文章编号：1000－7598－(2008) 09－2551－05

软土基坑支护中的锚拉桩结构设计

李俊才[1,3]，岳颖锋[2]，茅奇辉[1]，张志铖[3]

（1.南京工业大学 土木工程学院，南京 210009；2.南京城市建设开发（集团）有限责任公司，南京 210017；
3. 南京南大岩土工程技术有限公司，南京 210008）

摘　要：城市建设的高速发展和地下空间的充分利用，促进了深基坑的发展，由此带来了大量的深基坑开挖和支护的岩土工程问题，尤其是软土基坑。在软土基坑中设置锚拉桩，能有效地控制支护结构与土体的变形，同时有利于基坑土方的开挖和主体地下室的施工，显示其十分突出的优势。介绍了锚拉桩支护结构的计算模式，并对相应工程的监测结果进行了分析与比较，取得了较为满意的结果。

关　键　词：深基坑；软土；锚拉桩；支护结构；变形
中图分类号：TU 472　　**文献标识码：**A

Design of anchor piles brace structures for soft soil foundation pits

LI Jun-cai[1,2],　YUE Ying-feng[3],　MAO Qi-hui[1],　ZHANG Zhi-cheng[2]

(1. College of Civil Engineering, Nanjing University of Technology, Nanjing 210009, China; 2. Nanjing Nanda Geotechnical Engineering Technology Co.Ltd., Nanjing 210008, China; 3. Nanjing Company of City Construction Development, Nanjing 210017, China)

Abstract: Speedy development of city buildings and full use of subterranean space have accelerated the development of deep foundation pits; and that have also brought a mass of geotechnical engineering problems, such as soft soil foundation pits. When the anchor piles are adopted for a foundation fit, displacement of the retaining structure and soil can be controlled effectively; and it is propitious to excavation of earth, showing the extrusive active purpose. A kind of calculation models for anchor piles brace structure is described emphatically; and quite satisfied results are obtained via a comparison and analysis of specific monitoring.

Key words: foundation fit; soft soil; anchor piles; brace structure; deformation

1　引　言

近年来，随着高层建筑和各类地下工程的大量兴建，深基坑支护越来越引起工程技术人员的高度重视。尤其在软土基坑中，如何设计一种既经济合理、又安全可靠的支护方案是很多设计者关注的问题[1]。锚拉桩是一种新型的支护结构型式，具有施工快捷、能有效限制侧向变形、无需架设内支撑、经济效益显著等优点。但这种型式的支护结构尚缺乏合理的理论模型和计算方法[2]。因此，本文结合实际工程对锚拉桩支护结构的设计计算方法进行分析与研究。

2　工程概况

某工程位于南京市河西南湖地区，分为东西两区，两区中间为宽 16.0 m、南北向的康泰南路，共计 6 幢住宅楼，东西两区各 3 幢。每一区东西长为 190 m，南北宽为 40 m。基坑实际挖深情况如下：北侧为 7 m，东北角和西北角为 6.6 m，南侧为 5 m。土层分布如下：①-1 层为杂填土，平均厚度为 1.6 m；①-2 层为素填土，以粉质黏土为主，软塑～流塑，平均厚度为 1.75 m；②-1 层为粉质黏土～淤泥质粉质黏土，流塑，平均厚度为 4.65 m；②-2 层为细砂，稍～中密，平均厚度为 9.53 m。基坑平面及监测点布置见图 1。

3　支护方案的选择

由于该工程基坑开挖面主要分布着淤泥质土，基坑南、北侧挖深分别为 5 m 和 7 m，基坑支护设计以变形控制设计，同时应兼顾后续的基坑土方开

收稿日期：2006-11-27
基金项目：江苏省基础研究计划（自然科学基金）资助项目（No. BK2006565）。
作者简介：李俊才，男，1963 年生，博士，教授，主要从事岩土工程方面的教学、科研工作。E-mail: cyf710826@sina.com

