

支撑位置对基坑整体稳定性的影响

刘 润, 闫 玥, 闫澍旺

(天津大学 建筑工程学院岩土工程研究所, 天津 300072)

摘要: 基坑稳定性是岩土工程中的主要研究内容之一, 随着高层建筑的增多及城市地铁的不断兴建, 对基坑工程的要求越来越高。在基坑施工中由于环境条件或施工等因素的影响, 需要调整支撑的位置, 以深基坑工程为研究对象, 借助弹塑性有限元分析软件, 重点研究支撑位置的变化对整个支护体系内力和变形的影响规律, 具体分析支撑位置的选取与支护体系内力和变形的关系。

关键词: 土力学; 深基坑; 支撑; 支护体系; 变形

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2006)01 - 0174 - 05

STABILITY ANALYSIS OF FOUNDATION PIT WITH POSITION CHANGE OF BRACES

LIU Run, YAN Yue, YAN Shu-wang

(School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: The retaining system of a foundation pit is a temporary structure. Retaining piles and continuous concrete walls have been widely used for simpler bearing mechanism with higher excavation efficiency and lower cost. Especially, they have been used for spacious foundation pit with complicated shapes. However, it is reported that 43.86 percent of the foundation pit were caused by improper design method, unstable bracing system and ignoring stability analysis of foundation pits. Accordingly, optimum design of a foundation pit and the bracing system is an efficient method to avoid the pit failure and reduce project cost. As an example, a deep foundation pit has been analyzed by means of elastoplastic finite element method. Stability analysis of the pit is performed with changing the positions of the braces. More attentions have been paid to the deformation and stress of the retaining structure and strength in the braces. Analytical results show that the bracing position change may bring little effect on stress ratio in soils, but great effect on the position and value of the maximum displacement in the retaining wall. The maximum bending moment in the retaining wall will change with the bracing position. The axial force in the brace is sensitive to the bracing position. When the second brace is moved upwards, the axial force in the first layer decreases and the force in the third layer increases with a ratio of 11%/m. While the second brace is moved upwards, the axial force in both the second brace and the third brace decreases slowly with a ratio of 4%/m and 5%/m, respectively; and the axial force in the first brace is keeping increasing by a ratio of 30%/m.

Key words: soil mechanics; deep foundation pit; bracing; retaining structure; deformation

1 引 言

近年来, 随着高层建筑的日益增多, 基坑开挖

的深度也逐渐加大, 深基坑内支撑体系的布置形式千差万别, 这项工作是基坑设计中的一项富有创造性、技术要求很高的工作^[1]。

调查显示, 目前深基坑工程事故率仍然较高,

收稿日期: 2004 - 08 - 16; **修回日期:** 2004 - 11 - 19

作者简介: 刘 润(1974 -), 女, 博士, 1996年毕业于天津大学土木工程系结构工程专业, 主要从事岩土工程方面的研究工作。E-mail: liurun74@yahoo.com.cn。

事故原因也非常复杂^[2-4]。根据有关基坑工程事故的调查统计结果发现, 由于支撑结构失稳、基坑设计失误和忽视基坑稳定性造成的工程事故占事故总量的 43.86%^[5]。

本文以排桩和地下连续墙多支撑体系为研究重点, 结合实际工程中由于环境条件或施工条件等因素的影响而需要调整原设计中支撑位置的问题, 采用成熟的弹塑性有限元分析软件, 重点研究支撑位置的变化对基坑支护体系内力和变形的影响。

2 弹塑性有限元分析方法

本文采用二维弹塑性有限元分析软件 PLAXIS 对地铁深基坑工程的施工过程进行模拟分析。

2.1 弹塑性应力 - 应变关系

在基坑开挖过程中土体内部会形成一定范围的塑性区, 根据这一特点分析时采用修正的剑桥(Cam)模型来模拟土体的工作特性。该模型的屈服准则和硬化规律^[6-10]如下:

(1) 屈服曲线方程可表示为

$$f = \bar{f} - p_p \quad (1)$$

式中: p_p 为前期固结应力, 是塑性体应变的函数; \bar{f} 为 $p'-q$ 平面应力状态函数, 可表示为

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cot \varphi)} + p' \quad (2)$$

