

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2015.01.009

深弹性支点法中 m 值迭代计算方法

盛春陵¹,余巍²,李仁民²

(1. 东南大学建筑设计研究院有限公司,江苏 南京 210096; 2. 东南大学岩土工程研究所,江苏 南京 210096)

摘要:在常规弹性支点法的基础上,提出迭代计算 m 值的改进方法,并结合南京某地铁站深基坑工程,将 2 种计算方法与实测数据进行对比分析。结果表明:改进后的弹性支点法能够一定程度上模拟基坑支护结构变形过程中坑内土体和支护结构之间相互作用的变化,更接近实际情况; m 值的迭代变化对基坑变形有较好的预测,在以变形为控制的计算理论中具有积极的意义。

关键词:深基坑;地下连续墙;弹性支点法; m 值迭代计算

中图分类号:TU473 **文献标志码:**A **文章编号:**1000-1980(2015)01-0044-05

Methods for iterative calculation of m value in flexibility fulcrum method

SHENG Chunling¹, YU Wei², LI Renmin²

(1. Architects and Engineers Co., Ltd., Southeast University, Nanjing 210096, China;
2. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China)

Abstract: An improved method for iterative calculation of the m value is proposed based on the conventional flexibility fulcrum method. In a case study of a deep foundation pit at a subway station in Nanjing City, the results of the two calculation methods were compared with observed data. The results show that the improved flexibility fulcrum method can simulate the changes of the interaction between soil and the supporting structure during the deformation of the supporting structure to a certain extent, which is closer to the reality. The iterative method can better predict the deformation of the foundation pit, which is helpful to the computation theory based on the controlled deformation.

Key words: deep foundation pit; underground continuous wall; flexibility fulcrum method; m value iterative calculation

当前,随着我国城市地铁和市政建设的迅速发展,车站深基坑开挖工程越来越多,开挖深度也越来越大。工程环境复杂,基坑围护结构的设计计算理论不断面临新的挑战。

基坑工程是综合性的岩土工程问题,涉及强度、稳定性、变形以及结构物和土体共同作用等多方面理论,近些年来,随着计算机计算技术的发展,基坑的设计原则正从常规的强度破坏极限状态向着变形极限状态控制理论发展^[1]。

目前深基坑工程中,以弹性支点法(也称为 m 法)作为规范推荐的计算方法。弹性支点法计算中 m (地基土水平反力参数的比例系数)的取值是关键,它直接影响支护结构的位移和内力结果。早在 20 世纪 90 年代,熊巨华等^[2]提出了 m 值变化与基坑被动区水泥土加固深度的关系,认为水泥搅拌桩被动区加固可以有效地控制支护桩的变形,针对不同加固尺寸采取不同的 m 值。王旭东等^[3]根据基坑监测资料反演出基坑开挖过程中 m 值的变化规律。2011 年,王强等^[4]针对多层支撑深基坑开挖过程中的 m 值进行反分析研究,认为及时地利用监测资料,从反分析得出的 m 值能够较准确地预测出基坑下一阶段施工的变形。

在施工图设计阶段,施工及监测工作尚未展开,无法通过反分析得到比较真实的 m 值。目前的设计计算中一般简单地认为 m 值不变,导致计算得到的结果与实际工程有一定的差距。

收稿日期: 2014-03-03
作者简介: 盛春陵(1963—),男,上海人,高级工程师,主要从事土木工程结构设计及其研究。E-mail: jsseu@126.com

笔者在常规弹性支点法的基础上提出迭代计算 m 值的改进方法,并结合南京某地铁站深基坑工程的监测数据,将 2 种计算方法与实测数据进行对比分析。

1 计算原理

弹性支点法^[5-8]就是把基坑的支护结构(如地下连续墙或支护排桩)视为一竖放的弹性地基梁,开挖面以上的土体卸除,支撑的作用可用弹簧来模拟(图 1)。作用于支护结构上的水土压力与土层分布以及地下水位间的关系有水土合算和水土分算 2 种计算模式,是目前我国规范中常用的计算方法。开挖面以下主动区土压力为矩形或者三角形分布。