挖和地下室主体结构的施工。根据南京河西地区其他工程的经验，采用单(多) 点内支撑支护结构能有效地控制位移，但该工程基坑南侧开挖深度仅5.0 m，不利于后续的土方开挖和主体地下结构的施工；若采用悬臂结构，北侧的位移又难于控制。因此，综合考虑各种因素，南侧、西侧、东侧选用水泥土搅拌桩格栅式挡墙支护，并在基坑内侧底部以深搅暗墩加固；西北角、东北角采用钻孔桩加角撑的支护结构；北侧则采用锚拉桩支护型式。锚拉桩的具体布置见图 2 和图 3。

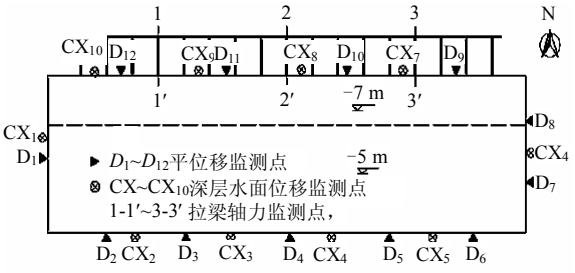


图 1 东（西）区基坑监测平面布置简图

Fig.1 monitoring plane view of east（west） district foundation pit

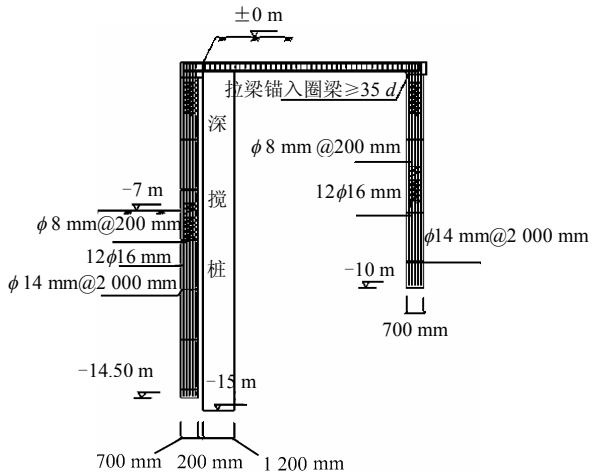


图 2 锚拉桩支护结构剖面图

Fig.2 Section of anchor piles brace structure

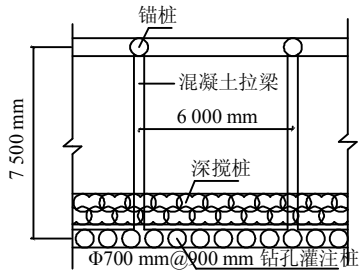


图 3 锚拉桩支护结构平面图

Fig.3 Plane of anchor piles brace structure

4 锚拉桩支护结构计算模式

4.1 土压力的计算

钻孔灌注桩和锚拉桩的距离直接影响到土压力模型的选择。当前后两排桩的桩距在（2.5～4.5）d（d 为前排桩桩径）之间时，按双排桩的计算理论设计比较合理。当排距较大时，土压力主要由前排桩承担[3]。因此，前排钻孔灌注桩和后排锚拉桩的土压力模型均可取设计常用的朗肯土压力模型，基坑开挖面以下采用“矩形”分布模式，填土层以及淤泥质粉质黏土层为“水-土合算”，细砂层为“水-土分算”。

4.2 钻孔灌注桩的设计

支护桩入土深度直接影响到支护桩桩端的支承方式，当入土深度较浅时，支护桩下端允许自由转动为自由端支承，桩前土压力为被动土压力，而桩后为主动土压力；当入土较深时，桩后下部也出现被动土压力，其下端可视为嵌固支承。在软土地区，为了控制侧向位移，常采用后者，即按照一端弹性嵌固、另一端简支的“等值梁法”计算。计算简图见图 4。

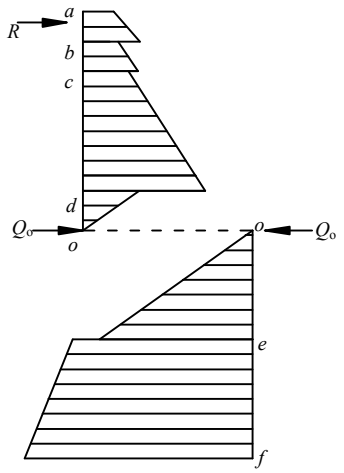


图 4 支护桩等值梁法计算简图

Fig.4 Sketch of equal-value beam method for brace piles

4.2.1 作用于支护桩的拉梁拉力 R[4]

