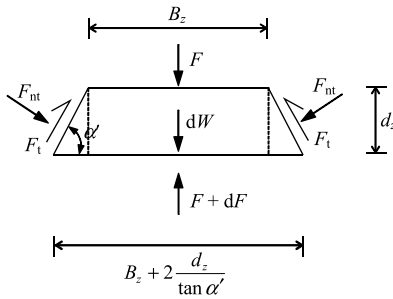


图 11 水平微分土条单元受力分析

Fig.11 Force analysis of horizontal differential soil element

建立水平微分土条单元的平衡关系：

$$dW + 2F_{nt} \cos \alpha' = dF + 2F_t \sin \alpha' \quad (16)$$

其中：

$$\left. \begin{aligned} F_{nt} &= \sigma_{nt} dz \cdot \csc \alpha' \\ F_t &= \tau_t dz \cdot \csc \alpha' \\ F &= \bar{\sigma} B_z \\ dF &= d\bar{\sigma} \cdot B_z + 2\bar{\sigma} dz \cdot \cot \alpha' \\ dW &= \gamma(B_z + dz \cdot \cot \alpha') dz \\ B_z &= B - 2(H - z) \cot \alpha' \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

联立式 (9)、(13) 可得

$$K_1 = \frac{\tau_t / \sigma_3}{\bar{\sigma} / \sigma_3} = \frac{3[K_p \cos^2(\theta' + \alpha) + \sin^2(\theta' + \alpha)] \tan \varphi}{(K_p - 1)\cos^2\theta + 3} \quad (18)$$

将式 (15)、(17) 代入 (16)，忽略高阶项后并整理可得

$$\gamma B_z dz + 2K \bar{\sigma} dz \cdot \cot \alpha' = d\bar{\sigma} \cdot B_z + 2\bar{\sigma} dz \cdot \cot \alpha' + 2K_1 \bar{\sigma} dz \quad (19)$$

将式 (19) 两边同除 dz 可得

$$\frac{d\bar{\sigma}}{dz} = \frac{2[(K-1)\cot \alpha' - K_1]}{B - 2(H-z)\cot \alpha'} \bar{\sigma} + \gamma \quad (20)$$

对式 (20) 进行一阶非齐线性微分求解，可得其通解表达式为

$$\bar{\sigma} = (B - 2H \cot \alpha' + 2z \cot \alpha')^{K_2} \cdot \left[C + \frac{\gamma(B - 2H \cot \alpha' + 2z \cot \alpha')^{1-K_2}}{2 \cot \alpha' (1-K_2)} \right] \quad (21)$$

式中： $K_2 = -\frac{[(1-K)\cot \alpha' + K_1]}{\cot \alpha'} = K - 1 - \frac{K_1}{\cot \alpha'}$ ； C

为积分常数，通过分析滑移面的发展类型，对积分常数 C 进行讨论。当三角形滑移面未贯穿地表时，松动区土体上方覆土自重对松动区土体并无影响，因此，三角形滑移面顶部平均竖向应力为 0，边界条件可表示为

$$\left. \begin{aligned} z &= \lim_{\lambda \rightarrow 1} (H - \lambda B / 2 \tan \alpha') \\ \bar{\sigma} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

将式 (22) 代入式 (21)，整理后可求得

$$C = -\frac{\gamma[B(1-\lambda)]^{1+K_2}}{2 \cot \alpha' (1-K_2)} \quad (23)$$

由于 $2 \cot \alpha' (1-K_2) > 0$ ，由边界条件可解得 $C = 0$ 。此时，地基下封闭三角形滑移面的松动土压力表达式为

$$\bar{\sigma} = \frac{\gamma(B - 2H \cot \alpha' + 2z \cot \alpha')}{2 \cot \alpha' (1-K_2)} \quad (24)$$