在某一开挖工况下,根据土层分布、支撑开挖面位置,将支护结构分为 k 个单元,分别对每个单元建立相应的坐标系。各单元挠曲微分方程见式(1)、式(2)。引入桩顶、支撑点处等边界条件,可求得桩体变化曲线方程,再根据桩体刚度和变形关系得出桩身的内力分布图。

开挖面以上:

$$H \frac{d^4 y_i}{dz_i^4} = e_a(z_i) b_s \quad (0 \leq z_i \leq h_i, i = 1 \sim k - 1)$$

开挖面以下:

$$H \frac{d^4 y_k}{dz_k^4} + k_s b_0 b_s = e_{ah0} b_s \quad (0 \leq z_k \leq h_0)$$

其中

$$k_s = m z_k$$

式中: H ——抗弯刚度; z_k, z_i, y_k, y_i ——支护结构每个单元对应的坐标系数; b_s, b_0 ——主动土压力的计算宽度和支护桩的计算宽度; $e_a(z_i), e_{ah0}$ ——开挖面以上、开挖面以下的土压力分布函数; h_0 ——基坑开挖面深度。

2 改进方法

常规的弹性支点法(本文中称为弹性支点法(一))为追求计算简捷^[4,9-14],反映坑内被动土压力土弹簧强度的 m 值一般采用经验值(变形 10 mm 时对应的 m 值),在计算过程中默认其为不变的量。

本文在常规弹性支点法的基础上,先根据经验给定一个 m 值初值,由此计算桩体的变形曲线。然后,通过 mathCAD 迭代计算^[15]调用的手段,将开挖位置对应的被动区桩体变形量调用计算新的 m 值(式(3)),得到新的桩体变形曲线。如此重复,当 2 次迭代计算得到的桩体变形量差距足够小时停止迭代计算(本文中称这种新方法称为弹性支点法(二))。

$$s(m^j) = y_k^j(m^j) - y_k^{j-1}(m^{j-1}) \leq \varepsilon$$

其中

$$m^j = \frac{0.2\varphi^2 - \varphi + c}{y_b^j}$$

式中: $s(m^j)$ ——关于 m 的一个高次非线性函数; ε ——指定的任意小正值收敛指标; y_k^j ——对应 m^j 的桩体计算变形量; y_b^j ——坑底处变形量; c, φ ——土的黏聚力和内摩擦角。

3 工程实例

3.1 工程概况

以南京某地铁站深基坑为例,支护结构采用地下连续墙结合内支撑,半开挖顺做法施工。
场地位于秦淮河古河道地貌单元,场地地层从上到下为:填土(厚 1.8 ~ 4.0 m)、粉质黏土(厚 4.0 ~ 5.0 m)、粉土(厚 5.9 ~ 11.0 m)、粉砂(厚 5.9 ~ 10.8 m)、粉土粉砂互换层(厚 10.1 ~ 17.9 m)、粉细砂(厚 16.0 ~ 28.0 m)、粉质黏土(厚 27.0 ~ 37.5 m)、含卵砾石粉质黏土(厚 25.7 ~ 37.5 m)和泥质粉砂岩等。地下水以松散地层中孔隙潜水为主,其次为基岩裂隙水,潜水地下水埋深 2.7 ~ 3.0 m;承压水位略低于潜水,埋深约 3.1 m;粉细砂层为主要出水地层。

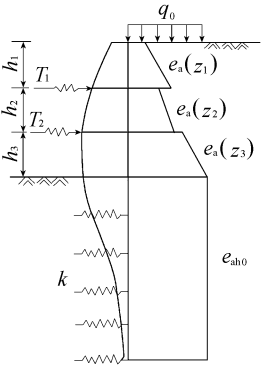


图 1 弹性支点法计算模型示意图
Fig. 1 Schematic diagram of model of flexibility fulcrum method

本站基坑保护等级为特级,基坑总长 158.14 m,车站中部标准段基坑宽度 22.3 m,深度 23.24 m;端头井宽 26.3 m,挖深 24.27 m;车站主体基坑面积 3 663 m²。车站主体标准段围护结构(图 2)支护参数如下:围护采用 1 000 mm 厚的地下连续墙,入土深度为基坑底以下 22 m,围护结构采用 C30 混凝土。基坑开挖过程中,从上至下设置 6 道支撑,分别位于 -0.6 m, -7.4 m, -10.3 m, -13.5 m, -16.5 m, -19.5 m。首道为 800 mm × 1 000 mm 混凝土支撑,支撑间距为 9.12 m;其余设置 5 道钢管支撑(Φ609/Φ800 壁厚 16 mm),支撑间距为 3 m。

