

doi:10.3969/j.issn.1673-9833.2014.03.003

软土基坑支护深度滑移线解研究

陈春鸣¹, 赵永清², 李和志³, 张小燕¹

(1. 东莞理工学院城市学院 城市与环境科学系, 广东 东莞 523419; 2. 湖南科技大学 土木工程学院, 湖南 湘潭 411201; 3. 江西科技学院 土木工程学院, 江西 南昌 330098)

摘要: 基于滑移场理论, 分析了基坑底部被动滑移区 BDE 、过渡区 BCD 和主动滑移区 ABC 的区域应力状态, 推算出基坑底部在假设支护深度为 t 时的土体极限承载力滑移线解, 并以此反算出满足软土基坑抗隆起稳定安全性要求的支护深度。此外, 还可求出软土基坑抗隆起稳定性安全系数以应用于抗隆起稳定性验算, 并且在均质土前提下, 经过简单换算得到与普朗德尔极限平衡理论公式的基坑抗隆起稳定性安全系数 k 相同的结果。结合工程实例验证了软土基坑支护深度滑移线解和软土基坑抗隆起稳定性安全系数的合理性。

关键词: 软土; 基坑; 支护深度; 滑移线解

中图分类号: TU443

文献标志码: A

文章编号: 1673-9833(2014)03-0012-04

Research on Slip-Line Solution to Supporting Depth of Soft Soil Excavations

Chen Chunming¹, Zhao Yongqing², Li Hezhi³, Zhang Xiaoyan¹

(1. Department of City and Environment Science, City College of Dongguan University of Technology, Dongguan Guangdong 523419, China; 2. School of Civil Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan Hunan 411201, China; 3. School of Civil Engineering, Jiangxi University of Technology, Nanchang 330098, China)

Abstract: Based on slip field theory, analyses the stress state of passive slip zone BDE , transition zone BCD and active slip zone ABC at the excavation bottom, and infers the slip-line solution to soil ultimate bearing capacity of the excavation bottom at the assumed supporting depths t , and calculates the supporting depth in accordance with the soft soil excavation against heave stability safety requirements. Moreover determines the safety coefficient against heave stability for anti heave stability checking, and under homogeneous soil conditions, through the simple conversion obtains the same result with the safety coefficient k of excavation against heave stability by Prandtl limit equilibrium theory. Combined with engineering examples, slip-line solution of supporting depth in soft soil excavations and soft soil foundation heave stability safety coefficient are verified to be reasonable.

Keywords: soft clay; excavations; supporting depth; slip-line solution

随着我国城镇化的快速发展, 城市土地越来越紧缺, 进而催生了大量的基坑工程, 尤其是软土基坑更引人注目。由于软土基坑本身的特点, 使其安全性难以掌控, 极易造成重大的经济和生命财产损

失。目前研究人员对此问题进行了深入研究, 并取得了许多研究成果^[1-6]。在对软土基坑的研究中, 软土基坑抗隆起问题是其中最重要的一个问题, 通常采取调整支护桩的入土深度来保证抗隆起的稳定性。

收稿日期: 2014-03-12

作者简介: 陈春鸣(1987-), 男, 湖南双峰人, 东莞理工学院城市学院教师, 主要从事土木工程方面的教学和科研工作,
E-mail: 495935662@qq.com

本文将通过滑移线理论来详细分析软土基坑支护深度值的确定。

1 软土基坑支护坑底滑移场分析

当基坑宽度很大时,可认为基坑两侧土体所产生的的应力场不叠加,各自独立,且基坑坑底土体在一侧土体自重及外荷载作用下的应力状态达到或超过土体屈服条件,坑底土体便进入了塑性流动状态,形成了坑底滑移场,如图1所示。与条形基础Hill滑移线场类似^[7],坑底土体塑性区根据运动趋势分为主动滑移区ABC、过渡区BCD、被动滑移区BDE。忽略AE面摩擦力,假设滑移场土体为Coulomb材料且忽略其自重,基坑承受外荷载为 q_0 ,基坑开挖深度为 H ,土体为均质土,其重度为 γ ,粘聚力为 c ,内摩擦角为 φ ,基坑支护入土深度为 t 。

