

基坑稳定性的塑性极限分析上限法研究

李泽, 胡政, 彭普, 刘毅

(昆明理工大学 建筑工程学院, 云南 昆明 650500)

摘要: 基坑稳定性验算是基坑支护设计中的一项重要内容, 将极限分析上限理论、有限元离散思想和数学规划方法结合起来研究基坑的稳定性。首先将基坑土体用三角形有限单元离散, 然后根据上限定理构建同时满足公共边速度不连续条件、单元塑性流动约束条件和单元速度边界条件的机动许可速度场, 并由内、外功率相等条件建立目标函数, 构建基坑稳定性分析的上限法数学规划模型, 通过对模型的优化求解, 得到基坑整体稳定性分析的极限荷载(或安全系数)上限解及相应的破坏机构, 最后分析了土体抗剪参数、支护结构嵌固深度及基坑开挖深度等因素对基坑整体稳定性的影响规律。

关键词: 基坑稳定性; 上限法; 有限元离散; 数学规划理论; 安全系数

中图分类号: TV551.4; TU753

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2019)03-0230-07

Research on upper bound method of plastic limit analysis for excavation stability

LI Ze, HU Zheng, PENG Pu, LIU Yi

(Faculty of Civil Engineering and Mechanics, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650500, China)

Abstract: Evaluating the excavation stability is important in excavation support design. In this paper, the stability of excavations is studied by combining the upper bound theorem, finite element discretization and mathematical programming method. First, the triangular finite element is used to disperse the soil of excavations. Then according to the upper bound theorem, kinematically admissible velocity fields are established to satisfy the plastic flow constraint conditions of velocity discontinuities for common side, the plastic flow constraint conditions of triangular finite elements and the velocity boundary conditions. The objective function is established based on the internal and external energy balance equation, then the upper bound method mathematical programming model for excavations analysis are established. By solving the mathematical programming model with the help of optimization algorithm, the upper bound solution of the ultimate load and safety factor can be obtained. Finally, the effects of soil shear parameters, the depth of retaining structure and excavation depth on the overall stability of excavations are analyzed.

Key words: excavation stability; upper bound method; finite element discretization; mathematical programming theorem; safety factor

1 研究背景

基坑的整体稳定性验算是基坑支护设计中的一个关键环节, 稳定性合格与否直接关系到基坑工程的安全与稳定。目前, 基坑整体稳定性分析的主要方法有极限平衡法、极限分析法和基于强度折减的

有限元法等。

极限平衡法主要有: 瑞典圆弧法、条分法等, 而条分法又根据对条间力假设的不同分为 Kray 法、简化 Bishop 法等简易条分法和 Janbu 法等考虑条间力影响的严格条分法^[1]。这一类方法通常需要事先假定滑裂面, 通过对滑裂面上土体的条分和假设条

收稿日期: 2018-11-04; 修回日期: 2019-03-11

基金项目: 国家自然科学基金项目(51564026)

作者简介: 李泽(1981-), 男, 云南丽江人, 博士, 副教授, 主要从事岩土塑性极限分析数值方法等方面的研究工作。

通讯作者: 胡政(1993-), 男, 河南信阳人, 硕士研究生, 主要从事岩土塑性极限分析数值方法等方面的学习和研究工作。

间力的大小或方向,从而将问题简化求解。正是凭借其简单便捷的特点,极限平衡法在我国岩土工程领域得到广泛应用,殷佩生等^[2]采用圆弧滑动法并结合 Boussinesq 解,进行了可考虑地面局部荷载的基坑稳定性分析;徐永刚等^[3]基于极限平衡法研究了施工与交通超载作用下软土地连墙基坑整体稳定性。但是由于极限平衡法不能考虑岩土体的应力应变关系以及岩土体同支护结构的共同作用,这势必会影响稳定安全系数的准确度,所以其不适用于某些复杂的基坑整体稳定性分析。

基于强度折减理论的有限单元法是将强度折减理论和有限单元法相结合,在使得岩土体满足平衡条件、变形协调条件的同时,还能满足本构关系。强度折减有限元法通过折减土体强度参数,在有限元计算出现不收敛时,得到的强度储备系数即为安全系数。如胡安峰等^[4]基于强度折减有限元法,使用 Plaxis 中土体硬化模型,通过有限元计算中特征点位移的突变对基坑整体稳定性进行收敛判断,研究了使用强度折减有限元法分析基坑整体稳定性时本构模型的影响规律。

