

DOI: 10.11779/CJGE202009001

基于不排水强度的黏土基坑抗隆起稳定计算方法

黄茂松^{1, 2}, 李弈杉^{1, 2}, 唐震^{1, 2}, 袁聚云^{1, 2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 目前的基坑抗隆起稳定计算方法多是直接采用固结不排水强度指标进行计算, 这种方法对于软黏土地层的计算在理论上是不合理的, 且传统的圆弧滑动法未考虑最下道支撑以上土体强度的发挥。针对上述问题, 通过将固结不排水强度指标转换成不排水抗剪强度, 考虑最下道支撑以上土体强度的发挥, 对传统圆弧滑动法进行了改进, 并进一步提出了基于不排水强度的圆弧机构上限分析方法。工程算例分析表明, 传统圆弧滑动法得到的安全系数普遍偏高, 而所提出上限分析方法计算得到的结果则更为合理。

关键词: 基坑; 圆弧滑动法; 抗隆起稳定; 不排水强度; 极限分析法

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)09-1577-09

作者简介: 黄茂松(1965—), 男, 浙江玉环人, 博士, 教授, 博士生导师, 从事岩土工程方面的教学与科研工作。E-mail: mshuang@tongji.edu.cn。

Analysis method for basal stability of braced excavations in clay based on undrained shear strength

HUANG Mao-song^{1, 2}, LI Yi-shan^{1, 2}, TANG Zhen^{1, 2}, YUAN Ju-yun^{1, 2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: At present, the analysis method for basal stability is mostly based on the consolidated undrained shear strength index. The method is unreasonable in theory for the soft clay and does not consider the strength of the soil above the lowest support. To solve the above problems, the traditional analysis method for basal stability is improved. The consolidated undrained shear strength index is converted into undrained shear strength, and the strength of the soil above the lowest support is considered. Furthermore, the circular arc mechanism of the upper bound limit analysis based on the undrained shear strength is proposed. Through the calculations of engineering cases, the factors of safety obtained by the traditional circular sliding method is generally high, while the results obtained by the proposed upper-bound solution are more reasonable.

Key words: braced excavation; circular sliding method; basal stability; undrained shear strength; limit analysis method

0 引言

随着中国城市化进程的加快, 城市土地资源日趋紧张, 地下空间的开发深度、规模也随之不断增加, 这也对基坑工程安全和风险控制提出了更高的要求。基坑在施工过程中若发生失稳坍塌问题, 将造成严重的财产和人员损失, 其中坑底隆起失稳是最常发生的一种破坏形式, 因此正确评价基坑抗隆起安全系数对深基坑开挖支护体系设计的重要性不言而喻。

目前深基坑抗隆起稳定分析方法有极限分析法、极限平衡法和弹塑性位移有限单元法, 文献[1, 2]作了相关分析及总结。极限分析法^[2-6]能从上限和下限的角度使稳定安全系数逼近真实值, 使计算结果更具可靠性, 能够合理反映工程的实际情况, 是一种理论上

比较严格的分析方法, 虽然该方法有着严格的理论依据, 但其理论推导往往较为复杂。Terzaghi等^[7]公式以及 Bjerrum等^[8]公式为极限平衡法中最经典的计算方法, 现行国家标准及地区规范^[9-11]中基坑坑底抗隆起验算主要分为地基承载力模式与圆弧滑动模式两种方法, 这两种方法均属于极限平衡法。这些方法在中国积累了丰富的工程经验, 对于指导工程实践具有重要意义。此外在日本、中国台湾地区等规范也采用了基于圆弧滑动模式的极限平衡法^[12]。近年, 郑刚等^[1]基于弧长和法向应力对圆弧滑动法进行了修正, 王洪

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(51738010); 国家重点研发计划项目(2016YFC0800202)

收稿日期: 2019-12-26

新^[13]、应宏伟等^[14]、周建等^[15]考虑基坑的尺寸效应、开挖宽度以及土体各向异性的影响改进了圆弧滑动法。弹塑性位移有限单元法或有限差分法^[16-17]的相关研究也取得了较大的进展。

在中国工程实践中最常用的还是同时考虑强度指标 c 和 φ 的基于圆弧滑动模式的基坑抗隆起稳定分析方法, 由于工程勘察报告一般提供固结不排水抗剪强度指标 c_{cu} 和 φ_{cu} , 因此通常直接采用 c_{cu} 和 φ_{cu} 按 Mohr-Coulomb 强度准则进行分析, 例如上海市工程建设规范 (DG/TJ08—61—2018)《基坑工程技术标准》^[11] 在计算基坑的抗隆起稳定性时建议的圆弧滑动法, 但这种方法对于软黏土地层的计算在理论上是不合理的, 因为不排水条件下软黏土的力学特性更符合 Tresca 准则; 同时上海规范^[11]中针对分层土地基给出的抗隆起稳定计算公式, 将每层土中的隆起力矩和抗隆起力矩分别积分计算, 但是此方法并未考虑最下道支撑以上土体强度的发挥; 此外, 传统的圆弧滑动法绕最下道支撑并通过墙底转动, 由于挡墙强度实际上远远大于土体强度, 而工程中一般不考虑挡墙极限弯矩的影响, 这与实际情况明显不符。更重要的是基于极限平衡法的圆弧滑动法在理论上尚缺乏理论基础, 从大量工程算例来看, 这种方法得到的安全系数普遍偏大。

为此, 本文首先针对饱和黏土中基坑抗隆起稳定分析中的圆弧滑动法, 基于有效固结应力理论^[18]并利用固结不排水强度指标 c_{cu} 和 φ_{cu} 计算软黏土的不排水抗剪强度 c_u , 进而基于不排水抗剪强度并考虑最下道支撑以上土体强度的发挥改进了传统的圆弧滑动法; 然后提出了基于不排水强度的上限分析方法, 同时该方法能考虑分层土地基的影响, 最后通过对比分析及工程实例验证了方法的合理性及适用性。

