

基坑抗隆起稳定安全系数实用计算分析与应用

王洪新^{1,2}, 陈建军³, 刘冀山²

(1. 同济大学 道路与交通工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 上海隧道工程股份有限公司, 上海 200082;
3. 中铁十六局集团有限公司, 北京 100018)

摘要: 总结基坑由于插入深度不足导致的坑底隆起破坏的两种形式, 研究基坑抗隆起稳定安全系数 K_s 计算公式的适用性及局限性, 指出常用公式的错误, 给出考虑因素更多、更适用的修正公式, 并对修正公式的敏感性进行分析。运用该修正公式及数值方法分析基坑变形与 K_s 值的关系, 指出 K_s 值对控制基坑变形的意义; 通过分析发现基坑变形在 K_s 小于某值时发生突变, 证明基坑设计存在一个最优的插入比。给出考虑因素全面、计算简便、更能反映工程实际的 K_s 计算公式, 并得到一些对工程具有指导意义的结论, 可以在基坑设计、施工中应用。

关键词: 基坑工程; 抗隆起稳定; 安全系数; 变形

中图分类号: TU 473.2

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2007)增 1 - 3223 - 08

PRACTICAL CALCULATION ANALYSIS AND APPLICATION OF SAFETY FACTOR OF HEAVE-RESISTANT STABILITY OF FOUNDATION PIT

WANG Hongxin^{1,2}, CHEN Jianjun³, LIU Jishan²

(1. Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;
2. Shanghai Tunnel Engineering Co., Ltd., Shanghai 200082, China; 3. China Railway 16th Group Co., Ltd., Beijing 100018, China)

Abstract: Two types of heave-destruction of foundation pit induced by less inserting depth have been summed up; and then the formulas for safety factor of heave-resistant stability calculated through arc-sliding method have been researched. The applicability and localization of calculating formulas of safety factor of heave-resistant stability that are widely applied to design of foundation pits have been analyzed; and four modified formulas, which are more applicable and rational, have been presented. Sensitivity of the new formulas is analyzed. The relation between deformation of deep braced excavation and the value of K_s has been studied by finite element method, through which mutation of excavation deformations is found at some value of K_s . Based on the previous research, it is proven that the deep braced excavation has an optimum inserting ratio and that the formulas have are simple, convenient for application to design and construction of foundation pit.

Key words: foundation pit engineering; heave-resistant stability; safety factor; deformation

1 引言

在上海等软弱土层采用地下连续墙(或桩)围护结构施工基坑时, 围护结构很难插入强度较高土层,

基坑抗隆起稳定安全系数(K_s)成为决定基坑地下墙插入比的主要参数。在上海地区, 由于尚没有找到科学、准确的 K_s 计算公式, 合理的基坑插入比一直没有定论, 地铁 1 号线采用 1.0~1.1 的插入比, 4 号线则采用 0.80~0.85 的插入比, 基坑只是略有“踢

收稿日期: 2006 - 03 - 23; **修回日期:** 2006 - 05 - 18

作者简介: 王洪新(1973 -), 男, 1995 年毕业于上海铁道大学, 现为博士研究生、工程师, 主要从事基坑工程、隧道、盾构及 TBM 等方面的研究工作。E-mail: tjwanghongxin@163.com

脚”，并没引起基坑失稳。而插入比的大小对基坑造价影响非常大，因此，寻找合理、准确的 K_s 计算公式一直是基坑研究的重要课题。另外， K_s 在控制基坑的变形中有重要作用。大量工程实践证明，基坑坑底隆起量及围护墙的水平变形等都与 K_s 有明显的相关性。《上海地铁基坑工程施工规程》(SZ - 08 - 2000)^[1]根据围护结构变形与 K_s 的关系，明确规定各级基坑的 K_s 值要求，把 K_s 作为基坑设计的一个极为重要的控制参数。

对于 K_s 的计算方法，学者提出过许多公式，这些公式采取了不同的假设，且表达各不相同。这些公式中，大多采用圆弧滑动法，其他则采用了不同形式的滑动面，如邹广电^[2]等。圆弧滑动法假设的滑动面简单，计算方便，在上海等软土地区的基坑设计中被广泛应用。目前现场资料尚不能证实采用哪种滑动面形式更正确，所以滑动面的假设本身就具有经验性，因此建议依然采用圆弧滑动法。但上海常用的圆弧滑动法计算公式存在推导错误和缺陷，刘国彬和王洪新^[3]已经重新推导过该公式。但该公式依然存在一些问题，如在计算滑裂面抗剪强度时在主动和被动区都采用了主动土压力，没考虑加固的影响，没有对滑动计算圆心位置给出建议等。

计算 K_s 值时，土层的指标可分层计算，也可以把各土层指标加权平均计算。但分层计算公式表达明显复杂，需要编程计算，而且计算结果与加权平均后差别不大，所以本文只推导按加权平均指标计算的公式，分层计算公式推导可参考本文的方法。

采用圆弧滑动法时，有以最下道支撑的支撑点及以坑底与地下墙交点为滑动计算圆心两种计算方法。两公式基本假设相同，在上海常用第二种算法，但实际上以最下道支撑点为圆心计算所得的 K_s 值更合理，这一点在本文将详细论述。姜洪伟等^[4]的结论与本文相同。