施工过程中对周围的建筑地面,基坑自身围护结构的变形、受力以及地下水位进行了观测,监测内容如下:围护结构水平位移,深层水平位移,地面沉降,邻近建筑物沉降,地下水位观测孔,支撑轴力,地下连续墙钢筋应力,支撑立柱沉降,基底隆沉,地下管线沉降和位移等。本文选取基坑中间标准断面作为研究对象。

研究标准段基坑宽度 22.3 m,深度 23.24 m,围护墙底在坑底以下 18.25 m。第 3 道支撑到第 6 道钢支撑预加轴力分别为 900 kN、1 200 kN、2 100 kN、2 100 kN。

根据地质勘察资料,基坑周围土体的基本物理力学参数见表 1。围护墙和首道混凝土支撑采用 C30 混凝土,其弹性模量取值为 25 GPa,泊松比取 0.2,密度为 2.5 t/m³;钢支撑弹性模量取 200 GPa,泊松比为 0.18,密度为 7.5 t/m³。在计算中,地下连续墙隔断坑内外水的联系,开挖之前地下水位已经降至设计标高,此时土体尚未开挖,坑内水位下降引起的围护墙体侧向变形可以忽略不计。

表 1 土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil layers

名称	密度 ρ / ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	直剪固结快剪强度指标		名称	密度 ρ / ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	直剪固结快剪强度指标	
		c/kPa	$\varphi/(\text{^\circ})$			c/kPa	$\varphi/(\text{^\circ})$
素填土	1.95	18.0	11.0	中密粉细砂	1.90	7.0	31.0
稍密粉土	1.94	11.5	20.0	粉质黏土	1.92	25.0	20.0
粉质夹粉砂	1.87	10.0	18.0	强风化泥岩	2.05	15.0	30.0
稍密粉砂	1.83	8.0	29.5				