1 基于圆弧滑动模式极限平衡法的改进

1.1 圆弧滑动法

多数地区规范的圆弧滑动模式规定圆弧滑动面的圆心位于最下一道支撑处, 且滑动面经过挡墙的底部, 如图 1 所示。规定对于板式支护体系, 按圆弧滑动模式计算基坑的抗隆起稳定性时, 取最下道支撑以下、圆弧滑动面以上的土体及其对应的围护墙为脱离体, 坑底滑动面上抗剪强度计算不考虑开挖土体的自重应力, 安全系数 K_L 定义如下:

$$K_L = \frac{M_{RL}}{M_{SL}}, \quad (1)$$

式中, M_{RL} 和 M_{SL} 分别为抗滑力矩与滑动力矩, 可分别表示为^[11]

$$M_{RL} = K_a \tan \varphi \left\{ \frac{\pi}{4} (q + \gamma_0 h'_0) R^2 + \gamma_0 R^3 \left[\frac{1}{3} + \frac{1}{3} \cos^3 \alpha_0 - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha_0 \right) \sin \alpha_0 + \frac{1}{2} \sin^2 \alpha_0 \cos \alpha_0 \right] \right\} + \tan \varphi \left\{ \frac{\pi}{4} (q + \gamma_0 h'_0) R^2 + \gamma_0 R^3 \left[\frac{2}{3} + \frac{2}{3} \cos \alpha_0 - \frac{\sin \alpha_0}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha_0 \right) - \frac{1}{6} \sin^2 \alpha_0 \cos \alpha_0 \right] \right\} + c R^2 (\pi - \alpha_0) + M_y, \quad (2)$$

$$M_{SL} = \frac{1}{3} \gamma_0 R^3 \sin \alpha_0 + \frac{1}{6} \gamma_0 R^2 h_e \cos^2 \alpha_0 + \frac{1}{2} (q + \gamma_0 h'_0) R^2, \quad (3)$$

式中, M_y 为挡墙的极限弹性弯矩, 假设挡墙的截面为矩形, 此时 M_y 与极限塑性弯矩 M_p 的换算关系为: $M_y = M_p / 1.5$, 对于实际工程, 计算可根据材料力学的基本概念按不同截面及材料进行相应的计算, 本文取合理 M_p 值计算并对比分析; M_{RL} 为抗隆起力矩; M_{SL} 为隆起力矩; α_0 为如图 1 所示角度, 单位为弧度; γ_0 为土层重度的加权平均值; R 为围护墙在最下道支撑以下部分的深度 (m), $R = h_e + D$, $h_e = H - h'_0$; K_a 为对应土层的主动土压力系数; c , φ 为土层黏聚力和内摩擦角的加权平均值; h'_0 为最下道支撑距地面的距离 (m); q 为地面超载 (kPa); K_L 为抗隆起稳定安全系数。

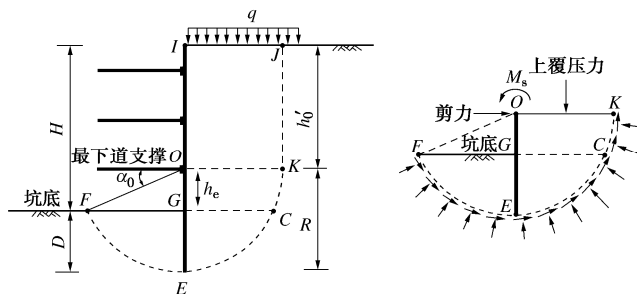


图 1 圆弧滑动法计算图示

Fig. 1 Sketch of arc sliding method

式 (1) 定义的安全系数计算式假设基坑的隆起破坏只发生在最下道支撑以下的土体, 最下道支撑以上的土体不产生破坏, 即 JK 面上的强度没有发挥, 基坑的破坏只产生滑裂面 $KCEF$ 。

1.2 不排水抗剪强度与三轴固结不排水强度指标之间的关系

固结不排水剪试验得到的总应力强度参数 c_{cu} 和 φ_{cu} 不应直接使用, 合理的方法应是根据原位的有效固结压力换算成不排水强度 c_u , 然后按 $\varphi_u = 0$ 的方法进行分析, 这就是有效固结应力理论^[18]。有效固结应力理论认为不排水条件下黏土的抗剪强度只取决于破坏前固结状态下的有效应力, 由于将不排水条件下黏土看

成纯黏聚材料, 这样破坏面与大主应力方向的夹角为 45° 。根据图 2 所示的破坏和固结 Mohr 圆, 文献[18]给出相应的总强度 τ_f 或 c_u 的公式:

$$\tau_f = c_u = c_{cu} \frac{\cos \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} + \sigma'_{3c} \frac{\sin \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}}, \quad (4)$$

式中, σ'_{1c} 和 σ'_{3c} 为有效固结应力。

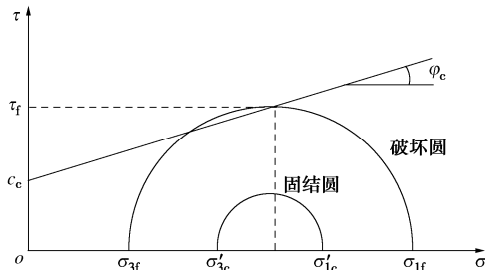


图 2 破坏和固结 Mohr 圆^[18]

Fig. 2 Mohr circles at consolidation and failure states^[18]

对于实际的土层, 假设土体处于 K_0 固结状态,

$\sigma'_{3c} = \frac{1}{2}(1 + K_0)\sigma'_{v0}$, 其中 σ'_{v0} 为上覆土层有效应力, 代入式 (4) 可得到黏土的不排水抗剪强度 c_u 为

$$c_u = c_{cu} \frac{\cos \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} + \frac{1}{2}(1 + K_0)\sigma'_{v0} \frac{\sin \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}}. \quad (5)$$

