

不规则基坑中地下连续墙围护结构的 空间变形分析

陈博¹, 任禀洁², 李云璋³, 张爱军¹

(1. 西北农林科技大学 水利与建筑工程学院, 陕西 杨凌 712100; 2. 杨凌职业技术学院, 陕西 杨凌 712100;
3. 中国建筑西北设计研究院, 陕西 西安 710018)

摘要: 把不规则形状基坑中的两侧铰接地下连续墙支护结构体系作为研究对象, 考虑变形的空间因素, 建立合理的简化模型支护体系的能量计算式, 利用最小势能原理, 推导出其侧向变形的解析计算公式, 并分析了主要参数对位移的影响。工程实例验证该方法是可行的。

关键词: 两侧铰接地下连续墙; 空间变形; 最小势能原理; 解析计算

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2012)04-0165-04

Study on Spatial Deformation for Diaphragm Wall in Irregular Foundation Pit

CHEN Bo¹, REN Bing-jie², LI Yun-zhang³, ZHANG Ai-jun¹

(1. College of Water Resources and Architectural Engineering, Northwest A & F University, Yangling, Shaanxi 712100, China;
2. Yangling Vocational & Technical College, Yangling, Shaanxi 712100, China;
3. China Building Northwest Design Research Institute, Xi'an, Shaanxi 710018, China)

Abstract: Taking the diaphragm wall with joints on both sides used in irregular foundation pit as research object, and considering the spatial deformation factor, the expression of the potential energy of supporting system is established based on the reasonable simplified model. According to the minimum potential theory, the lateral deformation's analytic calculation formula is derived. The effects of the main structural parameters on the maximum displacement are discussed. At last, it is verified from practical examples that the method is feasible.

Keywords: diaphragm wall with joints on both sides; spatial deformation; principle of minimum potential energy; analytic calculation

随着我国经济建设的蓬勃发展, 基坑支护工程越来越多, 很多基坑需要使用地下连续墙进行支护。在实际的基坑工程中, 许多地下连续墙是不规则的, 布置形式如图 1 所示, BC 墙体受相邻两侧墙体的约束, 其左右两侧位移固定但可以产生一定转动, BC 墙体两侧的边界条件相当于铰接约束; 此外, 还有很多地下连续墙是分段浇注的, 为了防止墙后漏土, 各墙段多以半圆形或 V 榫槽相连^[1]。该榫槽构造虽然不能传递弯矩, 但能传递剪力, 其作用相当与铰接连接。

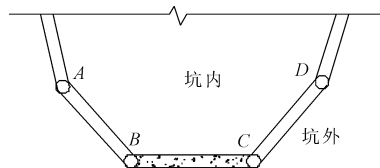


图 1 常见的地连墙型式

目前, 对地下连续墙的内力和位移计算方法有简化法(包括弹性线法和等值梁法等), 弹性地基梁法或有限单元法。简化法计算过于简略, 难以反映地下墙的实际位移情况; 有限单元法是以弹性地基梁理论^[2]为基础, 按照墙段间为无约束的平面问题

来假定的,这种假设与实际不相符,很多情况下按照这两种方法计算出来的墙体内力及变形值与实际相差较大^[3]。为此,在对两端铰接连续墙进行试验研究和数值分析的基础上^[4],本文对研究对象的受力边界条件进行一定假设后,将不规则基坑中的地下连续墙支护视为一弹性薄板,考虑其变形的空间效应,利用势能最小原理,对其变形进行整体分析。然后,考察了几个主要参数对支护体系变形的影响。

1 基本假设

不规则基坑地下连续墙维护结构,非开挖侧受水土压力,开挖侧承受被动土压力及支撑作用,墙底受下伏土的约束作用,墙顶面自由,根据这一受力特点求其变形的严密解是非常困难的。为解决这一问题,必须作某些合理的假设,为此在分析时作如下基本假设:

(1) 墙底变形很小,近似认为底端嵌固,嵌固地下连续墙可简化为墙跨两端铰结,墙底嵌固,墙顶面自由,如图 2 所示。

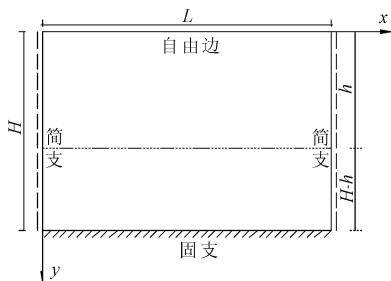


图 2 地下连续墙计算简图

(2) 由于墙厚与墙体跨度、高度相比小得多,故视连续墙整体为弹性平面薄板。

(3) 内支撑视为弹性杆件,其刚度可由下式确定: $K_i = 2E_i A_i / L_i$

式中: E_i 为第 i 个支撑材料的弹性模量; A_i 和 L_i 分别为该支撑的截面积和长度。

2 基本方程求解

2.1 支护结构变形能

对于弹性平面薄板,其应变能^[5]为:

$$U = \frac{D}{2} \iint \left\{ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1 - \mu) \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx dy \quad (1)$$