极限分析法是以塑性极限分析上、下限定理为依据的稳定性分析方法,通过构建基坑的机动许可速度场和静力容许应力场来求解基坑土体在极限状态下真解的上下限,计算精度较高;另外,由于避开了岩土体复杂的本构关系,其计算效率比强度折减有限元法更高。随着计算机技术的快速发展,塑性极限分析方法在近年来得到了更为广泛的应用,如郭红仙等^[5]采用极限分析定理与有限元离散相结合的极限分析有限元法研究了土钉长度对于土钉支护软土基坑整体稳定性的影响,其不仅具有严格的理论基础,又有有限元的强适用性。目前极限分析方法已在边坡稳定^[6-9]、地基承载力^[10-12]、挡墙土压力^[13]、隧道开挖面稳定^[14-15]、边坡可靠度^[16]等方面取得了许多成功的应用,但是将极限分析法应用于基坑稳定性分析中的成果相对较少。鉴于此,本文将塑性极限分析上限定理、有限元离散思想和数学规划理论结合起来,以超载系数为目标函数建立求解基坑整体稳定安全系数的上限法数学规划模型,并使用优化手段寻找接近真实破坏模式的速度场及对应安全系数的上限解,提出一种基坑整体稳定性分析的上限法。

2 极限分析上限法理论及假定

满足塑性流动约束条件和速度边界条件的速度

场称为机动许可速度场。物体受力变形时,存在着无数个机动许可速度场,根据上限定理,在与所有机动许可速度场相对应的外荷载中,极限荷载最小。因此,上限法的目的是通过构建岩土体的机动许可速度场,建立岩土体稳定分析的数学规划模型,优化求解极限荷载(或安全系数)的上限。

将基坑开挖影响范围内的土体作为研究对象,为了能够使用有限元离散方法构建基坑土体的机动许可速度场,做如下假设:(1)土体为理想塑性材料且服从关联流动法则;(2)仅考虑土体的平动力学效应,即土体的失稳破坏形式为剪切滑移破坏。

3 有限单元法离散基坑土体

为了能够准确模拟基坑开挖影响范围内土体的力学特性,使用非共节点三角形有限单元对基坑土体进行离散。非共节点三角形有限单元如图 1(a)所示,相邻单元之间公共边上的速度间断如图 1(b)所示。

4 基坑整体稳定性分析上限法数学规划模型

基于有限元数值离散的塑性极限分析上限法的基本原理是:首先将岩土体离散,然后构建满足塑性流动约束条件和速度边界条件的机动许可速度场,并以内功功率等于外功功率为约束条件,建立以超载系数为目标函数的基坑整体稳定性分析上限法数学规划模型,最后利用优化算法,求解得到极限荷载(或安全系数)上限解及对应的速度场。本文在建立基坑稳定性分析的机动许可速度场时,采用类似文献^[6]的方法。

4.1 三角形单元塑性流动约束条件

本文采用单元的变形协调条件,并结合关联流动法则和屈服条件来推导三角形单元的塑性流动约束条件。根据上限法理论,由屈服条件结合关联流动法则得到的塑性应变率分量和由单元变形协调条件得到的应变率分量二者相等。故三角形单元的塑性流动约束条件可以写成公式(1):

$$\begin{cases} a_{11}u^i - a_{12}\lambda^i = 0 \\ \lambda^i \geq 0 \end{cases} \quad (1)$$

其中:

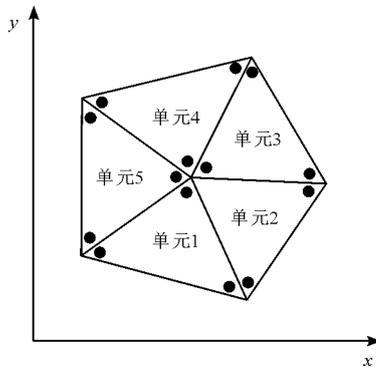
$$a_{11} = \frac{1}{2A_i} \begin{bmatrix} a_l & 0 & a_m & 0 & a_n & 0 \\ 0 & b_l & 0 & b_m & 0 & b_n \\ b_l & a_l & b_m & a_m & b_n & a_n \end{bmatrix};$$

$$a_{12} = \begin{bmatrix} B_1 & B_2 & \cdots & B_k & \cdots \\ C_1 & C_2 & \cdots & C_k & \cdots \\ D_1 & D_2 & \cdots & D_k & \cdots \end{bmatrix};$$