姜洪伟等^[4, 5]推导了考虑土体各向异性的 K_s 值公式，但计算参数非常多。胡展飞等^[6]在计算滑裂面的抗剪强度时采用了莫尔 - 库仑极限平衡理论，但假设的计算滑动面方向和极限破坏时破坏方向不是一个方向，而且基坑变形后主应力方向也不再是垂直水平方向，计算结果值得商榷。孙淑贤和郑毅^[7]考虑了土体强度参数的离散性、随机性，采用概率方法来计算 K_s 值。王景春等^[8]初步研究了施工扰动对基坑抗隆起稳定性的影响。

本文修正了圆弧滑动法的假设，重新推导了圆弧滑动法的几个计算公式，推导时尽量考虑到计算

的实用、方便，研究了各公式对土层参数的敏感性，通过数值模拟研究了抗隆起稳定安全系数与基坑变形的关系，得到了一些对工程有指导意义的结论。

2 基坑抗隆起稳定安全系数计算的几个问题探讨

2.1 基坑隆起形式研究

除承压水因素外，基坑坑底隆起破坏可归结为两种形式：一种破坏形式是基坑围护结构插入比过小，土体绕最下道支撑滑裂失稳，此时，坑内土体发生隆起破坏，见图 1。另一种破坏形式是由于墙底存在软弱地层，墙后土体和墙体一起产生下沉，坑底隆起破坏，类似于地基在基础荷载作用下的失稳，如图 2 中滑裂面 $GHIJ$ 所示。基坑的抗隆起稳定要先满足第一个稳定条件，再满足第二个稳定条件才不会发生破坏，以往的计算公式没有区分这两种情况。

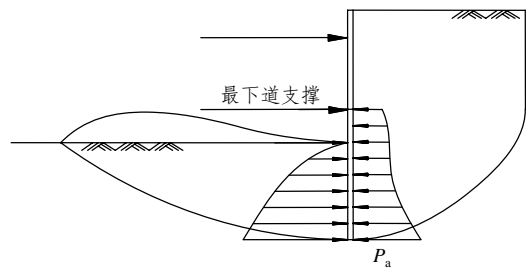


图 1 围护墙在两侧土压力作用下降起失稳图

Fig.1 Destabilization scheme of diaphragm under earth pressures at two sides

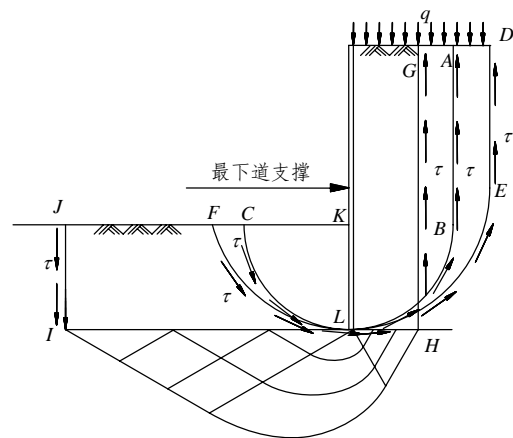


图 2 破坏面可能的几种形式

Fig.2 Several possible failure surface modes

2.2 破坏面形式

基坑破坏时，会沿着抗隆起稳定系数最小的滑裂面破坏。但寻找 K_s 值最小的滑裂面非常复杂，有

时甚至是不可能的。为了适用起见, 推导 K_s 值计算公式时, 可以近似地假定一种形式的破坏面, 应用时参考已施工基坑变形监测数据的统计结果, 确定设计时的取值范围。许多研究假设了各种形式的滑动面, 并推导了公式, 使计算越来越复杂, 实用性变差, 准确性是否提高无从证明, 很难在工程设计中应用, 而且五花八门的公式会造成实际统计结果的混乱。

对于第一种破坏形式, 有两种滑裂面形式, 一种是以坑底与围护墙交点为滑动圆心, 通过墙底的圆弧为滑裂面, 如图 2 中的 ABC 所示; 另一种是以最下道支撑点为圆心, 通过墙底的圆弧为滑裂面, 如图 2 中的 DEF 所示。对于第二种破坏形式, 广泛采用的滑裂面是类似于基础失稳时地基破坏的滑动面, 如图 2 中的 $GHIJ$ 所示。

在国内外基坑工程中, 第二种形式失稳基本没有发生过, 而第一种形式滑裂失稳多次发生, 是控制基坑设计的重点。圆弧滑动法的公式简单, 应用方便, 是多个规范都规定采用的形式, 笔者下面将重点研究, 并对其做必要的修正和改进, 使其计算结果更接近工程实际。

3 圆弧滑动法抗隆起稳定安全系数常用计算公式错误及局限性

第一种形式破坏时, 上海地区最常用的两个圆弧滑动法 K_s 值计算公式存在明显推导错误。相关研究给出以坑底与围护结构交点为圆心的圆弧滑动法计算 K_s 值的公式^[9]为

$$\left. \begin{aligned} M_r &= K_a \tan \varphi \left[\left(\frac{\gamma H^2}{2} + qH \right) D + \frac{1}{2} q_f D^2 + \frac{2}{3} \gamma D^3 \right] + \\ &\tan \varphi \left(\frac{\pi}{4} q_f D^2 + \frac{4}{3} \gamma D^3 \right) + c(HD + \pi D^2) + M_h \\ M_s &= \frac{1}{2} (\gamma H + q) D^2 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$K_s = \frac{M_r}{M_s} \quad (2)$$