式中: U 为弹性薄板应变能; w 为薄板某点水平位移; μ 为地下薄板的泊松比; D 为薄板抗弯刚度 $D = Eb^3 / [12(1 - \mu^2)]$, E 为薄板的弹性模量。

对于如图 2 所示的地下连续墙计算模型,位移边界条件为:

$$\begin{cases} x = 0, w = 0, \partial^2 w / \partial x^2 = 0 \\ x = L, w = 0, \partial^2 w / \partial x^2 = 0 \\ y = H, w = 0, \partial w / \partial y = 0 \end{cases}$$

将墙体水平位移的表达式^[6]取为

$$w = A_1 \left(\frac{H - y}{H} \right)^2 \sin \frac{\pi x}{L} \quad (2)$$

显然,它能满足全部位移边界条件,将式(2)代入式(1),得

$$\begin{aligned} U &= \frac{D}{2} \int_0^L \int_0^H \left\{ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1 - \mu) \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx dy \\ &= DA_1^2 \left(\frac{\pi^4 H}{20L^3} + \frac{L}{H^3} + \frac{\pi^2 \mu}{3LH} \right) \end{aligned} \quad (3)$$

2.2 外力势能

土压力模式的选取对基坑变形分析的影响很大,大量的监测数据表明围护结构的位移直接影响到土压力的分布和大小。由于尚未有成熟的考虑桩体位移和土体参数的土压力解析表达式,本文中土压力计算方法的选取参照文献[7]。

(1) 水平荷载取主动土压力。主动土压力采用朗肯土压力理论计算:

$$e_a = \begin{cases} 0 & y \leq h_0 \\ (q + \gamma y) K_a - 2c \sqrt{K_a} & h_0 < y \leq h \\ (q + \gamma h) K_a - 2c \sqrt{K_a} & h < y \leq H \end{cases} \quad (4)$$

(2) 水平抗力取被动土压力。

$$e_p = 0.5m(y - h)w(x, y) \quad h < y \leq H \quad (5)$$

式中: γ 为土体重度; c 为土体的粘聚力; $h_0 = (2c - q \sqrt{K_a}) / (\gamma \sqrt{K_a})$, $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$, $e_0 = (q + \gamma h) K_a - 2c \sqrt{K_a}$, φ 为土体的内摩擦角; m 为土水平抗力系数的比例常数。

主动土压力所作的功为:

$$\begin{aligned} J_1 &= \iint e_a(x, y) w(x, y) dx dy \\ &= \int_{h_0}^h \int_0^L \frac{y}{h} e_0 w(x, y) dx dy + \int_h^H \int_0^L e_0 w(x, y) dx dy \\ &= A_1 e_0 L \left[\frac{1}{2} \frac{(h^4 - h_0^4)}{\pi H^2 h} - \frac{4}{3} \frac{(h^3 - h_0^3)}{\pi H h} + \frac{(h^2 - h_0^2)}{\pi h} \right. \\ &\quad \left. + \frac{2}{3} \frac{(H^3 - h^3)}{\pi H^2} - 2 \frac{(H^2 - h^2)}{\pi H} + 2 \frac{(H - h)}{\pi} \right] \end{aligned} \quad (6)$$

被动土压力所作的功为:

$$\begin{aligned}
 J_2 &= \iint e_p(x, y) w(x, y) dx dy \\
 &= \int_h^H \int_0^L 0.5m(y-h)w^2(x, y) dx dy \\
 &= mL A_1^2 \left[\frac{1}{24} \frac{H^6 - h^6}{H^4} + \frac{1}{20} \frac{(-4H-h)(H^5 - h^5)}{H^4} \right. \\
 &\quad + \frac{1}{16} \frac{(4Hh + 6H^2)(H^4 - h^4)}{H^4} \\
 &\quad + \frac{1}{12} \frac{(-6H^2h - 4H^3)(H^3 - h^3)}{H^4} + \\
 &\quad \left. \frac{1}{8} \frac{(4H^3h + H^4)(H^2 - h^2)}{H^4} - \frac{1}{4} h(H-h) \right] \quad (7)
 \end{aligned}$$

由于支撑位置已知,则支撑轴力所作的功为:

$$\begin{aligned}
 J_3 &= \sum_{i=1}^n \frac{K_i w_i^2}{2} \cos \theta_i \\
 &= A_1^2 \sum_{i=1}^n \frac{K_i}{2} \left(\frac{H-y}{H} \right)^4 \sin^2 \left(\frac{\pi x}{L} \right) \cos \theta_i \quad (8)
 \end{aligned}$$