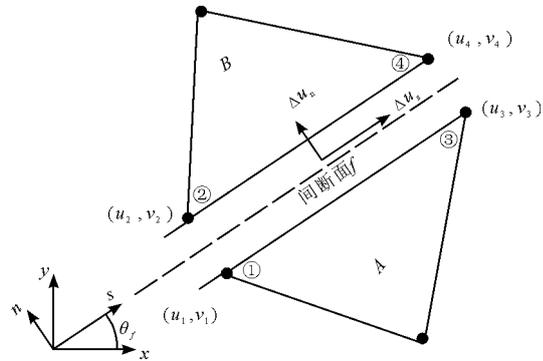
$$\lambda^i = [\lambda_1^i \quad \lambda_2^i \quad \cdots \quad \lambda_k^i \quad \cdots \quad \lambda_p^i]^T;$$

$$u^i = [u_1^i \quad u_2^i \quad u_3^i]^T;$$

$$B_k = \cos(2\pi k/p) + \sin\varphi^i, C_k = -\cos(2\pi k/p) + \sin\varphi^i, D_k = 2\sin(2\pi k/p)$$



(a) 非共节点三角形有限单元



(b) 单元公共边速度间断

图1 三角形有限单元离散

4.2 公共边速度不连续约束条件

为了满足机动许可条件,单元公共边上沿切向、法向速度间断值必然符合关联流动准则,结合单元公共边塑性屈服准则及关联流动法则,则相邻单元A、B公共边f的速度不连续约束条件矩阵形式为:

$$\begin{cases} a_{21}u^f - a_{22}\lambda^f = 0 \\ \lambda^f \geq 0 \end{cases} \quad (2)$$

其中:

$$a_{21} = \begin{bmatrix} E^f & 0 \\ 0 & E^f \end{bmatrix}; u^f = [u_1^f \quad u_2^f \quad u_3^f \quad u_4^f]^T;$$

$$E^f = \begin{bmatrix} \sin\theta_f & -\cos\theta_f & -\sin\theta_f & \cos\theta_f \\ -\cos\theta_f & -\sin\theta_f & \cos\theta_f & \sin\theta_f \end{bmatrix};$$

$$a_{22} = \begin{bmatrix} \tan\varphi_f & \tan\varphi_f & 0 & 0 \\ 1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \tan\varphi_f & \tan\varphi_f \\ 0 & 0 & 1 & -1 \end{bmatrix};$$

$$\lambda^f = [\lambda_1^f \quad \lambda_2^f \quad \lambda_3^f \quad \lambda_4^f]^T$$

式中: $f = (1, 2, \dots, n_b)$; n_b 为三角形有限单元公共边的数量; λ^f 是公共边的非负塑性乘子, $u_1^f, u_2^f, u_3^f, u_4^f$ 分别为单元A、B公共边f上节点①、②、③、④的速度向量, m/s; θ_f 为公共边f与x轴的夹角(以逆时针转向为正), ($^\circ$); φ_f 是公共边f的内摩擦角, ($^\circ$).

4.3 速度边界条件

机动许可速度场在边界上需要满足已知的速度

边界条件,则三角形单元速度边界条件可以写成如下矩阵形式:

$$a_{31}u^c = a_{32} \quad (3)$$

其中: $a_{31} = \begin{bmatrix} \cos\alpha_c & \sin\alpha_c \\ -\sin\alpha_c & \cos\alpha_c \end{bmatrix}; u^c = [u_1^c \quad u_2^c]^T;$

$$a_{32} = [\bar{u}_c^1, \bar{v}_c^1, \bar{u}_c^2, \bar{v}_c^2]^T$$

式中: $c = (1, 2, \dots, n_c)$; n_c 为岩土体中速度已知的边界三角形单元的数量; α_c 为单元边界与x轴的夹角, ($^\circ$); u_1^c, u_2^c 分别是三角形单元在边界上的节点速度向量, m/s; \bar{u}_c, \bar{v}_c 为边界上节点的切向速度和法向速度, m/s。

4.4 内外功率相等条件

由虚功原理,基坑稳定性上限分析时,外力所做的虚功功率和土体内能耗散功率相等。本文中岩土体有限单元内部和单元公共边的速度不连续面均存在塑性流动,因此内能耗散包括有限单元的内能耗散和速度不连续面上的内能耗散。

三角形有限单元的内能耗散可按下式计算:

$$W_{Internal}^1 = \sum_{i=1}^{n_a} (C^i \lambda^i) \quad (4)$$

式中: $C^i = 2A_i c^i \cos\varphi^i [1 \cdots 1]$, c^i 为三角形单元材料的黏聚力, kPa; φ^i 为三角形单元材料的内摩擦角, ($^\circ$).