3.2 变形计算值与监测值对比

结合本工程施工过程的开挖工序,利用基坑开挖到第 4 道支撑和坑底位置 2 个工况的监测资料与弹性支点法(一)、弹性支点法(二)的计算结果进行对比(图 3)。

—□— 监测值结果 —○— 弹性支点法(一)结果 —●— 弹性支点法(二)结果

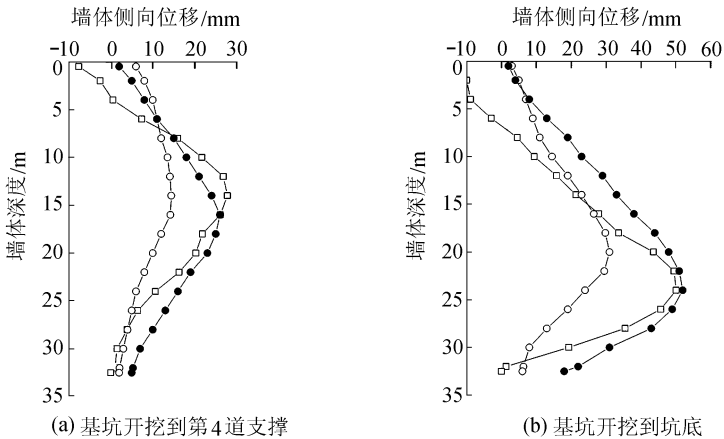


图 3 围护墙体侧面位移变化曲线

Fig. 3 Curves of horizontal displacement of retaining structure

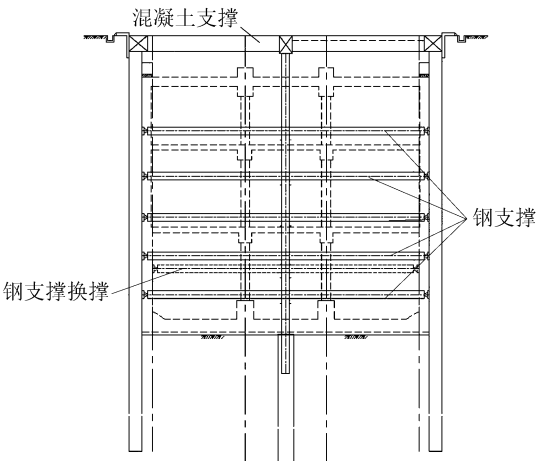


图 2 基坑围护结构布置

Fig. 2 Layout of foundation pit supporting structure

由计算结果可知:随着开挖深度加大,围护墙体向坑内的偏移趋势明显增大,当基坑开挖到第 4 道支撑位置时墙体侧向变形最大值为 26.8 mm,当开挖到坑底位置时墙体侧向变形最大值为 50.1 mm;变 m 值弹性支点法计算墙体变形结果与监测结果比较接近,相对而言,弹性支点法(一)计算的变形量与监测结果差距较大,弹性支点法(二)的计算结果对基坑变形量的预测明显优于弹性支点法(一)。表 2 为 2 种方法计算过程中被动区域的 m 值。

3.3 各层支撑轴力对比

目前的基坑围护设计中主要基于强度理论,表 3 为基坑轴力监测数据与 2 种弹性支点法计算结果的对比。施工过程中第 1 道混凝土支撑的轴力最大,第 2 道支撑的轴力最小。2 种弹性支点法的计算结果基本一致,第 1 道支撑的计算值小于监测值,第 5 道支撑的计算值大于监测值。2 种弹性支点法的计算结果与监测值相比具有一定的出入,在设计计算时需乘以安全系数。

经过改进的弹性支点法(即弹性支点法(二))对支护结构的侧向变形预测精度明显提高。对支撑轴力的计算值与未改进之前相近,都与实际监测值有出入。若能结合已经提出的变形控制理论、利用改进后计算得到的变形值布置支护结构,将对支护结构的设计和施工具有更好的指导意义^[11]。

4 结 论

- a. 采用常规的弹性支点法计算基坑支护体的受力和变形,在基坑施工过程中监测变形值大于设计值,对变形的预测不太准确。
- b. 2 种弹性支点法,都以弹性假设为基础,对基坑支护体系的轴力计算几乎一致,在基坑施工过程中,围护墙体的侧向位移沿着深度方向呈弧形向坑内变形,随着深度增加,其变形量增大;通过迭代计算, m 值在弹性支点法中可以较好地计算墙体的侧向变形,其变化对轴力计算影响不大。
- c. 改进后的弹性支点法能够在一定程度上模拟基坑支护结构变形过程中坑内土体和支护结构之间相互作用的变化,更接近实际情况。 m 值的迭代变化对基坑变形有较好的预测,在以变形为控制的计算理论中更具有积极的意义。

参考文献:

[1] 朱百里,沈珠江. 计算土力学[M]. 上海:上海科学技术出版社,1990.

[2] 熊巨华,吴凤仙. 基坑工程中 m 值与被动区水泥土加固宽度的关系[J]. 地下工程与隧道,1999(2):19-21. (XIONG Juhua,WU Fengxian. The relationship between the m values and the width of cement soil reinforcement area in excavation[J]. The Underground Engineering and Tunnes,1999(2):19-21. (in Chinese))

[3] 王旭东,黄力平. 基坑工程中地基水平拔力比例系数 m 值的反分析[J]. 南京建筑工程学院学报,1998(2):48-55. (WANG Xudong,HUANG Liping. Back-analysising m value of subgrade reaction in excavation[J]. Journal of Nanjing Architectural and Civil Engineering Institute,1998(2):48-55. (in Chinese))

[4] 王强,刘松玉,李仁民,等. 多支撑地下连续墙动态开挖过程中 m 值反分析[J]. 东南大学学报:自然科学版,2011,41(2):353-358. (WANG Qiang,LIU Songyu,LI Renmin, et al. Back-analysis of m value of multi-braced slurry wall in staged excavation [J]. Journal of southeast university: Natural Science Edition,2011,41(2):353-358. (in Chinese))

[5] 黄熙龄. 高层建筑地下结构与基坑支护[M]. 北京:宇航出版社,1994.