式中: p' 为平均有效应力; c 为黏聚力(kPa); φ 为内摩擦角($^\circ$); M 为正常固结土侧压力系数的函数, 可近似用公式表示为

$$M = 3.0 - 2.8K_0^{nc} \quad (3)$$

式中: K_0^{nc} 为正常固结土侧压力系数。

(2) 硬化规律可表示为

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (4)$$

式中: p_p^0 为前期固结应力初值, λ^* 为经过修正的土体的压缩指数(见图 1), κ^* 为经过修正的土体的膨胀指数(见图 1), ε_v^p 为塑性体应变。

屈服函数 f 在 $p'-q$ 平面上是一个椭圆(见图 2)。等向前期固结压力 p_p 决定了椭圆沿 p' 轴的长度, 在加荷的过程中, 对应不同的 p_p 可以绘出无数的椭圆。当受拉时, 椭圆向原点左侧延伸 $c \cot \varphi$ 。为

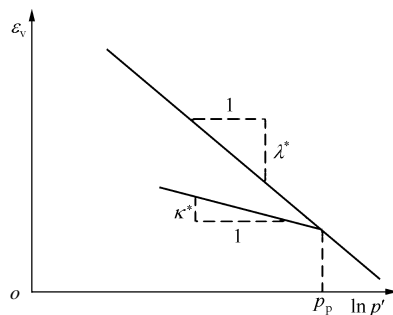


图 1 体应变 - 平均应力的关系

Fig.1 Logarithmic relation between volumetric strain and mean stress

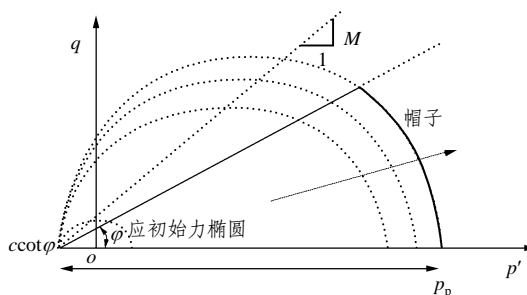


图 2 $p'-q$ 平面上的屈服函数 f

Fig.2 Yield surface of the soft-soil model in plane $p'-q$

了保证椭圆的右侧始终处于受压区, 计算中规定了 p_p 的最小值, 即当 $c=0$ 时, 赋予 p_p 单位应力值, 称为应力初始值。

2.2 接触面单元模型

在基坑的模拟分析中, 支护结构与土体之间的接触行为需要用接触面来模拟, 具体方法是: 当 $|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i$ 时, 接触面处于弹性阶段; 当 $|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i$ 时, 接触面进入塑性阶段。这里, c_i , φ_i 分别为第 i 层接触面的黏聚力和内摩擦角。这 2 个指标与每个土层的力学指标相联系, 在程序中通过输入参数 R_{inter} 来进行计算。具体的计算方法如下:

$$c_i = R_{inter} c_{soil} \quad (5a)$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_{soil} \quad (5b)$$

3 实际工程算例分析

3.1 工程简介

位于天津市市区繁华地段的地铁车站基坑工程, 其基坑深度 10 m, 宽度 15 m, 地下水位位于地表下 1.5 m 处, 土层物理力学参数见表 1。

表 1 土层物理力学参数
Table 1 Physico-mechanical parameters of soil

编号	土层名称	层底深度 /m	含水量 $\omega/\%$	密度 $\rho/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	孔隙比 e	液限 $\omega_L/\%$	塑限 $\omega_P/\%$	压缩系数 $a/(\text{MPa}^{-1})$	压缩模量 E/MPa	内摩擦角(快剪) $\varphi/(\text{°})$	黏聚力(快剪) c/kPa
1	杂填土	3.4	29.7	1.92	0.83	27.8	17.2			22.9	30.0
2	黏土	8.4	30.2	1.95	1.02	45.1	22.5	0.55	3.60	7.6	45.0
3	粉质黏土	14.8	30.7	1.92	0.84	31.2	20.5	0.29	6.09	13.7	33.0
4	粉质黏土	18.2	28.8	1.97	0.78	34.0	19.9	0.41	4.10	11.4	23.0
5	粉土	23.1	25.9	1.95	0.74	26.5	17.9	0.14	11.20	17.9	41.5
6	粉质黏土	35.2	28.6	1.98	0.78	26.8	21.3	0.32	5.41	17.1	54.0

采用直径 800 mm 的灌注桩支护，桩长 25 m，设计 3 道 Q235 钢管支撑，直径 609 mm，壁厚 14 mm。第 1 道支撑位于地表下 0.5 m 处；第 2，3 道支撑分别沿深度均匀布置。支撑的水平间距 3 m，基坑平面简图见图 3，后因施工要求提出将原设计的第 2 道支撑位置上移 1.5 m。本文以该工程为研究对象，研究支撑位置的变动对支护体系内力和变形的影响。