式中: M_r 为抗滑力矩; M_s 为滑动力矩; γ , c , φ 分别为土的加权平均容重、黏聚力和内摩擦角; $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$; q_f 为开挖面深度处的竖向土压力值;

D 为围护结构插入坑底下土体深度; H 为基坑挖深; M_h 为围护结构抵抗弯矩。

取基坑最下道支撑点为圆心时, 相关研究给出的 K_s 计算公式^[9]为

$$\left. \begin{aligned} M_r &= \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + qH \right) K_a D \tan \varphi + cHD + \frac{1}{2} q_f D^2 \tan \varphi \cdot \\ &\left[(\alpha_1 - \alpha_2) - \frac{1}{2} (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) \right] - \frac{1}{3} \gamma D^3 \tan \varphi \cdot \\ &[(\sin^2 \alpha_2 \cos^2 \alpha_2 - \sin^2 \alpha_1 \cos^2 \alpha_1) + 2(\cos \alpha_2 - \\ &\cos \alpha_1)] + \frac{1}{2} q_f K_a D^2 \tan \varphi \left[(\alpha_2 - \alpha_1) + \right. \\ &\left. \frac{1}{2} (\sin \alpha_2 \cos \alpha_2 - \sin \alpha_1 \cos \alpha_1) \right] - \\ &\frac{1}{3} \gamma D^3 K_a \tan \varphi (\cos^3 \alpha_2 - \cos^3 \alpha_1) + \\ &cD^2 (\alpha_2 - \alpha_1) + M_h \\ M_s &= \frac{1}{2} (\gamma H' + q) D^2 \\ K_s &= \frac{M_r}{M_s} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式(1), (3)假设相同, 只是滑裂面的滑动圆心不同, 如果在式(3)中取 $H = H'$ 时, 滑动圆心下移至坑底与地下墙的交点, 此时, 式中 M_r 算式应该能退化成式(1)中算式。实际上, 退化的公式形式相似, 系数却不同, 说明两式中至少有一个公式错误。分析发现, 式(1)计算垂直滑裂面正应力时存在明显错误, 通过下文推导公式可知, 式(3)也不正确, 经计算知其结果明显偏小。另外, 式(3)中 M_s 仅计算深度 H' 以上部分土压力产生的滑动力矩, 使结果偏小, 计算得到的 K_s 值偏于不安全。

此外, 式(1)和(3)还有如下共同的缺陷: (1) 未考虑被动区土体加固对抗滑力矩的影响; (2) 计算侧向土压力时主动区和被动区都采用 K_a 作为侧向土压力系数, 使被动区侧向土压力计算值偏小, 从而使抗滑力矩偏小; (3) 两式均未考虑基坑宽度对计算结果的影响。本文后面将重新推导这两个公式, 并加以修正和改进。

4 两个圆弧滑动法 K_s 值计算公式的修正与改进

4.1 基本假定

采用图 3 所示计算图式。圆弧滑动法计算滑裂

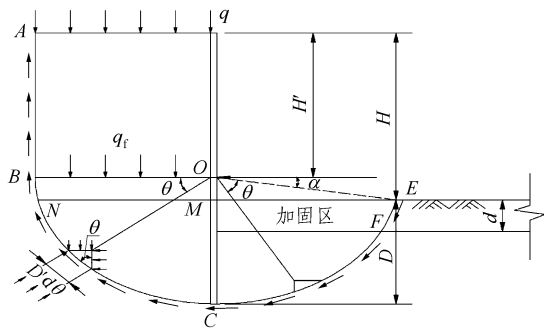


图3 圆弧滑动法基坑抗隆起稳定安全系数计算图

Fig.3 Safety factor of heave-resistant stability by arc-sliding method

面正应力时做了如下假定^[9]：因为较难确定基坑变形后土体的应力状态，计算时由于主动区的水平侧压力介于主动土压力和静止土压力之间，因此，近似地取为 $\gamma z \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ ，没有减去 $2c \tan(45^\circ - \varphi/2)$ ，这是为了近似地反映实际土压力状态，况且，在开挖深度较大的情况下，后者比前者小很多。但按上述方法推导公式时，主、被动区侧压力系数都采用 K_a ，低估了被动区土体水平侧压力，从而低估了抗滑力矩。本文计算时被动区水平侧压力采用 $\gamma z \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$ ，同样也没有加上 $2c \tan(45^\circ + \varphi/2)$ 。这样的处理将更接近工程实际。

推导公式时考虑被动区加固体的影响。计算被动区加固体对抗滑力矩的影响时，主要考虑加固体对土体黏聚力的强化作用，回避了规范给出的以加固体的 c, φ 值计算，但加固体的参数难以取值这一难题，从而提高公式的准确性和实用性。