速度不连续面上的内能耗散为:

$$W_{Internal}^2 = \sum_{f=1}^{n_b} (C^f \lambda^f) \quad (5)$$

式中: $C^f = 0.5c^f l^f [1 \ 1 \ 1 \ 1]$; c^f 为公共边 f 的黏聚力, kPa; l^f 是公共边 f 的长度, m。

本文外功功率包括自重和边界上的荷载向量在单元节点速度上所做的功。故利用上限法进行基坑稳定性分析时,外功功率如下。

三角形单元节点速度上由于岩土体自重所做的外功功率为:

$$W_{External}^1 = \sum_{i=1}^{n_a} (P^i u^i) \quad (6)$$

式中: $P^i = -\frac{\gamma_i A_i}{3} [0 \ 1 \ 0 \ 1 \ 0 \ 1]$ 为自重形成的节点荷载向量, kN; γ_i 为岩土体的重度, kN/m³。

外力荷载向量在三角形单元节点速度上所做的外功功率为:

$$W_{External}^2 = \sum_{i=1}^{n_a} (F^i u^i) \quad (7)$$

式中: $F^i = [f_{x1} \ f_{y1} \ f_{x2} \ f_{y2} \ f_{x3} \ f_{y3}]$ 为外荷载形成的节点荷载列向量, kN; f_{xi} 、 f_{yi} , ($i = 1, 2, 3$) 分别为单元节点等效荷载向量在 x 、 y 方向的分量, kN。

根据虚功原理,并结合超载系数 λ_1 ,得到有限元内外功耗散相等条件为公式(8):

$$W_{Internal}^1 + W_{Internal}^2 = \lambda_1 W_{External}^1 + W_{External}^2 \quad (8)$$

设 $W_{External}^1 = 1.0$,则公式(8)由一个非线性表达式可等效为以下两个线性表达式:

$$\begin{cases} W_{Internal}^1 + W_{Internal}^2 = W_{External}^2 + \lambda_1 \\ W_{External}^1 = 1.0 \end{cases} \quad (9)$$

4.5 目标函数

基坑稳定性上限分析时可将容重超载系数 λ_1 作为目标函数,并求目标函数最小值。由公式(9),目标函数可以表示为:

$$\text{Minimize: } \lambda_1 = W_{Internal}^1 + W_{Internal}^2 - W_{External}^2 \quad (10)$$

4.6 基坑整体稳定性分析上限法数学规划模型

为了求解基坑在受力作用时整体稳定安全系数(或极限荷载)上限解及对应的破坏机构,集成目标函数式(10)、约束条件式(1)、(2)、(3)、(9),可以得到基坑整体稳定性分析上限法数学规划模型:

$$\begin{cases} \text{Minimize: } \lambda_1 \\ \text{Subject to:} \\ a_{11} u^i - a_{12} \lambda^i = 0; \ i = (1, 2, \dots, n_a) \\ a_{21} u^f - a_{22} \lambda^f = 0; \ f = (1, 2, \dots, n_b) \\ a_{31} u^c = a_{32}; \ c = (1, 2, \dots, n_c) \\ W_{Internal}^1 + W_{Internal}^2 = W_{External}^2 + \lambda_1 \\ W_{External}^1 = 1.0; \ \lambda^i \geq 0; \ \lambda^f \geq 0 \end{cases} \quad (11)$$

5 上限法数学规划模型的求解

通过上述步骤所建立的基坑稳定性分析上限法数学规划模型是典型的线性规划模型,本文采用 Matlab 编写了相应的计算程序,程序主要包括前处理、构建上限法数学规划模型、优化求解和后处理 4 个模块。

在极限分析中,通常有两种方式可使变形体达到极限状态,第一种是逐步增加外荷载,即求解超载系数,超载的力可以是自重、等效外荷载等;另一种是逐步折减材料的强度参数,即求解强度储备系数,当有限元计算不收敛时,强度储备系数 λ_2 即为安全系数 F_s ;强度储备系数 λ_2 可以定义为:

$$\lambda_2 = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi'} = \frac{c}{c'} \quad (12)$$