取“净土压力强度零点 o”（该点处弯矩为 0）的上半段等值梁 ao 为研究对象（图 4），对“净土压力强度零点 o”建立弯矩平衡方程：

$$\sum M_o = 0 \qquad (1)$$

可得

$$R = \sum P_i h_i /(h - h_0) = 92.4 \text{ kN/m} \qquad (2)$$

式中：P_i 为第 i 段土压力合力（$i = 1$～4）；h_i 为第 i 段土压力合力作用点到“净土压力强度零点 o”的距离；h 为基坑开挖深度；h_0 为地面至拉梁拉力作用点之间的距离。

o 点处的剪力为

$$Q_o = \sum P_i - R = 116.8 \text{ kN/m} \qquad (3)$$

4.2.2 支护桩嵌固深度 T 的计算

如图 4 所示，设桩端在 e 点以下 x 处，取 of 段等值梁为研究对象，建立力矩平衡方程：

$$\sum M_f = 0 \tag{4}$$

可得

$$x^3 + 11.0x^2 + 9.8x - 102.6 = 0 \tag{5}$$

由此解得 x = 2.5 m，所以嵌固深度 T= 5.0 + x = 7.5 m，桩长 L = 7.0 + T = 14.5 m。

4.2.3 桩身最大弯矩 $M_{\max}$ 及配筋

由材料力学可知，剪力为 0 处弯矩最大，因此 ao 段及 of 段跨中均有一最大弯矩。

（1）求 $M_{\max}^{ao}$：比较 R 与 P_i 可知，剪力为 0 点在 cd 之间（图 4），设 0 点离 c 点的距离为 y_1。根据土压力分布图可知：

$$R - P_1 - P_2 = 22y_1^2 + 1/2 \times (62.5-22)/4.0\, y_1^2 \tag{6}$$

解得 y_1 = 1.98 m，记该点处为 c'，所以，有：

$$M_{\max}^{ao} = R\lambda = 193.3\ \text{kN}\cdot\text{m/m} \tag{7}$$

式中：λ为拉梁拉力作用点到 c' 处的距离。

（2）求 $M_{\max}^{of}$：如图 4 所示，设 of 段剪力为 0 点在 o 以下 y_2 处。根据土压力分布图可知：

$$Q_o = 1/2 \times 130.8/4.19\, y_2^2 \tag{8}$$

解得 y_2 = 2.74 m，故 $M_{\max}^{of}$ = 213.4 kN·m/m。且有：

$$M_{\max} = 1.2\, M_{\max}^{of} = 2\ 56.1\ \text{kN}\cdot\text{m/m} \tag{9}$$

经验算，选择桩径 Φ = 700 mm，桩中心距为 900 mm，混凝土强度为 C25，配筋 12Φ16 mm（A_s = 2 413.0 mm^2），HRB335（II 级钢）能满足设计要求。

4.3 锚桩的设计[5]

锚桩的直径选择与钻孔桩一致，D = 700 mm，初设锚桩深度为 12.0 m，则该深度范围内土体各参数的加权平均值：$\bar{\gamma}$ = 18 kN/m^3，c = 12.8 kPa，φ = 15.3°，计算简图见图 5。