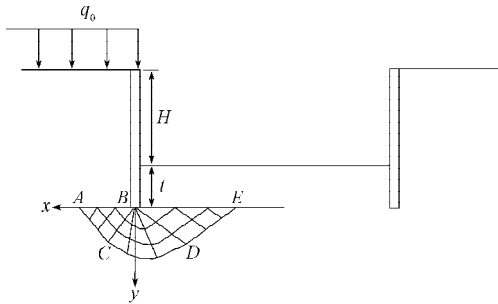


图1 基坑底部滑移线场

Fig. 1 Slip line field at the bottom of excavations

1.1 被动滑移区BDE区域滑移场分析

BE边界在极限平衡状态时有沿y轴向上鼓的趋势,是由BCD区土体滑动产生侧向推力和DE右侧摩阻力所合成的向上作用力引起的,故称为被动滑移区。BE塑性区边界条件为:正应力 $\sigma_n = \gamma \cdot t$,切应力 $\tau_n = 0$ 。可知边界条件为定值,且BE边界上第一主应力 σ_1 的作用方向与x轴的夹角 θ 为 π 。由于忽略AE面下的土体自重,故BDE滑移线场为均匀应力状态下的滑移线场,且两组滑移线 α, β 均为直线。又假设土体为Coulomb材料,可根据均匀应力状态滑移线场中Coulomb材料的滑移线 α, β 的夹角为 $2\mu = \frac{\pi}{2} - \varphi$,进一步推出滑移线 α, β 与 σ_1 方向即x轴的夹角分别为 $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ 和 $-\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ 。

被动滑移区BDE区域应力状态如图2所示。由图可以得出BDE区域每点的应力状态

$$\bar{p} = \frac{c \cot \varphi + \sigma_n}{1 - \sin \varphi} = \frac{c \cot \varphi + \gamma t}{1 - \sin \varphi} \quad (1)$$

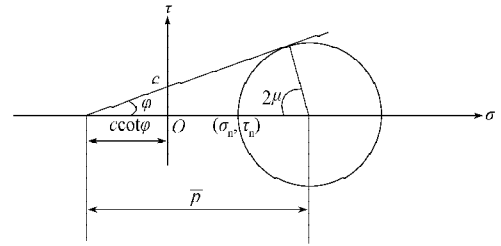


图2 BDE区域应力状态

Fig. 2 Stress state of zone BDE

1.2 过渡区BCD区域滑移场分析

BCD区域因位于主动滑移区ABC与被动滑移区BDE之间,因此被称为过渡区。依据滑移线性质,只要 α 族滑移线中有一曲线段是直线,则被 β 族滑移线截断的其余 α 族滑移线也为直线^[7]。在BCD过渡区域,因 α 族滑移线中BD是直线,故其余 α 族滑移线亦均为直线,从而BCD过渡区域 α 族滑移线上的应力是常数。为分析BCD区域内的 β 族滑移线形状,将图1中的BCD区域隔离分析并建立相应的直角坐标系,如图3所示。

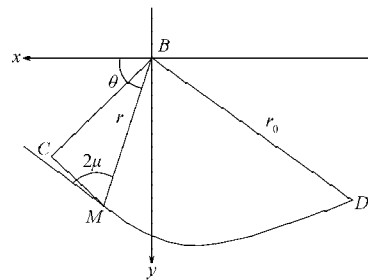


图3 BCD区域内的 β 族滑移线分析

Fig. 3 Analysis of β Series slip-line in zone BCD

在 β 族滑移线CD上取一点M,其直角坐标系下的坐标为 (x, y) ,BM与x轴的夹角为 θ , r_0 为 $\theta = \frac{3\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ 的矢径,大小为BD的长度。在简单滑移场中^[8],两族滑移线的夹角的关系式为 $2\mu = \frac{\pi}{2} - \varphi$,过 β 族滑移线CD上M点作曲线切线,则其斜率可表示为

$$\frac{dy}{dx} = -\tan(\pi - \theta - 2\mu) = -\tan\left(\frac{\pi}{2} + \varphi - \theta\right), \quad (2)$$

整理得

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{\tan\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) - \tan \theta}{1 + \tan\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) \tan \theta} \quad (3)$$

设点M的极坐标为 (r, θ) ,则直角坐标可表示为 $x = r \cos \theta, y = r \sin \theta$ 。

对式(4)求微分,得

$$dx = \cos \theta dr - r \sin \theta d\theta, dy = \sin \theta dr + r \cos \theta d\theta.$$

由式(5)得

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\tan \theta + \frac{rd\theta}{dr}}{1 - \frac{rd\theta}{dr} \tan \theta} \quad (6)$$

比较式(3)与式(6)可得

$$\frac{rd\theta}{dr} = -\tan\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) = \cot \varphi \quad (7)$$

将可分离变量的微分方程(7)化为

$$\int_{r_0}^r \frac{dr}{r} = \tan \varphi \int_{\frac{3\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}}^{\theta} d\theta \quad (8)$$