式中: c 、 c' 分别为基坑土体强度折减前与折减后的黏聚力, kPa; φ 、 φ' 分别为基坑土体强度折减前与强度折减后的内摩擦角, (°)。

基坑稳定性分析的上限法计算程序求解流程图如图 2 所示。

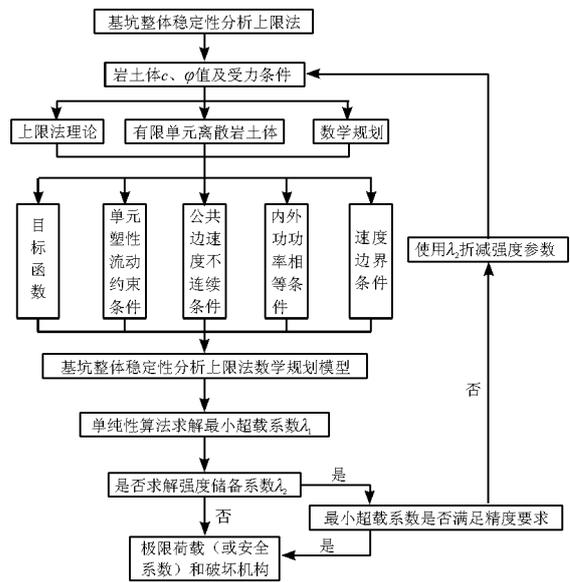


图 2 基坑稳定性分析上限法计算流程图

6 整体稳定影响因素分析

从上文的分析可知,本文方法能够反映土体抗剪强度参数、支护结构入土深度、基坑开挖深度、基坑平面尺寸和地下水等因素对基坑整体稳定性的影响。为了验证本文方法及程序编制的正确性,分析了土体强度参数、支护结构嵌固深度及基坑开挖深度等因素对基坑稳定性的影响规律。

6.1 土体黏聚力的影响

为分析讨论土体黏聚力对整体稳定安全系数 F_s 和坑顶极限均布荷载 q_{\max} 的影响规律,假定基坑开挖时的土体参数为:重度 $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$,固结不排水强度指标 $\varphi_{cu} = 15^\circ$,基坑开挖深度 $H = 11 \text{ m}$,支护墙体入土嵌固深度 $D = 10 \text{ m}$,基坑宽度 $B = 30 \text{ m}$,基坑顶部均布荷载为 $q = 30 \text{ kPa}$ 。另采用极限平衡法进行计算,并将结果与本文方法结果进行比较。基坑整体稳定安全系数随土体黏聚力的变化规律如图3所示,土体黏聚力与坑顶极限均布荷载的关系曲线如图4所示。

从图3可以看出,两种方法计算所得的安全系数均随着黏聚力的增大近似呈线性增加,这符合土体强度参数增加会对基坑稳定性产生增益的一般规律。极限平衡法的计算结果要大于本文上限法的计算结果,且随着黏聚力的增加,二者之间的差值逐渐减小。

图4中给出了使用本文方法对基坑整体稳定性分析时坑顶极限均布荷载 q_{\max} 随土体黏聚力的变化规律曲线。可见随着黏聚力的增加,基坑坑顶所能承受的极限均布荷载亦逐步增大,这与图3中安全系数随土体黏聚力增加而增加的结果相一致。

6.2 土体内摩擦角的影响

为分析讨论土体内摩擦角对整体稳定安全系数

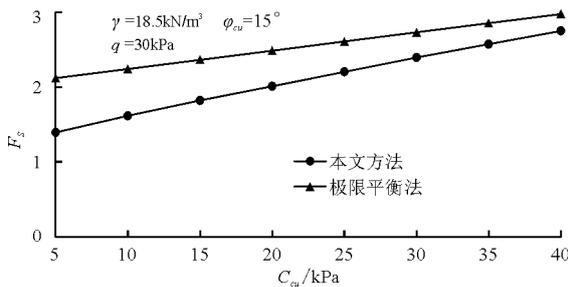


图3 土体黏聚力对整体稳定安全系数的影响

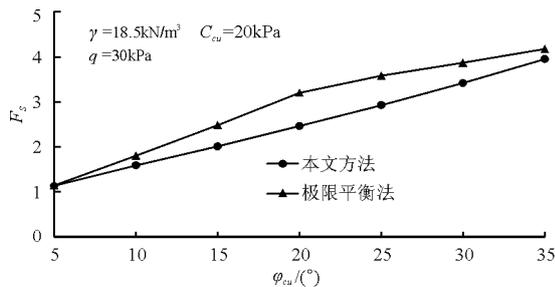


图5 土体内摩擦角对整体稳定安全系数的影响

6.3 支护墙体嵌固深度的影响

为分析讨论支护墙体嵌固深度 D 对基坑整体稳

定安全系数 F_s 和坑顶极限均布荷载 q_{\max} 的影响规律,假定基坑开挖时的土体参数为:重度 $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$,固结不排水指标黏聚力 $C_{cu} = 20 \text{ kPa}$,基坑开挖深度 $H = 11 \text{ m}$,宽度 $B = 30 \text{ m}$,支护墙体入土嵌固深度 $D = 10 \text{ m}$,基坑顶部作用有均布荷载 $q = 30 \text{ kPa}$ 。土体固结不排水内摩擦角对整体稳定安全系数与坑顶极限均布荷载的影响规律分别如图5、6所示。