1.3 考虑最下道支撑以上土体强度的发挥

如果考虑最下道支撑以上土体强度的发挥, 那么式 (1) 中的抗滑力矩^[11]应修改为

$$M_{RL} = K_a \tan \varphi \left\{ R \left(\frac{\gamma h_0'^2}{2} + q h_0' \right) + \frac{\pi}{4} (q + \gamma h_0') R^2 + \gamma R^3 \left[\frac{1}{3} + \frac{\cos^3 \alpha_0}{3} - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha_0 \right) \sin \alpha_0 + \frac{1}{4} \sin \alpha_0 \sin 2\alpha_0 \right] \right\} + \tan \varphi \left\{ \frac{\pi}{4} q R^2 + \gamma R^3 \left[\frac{2}{3} + \frac{2}{3} \cos \alpha_0 - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha_0 \right) \sin \alpha_0 - \frac{1}{4} \sin \alpha_0 \sin 2\alpha_0 \right] \right\} + c R h_0' + c R^2 (\pi - \alpha_0) + M_y. \quad (6)$$

式 (1) 定义的安全系数是采用固结不排水强度指标 c_{cu} 和 φ_{cu} 进行分析的, 对于不排水黏土地基, 采用转换后的不排水强度 c_u 进行分析时, 如果不考虑最下道支撑以上土体强度的发挥, 那么圆弧滑动法的安全系数可定义为

$$K_{s0} = \frac{\int_0^{\pi-\alpha} c_u R d\theta + M_y}{\frac{1}{3} \gamma_0 R^3 \sin \alpha_0 + \frac{1}{6} \gamma_0 R^2 h_e \cos^2 \alpha_0 + \frac{1}{2} (q + \gamma_0 h_0') R^2}. \quad (7)$$

如果考虑最下道支撑以上土体强度的发挥, 那么圆弧滑动法的安全系数可定义为

$$K_{s1} = \frac{\int_0^{\pi-\alpha} c_u R d\theta + R \int_0^{h_0'} c_u dz + M_y}{\frac{1}{3} \gamma_0 R^3 \sin \alpha_0 + \frac{1}{6} \gamma_0 R^2 h_e \cos^2 \alpha_0 + \frac{1}{2} (q + \gamma_0 h_0') R^2}. \quad (8)$$

为了区别不同方法安全系数的定义, 采用固结不排水强度指标 c_{cu} 和 φ_{cu} 进行分析时, 不考虑最下道支撑以上土体强度发挥的安全系数定义为 K_{L0} , 考虑最下道支撑以上土体强度发挥的安全系数定义为 K_{L1} 。采用转换后的不排水强度 c_u 进行分析时, 不考虑最下道支撑以上土体强度发挥的安全系数定义为 K_{s0} , 考虑最下道支撑以上土体强度发挥的安全系数定义为 K_{s1} 。

1.4 对比分析 ($M_p=0$)

为了对比圆弧滑动法直接采用固结不排水强度指标 c_{cu} , φ_{cu} 与采用有效固结应力法转换后的不排水强度 c_u 之间的区别, 选用以下算例: $H=10$ m, $B=40$ m, $h_e=2$ m, $c_{cu}=10$ kPa, $\varphi_{cu}=20^\circ$, $\gamma=18$ kN/m³。图 3 给出了圆弧滑动法得到的挡墙插入比 D/H 对安全系数的影响, 分别采用了固结不排水强度指标 c_{cu} , φ_{cu} 与转换后的不排水强度 c_u , 转换后 $c_u(z)=14.28+3.64z$ 。由于采用固结不排水强度指标的圆弧滑动法在法向应力计算中扣除了开挖土体的影响, 因此在计算转换后的不排水强度时也应扣除开挖土体自重的影响, 同时与未扣除的情况进行对比。同时, 为了对比的一致性, 两种方法均计算了考虑最下道支撑以上土体的强度与不考虑最下道支撑以上土体的强度时的安全系数。挡墙的极限弯矩 $M_p=\infty$ 的情况下, 由于传统的圆弧滑动法得到的安全系数为无穷大, 因此该算例对比只考虑了挡墙的极限弯矩 $M_p=0$ 的情况。从图 3 可以看出, 如果考虑最下道支撑以上土体强度影响, 无论采用固结不排水强度指标 c_{cu} , φ_{cu} 还是转换后的不排水强度 c_u , 在插入比较小时, 计算得到的安全系数 K_{L1} , K_{s1} 都随着 D/H 的增大不升反降, 这是明显不合理的。反而如果不考虑最下道支撑以上土体的强度, 计算得到

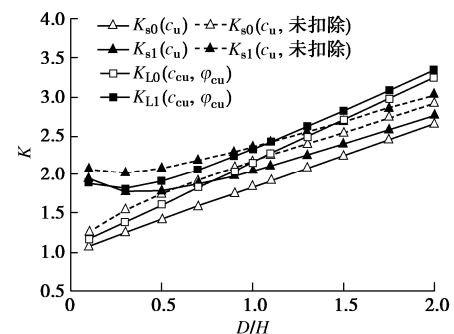


图 3 挡墙插入比 D/H 对安全系数的影响 ($M_p=0$)

Fig. 3 Influences of embedded depth of retaining wall on factor of safety ($M_p=0$)

的安全系数 K_{L0} , K_{s0} 不存在这个问题, 随着 D/H 的增大而增大, 这说明圆弧滑动法本身存在缺陷。除了 D/H 较小时, 采用固结不排水强度指标 c_{cu} , φ_{cu} 得到的安全系数 K_{L0} , K_{L1} 分别大于采用转换后的不排水强度 c_u 且扣除开挖土体自重影响得到的安全系数 K_{s0} , K_{s1} , 且随着 D/H 的增大显著增大。采用不排水强度 c_u 且未扣除开挖土体自重影响得到的安全系数大于扣除的结果, 同时, 当 D/H 小于 1 时, 其结果大于采用固结不排水强度指标所得结果。

