

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2026.002



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



近接既有隧道基坑土压力极限分析上限法

张军¹, 骆思远¹, 张育齐²

(1. 长沙理工大学土木与环境工程学院, 长沙 410114; 2. 浙江浙交检测技术有限公司, 杭州 311100)

摘要:为研究既有隧道对近接基坑侧向土体破坏机制及土压力的影响,根据极限分析上限法基本原理假定土体破坏机制,建立土压力计算方法,推导主动土压力系数表达式,并采用 MATLAB 软件建立数学模型,对理论公式进行参数分析,然后采用 ABAQUS 软件建立平面应变模型,模拟近接隧道的基坑外侧土体破坏机制,最后结合工程实例,将土压力理论值与实测值对比,以验证理论的可行性。结果表明,近接隧道基坑外侧土体主动土压力随基坑与隧道相对位置关系及隧道半径变化,其中竖直距离对主动土压力影响最大,水平距离次之,隧道半径最小;土体塑性破坏区的面积影响土压力大小,隧道一定程度上减缓基坑后土体位移传递,使位移主要集中在隧道与基坑之间的区域,墙后的土压力沿深度先升高后降低。

关键词:近接隧道;基坑;主动土压力;极限分析上限法;数值模拟

中图分类号:TU432 **文献标志码:**A **文章编号:**2096-6717(XXXX)XX-0001-11

Upper bound limit analysis of soil pressure in foundation pits adjacent to existing tunnels

ZHANG Jun¹, LUO Siyuan¹, ZHANG Yuqi²

(1. School of Civil and Environmental Engineering, Changsha University of Science and Technology, Changsha 410114, P. R. China; 2. Zhejiang Zhejiao Testing Company Limited, Hangzhou 311100, P. R. China)

Abstract: To investigate the effects of existing tunnels on the lateral soil failure mechanism and earth pressure of adjacent foundation pits, this study adopts the following methodology: In accordance with the fundamental principles of the upper bound limit analysis method, the soil failure mechanism is postulated, a computational method for earth pressure is established, and the expression of the active earth pressure coefficient is derived. Subsequently, MATLAB software is utilized to construct a mathematical model, which is employed to conduct parametric analysis on the proposed theoretical formulas, enabling the quantification of how key parameters influence active earth pressure. Thereafter, ABAQUS software is applied to develop a plane strain model, which is used to simulate the failure mechanism of the soil mass outside the foundation pit in the proximity of the tunnel. Finally, by integrating an engineering case study, the theoretical values of earth pressure are compared with the field-measured values, so as to verify the feasibility and rationality of the proposed theory. The research findings demonstrate that the active earth pressure of the soil mass outside the foundation pit adjacent to the tunnel varies with the relative positional relationship between the foundation pit and the tunnel, as well as the

收稿日期:2025-10-15

基金项目:国家自然科学基金(52278395)

作者简介:张军(1967-),女,博士,教授,主要从事地基基础及地下工程研究,E-mail:2559840710@qq.com。

Received: 2025-10-15

Foundation item: National Natural Science Foundation of China (No.52278395)

Author brief: ZHANG Jun (1967-), PhD, professor, main research interests: foundation and underground engineering, E-mail: 2559840710@qq.com.

tunnel radius. Among these influencing factors, the vertical distance between the foundation pit and the tunnel exerts the most significant impact on the active earth pressure, followed by the horizontal distance, while the tunnel radius has the least influence. Additionally, the area of the soil plastic failure zone affects the magnitude of the earth pressure; the tunnel mitigates the transmission of soil displacement behind the foundation pit to a certain extent, resulting in the displacement being concentrated primarily in the region between the tunnel and the foundation pit. Correspondingly, the earth pressure behind the pit wall increases initially and then decreases along the depth direction.

Keywords: adjacent tunnels; foundation pit; active earth pressure; limit analysis upper-bound method; numerical simulation

随着城市地下空间建设的进一步发展,近接工程之间互相影响逐步成为普遍现象,针对基坑近接既有隧道的问题,余国兆等^[1]通过数值模拟方法研究深基坑施工与紧邻隧道相互影响,发现在基坑深度中点地下连续墙水平位移最大,且影响随着基坑与隧道间距增大而减小。张冬梅等^[2]发现,随着盾构隧道与基坑间距缩短,基坑墙体侧移和支撑轴力先增大后减小。马伟亮等^[3]将隧道简化为作用在 Pasternak 地基上的 Timoshenko 梁,构建基坑卸荷作用下隧道变形的理论计算模型。Chen 等^[4]基于基坑施工实测数据发现,基坑变形与地铁隧道变形有着显著线性关系,可作为临近结构变形的预测方法。Lou 等^[5]采用数值模拟方法探究盾构隧道下穿施工对基坑结构及隧道自身变形与力学特性的影响发现,当隧道下穿既有基坑时,会导致基坑产生不均匀沉降及结构内力增大。

由于近接既有隧道基坑侧向土体可被视为有限土体,基于半无限土体假设的经典土压力理论已难以满足计算要求,目前学者普遍采取有限土体^[6-10]破坏模式进行研究。在有限土体土压力研究中,极限分析上限法的应用日益频繁,并结合多种方法,如有限元法^[11-12]、线性规划^[13-14]、非线性破坏准则^[15-16]、数学规划法^[17]。但目前大部分研究主要针对单一工程问题,对近接工程问题的解决存在一定局限性。针对基坑近接既有隧道问题,笔者基于极限分析上限法基本原理假设土体破坏机制,进一步推导土压力系数及上限解公式。

1 近接既有隧道基坑土压力上限解

1.1 破坏机制假定

运用极限分析上限法计算土压力时,需先假定合理的破坏机制。基于假定的破坏机制可计算土体滑动过程中的内能耗损和外力做功,并根据上限原理建立能量平衡方程,进而求解土压力的上限解。假定的破坏机制与实际土体破坏模式越接近,计算得到的土压力上限值就越接近真实值。

根据所选取的破坏机制不同,滑动土体的范围、滑动块的数量和形状均存在差异。在考虑基坑侧壁一定距离内存在既有圆形隧道的情况时,尤其当隧道结构位于潜在滑动土体范围内,滑动土体的剪切破坏面将无法穿越这一既有结构。假设滑动土体主要集中在基坑侧向和既有隧道之间的区域,且既有隧道结构有效地阻断了土体中的应力传递,故未考虑既有隧道另一侧的土体滑动。为了优化计算流程和精确选取参数,基于传统库仑土体破坏模式并结合既有隧道影响,以既有圆形隧道的圆心为中心,以双三角形破坏机制为基础,建立了图 1 所示的破坏机制。