令 $z = H$ ，可以得到活动门顶部的平均松动土压力表达式：

$$\bar{\sigma} = \frac{\gamma B}{2 \cot \alpha' (1-K_2)} \quad (25)$$

由式 (25) 可知，当地基下出现封闭的三角形滑移面时，活动门顶面的竖向应力与地基深度无关，与滑移面范围及土体自身强度相关，这与文献 [16-17] 得到的结论相一致。当滑移面接触地表时，由 $z = 0$ ，可知 $\bar{\sigma} = 0$ ，此时 $H = B \tan \alpha' / 2$ ，亦可解得 $C = 0$ 。因此，当 $H \geq B \tan \alpha' / 2$ 时，活动门顶部的平均松动土压力均可由式 (25) 进行求解。

当滑移面贯穿地表后，滑移面为梯形，由几何关系可知， $H < B \tan \alpha' / 2$ ，边界条件为

$$\left. \begin{aligned} z &= 0 \\ \bar{\sigma} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

此时常数 C 为

$$C_1 = -\frac{\gamma(B - 2H \cot \alpha')^{1-K_2}}{2 \cot \alpha' (1 - K_2)} \quad (27)$$

将式 (27) 代入式 (21) 可得滑移面贯穿地表时活动板顶部平均竖向应力表达式为

$$\bar{\sigma} = \frac{\gamma B - \gamma B^{K_2} (B - 2H \cot \alpha')^{1-K_2}}{2 \cot \alpha' (1 - K_2)} \quad (28)$$

当滑移面发展成竖直面时, 此时滑移面转角 $\alpha' = \pi/2$ 时, 代入式 (20) 可得

$$\frac{d\bar{\sigma}}{dz} = \frac{2K_1}{B} \bar{\sigma} + \gamma \quad (29)$$

对式 (29) 进行求解, 可得其通解表达式为

$$\bar{\sigma} = C e^{-\frac{2K_1 z}{B}} + \frac{\gamma B}{2K_1} \quad (30)$$

式中: e 为自然常数。

将式 (26) 代入式 (30), 则有

$$C_2 = -\frac{\gamma B}{2K_1} \quad (31)$$

此时竖直滑移面的土层平均竖向松动土压力表达式为

$$\bar{\sigma} = \frac{\gamma B}{2K_1} \left(1 - e^{-\frac{2K_1 H}{B}} \right) \quad (32)$$

4.4 滑移面应力偏转角的确定

在活动门下降的过程中主应力轴发生偏转, 其大小与土体应力状态及活动门竖向位移密切相关。不少学者通过定义土体的相对位移来建立应力偏转角的求解公式^[7-9, 16-17, 23]。黎春林^[7]最早通过几何关系建立活动板的相对位移与应力偏转角之间的联系, 赖丰文^[8]、朱孟龙^[9]等均采用该公式进行改进偏转角的计算:

$$\theta' = \arcsin \left(\frac{1 - 4\lambda^2}{1 + 4\lambda^2} \right) \quad (33)$$

通过前面已知滑移面角度与主应力偏转角的关系如下:

$$\left. \begin{aligned} \theta' &= \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \alpha \\ \alpha' &= \frac{\pi}{2} - \alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \theta' \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

结合式 (33)、(34) 可知, 应力偏转角 θ' 随着相对位移 λ 的增大, 其大小从 $\pi/2$ 开始减小, 而现有

试验已经验证, 土体在较小的相对位移下形成初始三角形滑移面, 该滑移面中应力偏转角 θ' 为 $\pi/4 - \varphi/2$, 显然该方法针对三角形滑移面应力偏转角的计算并不准确。雷华阳等^[17]在此基础上利用剪胀角对其进行修正, 并针对相对位移的范围做出定义, 认为相对位移大于 0.5 之后, 倾斜滑移面发展成为竖直面, 尽管定义初始滑移面与竖直面的夹角为剪胀角, 但并未针对剪胀角的取值给出建议。汪大海等^[16]结合应力偏转角的旋转范围进行合理修正后得到

$$\left. \begin{aligned} \theta' &= \frac{\arctan \left(\frac{4\lambda}{1 + 4\lambda^2} \right) \varphi}{\pi/4} + \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \\ \alpha' &= \frac{\arctan \left(\frac{4\lambda}{1 + 4\lambda^2} \right) \varphi}{\pi/4} + \frac{\pi}{2} - \varphi \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