2 基于不排水强度的圆弧机构上限分析

2.1 考虑挡墙刚度影响的圆弧机构上限法

Huang 等^[6]提出了由刚性块体与非均匀剪流区组成的不排水黏土基坑抗隆起稳定上限分析的圆弧破坏机构, 非均匀剪流区内的速度分布与挡墙可能产生的变形(转动或其他形式的连续变形)相协调, 并在上限计算中考虑了挡墙极限抗弯刚度的作用。通过实例分析, 圆弧机构上限法所得计算结果可以合理地反映基坑的抗隆起稳定性。破坏机构及速度场如图 4 所示。

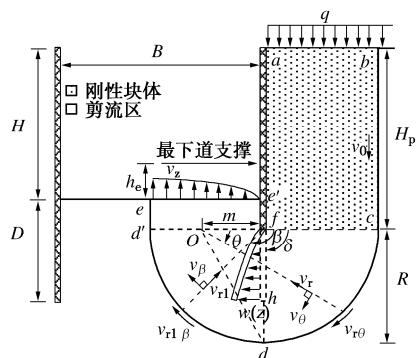


图 4 破坏机构及速度场

Fig. 4 Failure mechanism and velocity fields

破坏机构由一个刚性块体 abc 以及 3 个非均匀剪流区 fcd , fdd' 以及 $ee'fd'$ 组成。图中 H_p 为刚性块体的深度, h_e 为最下一道支撑距离基坑底部的距离。剪流区 fcd 和 fdd' 的形状与圆弧滑动法的形状一致, 因此破坏机构在坑内和坑外的宽度都为 R 。

安全系数 F_s 可定义为

$$F_s = \frac{\sum E + U_e}{\sum W} \quad (9)$$

式中, E 为剪流区及速度间断面上的内力做功, U_e 为挡墙的弹性变形能, W 为重力及地表荷载做功, 可表示为

$$\sum W = W_q + W_\gamma \quad (10)$$

式中, 地表荷载 q 做功为

$$W_q = v_0 q R \quad (11)$$

重力做功可以分为两种情况:

(1) $H_p \geq H$

$$W_\gamma = v_0 \gamma R H \quad (12)$$

(2) $H_p < H$

$$W_\gamma = v_0 \gamma R H_p + \int_{H_p}^H \int_0^{\sqrt{R^2 - z^2}} \gamma v_z dx dz \quad (13)$$

式中, H_p 为刚性块体高度, R 为圆弧半径, γ 为土层重度。

剪流区及速度间断面上的内力做功可表示为

$$\sum E = E_{bc} + E_{cd} + E_{fcd} + E_{dd'} + E_{fdd'} + E_{ee'fd'} + E_{d'e} + E_{fh} + E_{gh} + E_{hd} \quad (14)$$

式中, E_{bc} , E_{cd} , $E_{dd'}$, $E_{d'e}$, E_{fh} , E_{gh} , E_{hd} 分别为速度间断面 bc , cd , dd' , $d'e$, fh , gh , hd 上的内力做功, E_{fcd} , $E_{fdd'}$, $E_{ee'fd'}$ 分别为剪流区 fcd , fdd' , $ee'fd'$ 的内力做功。当 $H_p < H$ 时, 剪流区 $ee'fd'$ 不存在, 因此其内力做功 $E_{ee'fd'} = 0$ 。

挡墙的弹性变形能可表示为^[19]

$$U_e = \frac{M_y}{2(w''(z))_{\max}} \int_0^{H+D-H_p} (w''(z))^2 dz + \frac{1}{2} M_y w'(0) \quad (15)$$

安全系数的最小上限解可以通过对参数 m , R 和 H_p 的优化得到, 优化参数的约束条件为

$$\begin{cases} H + D - H_p \leq R \leq \sqrt{B^2 + (H - H_p)^2} & (H_p \leq H) \\ R \leq B, H_p > H & (m > 0) \\ H - h_e \leq H_p \leq H + D \end{cases} \quad (16)$$

2.2 圆弧机构上限法与圆弧滑动法的对比 ($M_p \neq \infty$)

为了对比基于不排水强度 c_u 的圆弧机构上限法和圆弧滑动法计算结果间的差异, 选用以下算例:

$H=10$ m, $B=40$ m, $h_e=2$ m, $c_u(z)=21.42+3.89z$, $\gamma=18$ kN/m³。计算时未扣除开挖土体自重的影响, 根据算例优化计算结果, H_p 均为 $H-h_e$, 即挡墙弯折点位于最下道支撑处。图 5 给出了挡墙插入比 $D/H=0.7$ 和 1.5 时, 圆弧机构上限法以及圆弧滑动法得到的基坑抗隆起安全系数随挡墙极限塑性弯矩 M_p 的变化。可以看出, 虽然圆弧机构上限法与基于不排水强度改进后的圆弧滑动法所得结果随着 M_p 的增大而增大, 但在 M_p 取值较低的时候, 圆弧机构的结果变化相对更为明显, 重要的是圆弧机构上限法得到的安全系数均明显低于圆弧滑动法, 无论考虑还是不考虑最下道支撑以上土体强度的发挥。图 6 给出了挡墙的极限弯矩 $M_p=0$ 和 2 MN·m 时圆弧机构得到的安全系数随挡墙插入比 D/H 的变化, 并与考虑及不考虑最下道支撑以上土体强度影响的圆弧滑动法进行了对比。从图 6 可以看出, 当 $M_p=0$ 且 D/H 较小时, 采用圆弧滑动法的基坑抗隆起安全系数可能随着 D/H 的增大而减小, 而圆弧机构得

到的结果则不存在这个问题,随着 D/H 的增大而增大,更为合理;同时,不考虑最下道支撑以上土体强度影响的圆弧滑动法虽然随着 D/H 的增大而增大,但 D/H 较大时,所得安全系数相对圆弧机构明显偏大,而不起控制作用。