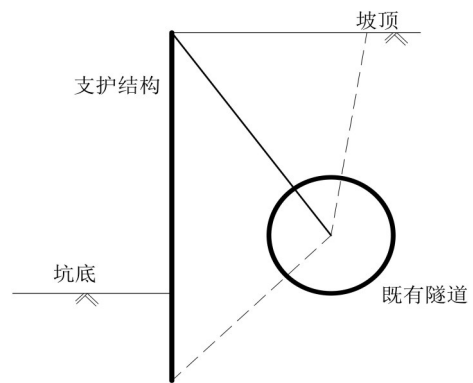


图 1 破坏机制

Fig. 1 Failure mechanism

1.2 土压力系数表达式推导

该破坏机制由两个刚性滑动块组成,用 3 个参数(r 、 d 、 h)描述, r 为隧道半径, d 为隧道与坑壁的相对距离, h 为隧道与坡顶的相对距离。 r 、 d 、 h 以及基坑支护结构深度 H 确定之后, AC 与水平线夹角 α , 坡顶与圆心连线 OC 与垂直方向的夹角 ρ , 机构包括的隧道圆心角 ω 也随之确定。图 2 为主动状态的速度场,图 3 为速度矢量图。

图 2 图 3 中: φ 为土体内摩擦角; V_0 为通过墙体的移动速度; V_1 为滑动块 OAC 移动速度; V_{12} 为通过速度间断面 OC 的移动速度; V_2 为滑动块 OCE 移动速度。

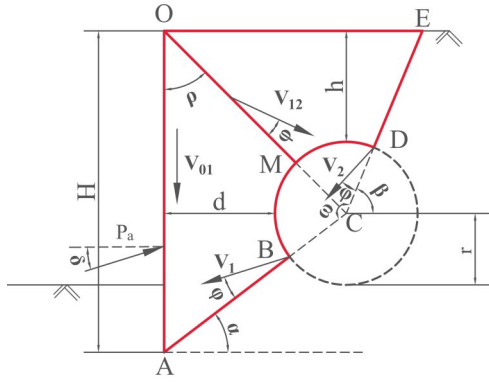


图 2 速度场
Fig. 2 Velocity field

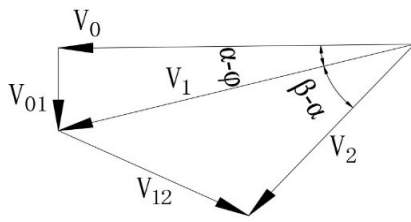


图 3 速度矢量图
Fig. 3 Velocity vector diagram

考虑直接对这两个不规则刚性滑动块进行外力功率和内能耗散的计算过于复杂,假设圆弧区 CBD 同样填充有土体,将破坏机制视为双三角形破坏机制。首先计算两个规则三角形土块重力做功的功率,随后计算假设圆弧区土体重力做功的功率,两者的差值即为考虑范围内的土体重力做功功率。

根据速度矢量图中的角度关系,破坏机制中所有的速度都可以用通过墙的移动速度 V_0 表示。

1.2.1 主动土压力做功功率

主动土压力做功功率分为竖直方向和水平方向的功率。由速度矢量图可以得到

$$V_{01} = V_0 \tan(\alpha - \varphi) \quad (1)$$

则主动土压力 E_a 做功功率为

$$W_{E_a} = -E_a V_0 [\cos \sigma + \sin \sigma \tan(\alpha - \varphi)] \quad (2)$$

式中: E_a 为主动土压力。

1.2.2 土体重力做功功率

任意区域内土体自重做的功率,是该区土体重量与垂直速度分量的简单乘积。刚性滑动块 OAC、OCE 的速度场物理图像都为规则的三角形,如图 4、图 5 所示。

三角形 OAC、OCE 的面积分别为

$$S_{\Delta OAC} = \frac{1}{2} OA \cdot (r + d) \quad (3)$$

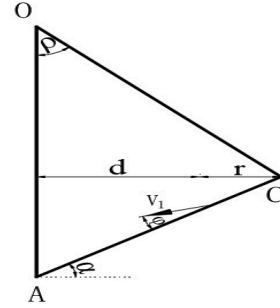


图 4 滑动块 OAC
Fig. 4 Slide block OAC

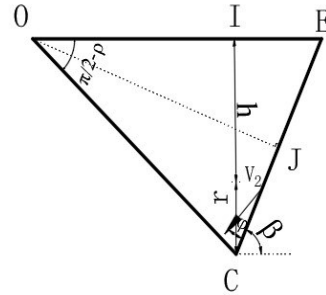


图 5 滑动块 OCE
Fig. 5 Slide block OCE

$$S_{\Delta OCE} = \frac{1}{2} CE \cdot OJ = \frac{(r + h)(r + d) \cos(\beta - \rho)}{2 \sin \beta \sin \rho} \quad (4)$$

则 OAC、OCE 区土体重力做功功率为

$$W_{OAC} = \frac{1}{2} \gamma H V_1 (r + d) \sin(\alpha - \varphi) \quad (5)$$

$$W_{OCE} = \frac{\gamma V_2 (r + h)(r + d) \sin(\beta - \varphi) \cos(\beta - \rho)}{2 \sin \beta \sin \rho} \quad (6)$$

对于圆弧区 CBD,该区看成一个中心角为 θ 的圆弧扇面,它是由具有 $\Delta\theta$ 角的 n 个刚性三角形组成的。按照关联流动法则假想化的要求,每个三角形的速度向量与间断刚性边界 \widehat{DB} 的夹角为 φ 。图 6 为三角形 CD_1D_2 与 CD_2D_3 的相容速度图,而且间断速度 V_{12} 与 CD_2 也成 φ 角。这个向量由平行于和垂直于间断线 CD_2 的滑动速度 σ_n 和分离速度 σ_v 构成。

由图 2 中的角度关系可得出

$$\lambda_0 = V_2 \sin\left(\frac{\pi}{2} - 2\varphi\right) = V_2 \cos(2\varphi) \quad (7)$$

而且根据图 6,当 $\Delta\theta$ 足够小时可以推出

$$\lambda_n = \lambda_{n-1} \frac{\cos\left(\frac{1}{2}\Delta\theta - 2\varphi\right)}{\cos\left(\frac{1}{2}\Delta\theta + 2\varphi\right)} \quad (8)$$