计算 K_s 值时，一般采用水土合算，此时土体取饱和容重，抗剪强度取总应力指标。

4.2 以最下道支撑点为滑动圆心的 K_s 值计算公式推导

取图3中滑弧BC上所示的单元体，圆弧长度为 dl 。在达到极限稳定状态时，沿圆弧法向外力应该平衡，有

$$D' = D + (H - H')$$

$$\sigma dl = (q_f + \gamma D' \sin \theta) dl \sin \theta \sin \theta +$$

$$K_a (q_f + \gamma D' \sin \theta) dl \cos \theta \cos \theta dl$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

则圆弧法向上的正应力 σ 应为

$$\sigma = (q_f + \gamma D' \sin \theta) \sin^2 \theta + K_a (q_f + \gamma D' \sin \theta) \cos^2 \theta$$

同理，可以计算在滑弧CE上的正应力。

(1) 滑动面AB上的抗滑力矩

滑动面AB上的抗剪强度为

$$\tau' = (\gamma z + q) K_a \tan \varphi + c$$

对圆心O取矩：

$$M_{r1} = \int_0^H \tau' D' dz = \frac{\gamma D' H'^2}{2} K_a \tan \varphi + D' H' (q K_a \tan \varphi + c)$$

(2) 滑动面BC上的抗滑力矩

滑动面BC上的抗剪强度为

$$\tau'' = [(q_f + \gamma D' \sin \theta) \sin^2 \theta +$$

$$K_a (q_f + \gamma D' \sin \theta) \cos^2 \theta] \tan \theta + c$$

对圆心O取矩：

$$M_{r2} = \int_0^{\pi/2} \tau'' D'^2 d\theta = \frac{\pi}{4} D'^2 q_f \tan \varphi + \frac{2}{3} \gamma D'^3 \tan \varphi + \frac{\pi}{4} K_a q_f D'^2 \tan \varphi + \frac{1}{3} K_a \gamma D'^3 \tan \varphi + \frac{\pi}{2} c D'^2$$

(3) 滑动面CE上的抗滑力矩

滑动面CE上的抗剪强度为

$$\tau''' = \gamma [D' \sin \theta - (H - H')] \sin^2 \theta \tan \varphi +$$

$$K_p \gamma [D' \sin \theta - (H - H')] \cos^2 \theta \tan \varphi + c$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

对圆心O取矩：

$$\int_{\alpha}^{\pi/2} \tau''' D'^2 d\theta = \gamma D'^3 \tan \varphi \left(\cos \alpha - \frac{\cos^3 \alpha}{3} \right) - \gamma D'^2 (H - H') \tan \varphi \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2} + \frac{1}{4} \sin 2\alpha \right) + K_p \gamma D'^3 \tan \varphi \frac{\cos^3 \alpha}{3} - K_p \gamma D'^2 (H - H') \cdot \tan \varphi \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2} - \frac{1}{4} \sin 2\alpha \right) + c D'^2 \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) \quad (4)$$

式中： α 为OE与水平面夹角。

因为 $H - H' = D' \sin \alpha$ ，所以有

$$M_{r3} = \gamma D'^3 \tan \varphi \left(\cos \alpha - \frac{\cos^3 \alpha}{3} \right) - \gamma D'^3 \tan \varphi \sin \alpha \cdot$$

$$\left[\frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) + \frac{1}{4} \sin 2\alpha \right] + K_p \gamma D'^3 \tan \varphi \frac{\cos^3 \alpha}{3} -$$

$$K_p \gamma D'^3 \tan \varphi \sin \alpha \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) - \frac{1}{4} \sin 2\alpha \right] +$$

$$c D'^2 \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right)$$

(4) 加固区提供的附加抗滑力矩

加固体的 c , φ 值较难确定, 但其无侧限抗压强度 q_u 则较易确定。可由无侧限抗压强度估算加固体的黏聚力, 估算公式为

$$c' = kq_u \quad (5)$$

式中: k 为系数, 一般黏土取 1/3, 砂性土取 1/6。

加固体提供的附加抗滑力矩集中在图 3 所示的圆弧 EF 段, 由于加固体一般采用抽条方式, 则在 $B+L$ 宽度内产生附加抗滑力矩的宽度为 B , 则附加抗滑力矩可由下式估算:

$$\left. \begin{aligned} \Delta c &= c' - c \\ M_{r4} &= \frac{B}{B+L} \Delta c D'^2 \left(\arcsin \frac{H-H'+d}{D'} - \alpha \right) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中: c 为加固区土体天然黏聚力, B 为加固宽度, L 为加固体净间距, d 为加固体深度。

(5) 围护墙体提供的抗滑力矩

围护墙体提供的抗滑力矩 M_h 是墙体沿滑动方向破坏时的弯矩, 准确估算墙体和土体协调破坏时的弯矩有一定困难。基坑设计时该弯矩与设计轴力有关, 计算 K_s 值时, 建议钢支撑时为 600 kN·m, 钢筋混凝土支撑时为 800 kN·m。

总的抗滑动力矩为

$$M_r = M_{r1} + M_{r2} + M_{r3} + M_{r4} + M_h \quad (7)$$

计算滑动力矩时考虑滑动体 $BOMN$ 重力产生的力矩, 则总的滑动力矩为

$$\begin{aligned} M_s &= \frac{1}{2}(\gamma H' + q)D'^2 + \frac{1}{2}\gamma D'^2(H - H')\cos^2 \alpha + \\ &\quad \frac{1}{3}\gamma D'^3 \sin^3 \alpha \end{aligned} \quad (8)$$