解得

$$r = r_0 \exp\left(\tan \varphi \left(\theta - \frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\right) \quad (9)$$

所以BCD过渡区域内β族滑移线是对数螺旋线。

根据图1可知,BCD区域的滑移线场是扇形对数螺旋滑移线场。且根据滑移线性质,沿BCD过渡区域内的同一β族滑移线上有

$$\ln \bar{p}_C + 2\theta_C \cot 2\mu = \ln \bar{p}_D + 2\theta_D \cot 2\mu \quad (10)$$

式中: \bar{p}_C, \bar{p}_D 分别为C, D点的应力值;

θ_C, θ_D 分别为C, D点最大主应力 σ_1 与x轴的夹角。

根据分析已知BDE区域为均匀应力场,因而有

$$\bar{p}_D = \bar{p} = \frac{c \cot \varphi + \gamma t}{1 - \sin \varphi}, \theta_D = \theta = \pi \quad (11)$$

将式(11)代入式(10)并简化得

$$\bar{p}_C = \frac{c \cot \varphi + \gamma t}{1 - \sin \varphi} \exp((2\pi - 2\theta_C) \cot 2\mu) \quad (12)$$

1.3 主动滑移区ABC区域滑移场分析

与被动滑移区BDE相似,对于主动滑移区ABC,作用于AB边界上的 $q = q_0 + \gamma(r + H)$ 使得AB边界运动趋势沿y轴向下,所以AB边界为第一主应力 σ_1 的作用面,且第一主应力 σ_1 方向与x轴的夹角为 $\frac{\pi}{2}$,即 $\theta = \frac{\pi}{2}, \sigma_n = q, \tau_n = 0$ 。因此,主动滑移区ABC边界条件均为定值,且滑移线 α, β 与第一主应力 σ_1 的方向分

别成 $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ 和 $-\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ 的夹角,即滑移线 α, β 与x轴分

别成 $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ 和 $-\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ 的夹角。又因边界条件为定值,

同时忽略AE面下的土体自重,可知ABC滑移线场为均匀应力状态下的滑移线场,且两组滑移线 α, β 均为直线。假设土体为Coulomb材料,则根据均匀应力状态滑移线场中Coulomb材料的滑移线 α, β 的夹角为

$2\mu = \frac{\pi}{2} - \varphi$,故式(12)还可化为

$$\bar{p}_C = \frac{c \cot \varphi + \gamma t}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \cot 2\mu) \quad (13)$$

主动滑移区ABC区域应力状态如图4所示。

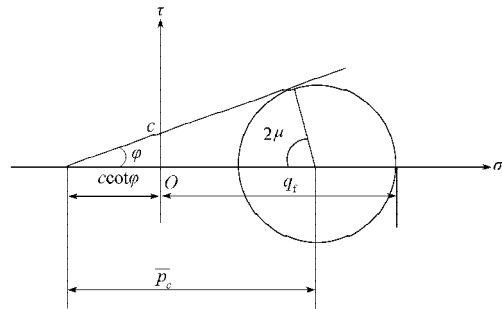


图4 ABC区域应力状态

Fig. 4 Stress state of zone ABC

根据图4中ABC区域应力状态及边界条件,可以求出基坑底部极限荷载

$$q_t = c \cot \varphi \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \tan \varphi) - 1 \right) + \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \tan \varphi) \gamma t \quad (14)$$

q_t 即为基坑支护后底部极限承载力滑移线解。

2 软土基坑支护深度滑移线解

由软土基坑支护坑底滑移场分析可知,为使基坑底部满足稳定性要求,必然有 $q_t \geq q$,即

$$c \cot \varphi \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \tan \varphi) - 1 \right) + \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \tan \varphi) \gamma t \geq q_0 + \gamma(t + H) \quad (15)$$

由于基坑开挖深度H往往由主体设计决定,难以自由调整,而外荷载 q_0 也只能在一定范围内调整,最理想的就是通过调整支护桩的入土深度t来保证基坑底部的稳定性。通过对式(15)求解得

$$t \geq \frac{q_0 + \gamma H - c \cot \varphi \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \tan \varphi) - 1 \right)}{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \gamma \exp(\pi \tan \varphi) - \gamma} \quad (16)$$

因此,只要支护桩入土深度大于等于式(16)右边的值,才能保证基坑底部稳定性。否则即使支护桩能满足受力平衡亦会因基坑底部发生失稳而破坏。

此外,若定义基坑抗隆起稳定性安全系数为k,则有

$$k = \frac{q_t}{q} = \frac{\gamma t N_q + c N_c}{\gamma(H + t) + q_0} \quad (17)$$

式中: $N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \tan \varphi); N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$ 。