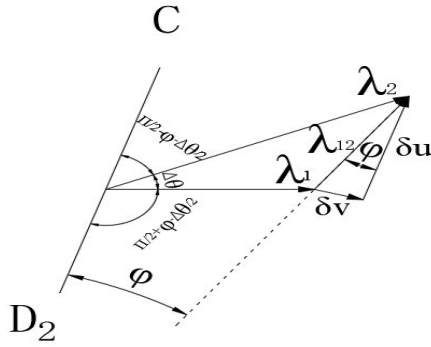


图6 相容速度场

Fig. 6 Compatible velocity field

则第 n 个三角形区域 $CD_{n-1}D_n$ 的速度为

$$\lambda_n = \lambda_0 \left[\frac{\cos\left(\frac{1}{2}\Delta\theta - 2\varphi\right)}{\cos\left(\frac{1}{2}\Delta\theta + 2\varphi\right)} \right]^n \quad (9)$$

式中: λ_0 是第 1 个三角形的速度, 当三角形数量无限增加时, 可取极限得到圆弧辐射受剪区域, 当 $n \rightarrow \infty$, 可求得极限为

$$V_n = V_0 e^{\theta \tan(2\varphi)} \quad (10)$$

则圆弧区 CBD 的土自重所作外功率可由积分式表示

$$W_{CBD} = \frac{1}{2} \gamma V_2 r^2 \cos(2\varphi) \int_0^\omega -e^{\theta \tan(2\varphi)} \cos(\varphi + \beta + \theta) d\theta \quad (11)$$

则土体重力做功总功率为

$$W_{\text{总}} = W_{OAC} + W_{OCE} - W_{CBD} \quad (12)$$

1.2.3 附加荷载 q 功率

单独考虑作用在坡顶的均布附加荷载 q , 此时土体黏聚力 c 和重度 γ 均为 0, 则附加荷载 q 作功功率为

$$W_q = V_2 q [r + d + (r + h) \cot \beta] \sin(\beta - \varphi) \quad (13)$$

1.2.4 内部能量耗损率 D

c - φ 土层间断面单位面积的能量耗损率是黏聚力 c 与跨层的切向速度变化的乘积。从图 2 速度场可以看出, 该破坏机制存在 4 个间断面, 包括间断面 AB 、间断面 OM 、间断面 DE 和圆弧间断面 BD 。各界面内部能量耗损率为

$$D_{AB} = \left(\frac{r+d}{\cos \alpha} - r \right) V_1 c \cos \varphi \quad (14)$$

$$D_{OM} = \left(\frac{r+d}{\sin \rho} - r \right) V_{12} c \cos \varphi \quad (15)$$

$$D_{DE} = \left(\frac{r+h}{\sin \beta} - r \right) V_2 c \cos \varphi \quad (16)$$

对于圆弧间断面 BD , 由图 2 可知, 沿每条射线和每个界面均有能量耗损, 但该机构圆弧区 CBD 的土体是假设的, 所以不考虑射线上的能量耗损。

沿一个特定界面 $\widehat{D_3D_4}$ 的能量耗损率, 是黏聚力 c 与间断弧长 $\widehat{D_3D_4}$ 以及间断切向速度的连乘积。当 $\Delta\theta$ 足够小时, 沿整个长度 \widehat{DB} 积分可得

$$D_{\widehat{DB}} = \frac{crV_2 \cdot \cos(2\varphi) \cos \varphi}{\tan(2\varphi)} (e^{\omega \tan(2\varphi)} - 1) \quad (17)$$

根据虚功率原理, 可以得到 3 种情况的虚功率方程:

1) $c=0, q=0$ (无附加荷载的无黏性土)

$$W_{E_s} + W_{OAC} + W_{OCE} - W_{CBD} = 0 \quad (18)$$

2) $\gamma=0, q=0$ (无附加荷载的黏性无重土)

$$W_{E_s} = D_{AB} + D_{OM} + D_{DE} + D_{\widehat{BD}} \quad (19)$$

3) $\gamma=0, c=0$ (考虑附加荷载的无黏性无重土)

$$W_{E_s} + W_q = 0 \quad (20)$$

又由朗肯主动土压力计算公式

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ay} + qHK_{ac} - 2cH \sqrt{K_{ac}} \quad (21)$$

把式(18)、(19)、(20)代入到式(21)计算可以得到 3 种主动土压力系数的表达式

$$K_{ay} = \frac{W_{CBD} - W_{OAC} - W_{OCE}}{\frac{1}{2} \gamma H^2 V_0 [\cos \sigma + \sin \sigma \tan(\alpha - \varphi)]}$$

$$K_{aq} = \frac{W_q}{qHV_0 [\cos \sigma + \sin \sigma \tan(\alpha - \varphi)]} \quad (22)$$

$$K_{ac} = \left\{ \frac{D_{AB} - D_{OM} - D_{DE} + D_{\widehat{DB}}}{2cHV_0 [\cos \sigma + \sin \sigma \tan(\alpha - \varphi)]} \right\}^2$$

2 理论参数分析

2.1 设计变量及参数的确定

选取基坑与隧道水平间距 d 、坡顶与隧道垂直间距 h 和隧道半径 r 作为已知变量预先确定下来; 确定基坑支护结构深度 H 、剪切破坏角 α 和 β 、圆弧区圆心角 ω 、墙体与滑移线夹角 ρ 和土体内摩擦角 φ 等参数的值, 运用 MATLAB 软件进行分析。

综合考虑实际工程需求和理论分析的精度, 假设土体内摩擦角 φ 设为 18° , 主动土压力与水平面的夹角 σ 设为 15° , 选取两种不同深度的基坑支护结构 (20.8 m 和 24.8 m) 进行比较分析, 并假设每种方案中基坑深度与支护结构深度比值保持一致。将水平距离 d 和垂直距离 h 的变化范围限制在隧道半径的 1~3 倍之间, 此范围基于隧道对基坑稳定性影响的实际观察, 选择此区间能够较全面地考察隧道邻近时对基坑稳定性的显著影响; 隧道半径 r 则设定

在 4~5 m 之间变化,此范围能够涵盖常见的隧道半径。据此提出 10 种参数分析方案,以探讨不同因素对主动土压力的影响,如表 1 所示。

表 1 分析方案

Table 1 Analysis schemes

序号	基坑支护结构深度/m	隧道半径 r /m	水平距离 d /m	竖直距离 h /m	水平、竖直距离的比值 d/h
①	20.8	4	$r \sim 3r$	$2r$	0.5 ~ 1.5
②	20.8	4	$2r$	$r \sim 3r$	0.67 ~ 2
③	20.8	5	$r \sim 3r$	$2r$	0.5 ~ 1.5
④	20.8	5	$2r$	$r \sim 3r$	0.67 ~ 2
⑤	20.8	4~5	$2r$	$2r$	1
⑥	24.8	4	$r \sim 3r$	$2r$	0.5 ~ 1.5
⑦	24.8	4	$2r$	$r \sim 3r$	0.67 ~ 2
⑧	24.8	5	$r \sim 3r$	$2r$	0.5 ~ 1.5
⑨	24.8	5	$2r$	$r \sim 3r$	0.67 ~ 2
⑩	24.8	4~5	$2r$	$2r$	1