如果仍采用式(3)的假设, 不考虑被动区与主动区水平侧压力的区别及加固作用, 抗滑力矩式(7)变为下式:

$$\begin{aligned} M_r &= K_a D' \tan \varphi \left(\frac{\gamma H'^2}{2} + qH' \right) + cD'H' + \frac{\pi}{4} q_f D'^2 \cdot \\ &\quad \left[\tan \varphi + \gamma D'^3 \tan \varphi \left(\frac{2}{3} + \cos \alpha - \frac{\cos^3 \alpha}{3} - \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) \sin \alpha - \frac{1}{4} \sin \alpha \sin 2\alpha \right) \right] + \\ &\quad \frac{\pi}{4} K_a q_f D'^2 \tan \varphi + \gamma D'^3 K_a \tan \varphi \cdot \end{aligned}$$

$$\left[\frac{1}{3} + \frac{\cos^3 \alpha}{3} - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) \sin \alpha + \frac{1}{4} \sin \alpha \sin 2\alpha \right] + cD'^2(\pi - \alpha) + M_h \quad (9)$$

此时假设与文献中给出的式(3)的假设相同, 可以看出式(9)与(3)明显不同。另外, 此时的 M_s 的计算也应该采用式(8)。

计算分析可知, 采用式(3)计算的 K_s 值明显偏小。

4.3 以坑底与地下墙交点为滑动圆心的 K_s 值计算公式推导

式(7)中, 当 $H' = H$ 时, $D' = D$, 此时公式的假设与以坑底与围护结构交点为滑动圆心的假设相同, 计算公式为

$$\begin{aligned} M_r &= K_a \tan \varphi \left[\left(\frac{\gamma H^2}{2} + qH \right) D + \frac{\pi}{4} q_f D^2 + \frac{1}{3} \gamma D^3 \right] + \\ &\quad \frac{1}{3} K_p \gamma D^3 \tan \varphi + \tan \varphi \left(\frac{\pi}{4} q_f D^2 + \frac{4}{3} \gamma D^3 \right) + \\ &\quad c(HD + \pi D^2) + \frac{B}{B+L} \Delta c D^2 \arcsin \frac{d}{D} + M_h \end{aligned} \quad (10)$$

$$M_s = \frac{1}{2}(\gamma H + q)D^2 \quad (11)$$

如果主动区、被动区土体侧压力系数都采用 K_a , 并忽略加固作用时, 公式的假设与文献给出的式(1)相同, 式(10)变为

$$\begin{aligned} M_r &= K_a \tan \varphi \left[\left(\frac{\gamma H^2}{2} + qH \right) D + \frac{\pi}{4} q_f D^2 + \frac{2}{3} \gamma D^3 \right] + \\ &\quad \tan \varphi \left(\frac{\pi}{4} q_f D^2 + \frac{4}{3} \gamma D^3 \right) + c(HD + \pi D^2) + M_h \end{aligned} \quad (12)$$

比较式(12)与(1)可知, 两式有一项系数不同, 由此可见式(1)有错误。

5 改进的圆弧滑动法抗隆起稳定安全系数公式计算结果分析

下面通过实际设计的基坑应用本文给出的几个 K_s 值计算公式, 对比分析研究各公式的准确性和适用范围。

以上海地铁虹桥凌空园区站基坑为例。该地层的物理力学参数如表 1 所示。该车站基坑的围护结构如图 4 所示。该基坑地下连续墙采用 C30 钢筋混凝土, 厚 0.8 m; 基坑挖深 15.5 m, 支撑共有 4 道。

表1 土层物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of soil layers

土层编号	土层厚度/m	容重/(kN · m ⁻³)	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
①	2.65	17.0	10	10.0
②1	1.50	18.6	22	17.5
③1	5.50	17.5	15	14.0
④	11.25	17.0	15	11.5
⑤1-1	2.95	17.3	17	13.0
⑤1-2	3.25	17.8	15	21.5
⑤2	1.40	18.2	4	28.5

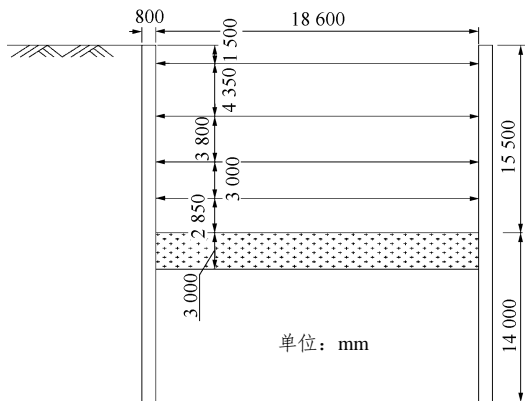


图4 上海地铁车站基坑围护结构图

Fig.4 Layout of exterior-protected construction of excavation in Shanghai metro

两种圆心位置计算的 K_s 值有着很大的差异。下面应用各公式计算不同插入比时的 K_s 值。为了标识方便,规定 K_{s1} 为以坑底为滑动圆心的修正公式计算结果; K'_{s1} 为以坑底为滑动圆心考虑被动土压力作用和加固的修正改进公式计算结果; K_{s2} 为以最下道支撑为滑动圆心的修正公式计算结果; K'_{s2} 为以最下道支撑为滑动圆心考虑被动土压力作用及加固的修正改进公式计算结果。结果如图5所示。