其分布如图 12 所示, 从图中可以看出, 该公式可以较好地反映滑移面随相对位移发展的关系。因此, 在本文中采用汪大海的偏转角公式计算应力偏转角。

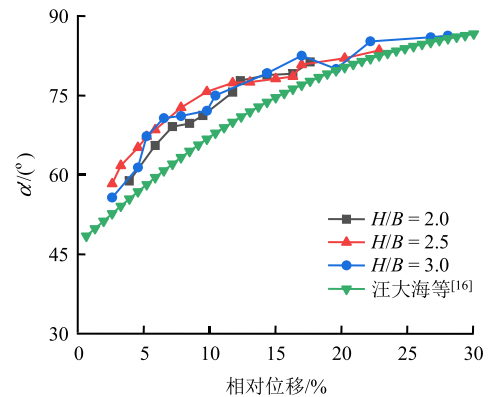


图 12 滑移面角度随变形发展关系公式验证
Fig.12 Validation of formula for relation between angle and deformation of sliding surface

5 模型验证及参数分析

为了验证上述理论公式的合理性及正确性, 将本文基于三角形滑移面的计算公式与已有的计算理论进行对比。主要对土拱应力比 η 、侧向土压力系数 K 及内摩擦角 φ 等进行分析。为了便于比较, 选取竖直滑移面对应的参数进行计算, 具体选用参数如下: $\gamma = 17.78 \text{ kN/m}^3$, $c = 0$, $\varphi = 43^\circ$, $H = 0.75 \text{ m}$, $B = 0.3 \text{ m}$, 此时滑移面处应力偏转角为 $\theta' = \pi/4 + \varphi/2$ 。其中土拱应力比 η 定义为

$$\eta = \frac{\bar{\sigma}}{\gamma H} \quad (36)$$

5.1 土拱应力比验证

为研究滑移面演化现象及松动土压力计算, Liang 等^[15]开展了系列活动门模型试验, 活动门宽度 $B = 0.25 \text{ m}$, $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 31.6^\circ$, 其在稳定状态下得到的不同土拱应力比与本文理论解的对比及本文试验结果与理论解的对比如图 13 所示。从图中可以看出, 尽管理论解与试验结果存在一定偏差, 但随着 H/B 的增大, 两者有较好的一致性。当 H/B 较小时, 理论值与试验结果相比偏小, 这是因为, 在活动门下降的过程中, 土体在内摩擦角作用下发生应力偏转, 而滑移面形成过程中由于土体相对变形小, 土体摩擦力未能完全达到极限状态, 这会导致考虑滑移面土体达到极限屈服状态下的理论值偏小。因此, 在较大埋深下, 滑移面形态由三角形发展到竖直面过程使得土体逐渐屈服并扩大屈服面, 土体在变形过程中可以充分发挥摩擦力作用并达到极限状态。总的来说, 本文的理论方法可以很好地反映处稳定状态下活动门顶部松动土压力的发展规律。

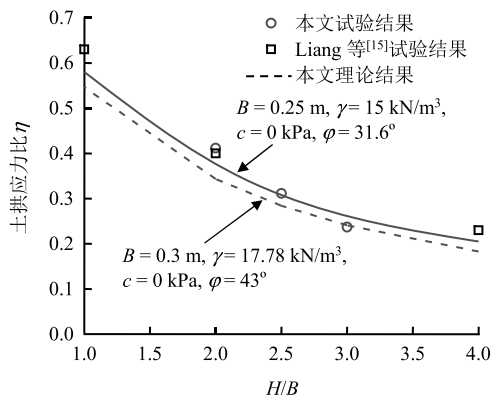


图 13 理论解与试验结果对比

Fig.13 The comparison between theoretical solution and experimental results

5.2 侧向土压力系数对比

图 14 为不同理论方法计算得到的地基侧向土压力系数。自 Terzaghi 提出土拱理论以来, 将侧向土压力系数取为 1.0, 然而目前关于侧向土压力系数的取值, 并没有形成共识, 这是因为, 在不同计算模型下得到的结果具有一定差异。由图 14 比较可知, 赖丰文^[8]、朱孟龙^[9]、Handy^[24]等的侧向土压力系数均小于 1.0, 后者是基于竖直滑移面计算模型, 采用小主应力轨迹线进行分析, 因此其侧向土压力系数偏小; 而赖丰文^[8]、朱孟龙^[9]等均基于塔形滑