图5中给出了基坑整体稳定安全系数随土体内摩擦角的变化情况。可见使用本文方法计算得到的安全系数近似与 φ_{cu} 呈线性关系,由极限平衡法得到的安全系数与 φ_{cu} 呈非线性关系。此外,两种方法中安全系数均随内摩擦角的增加而快速增大,可见内摩擦角的增加对安全系数的增大影响是显著的。极限平衡法结果要大于本文方法结果,二者之间的差值先增大后减小,其中在 $\varphi_{cu} = 20^\circ$ 时达到最大值。

图6中给出了坑顶极限均布荷载 q_{\max} 随土体内摩擦角 φ_{cu} 变化的曲线。在 $\varphi_{cu} = 5^\circ$ 时, $q_{\max} = 62.0 \text{ kPa}$;当 $\varphi_{cu} = 10^\circ$ 时, $q_{\max} = 467.7 \text{ kPa}$; $\varphi_{cu} = 15^\circ$ 时, $q_{\max} = 1373.6 \text{ kPa}$ 。土体内摩擦角的增大会直接导致坑顶极限均布荷载的增加,当内摩擦角从 5° 增加到 15° 时, q_{\max} 从 62.0 kPa 急剧增加至 1373.6 kPa 。由图6可知,随着 φ_{cu} 增大,坑顶极限均布荷载变化幅度逐渐增大,从图上显示为曲线的斜率逐步增加。

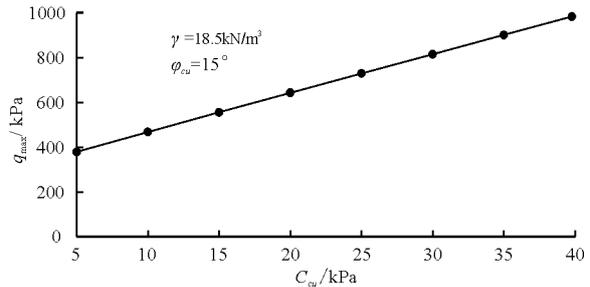


图4 土体黏聚力对坑顶极限均布荷载的影响

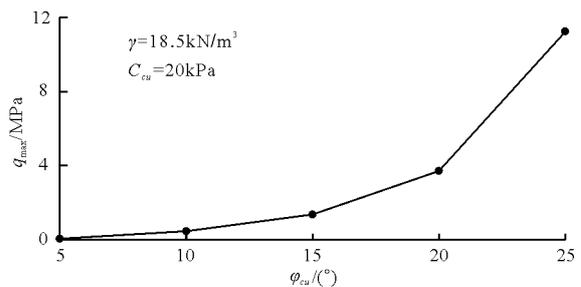


图6 土体内摩擦角对坑顶极限均布荷载的影响

定安全系数 F_s 的影响规律,假定基坑开挖时的土体参数为:重度 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$,固结不排水强度指标

$\varphi_{cu} = 15^\circ$ 、 $C_{cu} = 20$ kPa, 基坑开挖深度 $H = 10$ m, 宽度 $B = 20$ m, 基坑顶部均布荷载为 $q = 40$ kPa。

图 7 给出了基坑整体稳定安全系数 F_s 随支护墙体嵌固深度 D 的变化规律。由图 7 中可以看出, 基坑整体稳定安全系数随着支护墙体嵌固深度 D 的增加近似线性增大。

6.4 基坑开挖深度的影响

为分析讨论基坑开挖深度 H 对基坑整体稳定安全系数 F_s 的影响规律, 假定基坑开挖时的土体参数为: 重度 $\gamma = 20$ kN/m³, 固结不排水强度指标 $\varphi_{cu} = 15^\circ$ 、 $C_{cu} = 20$ kPa, 支护墙体嵌固深度 $D = 6$ m, 宽度 $B = 24$ m, 基坑顶部作用有均布荷载 $q = 35$ kPa。

图 8 给出了基坑稳定安全系数 F_s 随开挖深度 H 的变化规律曲线。由图 8 可见, 随着开挖深度的增加, 基坑整体稳定安全系数逐渐减小; 当开挖深度较小时, 整体稳定安全系数 F_s 随基坑开挖深度的变化较大, 随着开挖深度的增加, F_s 随基坑开挖深度的变化减缓。

7 实例分析

某大型基坑工程, 基坑平面大致呈矩形, 开挖深度 10.8 m, 基坑顶部作用有均布荷载 30 kPa, 支护结构采用钻孔灌注桩, 支护墙体嵌固入土深度 17.2 m, 基坑开挖至坑底时发生失稳破坏。基坑典型断面土层分布及物理力学参数见表 1, 地下水位下土体在计算时取浮重度, 基坑剖面图如图 9 所示。

