

文章编号: 1000-7598-(2006) 09-1583-05

基坑潜在隆起破裂面的 Dijkstra 组合优化搜索法

胡志平¹, 姚海明², 罗丽娟¹

(1. 长安大学 建筑工程学院, 西安 710061; 2. 上海市政二公司, 上海 200092)

摘 要: 运用弹塑性有限元程序计算基坑围护结构与土体任意一点在开挖前后的应力状态, 根据选定的屈服准则计算其极限状态函数值, 通过有限元网格节点及其坐标, 采用“人机对话”的优化方法选择坑底最大可能的隆起破裂面的起点和终点, 通过 Dijkstra 算法找出基坑土体最可能发生坑底隆起破坏的潜在破裂面的形状及位置, 并求出相应的安全系数。大量数值计算和实测资料表明: 潜在破裂面终点的位置对围护桩插入比不敏感, 而潜在破裂面起点位置则随围护桩入土深度的增加而逐渐靠近围护桩。搜索法得到的潜在破裂面突破了以往人为给定破裂面形状和极限土压力假定的限制, 工程算例证实了基于组合优化 Dijkstra 算法的潜在破裂面搜索法的有效性和实用性。

关 键 词: 基坑支护; 隆起破坏; 组合优化; 搜索法

中图分类号: TU 311.2

文献标识码: A

Study on composite optimization based on Dijkstra algorithm in searching potential bulge fracture plane of foundation pit

HU Zhi-ping¹, YAO Hai-ming², LUO Lin-juan¹

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China; 2. Shanghai Second Municipal Engineering Corporation, Shanghai 200092, China)

Abstract: Stress state of supporting structure and the retained soil was analyzed with elastoplastic FEM in foundation pit; and the value of limiting state function of retained soil was calculated. Based on the nodes and meshes, with “artificial participation” optimization, the shape and position of potential bulge fracture plane in foundation pit were searched with the DIJKSTRA optimization algorithm; and the relative safety factor was calculated. Large scale numeric calculation and in situ measurements show that the end point of potential fracture plane is insensitive to the insertion ratio of supporting pile, but, the start point of potential fracture plane is close to the supporting pile when the insertion of pile is increasing; and that the method of potential bulge fracture plane searching proposed in this paper is not restrict to the man-made fracture plane shape and limiting earth pressure assumption. The in-situ measurements show the availability and utilization of method of the potential bulge fracture plane searching based on the DIJKSTRA algorithm in composite optimization.

Key words: supporting structure; bulge fracture; composite optimization; searching method

1 引 言

归纳起来, 基坑围护结构破坏的原因主要有结构整体失稳、坑底隆起、管涌及流砂、结构支撑强度不足或压屈等等^[1]。在长三角软土地区的基坑设计中, 多道支撑的围护墙入土深度往往取决于坑底抗隆起验算^[2]。基坑底面抗隆起破坏的计算方法有太沙基公式、普朗特公式、同时考虑黏聚力和内摩擦角的计算公式, 及考虑墙体、土体的极限承载力的计算方法等等^[3, 4]。针对目前基坑工程设计规范中的假定, 可知基坑抗隆起计算主要不足在于: 围

护结构所受的土压力介于静止土压力和主动或被动土压力之间, 常用土压力公式难以准确描述; 土体一般成层分布, 均质各向同性体难以表达; 事先假定的可能破裂面(隆起破裂面通过围护墙底)与实际破裂面的位置和形状有较大差异。

本文采用弹塑性有限元程序模拟基坑开挖过程, 计算基坑开挖前后(不同的围护墙入土深度)土体单元的应力状态及单元节点处的极限状态函数值, 利用有限元网格节点, 人工选择坑底最大可能隆起破裂面的起点和终点, 通过Dijkstra法^[5]找出基