2.2 参数变化对主动土压力强度的影响

为了详细分析不同参数对主动土压力强度的影响,选取基坑支护结构中点,作为研究的固定点,以观察该处主动土压力强度 P_a 的变化情况。根据典型土体的工程参数设定不变量,其中重度 γ 设为 18 kN/m^3 ,黏聚力 c 设定为 15 kPa ,附加荷载 q 设为 50 kN/m^2 。

2.2.1 既有隧道与基坑水平相对距离

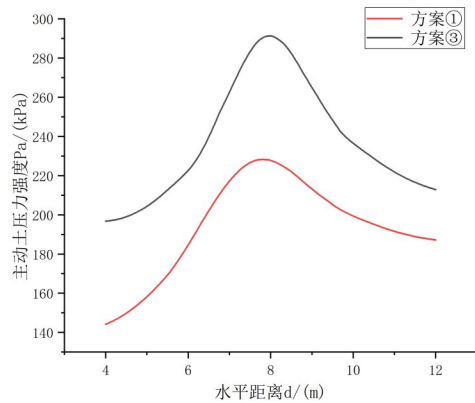
选取方案①③⑥⑧的结果进行分析,如图 7 所示。从图 7 可见,4 种方案所得出的结果曲线走向大致相同。主动土压力强度 P_a 呈现先升高后下降的趋势,并在两者相距约 2 倍半径时达到峰值。对比分析图 7 中的 4 条曲线,其中深度较大的点位 P_a 值较大,而且 P_a 值的变化速率也越大。这表明,随着深度的增加,土体承受的压力增大,导致主动土压力强度增加。虽然不同方案中基坑支护结构深度 H 和隧道半径 r 存在差异,但这些差异对 P_a 的变化趋势影响不大。

2.2.2 既有隧道与基坑竖直相对距离

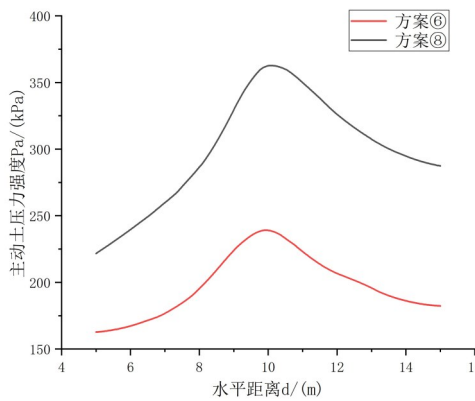
选取方案②④⑦⑨的结果进行分析,如图 8 所示。从图 8 可知,4 种方案的结果曲线趋势基本一致,主动土压力强度 P_a 随竖直距离的增大而增大,但增速逐渐放缓直至趋近于零。对比分析不同方案的数值大小,可发现更深处的点位 P_a 值较高,增速也更快,与水平距离变化时的规律类似。从 P_a 值的变化范围上考虑,竖直距离变化对 P_a 值的影响略大于水平距离变化的影响。这表明,在竖直方向上土体的变化对土压力强度的影响更为显著。

2.2.3 既有隧道半径

选取方案⑤⑩的结果进行分析,如图 9 所示。从图 9 可见,这两种方案的结果曲线在形态上基本一致,主要表现在随隧道半径增大,主动土压力强



(a) 方案①、③对比



(b) 方案⑥、⑧对比

图 7 随水平距离主动土压力强度变化

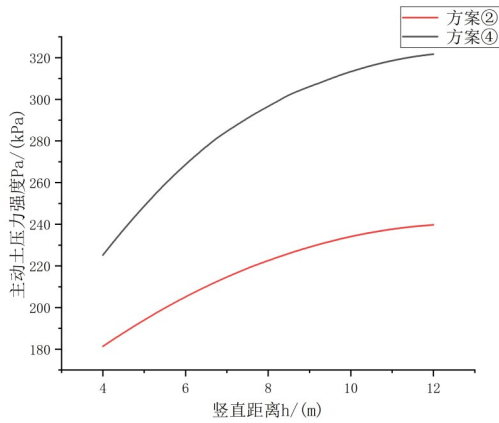
Fig. 7 Vary with horizontal distance in active earth pressure intensity

度 P_a 呈现先上升后下降的趋势,但这种变化相比于水平距离 d 和竖直距离 h 的影响要小。

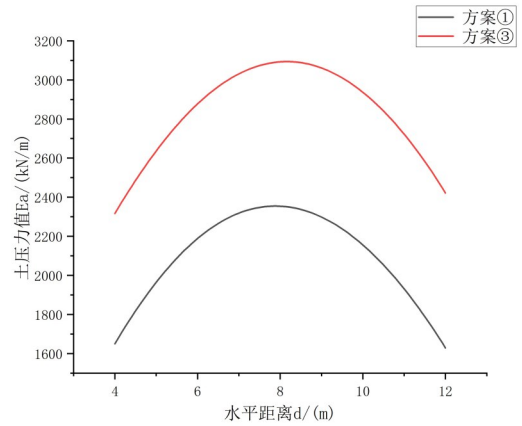
2.3 参数变化对总主动土压力值的影响

2.3.1 既有隧道与基坑水平相对距离

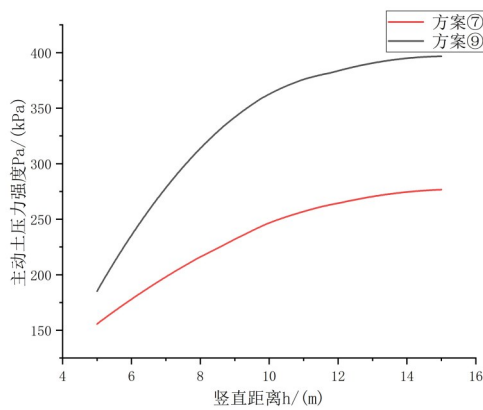
选取方案①③⑥⑧的结果进行分析,如图 10 所示。从图 10 可见,随着水平相对距离 d 由 r 增大到