表 1 基坑典型断面土层参数表

土体类别	$\gamma_{sat}/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$\varphi_{cu}/(^{\circ})$	C_{cu}/kPa
杂填土	18.5	15.0	5.0
淤泥质黏土	17.3	11.3	13.7
粉质黏土	19.2	18.7	42.4

结合支护桩墙悬于淤泥质黏土层, 未进入粉质黏土层, 导致失稳破坏的工程实际情况, 本文计算了

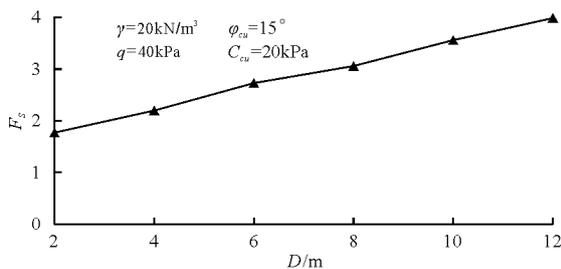


图 7 安全系数随支护墙体嵌固深度的变化

两种工况下的安全系数, 工况 1: 支护桩墙悬于淤泥质黏土层(见图 9), 工况 2: 支护桩墙嵌入粉质黏土层 2 m; 并将计算结果与极限平衡法进行对比分析。

表 2 不同工况下安全系数计算结果

计算工况	安全系数	
	本文方法	极限平衡法
工况 1	0.82	0.79
工况 2	1.86	2.35

表 2 给出了本文方法和极限平衡法对上述两种工况的计算结果。在工况 1 支护桩墙悬于软弱土层, 未进入粉质黏土层时, 支护结构对基坑稳定的增益效果可忽略不计, 此时两种方法计算得到的安全系数均小于 1.0, 这与工况 1 基坑发生失稳的实际情况相吻合。

当支护墙体嵌固到粉质黏土层 2 m, 此时支护结构对基坑的稳定有显著的加固作用, 两种方法计算得到的安全系数均大于规范要求, 基坑在坑顶 30 kPa 的均布荷载作用下能保持稳定, 这说明了在基坑工程中合理设置支护的重要性。

图 10 给出了使用本文方法计算的工况 1 在坑顶 30 kPa 均布荷载作用下的速度场及极限平衡法计算所得的滑裂面。

从图 10 中可清晰了解基坑任何一个部位的速度矢量, 可直观反映基坑的破坏形态。桩后土体有下滑的速度, 坑内土体有向上的速度矢量, 极限平衡法的滑裂面形态亦说明了这个现象。这是由于支护结构未按设计要求进入持力层, 支护桩墙对基坑土体的加固作用可忽略不计, 基坑软土对支护桩的位移约束亦很小, 在坑顶均布荷载和自重作用下, 桩后土体对支护桩作用有主动土压力, 桩体产生转动, 随后桩后土体失去位移约束开始滑动, 土体和桩土交界面处出现裂隙, 随后裂隙贯通, 最终形成过支护桩体末端的滑裂面。

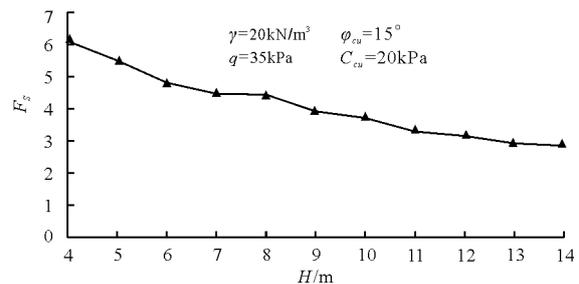


图 8 安全系数随基坑开挖深度的变化

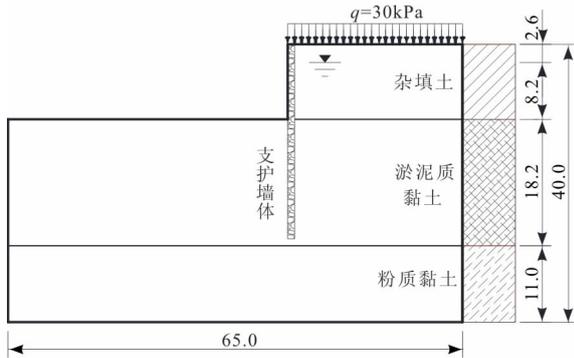


图9 基坑剖面示意图(单位:m)