收稿日期: 2004-11-25

基金项目: 长安大学自然科学基金资助项目 (No. 05Q06)。

作者简介: 胡志平, 男, 1973 年生, 博士, 主要从事地下结构设计理论与岩土工程等方面的研究。E-mail: huzhping@chd.edu.cn

坑土体最可能发生坑底隆起破坏的潜在破裂面的形状及位置, 并计算相应的安全系数。

2 基坑坑底抗隆起验算

坑底隆起是坑底土竖向静力不平衡的反应, 因基坑开挖, 使得坑底土竖向失去静力平衡, 土体隆起, 寻找新的静力平衡状态, 随着坑底隆起的发展, 伴随有围护结构外侧土体向坑内移动和地面沉降。

在我国的基坑工程设计规范《DBJ08-61-97》中坑底抗隆起稳定假定: (A)滑动面一般发生于围护墙底面, 过围护墙底面滑面的抗滑安全系数最小; (B)滑动面圆心假设位于墙体的最下层支撑点, 滑动半径为最下层支撑点至墙底的距离; (C)滑动力矩应算至基坑底面水平线以上土体, 基坑底面以上土体的重力对最下层支撑点的旋转力矩为滑动力矩。

基坑开挖, 打破了天然土体原始的应力平衡状态, 使土体中的应力重新分布。当土体中某点的应力水平超过其强度极限时, 该处土体将发生破坏, 进入塑性。在一定的条件下, 这个局部塑性区逐渐扩大, 土体向压力较小的基坑内滑动, 导致基坑底部的隆起和坑壁的坍塌。

因此, 只有正确地计算出开挖后坑底土中的应力分量, 才能根据土体强度准则对坑底稳定性做出评价, 才能设计最佳的围护结构。然而, 由于土体工程地质条件的复杂性, 用传统理论无法准确、有效地对其进行模拟, 有限单元法则可把这一复杂的地质体和围护结构离散成有限个单元体, 不同单元体可根据实际情况选择不同的物理力学参数, 使复杂问题得以合理、准确地模拟、解决。

3 基坑开挖的数值计算实现过程

基坑开挖之前土体中已经存在初始应力, 如果不计构造应力, 在地面平整及表面无荷载情况下, 初始应力就等于其自重应力。初始应力 σ_0 一般可采用静力有限元预先获得, 对于线弹性平面问题, 初始应力 σ_0 为

$$\sigma_0 = \begin{Bmatrix} \sigma_{0x} \\ \sigma_{0y} \\ \tau_{0xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum_{i=1}^n \frac{\mu_i}{1-\mu_i} \gamma_i y \\ \sum_i \gamma_i y \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中 i , μ_i , γ_i 分别为土层号、泊松比、容重; y 为从自然地面到第 i 层土的深度。

设开挖前的计算域为 Ω_0 , 初始应力为 σ_0 ; 开

挖后的计算域为 Ω , 应力场为 σ , 作用在该计算域上的体力为 p , 面力边界 S 上的面力为 t , 如图 1 所示。由于开挖引起初始应力和位移变化, 即产生了扰动应力场 $\Delta\sigma$ 和位移场 $\Delta\delta$ 。则根据应力变化历史有

$$\sigma = \sigma_0 + \Delta\sigma \quad (2)$$

利用虚功原理可建立下述有限元的平衡方程:

$$\int_{\Omega} B^T \sigma d\Omega = \int_{\Omega} N^T p d\Omega + \int_S N^T t dS \quad (3)$$

式中 B 为应变矩阵, N 为形函数矩阵。

将式 (2) 代入式 (3) 得

$$\int_{\Omega} B^T \Delta\sigma d\Omega = \int_{\Omega} N^T p d\Omega + \int_S N^T t dS - \int_{\Omega} B^T \sigma_0 d\Omega \quad (4)$$

$$\int_{\Omega} B^T DB \Delta\delta d\Omega = \int_{\Omega} N^T p d\Omega + \int_S N^T t dS - \int_{\Omega} B^T \sigma_0 d\Omega \quad (5)$$