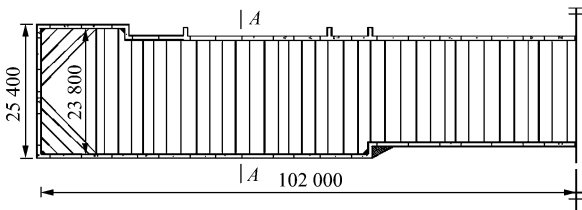


图 3 地铁车站基坑平面简图(单位: mm)
Fig.3 Sketch of a subway station pit(unit: mm)

3.2 建立分析模型

将基坑简化为平面应变问题进行有限元分析，以设计断面 A-A 为分析重点，采用前述弹塑性有限元软件建立分析模型，模拟基坑施工过程，边降水、边开挖、边加支撑，分 4 步进行计算，有限元分析网格划分见图 4。

3.3 分析结果

计算中考虑分步开挖模拟如下工况：工况 1，进行第 1 步开挖至地面下 1.5 m 处，安装第 1 道支撑；工况 2，继续挖土并降水，施工第 2 道支撑；工况 3，挖土、降水至第 3 道支撑设计标高，施工第 3 道支撑；工况 4，挖土、降水直至坑底。

有限元分析中土体模型参数的取值见表 2，表中同时给出了支护结构与土体接触面参数的取值。支护结构采用弹性本构关系模型，其参数见表 3。

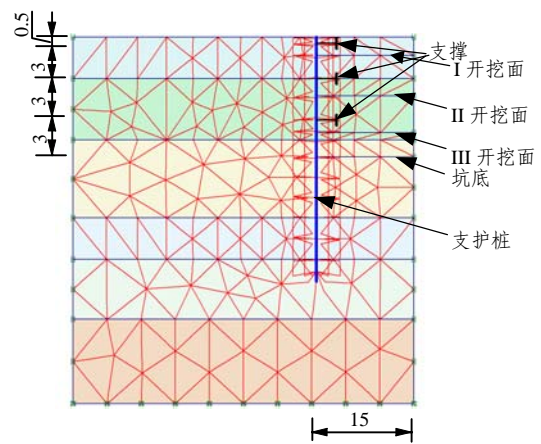


图 4 有限元分析网格划分(单位: m)
Fig.4 Finite element meshes(unit: m)

表 2 土体模型参数的取值

Table 2 Parameters for soil model

编号	λ^*	κ^*	ν_{ur}	K_0^{nc}	R_{inter}
1	0.10	0.02	0.14	0.55	0.85
2	0.32	0.04	0.18	0.65	0.60
3	0.20	0.04	0.15	0.58	0.65
4	0.15	0.03	0.15	0.60	0.65
5	0.12	0.03	0.14	0.55	0.70
6	0.10	0.02	0.14	0.55	0.80

注： ν_{ur} 为卸荷泊松比。

表 3 支护结构模型参数

Table 3 Parameters for the retaining structure

支护结构形式	$EA/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$EI/(\text{kN} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{m}^{-1})$	$l_{spacing}/\text{m}$
支护桩	1.88×10^8	1×10^7	-
支撑	7.5×10^6	-	4

由有限元分析结果可知，当支撑位置改变后土

体中应力水平的变化较小, 但变形差异较大。图 5 为支撑位置变化前后的支护结构变形图, 图中给出了随着分步开挖支护结构各个阶段的变形发展情况。第 2 道支撑位置的变化直接影响到围护结构位移的发展及最大位移值, 由图 5 可见, 支撑上移 1.5 m 后, 由工况 2 到 3 支护结构的位移出现突然增大, 其最大值的作用点位置上移, 从原地表下 9.8 m 上升至地表下 9.4 m, 最大位移值由原来的 3.1 mm 增加到 3.5 mm, 其增加幅度为 12.9%。