移面进行计算, 并考虑不完全土拱效应, 视土体未达到极限抗剪强度, 因此其侧向土压力系数偏小; 陈若曦等^[4]认为无黏性土的侧向土压力系数仅与内摩擦角有关, 当滑移面处土体达到极限状态时, 主应力发生偏转并出现 $\sigma_v < \sigma_h$, 因此, 随着内摩擦角增大, 侧向土压力系数越大; 与之不同的是, 汪大海等^[16]在此基础上, 假设了滑移面处应力偏转角与水平微分土条上的偏转角为线性关系, 因此在稳定状态下的偏转角随着摩擦角增大而增大, 导致水平向应力逐渐减小, 从而其侧向土压力系数由大于 1.0 发展到小于 1.0; 本文的侧向土压力系数与汪大海等的计算结果相近, 不同在于本文设定的微分水平土条受力状态存在区别。

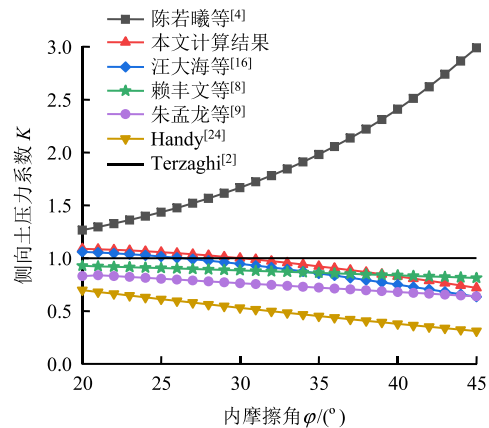


图 14 侧向土压力系数对比

Fig.14 Comparison of lateral earth pressure coefficient

5.3 归一化松动土压力对比

图 15 给出了本文理论方法和朱孟龙^[9]、黎春林^[7]等及 Terzaghi 理论方法^[2]的对比结果。从图中可以看出, 本文方法与其他 3 种方法相比松动土压力沿深度方向的增长趋势一致, 在较小的相对深度时, 平均竖向土压力的增长与自重相同, 随着相对深度增加, 开始出现分化, 与土体自重相比相差较大。其中朱孟龙^[9]等方法所得的结果与土体自重较为接近, 这是因为不完全土拱效应作用使得土体未能更好的进行应力转移和重分布。注意到本文计算结果介于 Terzaghi 法与黎春林等的计算结果之间, 其中 Terzaghi 法的松动土压力变化最为明显, 原因在于其是基于竖直滑移面的力学模型而来的, 忽略了滑移面应力偏转的过程, 而本文基于三角形滑移面, 同时考虑了滑移面应力偏转, 真实反映了滑移面处土体的应力状态, 因此认为本文理论方法较为合理。

5.4 内摩擦角的影响

土体内摩擦角对滑移面形态的演变过程及土拱

效应的发挥程度具有重要影响。图 16 为土体内摩擦角对土拱应力比及侧向土压力系数的影响关系。

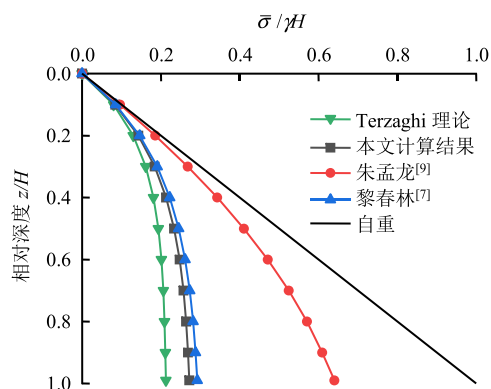


图 15 归一化平均竖向应力沿深度方向分布
Fig.15 Normalized average vertical stress distribution along depth direction