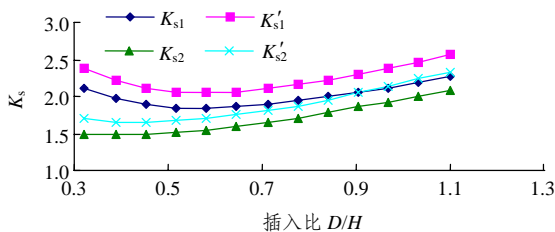


图5 K_s 值与插入比关系图

Fig.5 Relation between values of K_s and inserting ratio

5.1 各 K_s 值公式计算值与插入比的关系

从图5可以看出:以基坑底为滑动圆心所计算的 K_s 值明显大于以最下道支撑为滑动圆心所计算

的 K_s 值,随着插入比的增加两者之差渐渐减小。因为基坑将以安全系数小的滑动面破坏,所以,以最下道支撑计算 K_s 值公式更合理。

按安全稳定的定义及力学常识,随着插入比的增大, K_s 值应该相应增大。但两算法的公式都不是插入比的严格单调递增函数,与理论预计不符,以基坑底为滑动圆心时该问题尤其突出。对于该工程在插入比小于 0.5 时, K_s 值结果与实际情况明显不符,说明圆弧滑动法公式有明显的局限性。对上海地区其适用范围为插入比 $D/H > 0.5$ 。从图5还可以看出,本文提出的考虑主、被动区侧向土压力差异及加固的修正改进公式的单调性明显优于其他公式,所以该公式更合理。

5.2 各 K_s 值计算公式对土层参数的敏感性分析

地下工程的土层参数勘察时会有一定的误差,这些误差会使计算结果在一定范围内波动。其结果可能使本来已经满足的计算结果不再满足,使工程偏于不安全。另外,渗流等会引起土体参数变化,也会造成 K_s 值偏于不安全,因此,有必要对各 K_s 计算公式对土层参数的敏感度进行分析。图6~8分别为 K_s 值对黏聚力、内摩擦角和容重的敏感性分析结果。

从图中可以看出:各 K_s 值计算公式对土的容重及黏聚力的敏感度大致相同;考虑土体主动区、被动区侧向土压力差别及加固的 K_s 值计算公式对内摩擦角的敏感程度明显比不考虑该因素的 K_s 值计算公式高。所以,当土体内摩擦角较大时,如果不

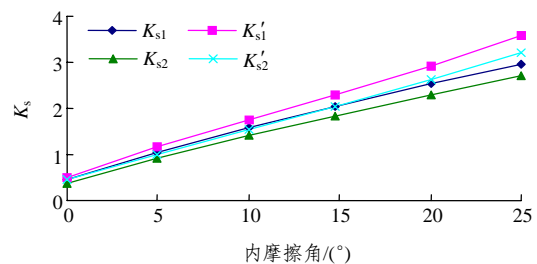


图6 K_s 值与土的内摩擦角关系

Fig.6 Relation between values of K_s and inner friction angle of soil

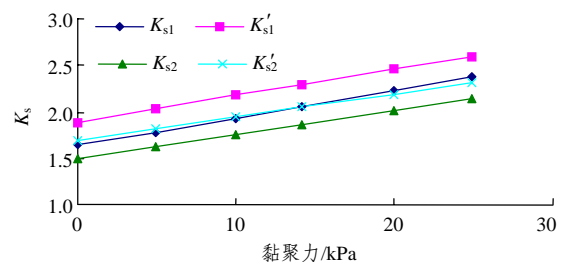


图7 各 K_s 值与黏聚力关系

Fig.7 Relation between values of K_s and cohesive force

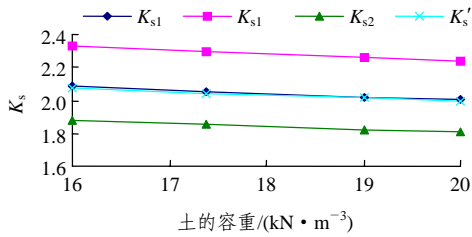


图 8 各 K_s 值与土的容重关系

Fig.8 Relation between values of K_s and volume weight of soil

考虑被动土压力作用及坑内加固将明显低估 K_s 值, 造成基坑设计的浪费。

分析可知, 随土的容重增大 K_s 值减小; 随土的黏聚力和内摩擦角增大, K_s 值增大。当基坑产生绕围护结构的渗流时, 主动区将产生向下的渗透力, 增加土体的有效容重, 被动区产生向上的渗透力, 减少土的有效容重, 此时滑动区土体的平均容重将增大, 造成 K_s 值的减小。因此, 当渗透力较大时一定要考虑渗透力对 K_s 值的影响。考虑到土的力学参数勘察时的误差, 计算 K_s 值时, 应以其最不利组合按 K_s 值的下限进行验算。