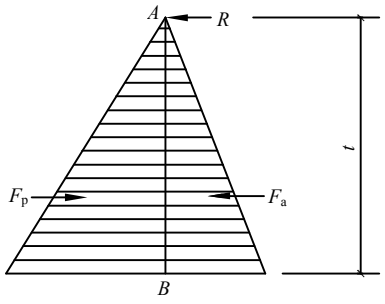


图 5　锚拉桩计算简图

Fig.5　Calculation sketch of anchor piles

设锚桩入土深度为 t，则建立弯矩平衡方程：

$$\sum M_B = Rt - 1/3(F_p - F_a)t = 0 \tag{10}$$

可得

$$t^3 - 38.6t^2 + 57.9t - 93.1 = 0 \tag{11}$$

解得 t = 5.5 m。根据南京地区支护桩设计和施工经验，取锚桩长度 $t_h = (1.5\sim1.7)t$ = 10.0 m。设锚桩剪力 0 点在 A 点以下 z 处，则由下列公式：

$$R - (e_p - e_a) = 0 \tag{12}$$

解得 z = 2.76 m，故有：$M_{\max}^{AB} = 98.4 \times 2.76 \approx$ 271.6 kN·m/m。

经验算，配筋 12Φ16 mm（A_s = 2 413.0 mm^2）HRB335（II 级钢）能满足设计要求。

4.4 拉梁的设计

取拉梁间距 6.0 m，则拉梁所受的拉力为

$$N = 1.25RS = 852.5\ \text{kN} \tag{13}$$

式中：S 为锚拉桩的间距，见图 2，拉梁截面为 400 mm×400 mm，配筋 8Φ25 mm，HRB335（II 级钢），A_s = 3 920.0 mm^2。

正截面拉应力为

$$\sigma = N/A_s = 245.4\text{N/mm}^2 < [\sigma] \tag{14}$$

式中：$[\sigma]$ = 300 N/ mm^2。

拉梁的长度为

$$L = (h - h_0)\tan(45° - \varphi/2) + t_h \tan(45° + \varphi/2) = 7.2\ \text{m} \tag{15}$$

式中：t_h 为锚桩长度。

实取 L= 7.5 m。

5　实测结果分析

为了保证支护结构和周边环境的安全，达到信息化施工，并通过监测对计算的结果进行验证和反分析，对围护结构和周边环境进行了系统的监测。监测内容包括：（1）围护桩顶水平位移和沉降观测；（2）围护桩体的深层水平位移监测；（3）拉梁的轴力监测；（4）支护桩及锚拉桩的桩身应力监测。

北侧中间 D_{11} 点与南侧中间 D_4 点的累计水平位移随时间变化的曲线见图 6。

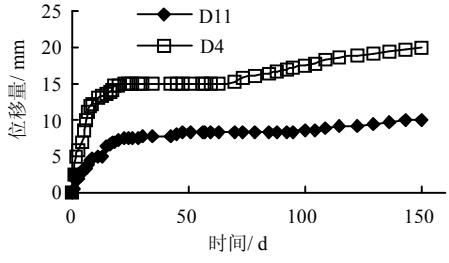


图 6　D_4，D_{11} 点累计位移量-时间关系曲线

Fig.6　Relationship between total displacements and time of D_4，D_{11}

从图中可知，水平位移变化量随基坑开挖深度的加深而逐步加大，水平位移曲线呈连续上升的趋势，在之后的地下结构施工过程中，位移曲线趋于水平状并保持稳定。基坑北侧锚拉桩支护段 D_{11} 点的最大水平位移量为 10.2 mm；南侧深搅桩挡墙支护段 D_4 点的最大水平位移量为 20.5 mm。虽然北侧挖深（7.0 m）比南侧挖深（5.0 m）大 2.0 m，但支护结构的位移仅是南侧的一半。可见，锚拉桩支护形式对侧向位移的限制作用相当显著。

根据测斜管的测量数据，基坑北侧 CX_8、CX_9 以及基坑南侧 CX_4 点在不同开挖深度的工况下其深层水平位移随深度变化的曲线见图 7～9。

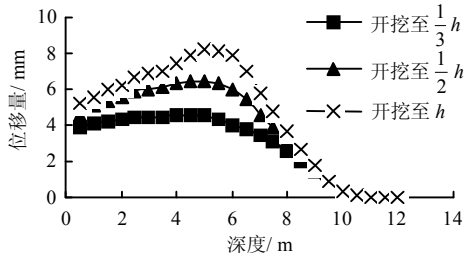


图 7 CX_8 点深层水平位移随时间变化曲线
Fig.7 Relationship between horizontal displacements and time of CX_8