为方便数值计算, 上式可简记为

$$K \Delta\delta = F_p + F_t + F_{\sigma_0} = \Delta F \quad (6)$$

式中 K 为体系的刚度矩阵, 即

$$K = \int_{\Omega} B^T DB d\Omega \quad (7)$$

$$F_p = \int_{\Omega} B^T p d\Omega \quad (8)$$

$$F_t = \int_S N^T t dS \quad (9)$$

$$F_{\sigma_0} = - \int_{\Omega} B^T \sigma_0 d\Omega \quad (10)$$

ΔF 即由于开挖形成的计算域 Ω 的不平衡结点力。

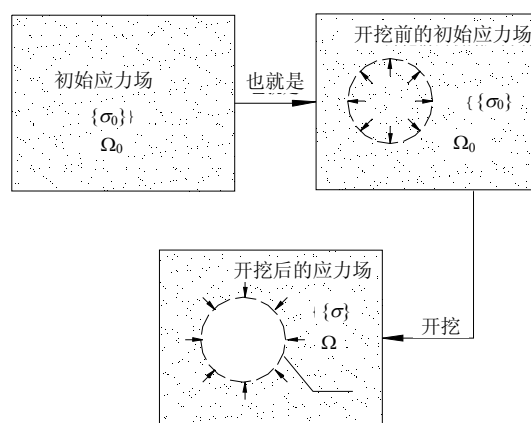


图 1 计算域开挖前后的应力场

Fig.1 Stress field before excavation and after excavation

式 (6) 的含义就是在土体开挖之后, 土体周边的应力被解除, 从而造成体系处于不平衡状态, 为达到新的平衡状态, 应力重新分布, 土层产生了新的运动, 即产生了新的应力场和位移场。

4 基坑坑底潜在破裂面的搜寻

为了搜索最危险潜在破裂面, 设抗力 $R = \sigma'_0$ (容许屈服应力), 容许屈服应力 σ'_0 为采用的 Mohr Coulomb 屈服准则, 得到各点的屈服应力为

$$\sigma'_0 = c \cos \varphi \quad (11)$$

设外荷载 $S = \sigma$ (有效应力), 则有

$$\sigma = \frac{1}{3J'_1 \sin \varphi} + \sqrt{J'_2} \left(\cos \theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta \sin \varphi \right) \quad (12)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsin \left(\frac{-3\sqrt{3}}{2} \frac{J'_3}{\sqrt{J'^3_2}} \right) \quad (13)$$

式中 J'_1, J'_2, J'_3 为偏应力张量; c, φ 为土的强度参数。

所以任一点的极限状态函数为

$$Z = R - S \quad (14)$$

当 $z > 0$ 时, 该点尚未屈服; 当 $z = 0$ 时, 该点屈服, 进入塑性状态。

土体中任意两点确定后, 通过这两点就有一个最危险的破裂面。在有限元网格中存在很多条连接这两点的可能的破裂面路径, 每条路径上的总屈服应力水平 R 和总有效应力水平 S 之差定义为该破裂面上的权值 $\bar{W}$, 即:

$$\bar{W} = R - S = \sum_{i=1}^n (R_i - S_i) \quad (15)$$

式中 n 为土坡中任意一条潜在破裂面的所有分线段总数; R_i 为第 i 条分线段上的平均屈服应力水平; S_i 为第 i 条分线段上的平均有效应力水平; R 为潜在破裂面上的总屈服应力水平; S 为潜在破裂面上的总有效应力水平。 R_i 和 S_i 可分别近似地取第 i 条分线段上两个端点 (单元的节点) 的 R 和 S 的平均值。通过组合数学最短路径法中的 Dijkstra 法求得土体中连接两点的权值 $\bar{W}$ 最小的路径, 该路径被认为是通过这两点的最危险的路径。

任意一条潜在破裂面上的安全系数 K 将按下式计算:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n R_i \Delta L_i}{\sum_{i=1}^n S_i \Delta L_i} \quad (16)$$

其中安全系数最小的潜在破裂面为最大可能潜在破裂面, 其安全系数为基坑坑底抗隆起安全系数。

程序实现时, 首先计算基坑周围土体每个单元的初始应力状态, 然后计算基坑开挖后土体每个单元的应力状态, 再用绕节点平均法求出最终的节点应力。

最后选定土体中可能破裂面的起点与终点, 引入最短路径的组合优化法——Dijkstra 算法^[6], 即可算出基坑隆起的最大可能潜在破裂面, 搜索程序框图见图 2。