5.3 K_s 值与基坑变形的关系及其在工程中的应用

K_s 值与基坑变形的关系已经有许多研究成果。研究人员把上海部分基坑的数据进行统计, 结果见图 9^[9]。图 10 是对国外基坑工程的统计结果^[9]。由图可见, K_s 值越大, 基坑墙体的最大变形/基坑挖深的值越小。但当 K_s 到一定值以后, 增大 K_s 值对减小基坑变形并不明显。 K_s 值取值有一个合理的范围。

以前学者研究基本是采用现场数据统计 K_s 值与基坑变形的关系, 但统计时数据较为离散, 现在以数值分析的结果分析两者关系。以上述基坑为例, 采用不同地下墙埋深, 根据本文推导的 4 个公式计算 K_s 值, 采用考虑时空效应的有限元计算程序计算

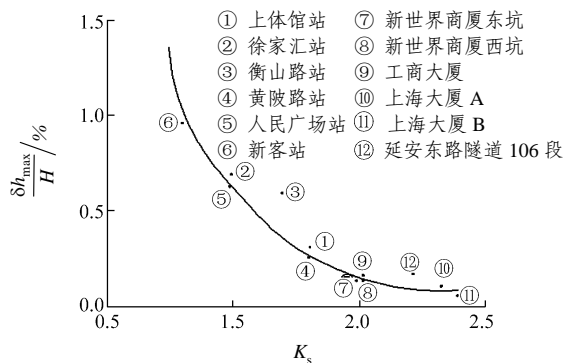


图 9 上海基坑工程 $\delta h_{max}/H-K_s$ 相关曲线图^[9]

Fig.9 Relation between $\delta h_{max}/H$ and values of K_s of several projects in Shanghai^[9]

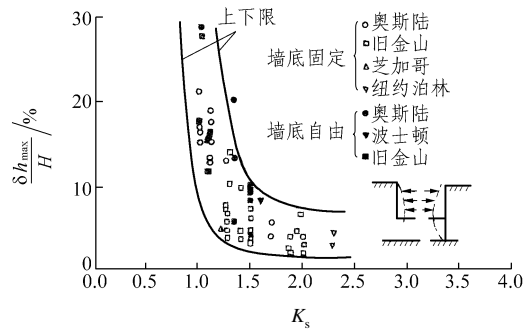


图 10 国外基坑工程 $\delta h_{max}/H-K_s$ 相关曲线图^[9]

Fig.10 Relation between $\delta h_{max}/H$ and values of K_s of foreign projects^[9]

基坑的变形, 分析二者的关系。图 11 是计算得到的地下连续墙最大变形值/基坑挖深与各公式计算的 K_s 值的关系。图 12 是不同插入比时有限元分析得到的基坑变形。图中也列出了该基坑的实测变形(插入比为 0.90), 可以看出与计算的基坑变形非常接近。

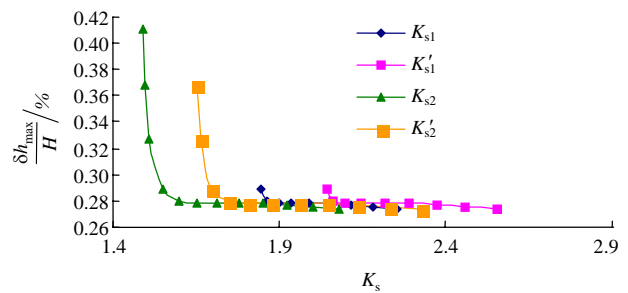


图 11 有限元分析 $\delta h_{max}/H$ 与 K_s 关系图

Fig.11 Relation between $\delta h_{max}/H$ based on finite element analysis and values of K_s

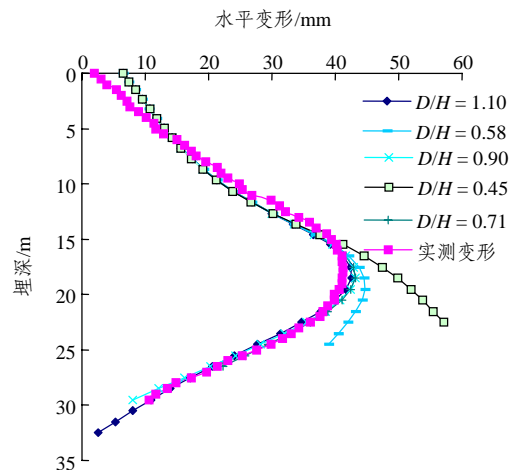


图 12 实测基坑变形及不同插入比时的有限元计算结果

Fig.12 Measured deformation and calculating results of finite element under different inserting ratios