[6] JGJ 120—2012 建筑基坑支护技术规程[S].

[7] VERMEER P A,BONNIER P G. Formulation and verification of the Hardening-Soil model[J]. Computational Geotechnics,1999 (8):34-37.

[8] 冯俊福,俞建霖,龚晓楠. 反分析技术在基坑开挖及预测中的应用[J]. 建筑与技术,2004,35(5):346-349. (FENG Junfu, YU Jianlin,GONG Xiaonan. Reverse analysis technology applied to excavation and forecast of foundation pit[J]. Architecture Technology,2004,35(5):346-349. (in Chinese))

[9] MAO Jianhua,HUA Jianwen. Solver engineering computing problems by math CAD[J]. Computer Applications and Software, 2005(12):43-46.

[10] MANA A I,CLOUGH G W. Prediction of movements for braced cuts in clay[J]. J Geotech Engrg,ASCE,1981,107(6): 759-777.

[11] 杨光华. 深基坑支护结构的实用计算方法及其应用[J]. 岩土力学, 2004,25(12):1885-1896,1902. (YANG Guanghua. Practical calculation method of retaining structures for deep excavations and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(12):1885-1896,1902. (in Chinese))

[12] 冯世进,陈晓霞,高广运. 迭代增量法分析地下连续墙的受力性状[J]. 岩土力学,2009,30(1):29-34. (FENG Shijin, CHEN Xiaoxia,GAO Guangyun. Analysis of underground diaphragm wall by iterative incremental method[J]. Rock and Soil Mechanics,2009,30(1):29-34. (in Chinese))

[13] 肖武权,冷伍明. 深基坑支护结构设计的优化方法[J]. 岩土力学,2007,28(6):201-205. (XIAO Wuquan,LENG Wuming. Opetimization methods of retaining structure in deep foudation pit[J]. Rock and Soil Mechanics,2007,28(6):201-205. (in Chinese))

[14] 陈灿寿,张尚根. 深基坑支护结构变形计算[J]. 岩石力学与工程学报,2004,23(12):78-84. (CHEN Canshou,ZHANG Shanggen. Prediction of retaining structure displacemenegt in foudation pit [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2004,23(12):78-84. (in Chinese))

[15] 吴宏宇,刘霄. MathCAD2001 数学运算完整解决方案[M]. 北京:人民邮电出版社,2005.

· 简讯 ·

河海大学王沛芳教授荣获何梁何利奖

2014 年 10 月 29 日,何梁何利基金 2014 年度颁奖大会在北京隆重举行,中共中央政治局委员、国务院副总理刘延东,全国人大常委会副委员长陈竺,全国政协副主席、科技部部长万钢出席大会并颁奖。河海大学环境学院王沛芳教授荣获“科学与技术创新奖”。

王沛芳教授是国家自然科学基金创新群体项目负责人、国家杰出青年基金获得者、教育部“长江学者奖励计划”特聘教授,担任河海大学环境学院副院长(主持工作),主要从事水资源保护、水环境污染控制、生态修复理论和技术等方面的教学和科研工作。获得省部级及以上奖励 14 项,其中获国家自然科学二等奖 1 项、国家技术发明二等奖 1 项、国家科技进步二等奖 3 项、中国专利优秀奖 1 项。

何梁何利基金由香港爱国金融家何善衡、梁鍊琚、何添、利国伟于 1994 年创立,旨在奖励中国杰出科学家,促进祖国科学技术进步与创新,基金成立 20 年来共表彰了 1100 位杰出科技工作者。2014 年度共有 52 名科技工作者获得奖励,其中“科学与技术成就奖”2 人,“科学与技术进步奖”36 人,“科学与技术创新奖”14 人。

(本刊编辑部供稿)