当基坑为均质土时,则此式与JGJ120—2012《建筑基坑支护技术规程》采用的地基极限承载力的普朗德极限平衡理论公式的基坑抗隆起稳定性安全系数 k 的计算式^[8]相同。

3 工程算例

采用文献[2]中的工程实例作为算例,该基坑开挖深度为9 m,支护桩桩长为12 m,按施工经验,超载取值为20 kPa。坑底处于海洋软土中,且坑底以下尚有15 m深的软土,土的相关物理参数见表1。

表1 土的相关物理参数
Table 1 Soil relevant parameters

土层名称	深度/m	重度 γ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	有效粘聚力 c/kPa	有效内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$
回填土	0.0~1.8	19	0	30
泥炭土	1.8~3.7	16	0	20
冲积粘土	3.7~5.3	18	0	26
海洋软土	5.3~24.0	16	0	21
风化岩石	24.0以下	20	10	32

根据式(16)和该工程的实际设计参数,可计算出该基坑的抗隆起稳定性理论支护深度最小值为1.78 m。同时在支护深度为3 m的情况下,可以求得该软土基坑工程抗隆起稳定性安全系数 k 为1.538,且 k 值与文献[2]中公式(9)的计算结果1.528极为接近。

4 结语

本文在滑移场理论的基础上分析了基坑底部被动滑移区、过渡区和主动滑移区的应力状态。

1) 推算出了基坑底部在假设支护深度为 t 时,土体极限承载力滑移线解,反算出满足软土基坑抗隆起稳定安全性要求的支护深度。

2) 为验算抗隆起稳定性,求解软土基坑抗隆起稳定性安全系数,并在均质土条件下,得到与普朗德极限平衡理论公式的基坑抗隆起稳定性安全系数 k 相同的结果。

3) 结合工程实例验证了软土基坑支护深度滑移线解和软土基坑抗隆起稳定性安全系数的合理性。

参考文献:

[1] 秦会来,陈祖煜,刘立鹏.基于上限理论的软土基坑抗隆起稳定分析方法[J].岩土工程学报,2012,34(9):1611-1619.
Qin Huilai, Chen Zuyu, Liu Lipeng. Basal Stability Analysis for Excavations in Soft Clay Based on Upper Bound Method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,

2012, 34(9): 1611-1619.
[2] 张耀东,龚晓南.软土基坑抗隆起稳定性计算的改进[J].岩土工程学报,2006,28(增刊1):1378-1382.
Zhang Yaodong, Gong Xiaonan. Improvement on Basal Heave Stability Analysis for Excavations in Soft Clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(S1): 1378-1382.
[3] 秦会来,黄茂松,王卫东.非均质软土基坑抗隆起稳定性的极限分析方法[J].岩土力学,2008,29(10):2719-2724.
Qin Huilai, Huang Maosong, Wang Weidong. Limit Analysis Method for Basal Stability of Braced Excavation Against Upheaval in Heterogeneous Soft Clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(10): 2719-2724.
[4] 陈刚,阮澍,李九思.软土基坑喷锚支护设计与实例分析[J].岩土力学,2002,23(增刊1):161-164.
Chen Gang, Ruan Shu, Li Jiusi. Design and Analysis of Shotcreting and Anchoring Support Applied to Foundation Pit in Soft Soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(S1): 161-164.
[5] 张玉成,杨光华,钟志辉,等.软土基坑设计若干关键问题探讨及基坑设计实例应用分析[J].岩石力学与工程学报,2012,31(11):2334-2343.
Zhang Yucheng, Yang Guanghua, Zhong Zhihui, et al. Discussion on Some Key Problems in Soft Soil Foundation Pit Design and Application Analysis of Design Examples [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(11): 2334-2343.
[6] 李镜培,唐耀,张飞.考虑支护结构的软土基坑抗隆起稳定上限分析[J].地下空间与工程学报,2011,7(5):1007-1012.
Li Jingpei, Tang Yao, Zhang Fei. Analysis of Stability Against Upheaval of Excavation by Upper Bound Method Considering the Retaining Wall[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, 7(5): 1007-1012.
[7] 龚晓南.土塑性力学[M].杭州:浙江大学出版社,1997:319-320.
Gong Xiaonan. Soil Plasticity[M]. Hangzhou: Zhejiang University Press, 1997: 319-320.
[8] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ120—2012 建筑基坑支护技术规程[S].北京:中国建筑工业出版社,2012:157-158.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. JGJ120—2012 Technical Specification for Building Foundation Excavations Retaining and Protection[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2012: 157-158.

(责任编辑:邓光辉)