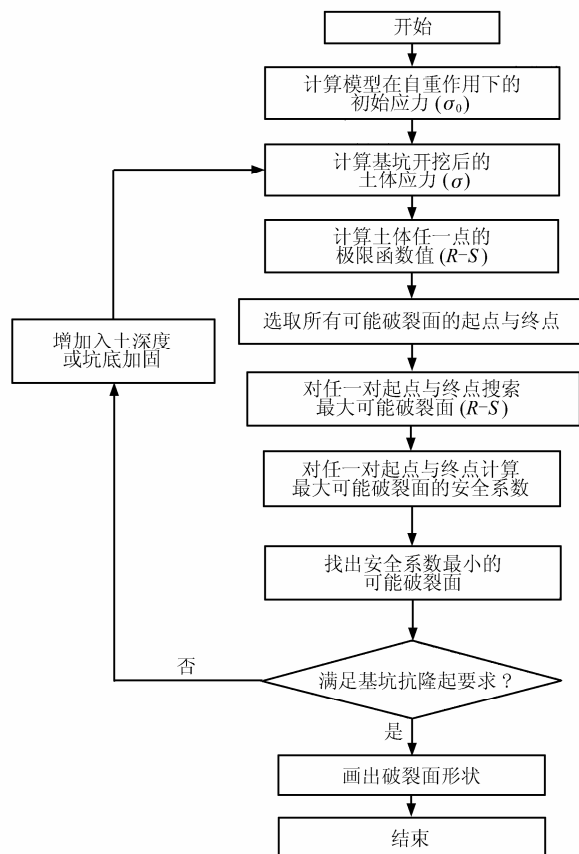


图2 搜索最危险潜在破裂面流程图
Fig.2 The scheme of potential fracture plane searching program

5 算例分析

某基坑开挖深度为 5 m, 土层物理力学指标见表 1, 围护桩采用 $\phi = 600$ d 的钻孔灌注桩。先采用弹塑性有限元程序计算基坑开挖后的土体应力状态, 然后通过 Dijkstra 优化算法找出基坑周围土体可能发生的破裂面, 并计算最大可能破裂面的安全系数, 从而确定围护桩的入土深度。

表1 土层物理力学指标

土层 编号	土层厚度 / m	E / kPa	μ	γ / kN · m ⁻³	c / kPa	φ /(°)
1	4	3 390	0.42	18.4	11	15
2	1.5	2 369	0.43	18.4	10	7.5
3	5	4 400	0.39	18.7	20	20.5
4	15	7 072	0.38	18.7	20	21

弹塑性有限元模型的建立: 利用对称性, 取结构的一半进行分析, 开挖前后的有限元网格见图 3、图 4, 计算模型为 20 m×20 m, 开挖 5 m×10 m, 围护结构宽度为 0.8 m, 入土深度为 5.5 m, 模型两侧为水平约束, 下部为固定约束, 单元采用八节点等参单元。将图 4 中颜色深的单元弹性模量和泊松比设置为 $E=30\,000\text{ MPa}$ 、 $\mu=0.15$, 以此来模拟围护结构, 不采用梁单元, 简化平面单元和梁单元的自由度耦合等问题。

计算开挖后土体的应力状态 (桩长 10.5 m, 入土深度为 5.5 m), 利用插值矩阵可计算出各节点上的插值应力:

$$\sigma_i = N^{-1} \sigma_{\text{Gauss}} \quad (17)$$

式中 σ_{Gauss} 为单元高斯点应力矩阵; N 为插值矩阵; σ_i 为单元节点处的插值应力矩阵。

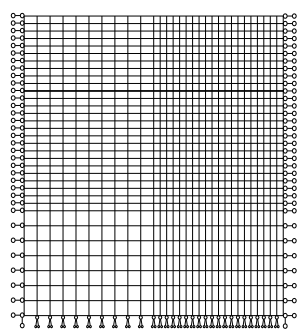


图 3 开挖前有限元计算网格

Fig.3 Mesh before excavation

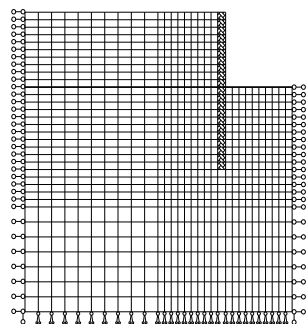


图 4 开挖后有限元计算网格

Fig.4 Mesh after excavation

在每一个单元求得节点应力后, 利用绕节点平均法求出最终的节点应力, 即, 最终的节点应力为所有拥有该节点的单元上的该点插值应力(式(17))的平均值。单元边上中点的应力可取相邻两个节点应力平均值。

