

文章编号: 1000-5013(2011)02-0212-06

复合土钉支护的软土基坑开挖有限元模拟分析

俞 缙¹, 王艳芳², 宋博学¹

(1. 华侨大学 岩土工程研究所, 福建 泉州 362021
2. 江苏省交通科学研究院, 江苏 南京 210017)

摘要: 基于平面应变假设,采用自行编制的有限元程序建立数值计算模型,考察某复合土钉支护工程下的软土基坑开挖变形性状及土钉的受力情况.结果表明,深搅桩-土钉/锚杆支护软土基坑中,锚杆张拉力的作用对基坑水平位移及受力影响较大;复合土钉支护结构并无特别针对坑底土体隆起的加固措施,须采用考虑时空效应的分层分块的开挖模式,以确保坑底隆起量在安全控制范围内.依次模拟基坑开挖前的深搅桩支护、4 层土体开挖及 4 层土钉支护的施工全过程,模拟结果与已有的同类工程经验和结果在定性方面具有一致性.

关键词: 软土基坑; 复合土钉支护; 开挖模式; 有限元模拟

中图分类号: TU 472 **文献标志码:** A

土钉支护技术适合于地下水位以上或经人工降水后的人工填土、粘性土和弱胶结砂土,开挖深度一般为 5~10 m 的软土工程,已成为基坑及边坡工程中的首选支护方案,国内已有相关的规范^[1].在软土基坑中单纯土钉支护难以奏效时,宜结合其他支护形式形成复合土钉支护(土钉-搅拌桩、锚杆-土钉、搅拌桩-土钉/锚杆支护等^[2]).工程界已有不少复合土钉支护的工作性能及设计分析经验^[3-4],但与之配套的成熟有效的数值分析还不多见.本文采用自行编制的平面应变有限元程序,依托某软土地区复合土钉支护基坑开挖工程,建立计算模型来考察基坑变形性状及土钉受力情况.

1 基坑复合土钉支护概况

某软土基坑工程开挖深度约 5 m 左右,平面尺寸约 120 m×120 m.场地工程地质条件,如表 1 所示.表 1 中: h_g 为土层厚度; c 为粘聚力; φ 为摩擦角.

表 1 场地工程地质条件
Tab. 1 In-situ geological condition

层次	h_g/m	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$	填土类型	土质
第 1 层	0.5~3.7	5.0	15.0	杂填土	杂色、松散,由碎砖、碎石及混凝土块混粉质粘土堆积
第 2 层	0.5~3.4	5.0	10.0	淤泥质填土	灰黑色,流塑,主要分布于暗塘底部
第 3 层	0.7~2.7	15.0	15.0	素填土	褐黄至灰色,可塑至软塑,主要由粉质粘土夹碎砖填积
第 4 层	4.3~21.1	9.1	16.8	淤泥质粉质粘土	灰色,流塑,局部夹微薄层粉砂
第 5 层	1.2~14.0	9.0	23.0	粉土至淤泥质粉质粘土	灰色,粉土稍密,淤泥质粉质粘土为流塑,主要为淤泥质粉质粘土与粉土粉砂交互层

此外,第 3 层的地基承载力 80 kPa;第 4 层的地基承载力为 60 kPa,室内渗透试验所得的平均渗透系数 $K_v=0.029\ 4\ \mu m\cdot s^{-1}$, $K_h=0.146\ \mu m\cdot s^{-1}$;第 5 层的地基承载力 80 kPa.场地地下稳定水位在地下 0.4 m 处,补水来源主要为大气降水.

针对场地内以软土为主的地质条件,基坑西侧和北侧采用放坡+深层搅拌桩支护,南侧和东侧采用

收稿日期: 2010-11-27

通信作者: 俞缙(1978-),男,副教授,主要从事岩土力学及基础工程的研究. E-mail:bugyu0717@hqu.edu.cn.

基金项目: 福建省自然科学基金资助项目(2009J05125); 华侨大学高层次引进人才科研启动项目(08BS414); 福建省泉州市科技计划项目(2010Z81)

深搅桩+土钉/锚杆支护,其布置形式如图 1 所示. 深搅桩桩长为 9.5 m,土钉布置参数如表 2 所示. 表 2 中: h 为埋设深度, d 为水平间距, D 为孔径, l 为土钉长度, F 为预应力值.

整个基坑外围采用双排双头深层搅拌桩全封闭止水帷幕,用明沟加集水井疏干坑内水,并于坑顶布置截水沟排水系统.