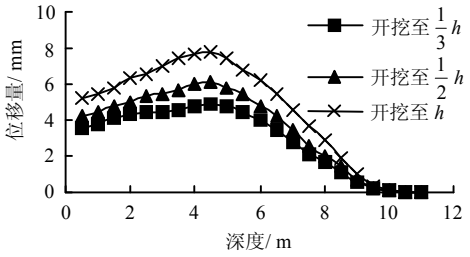


图 8 CX_9 点深层水平位移随时间变化曲线
Fig.8 Relationship between horizontal displacements and time of CX_9

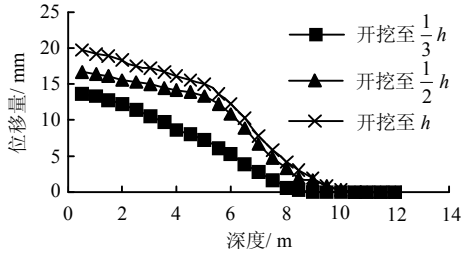


图 9 CX_4 点深层水平位移随时间变化曲线
Fig.9 Relationship between horizontal displacements and time of CX_4

从图中可知，基坑北侧 CX_8 和 CX_9 测点随深度变化的水平位移均呈现出两端小中间大的特性，最大位移量为 8.4 mm，出现在约 2/3 开挖深度处；而基坑南侧 CX_4 测点的深层水平位移表现为桩顶最大，最大位移量为 19.6 mm，并有随深度的增加逐渐减小的特性。

根据拉梁轴力的监测数据，1－1′及 2－2′断面的拉梁轴力随时间变化曲线见图 10。

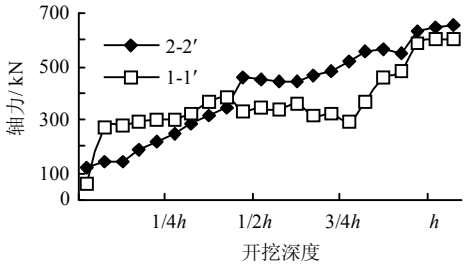


图 10 拉梁轴力随开挖深度变化关系曲线
Fig.10 Relationship between axis power of beam and depth

从图中总的趋势来看，拉梁轴力随着开挖的进行而逐渐增加，开挖至坑底以后轴力基本上趋于稳定。1－1′断面实测结果的最大值为 652.3 kN，2－2′断面实测结果的最大值为 605.1 kN，略小于计算值（852.5 kN）。

根据桩身应力的监测数据，1－1′断面处支护桩与锚拉桩在开挖至坑底时的弯矩见图 11 和图 12。

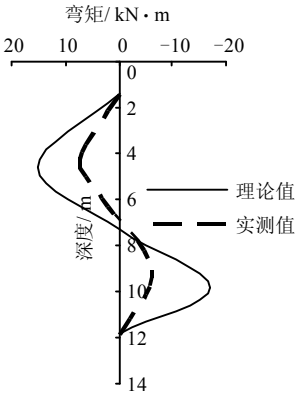


图 11 开挖至 *h* 时支护桩桩身弯矩实测值与理论值曲线
Fig.11 Relationship between academic value and actual value of brace piles bending moment at the depth of *h*

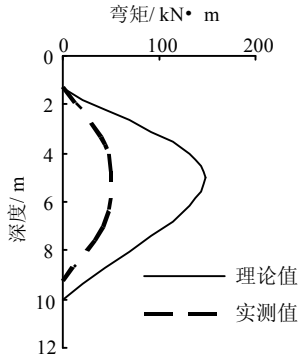


图 12 开挖至 *h* 时锚拉桩桩身弯矩实测值与理论值曲线
Fig.12 Relationship between academic value and actual value of anchor piles bending moment at the depth of *h*

从图中可以看出，实测曲线和理论曲线的形状相似，但实测的最大值约为理论最大值的 35%，其主要原因可能是理论计算未考虑圈梁作用的整体空间效应。可见上述的计算模型是可行的。

6 结　论

介绍了锚拉桩的计算模型，并对实际工程监测所得的数据结果进行了分析和比较，可以得出以下结论：

（1）根据监测结果，本文采用的支护结构设计计算模型符合实际要求，可以为今后类似地质条件下的基坑工程提供借鉴。

（2）锚拉桩支护结构能有效地控制支护结构和土体的变形，在类似的软土基坑中有着广阔的应用前景。

参 考 文 献

[1] 陈忠汉, 黄书秩, 程丽萍. 深基坑工程(第2版)[M]. 北京:机械工业出版社, 1999.