对于桩长 10.5 m, 入土深度为 5.5 m, 搜索潜在破裂面得到的结果见表 2。

其中起点为节点 257, 终点为节点 2 604 的潜在破裂面安全系数最小, 为 1.263, 潜在破裂面形状见图 5。

对于不同入土深度、不同围护桩长, 基坑抗隆起潜在破坏面的安全系数见表 3, 采用太沙基方法和普朗德法对不同桩长情况下的基坑抗隆起计算结果与本文潜在破裂面搜索法结果的对比如图 6。

表 2 搜索潜在破裂面计算结果

Table2 The numeric results of potential fracture plane

起点	终点	屈服极限	外荷能量	安全系数
213	2 676	192.408	140.043	1.374
213	2 640	186.908	135.785	1.377
213	2 604	184.433	144.538	1.276
213	2 568	181.867	140.634	1.293
224	2 676	191.308	140.043	1.366
224	2 640	185.900	135.785	1.369
224	2 604	183.333	144.538	1.268
224	2 568	180.822	140.634	1.286
235	2 676	190.208	140.161	1.357
235	2 640	184.800	135.903	1.360
235	2 604	182.325	142.046	1.284
235	2 568	179.758	140.753	1.277
246	2 676	189.200	139.806	1.353
246	2 640	183.700	135.548	1.355
246	2 604	181.225	143.261	1.265
246	2 568	178.658	140.398	1.273
257	2 676	188.008	138.742	1.355
257	2 640	182.600	134.484	1.358
257	2 604	180.033	142.544	1.263
257	2 568	177.558	139.333	1.274
268	2 676	186.817	137.559	1.358
268	2 640	181.408	133.301	1.361
268	2 604	178.842	140.488	1.273
268	2 568	176.367	138.151	1.277
279	2 676	185.625	136.258	1.362
279	2 640	180.217	132.000	1.365
279	2 604	177.650	140.490	1.265
279	2 568	175.175	136.849	1.280
290	2 676	185.075	135.312	1.368
290	2 640	179.575	131.054	1.370
290	2 604	177.100	139.806	1.267
290	2 568	174.533	135.903	1.284

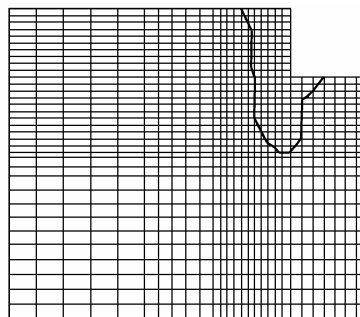


图 5 潜在破裂面形状

Fig.5 The shape of potential fracture plane

表 3 不同方法计算基坑抗隆起安全系数对比

Table 3 The contrast results of bulge fracture plane safe index with different methods

桩长 /m	插入深度 /m	开挖深度 /m	插入比	破裂面 始节点	破裂面 终节点	本文方法 安全系数	普朗德尔 安全系数	太沙基 安全系数	备注
11.5	6.5	5	1.3	246	2 604	1.757	2.792	3.289	安全
11	6	5	1.2	246	2 604	1.623	2.779	3.275	安全
10.5	5.5	5	1.1	257	2 604	1.263	2.774	3.269	安全储备低
10	5	5	1	290	2 604	1.211	2.762	3.259	安全储备低
9.5	4.5	5	0.9	290	2 604	1.116	1.014	1.139	不安全
9	4	5	0.8			1			破坏