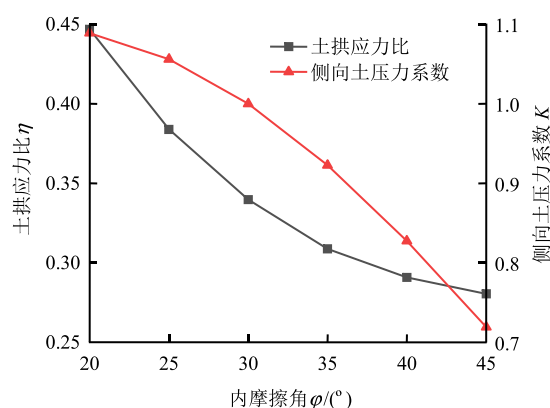


图 16 应力比与侧向土压力系数随内摩擦角变化关系
Fig.16 Relationship between stress ratio and lateral earth pressure coefficient with internal friction angle

从图 16 中可知,土拱应力比随着土体内摩擦角的增大而减小。当内摩擦角较小时,在一定程度上限制了土拱效应的发挥程度。随着内摩擦角增大,初始滑移面与水平面夹角变大,在活动门宽度相等的条件下,从初始滑移面发展到稳定的竖直滑移面则需要更大的相对位移来完成,在这个过程中土拱效应随着滑移面的扩大得到充分发挥,应力转移得到强化,土拱应力比逐渐减小;同时,在稳定状态下的应力偏转角 θ' 逐渐增大,由式 (15) 的定义可知,应力偏转角 θ' 的增大势必会减小滑移面水平向应力分量,从而导致滑移面正应力的减小,因此,内摩擦角越大,侧向土压力系数的计算值越小。

6 结 论

(1) 活动门在较小的相对位移下土体达到极限状态并出现滑移面,滑移面角度略小于 $\pi/4 + \varphi/2$,随着相对位移增大,滑移面高度不断发展,最终贯穿

地表形成竖直滑移面;在较小相对位移下,活动门顶部土压力在土拱效应下迅速发生转移,出现明显下降趋势, $H/B=2$ 时的松动土压力比随着土体渐进式变形呈现波动变化,随着 H/B 增大,土压力比缓慢增长最终达到稳定状态。

(2) 基于三角形滑移面作为力学模型推导出不同滑移面形态下的滑动门顶部松动土压力的理论公式,推导过程中通过联系滑移面角度与主应力偏转角度之间的关系,考虑滑移面发展形态及主应力偏转过程,与已开展的模型试验结果吻合度较好,发现松动土压力与相对变形、内摩擦角及滑移面形态密切相关。

(3) 本文推导的理论公式理论解与已有的模型试验结果能够很好地吻合,验证本文理论公式的合理性;三角形滑移面下的侧向土压力系数与其他现有方法较为接近,在稳定状态下的应力偏转角随着摩擦角增加而增大,导致水平向应力逐渐减小,其侧向土压力系数由大于 1.0 发展到小于 1.0;活动门上方不同深度的松动土压力随着相对深度不断增加,其与土体自重相差越明显,最终趋于平缓稳定。

参 考 文 献

- [1] 贺炜,付宏渊,殷苗苗. 岩溶区路堤下水平加筋体受力分析方法研究[J]. 水文地质工程地质, 2010, 37(6): 33-37, 49.
HE Wei, FU Hong-yuan, YIN Miao-miao. Study on calculating method of horizontally reinforcement beneath embankment constructed in Karst terrain[J]. *Hydrogeology & Engineering Geology*, 2010, 37(6): 33-37, 49.
- [2] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1943: 66-76.
- [3] PARDO G S, SÁEZ E. Experimental and numerical study of arching soil effect in coarse sand[J]. *Computers and Geotechnics*, 2014, 57: 75-84.
- [4] 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 Ruo-xi, ZHU Bin, CHEN Yun-min, et al. Modified Terzaghi loosening earth pressure based on theory of main stress axes rotation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, 31(5): 1402-1406.
- [5] CHEN Y M, CAO W P, CHEN R P. An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2008, 26(2): 164-174.
- [6] SHUKLA S, GAURAV, SIVAKUGAN N. A simplified extension of the conventional theory of arching in soils[J].