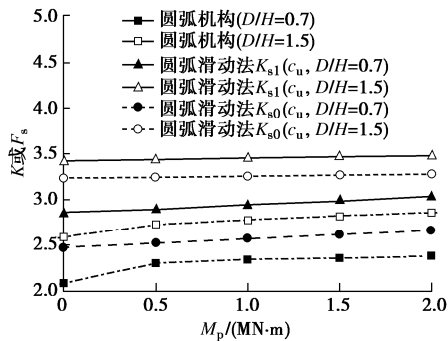


图5 挡墙极限弯矩对安全系数的影响

Fig. 5 Influences of limit bending moment of retaining wall on factor of safety

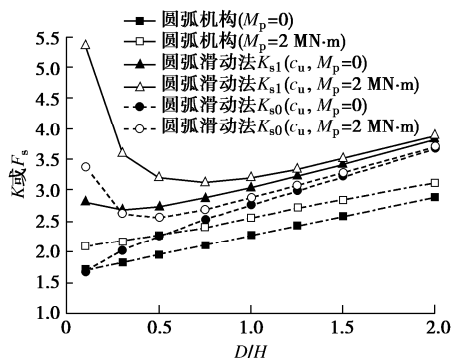


图6 挡墙插入比 D/H 对安全系数的影响

Fig. 6 Influences of embedded depth of retaining wall on factor of safety

2.3 圆弧机构上限法与圆弧滑动法的对比 ($M_p=\infty$)

当挡墙极限塑性弯矩 $M_p=\infty$ 时,即挡墙完全刚性,如图7所示,破坏机构圆弧中心 f 可以下移至挡墙底部,即 $H_p=H+D>H$,挡墙的弹性变形能 $U_e=0$;对于圆弧机构上限法,如果取 $m=0$ 时,非均匀剪流区 cdd' 可以退化为均匀剪流区;同时为了合理对比两种方法,如图8所示,圆弧滑动法的圆弧中心 O 也作相应的下移至墙底,圆弧半径取 $R=D$ 进行对比计算。那么式(7)及式(8)应分别修改为

$$K_{s0} = \frac{\int_0^\pi c_u R d\theta + 2R \int_0^D c_u dz}{\frac{1}{2}(q + \gamma_0 H) R^2}, \quad (17)$$

$$K_{s1} = \frac{\int_0^\pi c_u R d\theta + R \int_0^D c_u dz + R \int_0^{h'_0} c_u dz}{\frac{1}{2}(q + \gamma_0 H) R^2}. \quad (18)$$

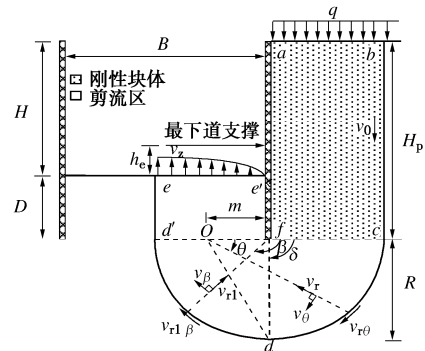


图7 破坏机构及速度场 ($M_p=\infty$)

Fig. 7 Failure mechanism and velocity fields

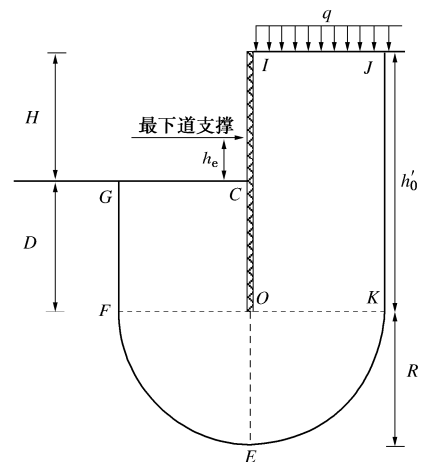


图8 圆弧滑动法计算图示 ($M_p=\infty$)

Fig. 8 Sketch of arc sliding method

对比算例参数与2.2算例相同。图9为挡墙的极限弯矩 $M_p=\infty$ 时,剪流区为均匀剪流及非均匀剪流的圆弧机构上限法与基于不排水强度的圆弧滑动法得到的安全系数随挡墙插入比 D/H 的变化。可以看出,在插入比较小时($D/H < 0.5$),如果考虑最下道支撑以上土体强度影响,圆弧滑动法计算得到的安全系数 K_{s1} 严重偏大,同时随着 D/H 的增大不升反降,这明显不合理。如果不考虑最下道支撑以上土体的强度,则圆弧滑动法计算得到的安全系数 K_{s0} 随着 D/H 的增大而增大,但明显大于圆弧机构得到的安全系数,剪切区为均匀剪流的圆弧机构所得结果大于剪切区为非均匀剪流的圆弧机构。

3 工程实例分析

前文介绍了基于不排水强度的圆弧机构上限法和圆弧滑动法,并进行了对比分析,以下利用圆弧机构上限法和圆弧滑动法对3个工程算例进行验算分析。

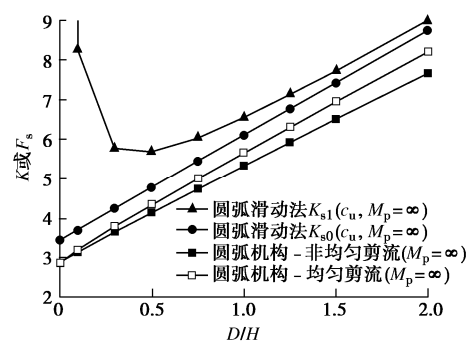


图 9 挡墙插入比 D/H 对安全系数的影响 ($M_p=\infty$)

Fig. 9 Influences of embedded depth of retaining wall on factor of safety ($M_p=\infty$)

3.1 工程算例 1

本算例为上海某项目基坑，该项目由主楼和裙楼构成，主楼基坑开挖深度为 11.65 m，采用 950@1150 灌注桩围护结构，桩长为 24.55 m，桩顶标高为-0.45 m，插入比 $D/H=1.1$ 。典型的主楼基坑剖面图如图 10 所示。基坑计算参数如表 1 所示。裙楼基坑开挖深度为 10.95 m，采用 900@1100 灌注桩围护结构，桩长为 23.15 m，桩顶标高为-0.45 m，插入比 $D/H=1.14$ 。典型的裙楼基坑剖面图如图 11 所示。主楼及裙楼基坑计算时均考虑地面超载 20 kPa，且不考虑挡墙极限弯矩的影响，即 $M_p=0$ 。