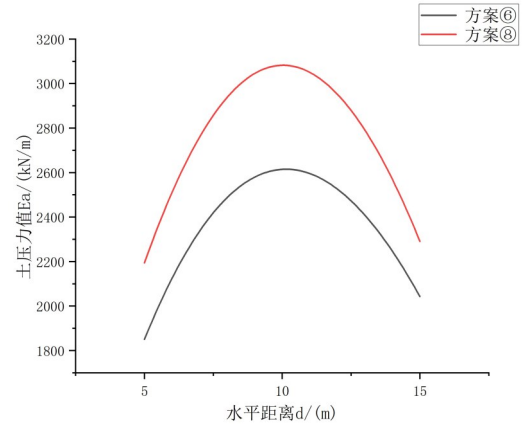
(a) 方案②、④对比



(a) 方案①、③对比



(b) 方案⑦、⑨对比



(b) 方案⑥、⑧对比

图 8 随竖直距离主动土压力强度变化

Fig. 8 Vary with vertical distance in active earth pressure intensity

图 10 随水平距离土压力变化

Fig. 10 Vary with horizontal distance in earth pressure

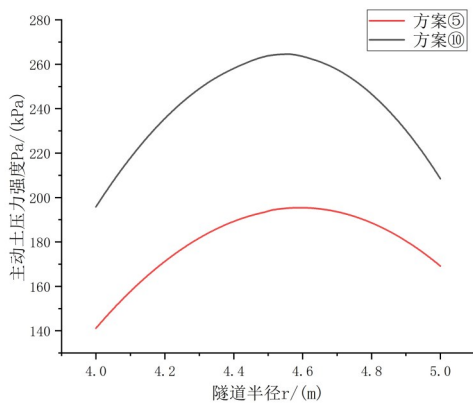


图 9 随隧道半径主动土压力强度变化

Fig. 9 Vary with tunnel radius distance in active earth pressure intensity

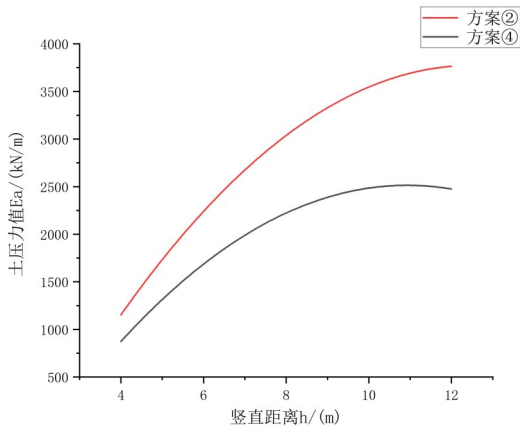
2.3.2 既有隧道与基坑竖直相对距离

选取方案②④⑦⑨的结果进行分析,如图 11 所示。从图 11 可见,随着竖直相对距离 h 由 r 增大到 $3r$,支护结构所承担的土压力 E_a 不断增大但增大速度逐渐减小。对比分析方案②和④的曲线走向可以发现,当隧道半径不变,竖直距离逐渐增大时,支护结构深度 H 越小的基坑土压力变化速率越小。从数值方面考虑,竖直距离 h 由 r 增大到 $3r$,土压力值 E_a 的增量超过 1 500 kN/m;而水平距离 d 由 r 增大到 $3r$ 时,土压力值 E_a 的增量约为 1 000 kN/m。这表明竖直距离变化对土压力值 E_a 的影响超过了水平距离的变化。

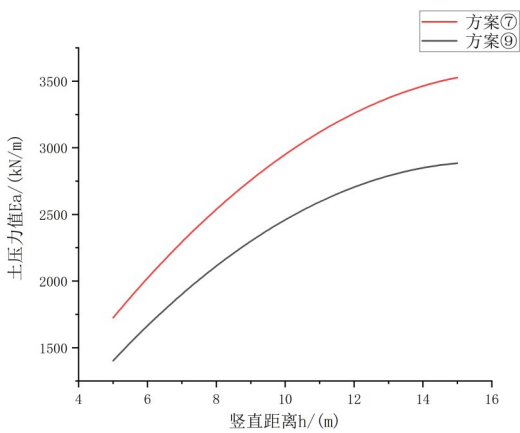
2.3.3 既有隧道半径

选取方案⑤⑩的结果进行分析,如图 12 所示。从图 12 可知,随着隧道半径由 4 m 变化到 5 m,土压力值 E_a 先增大后减小,但整体变化幅度较为有限。表明隧道半径的变化对土压力的影响明显小于水平距离 d 和竖直距离 h 的影响。隧道半径变化时,支护结构深度 H 较大的情况下,土压力的变化幅度更小。

$3r$,支护结构所承担的土压力 E_a 先增大后减小,并在 d 约为 $2r$ 时达到峰值。随着水平距离的增大,既有隧道半径从 4 m 增至 5 m 时,土压力的变化速率亦随之增大。不同于 P_a 值曲线, E_a 值的变化速率更显著,尤其是在曲线端点处未观察到变化速率的减缓。



(a) 方案②、④对比



(b) 方案⑦、⑨对比

图 11 随竖直距离土压力变化

Fig. 11 Vary with vertical distance in earth pressure

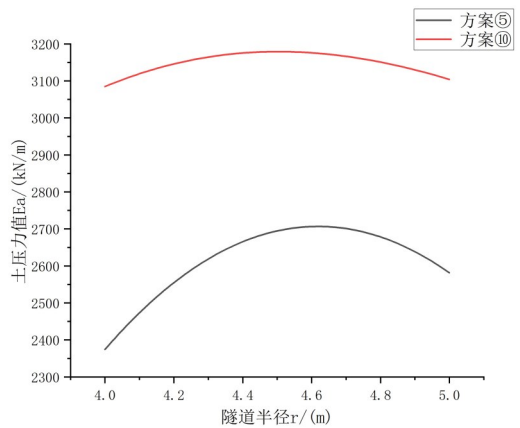


图 12 随隧道半径土压力变化

Fig. 12 Vary with tunnel radius in earth pressure

3 破坏机制数值模拟及验证

利用 Abaqus 进行有限元模拟,构建不同相对位置关系下的邻近既有隧道基坑模型,逐渐施加顶部荷载直至土体破坏,对比观察破坏面与理论假定的破坏机制,以验证本研究假设的合理性。

3.1 Abaqus 建模

选择 Abaqus 进行数值模拟,根据以下假定建立

模型:1)既有隧道结构为刚体;2)土体连续、均质,且沿各方向的力学性质完全相同;3)地表荷载引起的土体破坏机制与实际工程中基坑开挖导致的破坏具有一致性。

采用摩尔库伦本构模型,选择地下连续墙作为唯一的基坑支护方式。模型构成包括已挖掘的基坑、地下连续墙和既有隧道,其中基坑深度设置为 18 m,地下连续墙的厚度为 1.2 m,最大深度为 24.8 m,隧道半径设定为 4 m 或 5 m。基于基坑与隧道的不同相对位置,构建了 7 种二维模型:

①隧道半径 $r=4\text{m}$,水平距离 $d=r$,竖直距离 $h=2r$;

②隧道半径 $r=4\text{m}$,水平距离 $d=2r$,竖直距离 $h=2r$;

③隧道半径 $r=4\text{m}$,水平距离 $d=3r$,竖直距离 $h=2r$;

④隧道半径 $r=4\text{m}$,水平距离 $d=2r$,竖直距离 $h=r$;

⑤隧道半径 $r=4\text{m}$,水平距离 $d=2r$,竖直距离 $h=3r$;

⑥隧道半径 $r=5\text{m}$,水平距离 $d=2r$,竖直距离 $h=2r$;

⑦无邻近隧道的基坑模型。

在所有模型部件创建完毕后,为了使模型破坏更接近实际工程,选取实际工程参数,土体分为 6 层,地下连续墙材料选用 C20 混凝土,本构属性如表 2 所示。

3.2 破坏机制分析及验证

使用等效塑性应变 PEMAG 云图来展示土体的破坏情况。对 7 个数值模型进行计算分析后,得到各方案的等效塑性应变云图,如图 13 所示。鉴于分析仅限于主动区土体(墙后土体),因此未考虑被动区土体的破坏和土压力分析。

如图 13 模型⑦所示,不受既有隧道干扰的基坑侧向土体破坏机制近似三角形,其滑移线大致为直线。相较于其他 6 个模型,模型⑦中的土体由于未受既有隧道结构的影响,展现出较大的滑动区域和更均匀的塑性应变值分布,尽管这些塑性应变值较低。由此可见,既有隧道的存在加剧了土体的破坏。

进一步分析模型①~⑥,显而易见,土体的塑性破坏区域部分涵盖了隧道结构,但并未完全包含,该破坏范围取决于隧道与基坑的相对位置,与本文假定的破坏机制一致。

对比分析模型①、②、③,当竖直距离 h 固定为 2 倍半径时,土体塑性破坏区的面积随水平距离 d 的

表 2 材料参数

Table 2 Material parameters

材料类型	层厚/m	重度/(kN/m ³)	黏聚力 kPa	内摩擦角/(°)	泊松比	弹性模量/MPa
Soil1	1.33	16.0	8	8	0.45	2
Soil2	2.24	17.0	10	15	0.40	5
Soil3	7.50	18.0	10	18	0.38	30
Soil4	1.58	19.0	18	20	0.35	45
Soil5	17.4	22.5	35	30	0.30	109
Soil6	-	25	150	40	0.30	6000
Wall	24.8	25.5	-	-	0.27	25 500

增加而扩大,土体等效塑性应变值的分布更均匀,说明隧道逐渐脱离土体塑性破坏区。同理,比较模型④、②、⑤发现,随竖直距离 h 的增加,塑性破坏区域面积逐渐增大,等效塑性应变值分布趋于均匀化;而对比模型②与⑥表明,当水平及竖直距离均为隧道半径的2倍时,隧道半径从4 m增至5 m,塑性破坏区域面积并未显著改变。

理论分析表明,土体塑性破坏区的面积直接关联土压力大小。综上所述,塑性破坏区面积随水平距离的增加而扩大,随竖直距离增加而增大,但随隧道半径增加变化不明显。

4 工程实例验证

为验证理论公式及参数分析结果,对相似工程进行现场监测,获取基坑开挖完成后支护结构承受的土压力强度数据,并据此计算总土压力值。

4.1 工程概况

鲁信有邻花园工程项目位于青岛市崂山区规划合肥路以北、松岭路以西。拟建建筑物为医院区,包括A、B病房楼及医院主楼,整体设2~4层地下车库。场地地势东侧高西低,东侧基坑深度约16.8 m,中部基坑最深,深度约24.8 m,西侧基坑深度约12.8 m,基坑总周长约800 m。

4.2 基坑支护方案

邻近既有隧道侧基坑采用锚杆+地下连续墙体系支护开挖,地下连续墙墙厚1.2 m,嵌固深度为5.4 m,砼强度等级C20,原材料为P. 042.5普通硅酸盐水泥、中粗砂以及粒径在5~10 mm之间的绿豆状瓜米石,经现场搅拌制成。

大约在隧道深度处设5道锚杆,如表2所示。倾角为15°,竖向间距为2.5 m,水平间距为2 m,为黏结型锚杆,杆体采用1C25钢筋制作。成孔直径为110 mm/130 mm,采用P. 042.5普通硅酸盐水泥配浆,水灰比0.50的纯水泥浆,采用潜孔钻孔成孔。

4.3 基坑监测方案

4.3.1 监测内容

依据规范要求,结合现场条件及地域经验,主要选取土压力监测数据。

4.3.2 监测点布置

土压力监测:土压力计安置在地连墙与土体的接触面上,监测点位一共10个,采用VWE-2.5型土压力计(测量范围:0~2 500 kPa)。在基坑全部开挖完成之后,对墙后土压力进行监测。土压力计的具体安置位置如图14所示。

4.4 监测数据分析

为与理论模型所得土压力进行对比,选取基坑开挖完成后,随深度变化的墙后土压力监测值,如图15所示;图16所示为理论公式计算所得土压力与最后一次实测数据对比。

从图16的比较结果来看,墙后土压力随深度变化的分布曲线与本研究的理论计算结果基本保持一致,且在既有隧道深度附近,理论计算值出现了预期的极值,这证明了理论公式的合理性。实测值与理论值之间仍存在显著差异,尤其是在隧道深度位置,理论计算的土压力值明显高于实测值。这是因为:首先,该基坑工程在地连墙以外还增设了5道预应力锚杆,这些锚杆在一定程度上分担了土压

表 2 锚杆参数

Table 1 Bolt parameters

支锚道号	支锚类型	水平间距/m	竖向间距/m	入射角/(°)	总长/m	锚固段长度/m	预加力/kN	支锚刚度/(kN/m)
1	锚杆	2.000	5.170	15.00	10.30	4.85	300.00	11.26
2	锚杆	2.000	2.500	15.00	9.75	4.85	300.00	13.85
3	锚杆	2.000	2.500	15.00	9.00	4.85	300.00	15.64
4	锚杆	2.000	2.500	15.00	9.50	4.85	300.00	17.98
5	锚杆	2.000	2.500	15.00	8.85	4.85	300.00	21.66