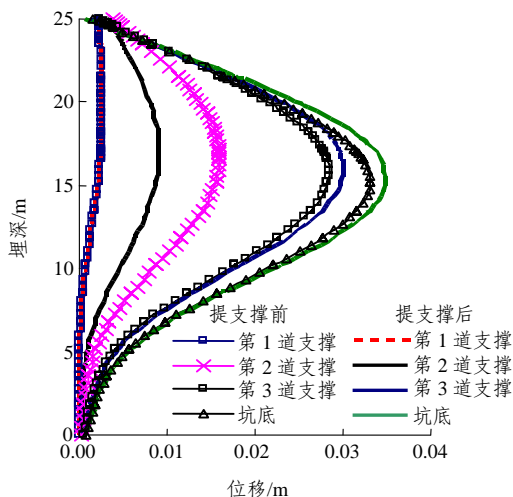


图 5 支护结构位移

Fig.5 Displacement of retaining structure

图 6 给出了随基坑开挖支护结构中的弯矩。由图 6 可知, 弯矩分布形态和数值都有一定程度的改变, 支撑提升后支护桩中弯矩在工况 2, 3 间出现了突然增大阶段, 最大弯矩作用点上移 1 m, 最大

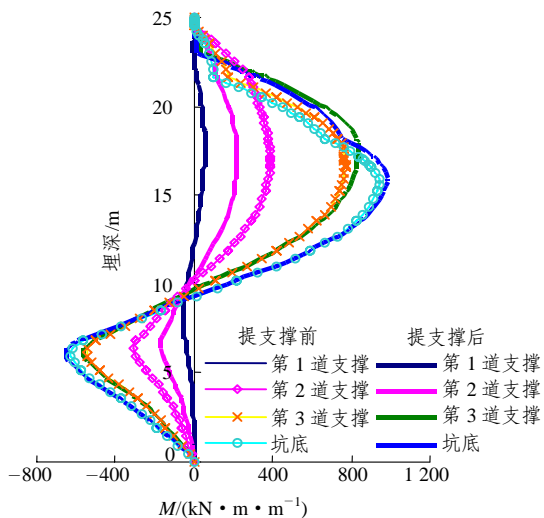


图 6 支护结构中的弯矩

Fig.6 Bending moment in retaining structure

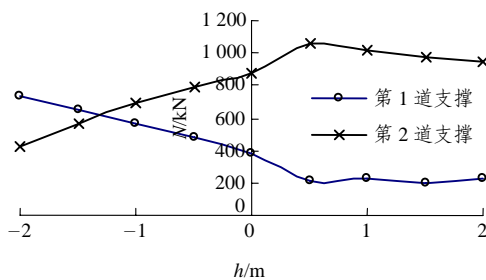
弯矩值增加幅度为 4.5%。

表 4 给出了计算得到的支撑最大轴力。从表 4 可以看出, 支撑上移后, 第 1 道支撑中的最大轴力明显减小, 而第 2, 3 道支撑的最大轴力都有所增大。为了进一步分析支撑位置的改变对支撑轴力的影响, 图 7 给出了随支撑位置的改变工况 3, 4 中支撑轴力的变化曲线, 图中“0”点为原设计的支撑位置, “0”点以右表示第 2 道支撑向上移动, “0”点以左表示第 2 道支撑向下移动。

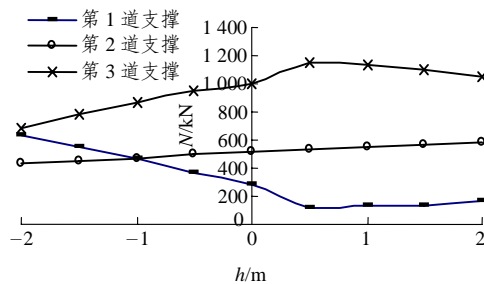
表 4 支撑最大轴力

Table 4 Maximum axial forces in braces

计算条件	最大轴力 N/kN		
	第 1 道支撑	第 2 道支撑	第 3 道支撑
提支撑前	486	872	995
提支撑后	248	982	1 150



(a) 工况 3



(b) 工况 4

图 7 提支撑后支撑轴力

Fig.7 Axial forces in brace after changing

图 7(a)表明, 在工况 3 的条件下, 当第 2 道支撑向上移动时, 第 1 道支撑中的轴力以 20 %/m 的速度明显减小, 第 2 道支撑中的轴力以平均 15 %/m 的速度增长, 特别是在初始阶段增长显著; 当第 2 道支撑向下移动时, 其中的轴力以 9 %/m 的速度降低, 而第 1 道支撑中的轴力以 25 %/m 的速度增长。