表 1 算例 1 基坑土层计算参数

Table 1 Soil parameters of excavation Case 1

土层	层厚/m	重度 /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	φ_{cu} /($^{\circ}$)	c_{cu} /kPa
1-1	0.84	18.0	20.0	0
1-2	0.50	18.6	20.0	0
2-1	1.80	18.5	33.0	4
2-2	8.50	18.5	33.0	4
4	3.70	17.0	11.5	12
5-1a	6.30	17.5	12.5	15
5-1b	6.20	17.9	16.5	19

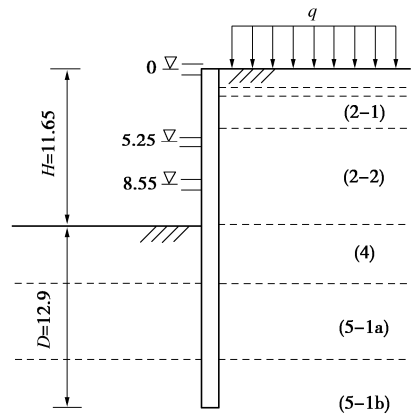


图 10 算例 1 主楼基坑剖面图

Fig. 10 Main building section of excavation Case 1

该工程主楼、裙楼的基坑抗隆起安全系数如表 4 所示。由于主楼基坑比裙楼基坑开挖深度略深，插入

比略小于裙楼基坑，因此，裙楼基坑抗隆起安全系数应高于主楼抗隆起安全系数。由表可知，圆弧机构上限法所得裙楼的安全系数高于主楼的安全系数，更为合理。此外，圆弧滑动法所得安全系数也相对偏高。

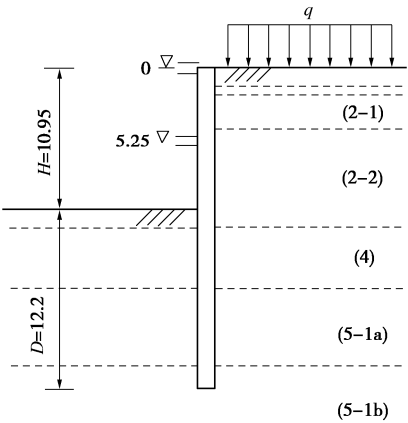


图 11 算例 1 裙楼基坑剖面图

Fig. 11 Annex building section of excavation Case 1

3.2 工程算例 2

本算例为上海某项目基坑，基坑开挖深度 H 为 6.45 m，采用 650@800 灌注桩围护结构，桩长为 14.2 m，桩顶标高为 0 m，插入比 $D/H=1.2$ 。计算时考虑地面超载 20 kPa，且不考虑挡墙极限弯矩的影响，即 $M_p=0$ 。基坑剖面图如图 12 所示。基坑计算参数如表 2 所示。

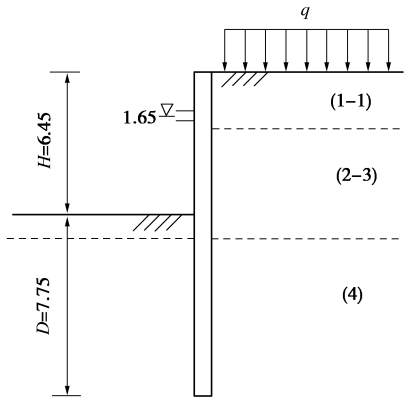


图 12 算例 2 基坑剖面图

Fig. 12 Section of excavation Case 2

表 2 算例 2 基坑土层计算参数

Table 2 Soil parameters of excavation Case 2

土层	层厚/m	重度 /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	φ_{cu} /($^{\circ}$)	c_{cu} /kPa
1-1	2.13	18.0	20.0	0
2-3	4.95	18.5	32.5	5
4	10.33	16.9	11.0	9
5-1	5.11	17.7	15.5	12

该基坑抗隆起安全系数如表 4 所示。分层与均质的结果差异较大，这是由于圆弧滑动面大部分位于强

度参数较小的土层 4, 而加权计算的强度参数大于实际参数, 故所求得的抗滑力矩较大, 进而导致安全系数偏高。同时, 由于最下道支撑距地表高度较小, 故考虑与不考虑最下道支撑以上土体强度的结果较为相近。算例结果表明, 采用圆弧机构上限法所得结果小于圆弧滑动法所得安全系数, 而起控制作用。

3.3 工程算例 3

算例 1, 2 为基坑安全的工程实例, 为进一步验证方法的可行性, 选取典型的失稳工程算例进行计算。本算例为杭州市轨道交通 1 号线湘湖地铁站北 2 号基坑, 2008 年 11 月 15 日, 该基坑发生重大坍塌事故, 事故造成基坑周边的风情大道大面积坍塌, 坍塌范围宽度达到 32 m, 并造成重大人员伤亡, 此事故引起了工程界以及学术界的广泛关注。发生事故的湘湖地铁站北 2 号基坑长 107.8 m, 宽度约为 21.5 m, 基坑的平均开挖深度为 15.7~16.2 m。基坑采用了地下连续墙结合内支撑的支护方式, 采用了 4 道 $\phi 609$ 钢管水平支撑, 支撑中间设置立柱。典型的基坑剖面图如图 13 所示, 基坑相关计算参数根据文献[16, 17, 20]统计及试验的结果取值, 计算时考虑地面超载 20 kPa, 且不考虑挡墙极限弯矩的影响, 即 $M_p=0$ 。基坑计算参数如表 3 所示, 根据固结不排水强度指标转换后的不排水强度及原位试验的不排水强度如图 14 所示。圆弧滑动法、圆弧机构上限法得到的基坑抗隆起安全系数如表 4 所示。