[2] 王子辉. 非连续双排桩支护结构设计方法研究与工程应用[J]. 建筑技术开发, 2002, 29(2): 15－17.
WANG Zi-hui. Design method study and engineering applic- ation of uncontinuous double queue piles brace structure[J]. **Building Technique Development**, 2002, 29(2):15－17.

[3] 夏永承, 董道洋, 胡敏云. 深基坑锚拉护壁桩的受力特性和土压力[J]. 西南交通大学学报, 2000, 35(2):111－115.
XIA Yong-cheng, DONG Dao-yang, HU Min-yun. Behavior and earth pre s sure of the retaining piles with anchors for deep excavation[J]. **Journal of Southwest Jiaotong University**, 2000, 35(2): 111－115.

[4] 许锡昌, 葛修润. 基于最小势能原理的桩锚支护结构空间变形分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(5): 705－710.
XU Xi-chang, GE Xiu-run. Application of principle of minimum potential energy to spatial deformation analysis for deep foundation pit with anchored pile supporting[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(5): 705－710.

[5] 朱旭焰, 刘清雄, 李建民. 基坑悬臂拉锚混合支护桩的应用[J]. 昆明大学学报, 2003, (2): 58－61.

上接第 2550 页

技术出版社, 2000.

[2] 蔡美峰. 地应力测量原理和技术[M]. 北京: 科学出版社, 1995.

[3] 白世伟, 丁锐. 空心包体应力测量的几个问题[J]. 岩土力学, 1992, 13(1): 81－85
BAI Shi-wei, DING Rui. Several problems in measurement of hollow inclusion stain [J]. **Rock and Soil Mechanics**, 1992, 13(1): 81－85.

[4] 徐芝纶. 弹性力学[M]. 北京:高等教育版社, 2003.

[5] 吴满路, 张春山, 廖椿庭, 等. 青藏高原腹地现今地应力测量与应力状态研究[J]. 地球物理学报, 2005, 48(2): 327－332.
WU Man-lu, ZHANG Chun-shan, LIAO Chun-ting , et al. The recent state of stress in the central Qinghai-Tibet Plateau according to in-situ stress measurements [J]. **Chinese Journal of Geophysics**, 2005, 48 (2) :327－332.

[6] 李光煜, 白世伟. 岩体应力的现场研究[J]. 岩土力学, 1979, 1(1): 41－49.
LI Guang-yu, BAI Shi-wei. In-situ study of stress in rock mass [J]. **Rock and Soil Mechanics**, 1979, 1(1): 41－49.

[7] 张延新, 蔡美峰, 王克忠. 平顶山一矿地应力分布特征研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(23): 4 033－4 037
ZHANG Yan-xin, CAI Mei-feng, WANG Ke-zhong. Study on distribution characteristics of in-situ stresses for Pingdingshan No.1 Mine [J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(23): 4 033－4 037.

[8] 庞俊勇, 吴忠. 高应力区不良岩层中巷道支护技术的研究[J]. 东北煤炭技术, 1994. 8(4): 11－14.
PANG Jun-yong, WU Zhong. Study on roadway supporting technology in poor strata of high stress area[J]. **Coal Technology of Northeast China**, 1994.8(4): 11－14.

[9] 李光煜, 朱祚铎, 汪鸣明. 大瑶山隧道现场测试及稳定性分析[J]. 岩土力学, 1988, 9(4): 32－36.
LI Guang-yu, ZHU Zuo-duo, WANG Ming-ming. In-situ test on Dayao Mountain Tunnel and its stability analysis [J]. **Rock and Soil Mechanics**, 1988, 9(4): 32－36.