从分析结果可以得到: (1) 采用最下道支撑点作为滑动圆心的两个公式的 K_s 计算值与计算变形

关系和统计规律更接近,更能反映基坑的实际状态,进一步说明了以最下道支撑点计算值的合理性;(2)插入比较小时,基坑“踢脚”变形明显,当插入比小至某一值时,“踢脚”变形形式发生突变;增大插入比,“踢脚”渐渐减小。“踢脚”变形是基坑坑底隆起破坏的明显前兆,计算结果说明增加基坑围护结构的插入比是控制基坑“踢脚”,防止基坑坑底隆起失稳的有效手段;(3)无论采用何种 K_s 计算公式,基坑均在某一 K_s 值时发生变形突变,这与国外统计结果接近,而上海统计结果过于平缓,可能存在偏差。对于本工程的基坑,突变时基坑的插入比为0.65,说明在上述地质条件下,插入比为0.65时基坑变形对 K_s 值变化极为敏感,接近基坑失稳的临界状态。图中 K_{s1} 及 K'_{s1} 结果曲线不全,是因为用该公式不可能计算出更低的 K_s 值。也说明以坑底与围护结构交点为滑动圆心的两个计算公式有明显局限性。

图11中反应出在某一 K_s 值附近基坑变形发生突变对基坑安全评估有重要意义。刘国彬和王洪新^[3]给出的工程实例中按 K_{s2} 计算时安全系数为1.73,工程情况相近时可参考图11,图中该值附近会发生基坑变形突变。而该工程存在承压水作用,在挖至坑底时,承压水头比上层土重略大,产生隆起弱化了基坑被动区土体应力,使 K_s 值减小,因为处于变形突变区域必然产生变形突变,现场监测结果证实了一点。

6 结 论

本文总结了基坑坑底隆起破坏的两种形式,对圆弧滑动法进行了重要的修正和改进。分析表明,以最下道支撑为滑裂圆心、考虑主动区和被动区侧向土压力差异及被动区加固的新的 K_s 计算公式更接近实际。本文给出的 K_s 计算公式表达简单,计算方便,实用性强,而且比原来的计算公式更准确,考虑的因素更多,可以在基坑设计中推广应用。

圆弧滑动法的各个计算公式不完全是插入比的严格单调递增函数,对上海地区地层圆弧滑动法的适用范围为 $D/H > 0.5$,以基坑底为滑动圆心的计算公式尤为明显,因而其应用具有局限性。数值分析结果表明,基坑的最大变形随着 K_s 值的增大而减小,但当 K_s 值增大到一定值时,基坑最大变形减小的幅度变得越来越小; K_s 减小时,“踢脚”变形越来越明显, K_s 值小于某值时,基坑变形对 K_s 值变化极

为敏感,此时的插入比已经接近基坑失稳时的临界值。

参考文献(References):

- [1] 上海市市政工程管理局. SZ-08-2000 上海地铁基坑工程施工规程[S]. 上海: [s.n.], 2000.(Shanghai Municipal Engineering Administration Bureau. SZ-08-2000 Specification for excavation in Shanghai metro construction[S]. Shanghai: [s.n.], 2000.(in Chinese))
- [2] 邹广电. 基于一个上限分析方法的深基坑抗隆起稳定分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(12): 1 873 - 1 878.(ZOU Guangdian. Analysis of stability against upheaval of deep excavation by an upper limit method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(12): 1 873 - 1 878.(in Chinese))
- [3] 刘国彬,王洪新. 上海浅层粉砂地层承压水对基坑的危害及治理[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(6): 790 - 792.(LIU Guobin, WANG Hongxin. Influence of the pressure water in shallow silty sand in Shanghai on excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(6): 790 - 792.(in Chinese))
- [4] 姜洪伟,赵锡宏,张保良. 各向异性条件下软土深基坑抗隆起稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(1): 1 - 7.(JIANG Hongwei, ZHAO Xihong, ZHANG Baoliang. Analysis of heave-resistant stability for deep braced excavation in soft clay under anisotropic condition[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, 19(1): 1 - 7.(in Chinese))
- [5] 姜洪伟,赵锡宏,张保良. 各向异性条件下深基坑抗隆起稳定性分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 1995, 23(3): 294 - 298.(JIANG Hongwei, ZHAO Xihong, ZHANG Baoliang. Analysis of resistant heave stability for deep excavations considering anisotropic behavior of clays[J]. Journal of Tongji University(Natural Science), 1995, 23(3): 294 - 298.(in Chinese))
- [6] 胡展飞,周 健,杨林德. 深基坑基底软土稳定性研究[J]. 土木工程学报, 2001, 34(2): 84 - 88, 95.(HU Zhanfei, ZHOU Jian, YANG Linde. Study on subsoil stability under deep excavation[J]. China Civil Engineering Journal, 2001, 34(2): 84 - 88, 95.(in Chinese))
- [7] 孙淑贤,郑 毅. 采用滑动体整体静力平衡法分析深基坑的稳定性[J]. 世界地质, 1998, 17(4): 38 - 42.(SUN Shuxian, ZHENG Yi. Static balance method of slide body for resistant heave stability on deep excavations considering seepage force[J]. World Geology, 1998, 17(4): 38 - 42.(in Chinese))
- [8] 王景春,徐日庆,黄 斌. 施工扰动作用下基坑抗隆起稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增 2): 5 405 - 5 409.(WANG Jingchun, XU Riqing, HUANG Bin. Study on stability against heave of deep excavation considering construction disturbance[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(Supp.2): 5 405 - 5 409.(in Chinese))
- [9] 刘建航,侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.(LIU Jianhang, HOU Xueyuan. Manual of foundation pit engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1997.(in Chinese))