θ_i 为该支撑与墙体开挖侧法线的夹角。

2.3 方程求解

由以上分析可知系统总势能为:

$$\begin{aligned}
 \Pi &= U - J = U - (J_1 - J_2 - J_3) \\
 &= DA_1^2 \left(\frac{\pi^4 H}{20L^3} + \frac{L}{H^3} + \frac{\pi^2 \mu}{3LH} \right) \\
 &\quad + A_1^2 \sum_{i=1}^n \frac{K_i}{2} \left(\frac{H-y}{H} \right)^4 \sin^2 \left(\frac{\pi x}{L} \right) \cos \theta_i \\
 &\quad - A_1 e_0 L \left[\frac{1}{2} \frac{(h^4 - h_0^4)}{\pi H^2 h} - \frac{4}{3} \frac{(h^3 - h_0^3)}{\pi H h} \right. \\
 &\quad + \frac{(h^2 - h_0^2)}{\pi h} + \frac{2}{3} \frac{(H^3 - h^3)}{\pi H^2} \\
 &\quad \left. - 2 \frac{(H^2 - h^2)}{\pi H} + 2 \frac{(H-h)}{\pi} \right] \\
 &\quad + mL A_1^2 \left[\frac{1}{24} \frac{H^6 - h^6}{H^4} + \frac{1}{20} \frac{(-4H-h)(H^5 - h^5)}{H^4} \right. \\
 &\quad + \frac{1}{16} \frac{(4Hh + 6H^2)(H^4 - h^4)}{H^4} \\
 &\quad + \frac{1}{12} \frac{(-6H^2h - 4H^3)(H^3 - h^3)}{H^4} \\
 &\quad + \frac{1}{8} \frac{(4H^3h + H^4)(H^2 - h^2)}{H^4} \\
 &\quad \left. - \frac{1}{4} h(H-h) \right] \quad (9)
 \end{aligned}$$

根据最小势能原理,运用 Ritz 法^[8] 当 $\frac{\partial \Pi}{\partial A_1} = 0$ 可求得 A_1 如下:

$$A_1 = \frac{a_2}{2Da_1 + 2ma_3 + 2a_4} \quad (10)$$

式中: $a_1 = \frac{\pi^4 H}{20L^3} + \frac{L}{H^3} + \frac{\pi^2 \mu}{3LH}$

$$\begin{aligned}
 a_2 &= e_0 L \left(\frac{1}{2} \frac{(h^4 - h_0^4)}{\pi H^2 h} - \frac{4}{3} \frac{(h^3 - h_0^3)}{\pi H h} + \frac{(h^2 - h_0^2)}{\pi h} \right. \\
 &\quad \left. + \frac{2}{3} \frac{(H^3 - h^3)}{\pi H^2} - 2 \frac{(H^2 - h^2)}{\pi H} + 2 \frac{(H-h)}{\pi} \right) \\
 a_3 &= L \left[\frac{1}{24} \frac{H^6 - h^6}{H^4} + \frac{1}{20} \frac{(-4H-h)(H^5 - h^5)}{H^4} \right. \\
 &\quad + \frac{1}{16} \frac{(4Hh + 6H^2)(H^4 - h^4)}{H^4} \\
 &\quad + \frac{1}{12} \frac{(-6H^2h - 4H^3)(H^3 - h^3)}{H^4} \\
 &\quad \left. + \frac{1}{8} \frac{(4H^3h + H^4)(H^2 - h^2)}{H^4} - \frac{1}{4} h(H-h) \right]
 \end{aligned}$$

$$a_4 = \sum_{i=1}^n \frac{K_i}{2} \left(\frac{H-y}{H} \right)^4 \sin^2 \left(\frac{\pi x}{L} \right) \cos \theta_i$$

将式(10)代入式(3)便可求得墙体不同位置的水平位移:

$$w(x, y) = \frac{a_2}{2(Da_1 + ma_3 + a_4)} \left(\frac{H-y}{H} \right)^2 \sin \frac{\pi x}{L} \quad (11)$$

3 影响变形因素分析

为了便于分析各种因素对两侧铰接连续墙墙顶最大水平位移 U_0 的影响,各参数取值如下:墙高 15 m,厚 0.8 m,混凝土均采用 C30,开挖深度为 9 m,土层 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3, c = 15 \text{ kPa}, \varphi = 15^\circ, m = 4 \text{ 500 kN/m}^4$ 。