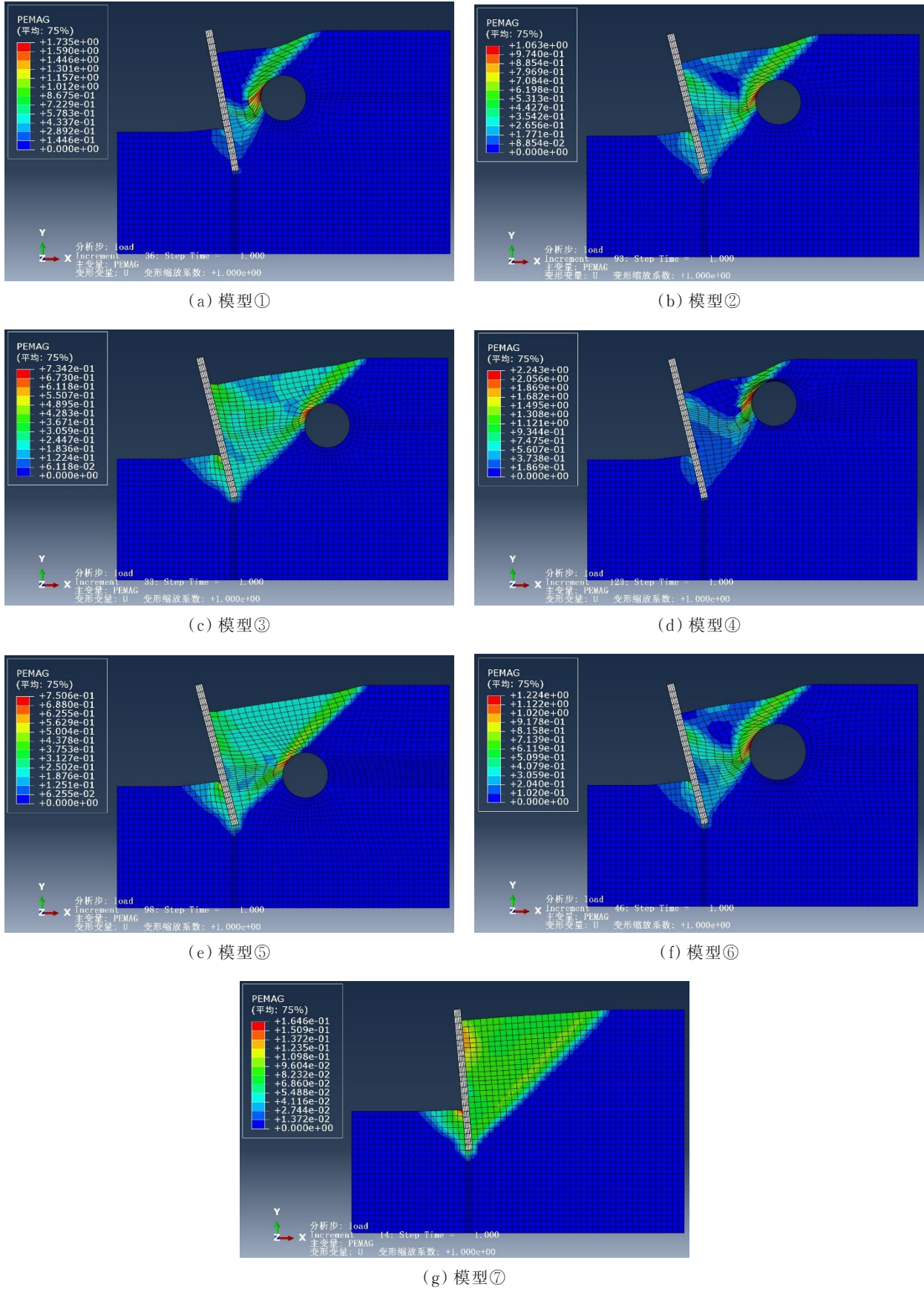


图 13 等效塑性应变云图

Fig. 13 Cloud map of equivalent plastic strain

力,减轻了地连墙的负担;其次,采用的极限分析上限法得出的是支护结构所能承受的最大土压力,即

一个近似的上限值,造成理论值偏高。

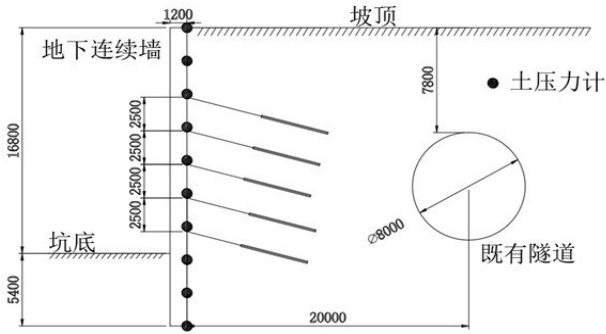


图 14 基坑断面图

Fig. 14 Foundation pit active earth cross-section diagram

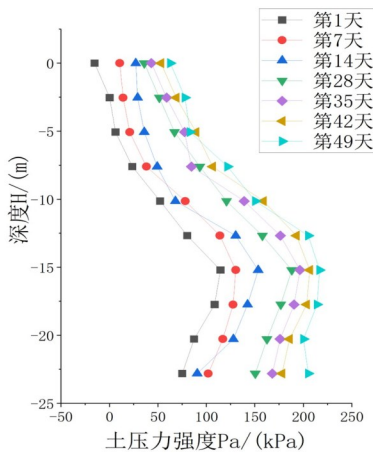


图 15 墙后土压力随深度变化

Fig. 15 Variation of earth pressure behind the wall with depth

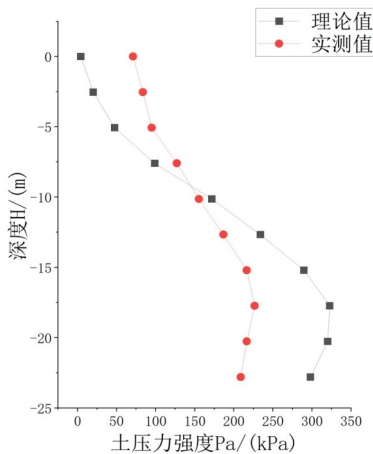


图 16 土压力理论与实测值对比

Fig. 16 Comparison between earth pressure theory and measured values

5 结论

在双三角形破坏机制的基础上,提出了近接既有隧道的基坑坑外土体破坏机制,应用极限分析上限理论推导出了3个主动土压力系数 K_{ay} , K_{aq} 和 K_{ac} 的表达式,并提出了坑外土体土压力的计算方法;对理论公式进行了系统的参数分析,在Abaqus软件

中建立数值模型,验证假定破坏机构的合理性以及参数分析所得规律,进而验证土压力上限解的正确性。公式推导过程未考虑地下水位以及特殊土体的影响,因此,所得结论只适用于一般黏土。具体结论如下:

1)对于主动土压力,基坑与隧道水平距离从隧道半径的1倍增至3倍时,主动土压力先增大后减小,主动土压力先升高后降低,且在两者相距约2倍半径时达到峰值。主动土压力随垂直距离的增加持续增大,但其影响随距离增加而减小。隧道半径的变化对土压力的影响相对较小,但在实际设计中还需考虑。

2)整体来看,垂直距离 h 对主动土压力的影响最大,水平距离 d 次之,隧道半径 r 最小。这是由于垂直距离的增加直接增加了土体厚度和对支护结构的压力,而水平距离和隧道半径的变化影响了土体侧向约束的程度,进而影响土压力。

3)土压力随基坑与隧道位置关系变化,其实质是土体塑性破坏面积的变化,而且隧道结构的存在会增大围护结构所承担的土压力;从数值模拟的结果来看,当基坑与隧道水平距离 d 为2倍半径、坡顶与隧道垂直距离 h 为 $3r$ 时,其塑性破坏面积最大,其支护结构所承担的土压力也最大,类似工程应该避免这种情况。

4)从实际工程监测数据的分析来看,隧道的存在一定程度上发挥了阻隔效果,减缓了基坑后土体的位移传递,导致位移主要集中在隧道与基坑之间的区域;墙后的土压力沿深度先升高后降低,尤其在隧道所在深度处,土压力明显上升,这一现象与理论预测相符,进一步证明了本研究提出的模型和计算公式的有效性,对于类似工程建议在隧道深度处采取加固措施。

参考文献

[1] 余国兆, 刘厚成, 郭启军. 深基坑施工与紧邻隧道相互影响研究[J]. 土工基础, 2023, 37(1): 6-9, 50.
YU G Z, LIU H C, GUO Q J. Study on effect of a deep excavation construction on the adjacent tunnel [J]. Soil Engineering and Foundation, 2023, 37(1): 6-9, 50. (in Chinese)

[2] 张冬梅, 黄宏伟, 王箭明. 盾构隧道施工对邻近深基坑开挖影响的三维有限元分析[J]. 现代隧道技术, 2001, 38(1): 26-30.
ZHANG D M, HUANG H W, WANG J M. 3D analysis of the influence of shield tunneling on adjacent deep excavation [J]. Modern Tunnelling Technology, 2001, 38(1): 26-30. (in Chinese)

- [3] 马伟亮,李顺群,叶茂松,等. 基坑开挖对邻近隧道变形影响的解析方法研究[J]. 地下空间与工程学报, 2023, 19(2): 446-455.
MA W L, LI S Q, YE M S, et al. Analysis on the influence of foundation pit excavation on the deformation of adjacent tunnels [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2023, 19(2): 446-455. (in Chinese)
- [4] CHEN G, ZHANG X H, ZHANG S J, et al. Response monitoring and analysis in deep foundation pit excavation: A case study in soft soil at subway tunnel intersections [J]. Buildings, 2023, 13(5): 1286.
- [5] LOU P, LI Y H, LU S D, et al. Deformation and mechanical characteristics of existing foundation pit and tunnel itself caused by shield tunnel undercrossing [J]. Symmetry, 2022, 14(2): 263.
- [6] 张振波,黄安,周佳迪,等. 基坑近接地铁站主动土压力合力算法研究[J]. 岩土工程学报, 2024, 46(7): 1516-1524.
ZHANG Z B, HUANG A, ZHOU J D, et al. Algorithm for resultant force of active soil pressure of excavations adjacent to underground subway stations [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2024, 46(7): 1516-1524. (in Chinese)
- [7] GUO Y C, GU S C, LV C Y. Numerical analysis of earth pressure of foundation pit adjacent to composite foundation [J]. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 2021, 769(3): 032075.
- [8] 刘志春,马博,胡指南,等. 邻近地下结构基坑主动土压力分布规律试验研究[J]. 岩土力学, 2024, 45(增刊1): 33-41.
LIU Z C, MA B, HU Z N, et al. Experimental study on distribution pattern of active earth pressure of foundation pit adjacent to an underground structure [J]. Rock and Soil Mechanics, 2024, 45(Sup 1): 33-41. (in Chinese)
- [9] HU H B, YANG F, TANG H B, et al. Field study on earth pressure of finite soil considering soil displacement [J]. Applied Sciences, 2022, 12(16): 8059.
- [10] 刘松玉,赖丰文,蔡国军,等. 复杂环境下基于CPTU的深基坑土压力模型与工程应用[J]. 岩土工程学报, 2024, 46(8): 1563-1572.
LIU S Y, LAI F W, CAI G J, et al. A CPTU-based earth pressure model for deep excavations under complex environment and its practical application [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2024, 46(8): 1563-1572. (in Chinese)
- [11] 李泽,胡政,彭普,等. 基坑稳定性的塑性极限分析上限法研究[J]. 水资源与水工程学报, 2019, 30(3): 230-236.
LI Z, HU Z, PENG P, et al. Research on upper bound method of plastic limit analysis for excavation stability [J]. Journal of Water Resources and Water Engineering, 2019, 30(3): 230-236. (in Chinese)
- [12] LYAMIN A V, SLOAN S W. Upper bound limit analysis using linear finite elements and non-linear programming [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2002, 26(2): 181-216.
- [13] 王均星,王汉辉,吴雅峰. 土坡稳定的有限元塑性极限分析上限法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(11): 1867-1873.
WANG J X, WANG H H, WU Y F. Stability analysis of soil slope by finite element method with plastic limit upper bound [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(11): 1867-1873. (in Chinese)
- [14] KHOSHABAN A, ASKARI F, FARZANEH O. Introduction of plastic block method in the upper bound limit analysis of soil stability problems [J]. International Journal of Civil Engineering, 2021, 19(8): 897-910.
- [15] 李得建,赵炼恒,杨峰,等. 非线性破坏准则下浅埋隧道掌子面三维被动稳定性能耗分析改进方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(4): 743-752.
LI D J, ZHAO L H, YANG F, et al. Three-dimensional stability analysis of passive failure on shallow tunnel face based on the nonlinear failure criterion [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(4): 743-752. (in Chinese)
- [16] ZHANG D B, MA Z Y, YU B, et al. Upper bound solution of surrounding rock pressure of shallow tunnel under nonlinear failure criterion [J]. Journal of Central South University, 2019, 26(7): 1696-1705.
- [17] 张辉,吴曙光,杨凯丞. 预留土支护基坑旋转破坏模式下的极限抗力上限解[J]. 土木与环境工程学报, 2023, 45(5): 116-124.
ZHANG Hui, WU Shuguang, YANG Kaicheng. Upper bound solution of ultimate resistance of berm-retained excavations under rotating failure mode [J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2023, 45(5): 116-124. (in Chinese)