表 3 算例 3 基坑土层计算参数

Table 3 Soil parameters of excavation Case 3

土层	层厚/m	重度 ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	φ_{cu} ($^{\circ}$)	c_{cu} /kPa
2-2	5.7	19.0	22.3	7.1
4-2	13.5	17.1	18.8	19.6
6-1	17.0	17.2	16.7	20.3

表 4 基坑抗隆起稳定验算结果

Table 4 Calculated results of basal stability analysis

验算方法	圆弧滑动法				圆弧机构(c_u)分层地基
	(c_{cu}, φ_{cu}) 分层地基		(c_u) 分层地基		
是否考虑最下道支撑以上土体强度	否	是	否	是	是
算例 1 主楼	1.88	2.02	1.52	1.83	1.45
	(2.44)	(2.57)			
算例 1 裙楼	1.76	1.82	1.54	1.67	1.51
	(2.33)	(2.39)			
算例 2	1.50	1.51	1.41	1.43	1.22
	(2.13)	(2.15)			
算例 3	2.03	2.20	1.60	1.80	1.34
	(2.23)	(2.39)	1.17*	1.29*	0.98*

注: (c_{cu}, φ_{cu}) 分层地基: 括号内为加权等效均质地基条件下所得安全系数; (c_u) 分层地基: 扣除了开挖土体自重影响所得安全系数, *号表示采用现场实测不排水强度所得安全系数 (未扣除开挖土体自重影响)。

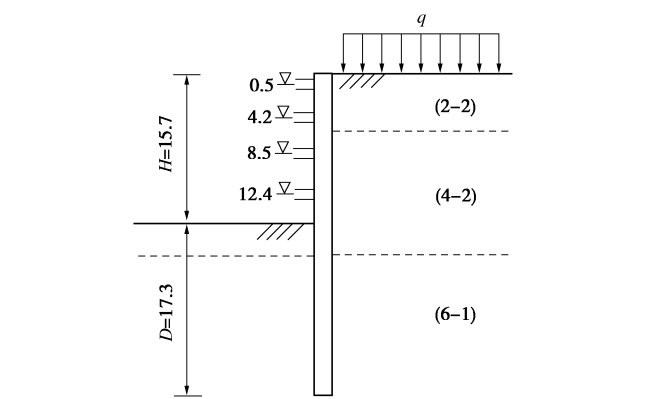


图 13 湘湖地铁站北 2 基坑剖面图及土层分布

Fig. 13 Subsurface soil layers (from site reinvestigation) and a typical cross section of N2 excavation

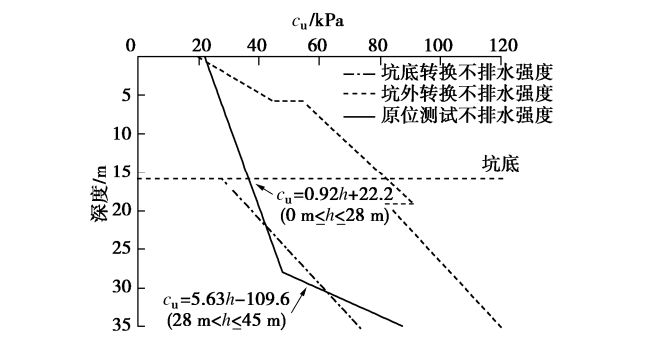


图 14 湘湖地铁站北 2 基坑不排水强度分布

Fig. 14 Undrained shear strengths at a typical cross section of N2 excavation

由图 14 可知, 坑外转换的不排水强度明显大于原位测试得到的不排水强度, 这可能是由于原始设计提供的固结不排水强度指标建议值偏高, 造成转换后的不排水强度较高, 进而导致安全系数偏高。由表 4 可以看出, 采用转换后的不排水强度所得结果低于采用固结不排水抗剪强度指标的结果; 同时, 圆弧机构

上限法采用现场实测的不排水强度得到的安全系数小于圆弧滑动法所得安全系数,且小于1,比较接近基坑失稳破坏的实际情况。

4 结 论

本文在已有圆弧滑动模式基坑抗隆起验算方法的基础上,针对传统圆弧滑动法直接采用软黏土固结不排水强度指标 c_{cu} 和 ϕ_{cu} 进行计算在理论上的不合理,以及未考虑最下道支撑以上土体强度的发挥两个问题进行改进,此后进一步提出了基于不排水强度的圆弧机构上限法,通过算例对比及工程实例验证了该方法的合理性。主要得出以下结论:

(1) 在挡墙插入比 D/H 较小时,如果考虑最下道支撑以上土体强度影响,无论采用固结不排水强度指标 c_{cu} , ϕ_{cu} 还是转换后的不排水强度 c_u ,圆弧滑动法得到的安全系数都随着 D/H 的增大不升反降,两种方法都得到了不合理的计算结果;在挡墙插入比 D/H 较大时,采用 c_{cu} , ϕ_{cu} 的传统的圆弧滑动法得到的安全系数明显偏大。

(2) 当挡墙极限塑性弯矩 $M_p \neq \infty$ 时,基于转换后不排水强度的圆弧滑动法所得安全系数随 M_p 变化趋势与圆弧机构上限法结果一致,但均明显高于圆弧机构上限法。当 $M_p=0$ 时,圆弧机构上限法所得结果随着挡墙插入比 D/H 增大而增大,而圆弧滑动法可能随着 D/H 增大而减小,明显不合理。当挡墙极限塑性弯矩 $M_p=\infty$ 时,考虑最下道支撑以上土体强度影响的圆弧滑动法所得结果严重偏大,而圆弧机构得到的结果则起控制作用。

(3) 工程算例分析表明,基于不排水强度的圆弧机构上限法所得结果低于圆弧滑动法,且不存在圆弧滑动法中所出现的问题,能够更为合理地评价不排水黏土基坑的抗隆起稳定性。

参考文献:

- [1] 郑刚,程雪松.考虑弧长和法向应力修正的基坑抗隆起稳定计算方法[J].岩土工程学报,2012,34(5):781-789. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song. Basal stability analysis method considering arc length and normal stress correction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(5): 781-789. (in Chinese))
- [2] 黄茂松,宋晓宇,秦会来. K_0 固结黏土基坑抗隆起稳定性上限分析[J].岩土工程学报,2008,30(2):250-255. (HUANG Mao-song, SONG Xiao-yu, QIN Hui-lai. Basal stability of braced excavations in K_0 -consolidated soft clay by upper bound method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(2): 250-255. (in Chinese))
- [3] 黄茂松,余生兵,秦会来.基于上限法的 K_0 固结黏土基坑抗隆起稳定分析[J].土木工程学报,2011,44(3):101-108. (HUANG Mao-song, YU Sheng-bing, QIN Hui-lai. Upper bound method for basal stability analysis of braced excavations in K_0 -consolidated clays[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(3): 101-108. (in Chinese))
- [4] CHEN W F. Limit Analysis and Soil Plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier Scientific, 1975.
- [5] CHANG M F. Basal stability analysis of braced cuts in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2000, 126(3): 276-279.
- [6] HUANG M S, TANG Z, YUAN J Y. Basal stability analysis of braced excavations with embedded walls in undrained clay using the upper bound theorem[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 79: 231-241.
- [7] TERZAGHI K, PECK R B. Soil Mechanics in Engineering Practice[M]. New York: Wiley, 1948.
- [8] BJERRUM L, EIDE O. Stability of strutted excavations in clay[J]. Géotechnique, 1956, 6: 32-47.
- [9] 建筑基坑支护技术规程: JGJ 120—2012 [S]. 2012. (Technical Specification for Retaining and Protection of Building Foundation Excavations: JGJ 120—2012[S]. 2002. (in Chinese))
- [10] 建筑基坑工程技术规范: YB 9258—97 [S]. 1998. (Code for Technique of Building Foundation Pit Engineering: YB 9258—97[S]. 1998. (in Chinese))
- [11] 基坑工程技术标准(上海): DG/TJ08—61—2018[S]. 2018. (Technical Code for Excavation Engineering: DG/TJ08—61—2018[S]. 2018. (in Chinese))
- [12] HSIEN P G, OU C Y, LIU H T. Basal heave analysis of excavations with consideration of anisotropic undrained strength of clay[J]. Can Geotech J, 2008, 45: 788-799.
- [13] 王洪新. 基坑的尺寸效应及考虑开挖宽度的抗隆起稳定安全系数计算方法[J]. 岩土力学, 2016, 37(增刊2): 433-441. (WANG Hong-xin. Size effect of foundation pits and calculation method of safety factor of heave-resistant stability considering excavation width[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(S2): 433-441. (in Chinese))
- [14] 应宏伟,王小刚,张金红.考虑基坑宽度影响的基坑抗隆起稳定分析[J].工程力学,2018,35(5):118-124. (YING Hong-wei, WANG Xiao-gang, ZHANG Jin-hong. Limit equilibrium analysis on stability against basal heave of excavation in anisotropy soft clay[J]. Engineering Mechanics,

- 2018, **35**(5): 118 - 124. (in Chinese))
- [15] 周建, 蔡露, 罗凌晖, 等. 各向异性软土基坑抗隆起稳定极限平衡分析[J]. 岩土力学, 2019, **40**(12): 1 - 10. (ZHOU Jian, CAI Lu, LUO Ling-hui, et al. Limit equilibrium analysis on stability against basal heave of excavation in anisotropic soft clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(12): 1 - 10. (in Chinese))
- [16] CHEN R P, LI Z C, CHEN Y M, et al. Failure investigation at a collapsed deep excavation in very sensitive organic soft clay[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2015, **29**(3): 04014078.
- [17] TUAN D, OU C Y, CHEN R P. A study of failure mechanisms of deep excavations in soft clay using the finite element method [J]. Computers and Geotechnics, 2016, **73**: 153 - 163.
- [18] 沈珠江. 基于有效固结应力理论的黏土土压力公式[J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(3): 353 - 356. (SHEN Zhu-jiang. Soil pressure formula of clay based on effective consolidation stress theory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(3): 353 - 356. (in Chinese))
- [19] O'ROURKE T D. Base Stability and Ground Movement Prediction for Excavations in Soft Clay[M]// Retaining Structures. London: Thomas Telford, 1993: 131 - 139.
- [20] 张旷成, 李继民. 杭州地铁湘湖站“08.11.15”基坑坍塌事故分析[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊 1): 338 - 342. (ZHANG Kuang-cheng, LI Ji-min. Accident analysis for“08.11.15”foundation pit collapse of Xianghu Station of Hangzhou metro[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S1): 338 - 342. (in Chinese))
-

2021年黄文熙讲座（第24讲）主讲人已经产生

黄文熙讲座是1998年为纪念黄文熙先生诞辰90周年而开设的我国岩土力学与工程领域高水平的学术讲座。黄文熙先生是著名的水工结构和岩土工程学专家,是我国土力学学科奠基人之一,是新中国水利水电科学研究事业的开拓者,在水利水电工程、结构工程和岩土工程领域都取得了杰出的成就。黄文熙先生致力于水利水电工程教育事业60多年,培养了大批工程技术人才,被推崇为土力学界的一代宗师。黄文熙讲座由《岩土工程学报》编委会主办,讲座主讲人由《岩土工程学报》六个主办学会推荐候选人,经学报全体编委投票选举产生。黄文

熙讲座学术活动内容包括两部分,即在《岩土工程学报》“黄文熙讲座”栏目刊发讲座论文和举办黄文熙讲座学术报告会。至今,黄文熙讲座已举办了23讲,已经成为我国岩土工程界重要的学术交流平台。今年由于新冠肺炎疫情防控的要求,2021年黄文熙讲座主讲人的选举采用信函投票的方式进行。经过选举,浙江工业大学蔡袁强教授和广东水利水电科学研究院杨光华教授级高工得票领先,当选为2021年黄文熙讲座（第24讲）主讲人。讲座论文将刊登于《岩土工程学报》2021年第一期和第二期的“黄文熙讲座”栏目。

（本刊编辑部）