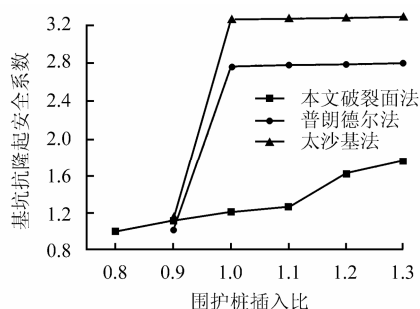


图 6 基坑抗隆起安全系数与围护桩插入比关系

Fig.6 The relationship of anti-bulge safe index and insertion ratio of supporting structure

从图 6 可以看出,当插入比由 0.9 增大到 1 时,太沙基法和普朗德尔法计算得到的安全系数分别由 1.139 和 1.014 增加到 3.259 和 2.762,增幅分别为 186 % 和 172 %;而当插入比继续增加到 1.3 时,安全系数增加很小,分别由 3.259 和 2.762 增加到 3.289 和 2.792,增幅分别为 0.9 % 和 1.1 %,图 6 中有明显的拐点,而后变化不明显。而本文的搜索潜在破裂面法计算得到的安全系数随插入比的增加,由 1.0 逐渐增加到 1.757,相比之下,本文方法计算的抗隆起安全系数变化过程有一定的渐进性,较准确地反映了插入比对抗隆起安全系数的影响。

表 3 表明,潜在破裂面终点的位置对插入比不敏感,而潜在破裂面起点位置随围护桩入土深度的增加而逐渐靠近围护桩(290、257、246 为逐渐靠近围护结构的地面上的网格节点),潜在破裂面起点位置与插入比的变化如图 7 所示。

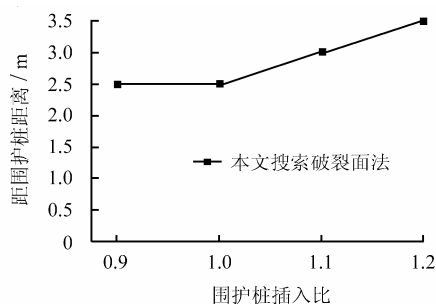


图 7 起点距围护桩距离与围护桩插入比的关系

Fig.7 The relationship of departure from supporting structure and insertion ratio of supporting structure

6 结 论

本文阐述了运用弹塑性有限元模拟基坑开挖的过程,采用组合优化技术 Dijkstra 优化算法计算基坑周围土体中最危险的潜在破裂面的原理和实施过程,可得出以下几点认识:

(1) 采用弹塑性有限元程序求解基坑土体应力状态,根据塑性区边界的连通性及其特点来验算基坑坑底抗隆起是可行的。

(2) 根据基坑土体的应力状态直接求出最可能的潜在破裂面,适应不同性质的土层;无需对土体作用在围护结构上的土压力进行简化或假定。

(3) 实际工程中基坑周围土体的裂缝是离桩较近的纵向裂缝,与本文的结果比较接近。

(4) 相对传统土力学方法,本文方法能较准确地反映插入比对抗隆起安全系数的渐进影响。

参 考 文 献

- [1] 吴铭炳. 软土地基深基坑支护中的土压力[J]. 工程勘察, 1999, (2): 15—17.
WU Ming-bing. Earth pressure on bracing of deep foundation pit of soft ground[J]. **Geotechnical Investigation & Surveying**, 1999, (2): 15—17.
- [2] 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.
- [3] Tenek L H, Hagiwara I. Optimization of material distribution within isotropic and anisotropic plates using homogenization[J]. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, 1993, 109(1): 155—167.
- [4] Zhang X I, Chen W F. Limit analysis of slopes with general nonlinear failure criterion[J]. **International Journal of Numeric Analysis Methods in Geomechanics**, 1987, 11(1): 33—50.
- [5] Feng Z L, Lewis R W. Optimal estimation of in-situ ground stresses from displacement measurements[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 1987, 11(6): 391—408.
- [6] Krog L A, Olhoff N. Optimum topology and reinforcement design of disk and plate structures with multiple stiffness and eigenfrequency[J]. **Computers & Structure**, 1999, 72(3): 535—563.