图 7(b)表明, 当施工至坑底时, 第 1, 3 道支撑

中的轴力对支撑的移动更为敏感,表现为随第2道支撑上移,第1道支撑中的轴力迅速下降,而第3道支撑中的轴力以平均11%/m的速度增长,第2道支撑轴力以4%/m的速度增加;当第2道支撑向下移动时,第1道支撑中的轴力以30%/m的速度明显增长,第2和3道支撑中的轴力分别以4%/m和5%/m的速度略有降低。

由以上分析可知,支撑中轴力的大小对支撑位置的变化较为敏感,进而会对整个支护体系的内力和基坑的变形造成影响,特别是支撑内力的变化幅度不容忽视。

经过对多个工程的计算分析可知,由于每个工程的土性条件不同、支护与支撑的刚度不同,支撑位置的移动最大可使支撑中的轴力增加为移动前的1.5倍以上,从而使支撑达到或接近屈服极限,对整个基坑的稳定造成威胁。因此,不经设计计算,在施工中擅自挪动支撑的位置是相当危险的。

4 结 论

本文以实际工程为例重点分析了当支承位置发生改变时,整个支护结构内力和变形的影响规律,由此可以得到以下结论:

(1) 支撑位置的调整对于土体中最终应力水平的影响甚小,对围护结构的位移增长过程、位移量以及最大位移的位置有较明显的影响。

(2) 支撑位置的变化对支护桩中弯矩的增长过程、分布形态和数值有一定程度的影响,但影响幅度不大。

(3) 支撑位置的改变对支撑轴力的影响显著。

由以上分析可知,支撑位置的改变会对整个支护体系的内力和基坑的变形造成影响,特别是对支护结构变形和支撑内力的影响幅度不容忽视。

参考文献(References):

- [1] 刘付钧, 吴 潮. 广州地铁上盖 RJ - 1 基坑支护设计与施工[J]. 建筑技术开发, 2003, 30(5): 56 - 58.(Liu Fujun, Wu Chao. Design and construction of the excavation of project RJ - 1 above underground in Guangzhou Metro[J]. Building Technique Development, 2003, 30(5): 56 - 58.(in Chinese))
- [2] 陈浩生. 内支撑支护体系在北京国贸二期深基坑工程中的应用[J]. 岩土工程技术, 1997, 4(4): 47 - 50.(Chen Haosheng. Applying inside shoring systems to the foundation pit of Beijing International Trade Tower(II)[J]. Geotechnical Engineering Technique, 1997, 4(4): 47 - 50.(in Chinese))
- [3] 张在明. 地下水与建筑基础工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.(Zhang Zaiming. Groundwater and Foundation Engineering of Architecture[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2001.(in Chinese))
- [4] 李云安, 葛修云, 张鸿昌. 基坑变形因素与有限元数值模拟[J]. 岩土工程技术, 2001, 8(2): 63 - 68.(Li Yun'an, Ge Xiuyun, Zhang Hongchang. Factors influencing deformation of excavation pits and numerical simulation with finite element method[J]. Geotechnical Engineering Technique, 2001, 8(2): 63 - 68.(in Chinese))
- [5] 白 冰, 肖宏彬. 软土工程若干理论与应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2002.(Bai Bing, Xiao Hongbin. Theories and Practice of the Soft Soil Engineering[M]. Beijing: China Water Power Press, 2002.(in Chinese))
- [6] 张学言, 闫澍旺. 岩土塑性力学基础[M]. 天津: 天津大学出版社, 2004.(Zhang Xueyan, Yan Shuwang. Fundamentals of Geotechnical Plasticity[M]. Tianjin: Tianjin University Press, 2004.(in Chinese))
- [7] 陆新征, 宋二祥, 吉 林. 某特深基坑考虑支护结构与土体共同作用的三维有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(4): 488 - 491.(Lu Xinzhen, Song Erxiang, Ji Lin. Three-dimensional FEA for the interaction between supporting structure of excavation and soil in a very deep pit[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(4): 488 - 491.(in Chinese))
- [8] 彭林欣, 陈树辉. 基坑开挖地下连续墙有限元分析[J]. 中山大学学报(自然科学版), 2003, 42(2): 6 - 8.(Peng Linxin, Chen Shuhui. Finite element analysis of diaphragm walls in foundation pit[J]. ACAT Scientiarum Naturalium Universitatis Sunyatseni(Natural Science), 2003, 42(2): 6 - 8.(in Chinese))
- [9] Britto A M, Gunn M J. Critical State Soil Mechanics via Finite Elements[M]. New York: Halsted Press, 1987.
- [10] Gudehus G. Finite Elements in Geomechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1991.