图 3~图 5 分别给出了各参数对 U_0 影响规律。图 3 给出了 U_0 随连续墙的长度 L 的变化规律,可以看出,基坑变形存在着空间效应现象,当墙体长度超过一临界长度后, U_0 几乎不受其影响。基坑超载与支护体系变形关系如图 4 所示,虽然连续墙顶部最大变形随着 q 的增加而增加,但由于支护体系的整体性较好,增长较为缓慢。图 5 给出了基坑深度与墙高比和支护体系变形的关系, λ 从 0.6~0.7 变化时, U_0 变化幅度不大,这是由于支护体系整体性较强,在嵌固深度较短时,支护体系依然可以发挥良好的作用。所以,可以减少地连墙的嵌固深度,达到减少成本的目的。

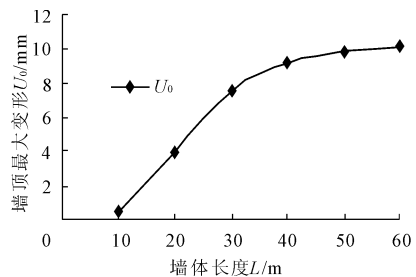
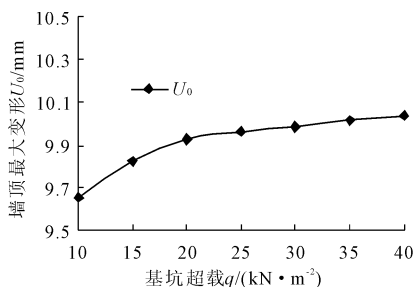
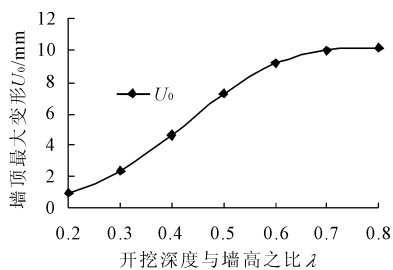


图 3 支护结构变形与基坑长度 L 关系

图4 支护结构变形与基坑超载 q 关系图5 支护结构变形与 λ 关系

4 工程实例

广州市某不规则沉井工程围护结构为地下连续墙,其中一墙段间为 V 形榫槽相连,且两边段被纵隔墙挡住,为固定边墙,因此墙体与两固定边墙之间用纵向通长铰连接。该墙段长 18 m,高 15 m,基坑开挖深度 10 m,距离坑顶 1 m 及 6 m 位置处设有间距为 6 m 的内支撑,在该墙段中段埋设有测斜仪。墙体范围内各土层分布和物理力学参数如表 1 所示。

表 1 土层物理力学参数

层号	土层名称	厚度 h/m	重度 $\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 ϕ
①	杂填土	2	18.0		
②	砂质粉土	7	14.3	3.6	5.5
③	粘土	3	19.8	13.5	9.5
④	岩石风化层	3	22.0	35.0	21.2

本文改进方法计算的最大变形为 12.3 mm,位

于基坑开挖底部处的连续墙中部。实测的基坑开挖面处最大变形为 7.6 mm,而弹性抗力法计算的结果为 29.5,计算结果远远大于实测结果和本文方法,所以本文方法在计算不规则基坑连续墙变形方面是可行的。

5 结 语

本文建立了适合不规则基坑中地连墙支护结构的计算模型,利用最小势能原理求得了水平变形的解析公式,并通过参数分析来考察各种参数对基坑变形的影响,从而为两端铰接地下连续墙的变形控制提供理论依据。

通过对影响地下连续墙变形的主要因素进行分析,可发现:

(1) 连续墙长度 L 存在临界值;当 L 大于该值时,侧向变形几乎不受其影响。

(2) 基坑深度与墙高比 λ 对基坑变形影响不大;可以通过合理的支撑体系,减短地连墙嵌固深度,达到减少经济成本的目的。

(3) 基坑变形随基坑超载 q 呈线性增长关系,但增幅不大。

工程实例验证了本文改进方法是可行的。

参考文献:

- [1] 丛嵩森. 地下连续墙的设计施工与应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.
- [2] 朱百里, 沈珠江. 计算土力学[M]. 上海: 上海科学技术出版社, 1990.
- [3] 丁勇春, 王建华, 褚衍标, 等. 地下连续墙施工力学机理三维数值分析[J]. 岩土力学, 2007, 28(8): 1757-1761.
- [4] 裴颖洁, 郑刚, 刘建起. 两侧铰接地下连续墙的试验研究及数值分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(1): 279-284.
- [5] 刘鸿文. 板壳理论[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 1987.
- [6] 吴家龙. 弹性力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2001.
- [7] 中国建筑科学研究院. JGJ120-99. 建筑基坑支护工程技术规程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [8] 老大中. 变分法基础[M]. 北京: 国防工业出版社, 2004.