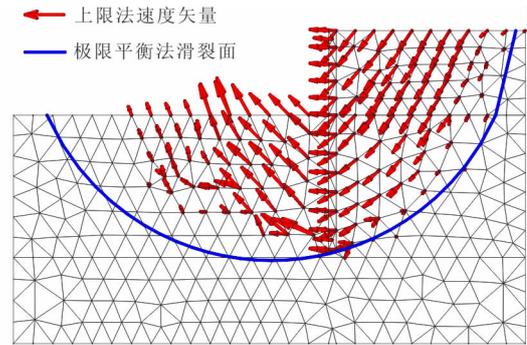


图10 工况1基坑的速度场及计算滑裂面

8 结论

(1) 本文将极限分析上限定理、有限元离散思想和数学规划方法结合起来研究基坑的稳定性,提出了一种求解基坑整体稳定安全系数和坑顶极限均布荷载的塑性极限分析上限法。

(2) 对土体强度参数、支护结构嵌固深度及基坑开挖深度等参数进行了敏感性分析,得到了其对基坑稳定性的影响规律。同时在实例分析中,结合工程的实际情况,将本文所提方法和极限平衡法两种方法的计算结果进行比较,验证了本文所提方法的正确性。

(3) 相对于极限平衡法,本文方法不用人为事先假设滑裂面的位置,最不利的破坏形式和极限状态可通过优化计算获得,这对于了解基坑的破坏形态更为直观。本文的求解方法计算精度和效率均较高,文中的研究工作是将塑性极限分析上限法应用到基坑稳定性分析领域的一次有益尝试。

(4) 如在工程中应用本文方法,需结合岩土体的渗流分析,在基坑稳定性上限分析中考虑地下水渗流的影响,因此尝试构建考虑地下水渗流的机动许可速度场是今后研究的重点。

参考文献:

- [1] 殷宗泽,等. 土工原理[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2007.
- [2] 殷佩生,史亚群. 考虑地面局部荷载的基坑抗隆起稳定性分析[J]. 水资源与水工程学报, 2016, 27(02): 223 - 226 + 230.
- [3] 徐永刚,季昌,许恺,等. 交通和施工超载对软土基坑地下连续墙槽壁整体稳定的影响[J]. 华东交通大学学报, 2015, 32(3): 1 - 5.

- [4] 胡安峰,陈博浪,应宏伟. 土体本构模型对强度折减法分析基坑整体稳定性的影响[J]. 岩土力学, 2011, 32(S2): 592 - 597 + 603.
- [5] 郭红仙,周鼎. 软土中基坑土钉支护稳定性问题探讨[J]. 岩土力学, 2018, 39(S2): 398 - 404.
- [6] 王均星,李泽. 考虑孔隙水压力的土坡稳定性的有限元上限分析[J]. 岩土力学, 2007, 28(2): 213 - 218.
- [7] 李泽,王均星,张小艳. 基于刚性块体系统的岩质边坡稳定性上限法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(S1): 2844 - 2852.
- [8] 孙聪,李春光,郑宏,等. 基于四边形网格的边坡上限有限元法[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(1): 114 - 120.
- [9] 李春光,高如超,郑宏,等. 基于单元应力级数展开的下限原理有限元法[J]. 工程力学, 2015, 32(10): 38 - 43 + 59.
- [10] 赵明华,胡啸,张锐,等. 临坡地基承载力极限分析上限有限元数值模拟[J]. 岩土力学, 2016, 37(4): 1137 - 1143 + 1152.
- [11] 曹文贵,谭建辉,胡卫东. 水平加筋地基极限承载力的极限上限分析法[J]. 岩土力学, 2018, 39(6): 1955 - 1962.
- [12] 赵明华,卢晓明,张锐. 基于上限有限元法的下伏溶洞地基极限承载力分析[J]. 水利学报, 2015, 46(S1): 6 - 11.
- [13] 李泽,刘毅,周宇,等. 基于混合离散的砌石挡土墙边坡极限承载力下限分析[J]. 岩土力学, 2018, 39(3): 1100 - 1108 + 1129.
- [14] 赵炼恒,黄阜,孙秋红,等. 浅埋偏压矩形单洞隧道围岩压力极限上限分析方法[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2014, 45(9): 3093 - 3103.
- [15] 项彦勇,唐志明. 局部承载黏土地层浅埋隧道稳定机制的连续上界极限分析[J]. 土木工程学报, 2017, 50(8): 121 - 128.
- [16] 张小艳,张立翔,李泽. 基于塑性极限分析上限法理论的土质边坡可靠度分析[J]. 岩土力学, 2018, 39(5): 1840 - 1850.