- International Journal of Geotechnical Engineering**, 2009, 3(3): 353-359.
- [7] 黎春林. 盾构隧道施工松动土压力计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(9): 1714-1720.
LI Chun-lin. Method for calculating loosening earth pressure during construction of shield tunnels[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2014, 36(9): 1714-1720.
- [8] 赖丰文, 陈福全, 万梁龙. 考虑不完全土拱效应的浅层地基竖向应力计算[J]. 岩土力学, 2018, 39(7): 2546-2554.
LAI Feng-wen, CHEN Fu-quan, WAN Liang-long. Vertical stress calculation of shallow foundations based on partially developed soil arching effect[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2018, 39(7): 2546-2554.
- [9] 朱孟龙, 张庆文, 徐国林, 等. 考虑塔形滑移面的浅埋隧道松动土压力研究[J]. 应用力学学报, 2020, 37(5): 2197-2206, 2333-2334.
ZHU Meng-long, ZHANG Qing-wen, XU Guo-lin et al. Structural optimization of single mode Lamb wave transducer[J]. **Chinese Journal of Applied Mechanics**, 2020, 37(5): 2197-2206, 2333-2334.
- [10] 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.
LÜ Wei-hua, MIAO Lin-chang, 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.
- [11] 李瑞林, 周国庆, 林超, 等. 考虑土拱效应的滑移面间非极限状态土压力解答[J]. 岩土力学, 2017, 38(11): 3145-3153.
LI Rui-lin, ZHOU Guo-qing, LIN Chao, et al. Solution of earth pressure between slip surfaces under non-limit state considering soil arching effect[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2017, 38(11): 3145-3153.
- [12] 芮瑞, 胡港, 夏元友, 等. 砂填料桩承式路堤宏观土拱形态与演化模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(2): 396-404.
RUI Rui, HU Gang, XIA Yuan-you, et al. Macroscopic soil arch shape and evolution model of sand filling piled embankment[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2014, 33(2): 396-404.
- [13] RUI R, HAN J, VAN EEKELEN S J M, et al. Experimental investigation of soil-arching development in unreinforced and geosynthetic-reinforced pile-supported embankments[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2019, 145(1): 04018103.
- [14] RUI R, YE Y Q, HAN J, et al. Two-dimensional soil arching evolution in geosynthetic-reinforced pile-supported embankments over voids[J]. **Geotextiles and Geomembranes**, 2022, 50(1): 82-98.
- [15] LIANG L, XU C, CHEN Q, et al. Experimental and theoretical investigations on evolution of soil-arching effect in 2D trapdoor problem[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2020, 20(6): 06020007.
- [16] 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 Da-hai, HE Shao-hui, LIU Xia-bing, et al. Studies of the progressive ground arching on the loosening pressure above shallow tunnels[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(6): 2311-2322.
- [17] 雷华阳, 刘旭, 加瑞, 等. 考虑土拱渐进发展的松动土压力研究[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(8): 1434-1442.
LEI Hua-yang, LIU Xu, JIA Rui, et al. Loosening earth pressure considering progressive development of soil arching[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2021, 43(8): 1434-1442.
- [18] HAN J, WANG F, AL-NADDAF M, et al. Progressive development of two-dimensional soil arching with displacement[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2017, 17(12): 04017112.
- [19] WU Y, ZHAO Y, GONG Q, et al. Alternant active and passive trapdoor problem: from experimental investigation to mathematical modeling[J]. **Acta Geotechnica**, 2021: 1-24.
- [20] 王家全, 祁航翔, 林志南, 等. 基于数字图像分析的土工合成材料加筋砂土拉拔试验研究[J]. 岩土力学, 2022, 43(12): 3259-3269.
WANG Jia-quan, QI Hang-xiang, LIN Zhi-nan, et al. Study on pullout test of geosynthetic reinforced sand based on digital image analysis[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2022, 43(12): 3259-3269.
- [21] IGLESIA 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.
- [22] EVANS C H. An examination of arching in granular soils[D]. Massachusetts: Massachusetts Institute of Technology, 1983.
- [23] 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 Chang-jie, LIANG Lu-ju, CHEN Qi-zhi, 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.
- [24] HANDY R L. The arch in soil arching[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1985, 111(3): 302-318.