表 2 基坑土钉/锚杆布置参数

Tab. 2 Parameters of soil nailing and anchor rod

排序	h/m	d/m	D/m	l/m	F/kN
1	1.2	1.0	0.15	9	未设预应力
2	2.2	1.0	0.15	12	锚杆张拉 90, 锁定 70
3	3.2	1.0	0.15	12	未设预应力
4	4.2	1.0	0.15	12	未设预应力

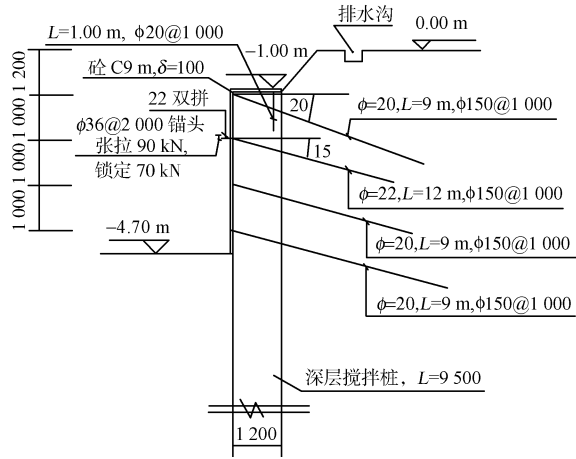


图 1 软土基坑复合土钉布置示意图(单位:mm)
Fig. 1 Arrangement of composite soil nailing support in pit(unit:mm)

2 有限元计算模式

采用自编的平面应变有限元(FEM)计算程序,对基坑支护和开挖进行数值模拟. 首先进行开挖前初始地应力场的模拟,再分步骤进行复合土钉支护与土体开挖条件下,基坑位移及支护结构的应力分布情况计算.

2.1 基本假定和单元设置

土体是半无限体,但作为有限元的计算域是有界的. 基于平面应变假设条件,利用对称性,同时结合有限元原理及以往基坑工程经验,水平方向计算域取 80 m,竖直方向取 40 m,共划分 1 974 个网格. 采用 4 结点矩形等参单元,并设置有次结点,结点数为 6 106,基坑右端、土钉支护的一侧设置无限单元,有限元网格如图 2 所示. 由于采用明沟加集水井疏干坑内水且在坑顶作好排水系统,故在进行基坑稳定变形分析时不考虑水对土体性质的影响,土层按不排水条件设置.

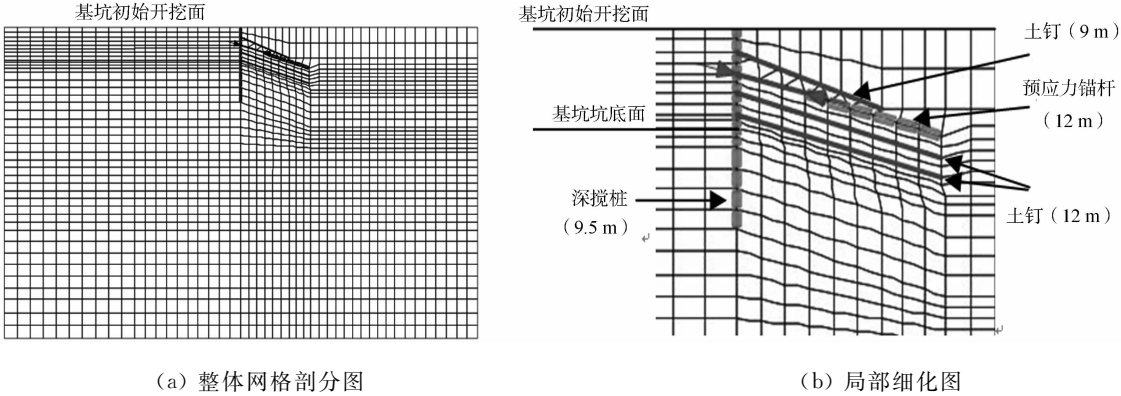


图 2 基坑开挖有限元分析网格图
Fig. 2 FEM analysis diagram of excavation pit

2.2 土体初始及开挖后应力场模拟原理

基坑开挖前土体在自重作用下处于受力变形状态,已存在初始应力^[5]. 若不计构造应力,在地面平整且无不均匀荷载情况下,初始应力等于土体自重应力. 初始应力采用静力有限元法预先获得

$$\sigma^0 = \begin{bmatrix} \sigma_s^0 \\ \sigma_y^0 \\ \tau_{sy}^0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_i^n \frac{\mu_i}{1-\mu_i} \gamma_i y \\ \sum_i^n \gamma_i y \\ 0 \end{bmatrix}. \tag{1}$$

式(1)中: i 为土层号; μ_i 为土层泊松比; γ_i 为土层容重; y 为从自然地面到第 i 层土的深度.

设开挖前计算域为 Ω^0 , 开挖后计算域为 Ω , 应力场为 σ , 作用在该计算域上的体力为 p , 边界 S 上的面力为 t . 由于开挖引起了初始应力及位移的变化, 即产生了扰动应力场 $\Delta\sigma$ 和位移场 $\Delta\delta$.

根据应力变化历史, 有

$$\sigma = \sigma^0 + \Delta\sigma.$$

利用虚功原理, 可建立有限元平衡方程为

$$\int_{\Omega} \mathbf{B}^T \sigma d\Omega = \int_{\Omega} \mathbf{N}^T p d\Omega + \int_S \mathbf{N}^T t d\Omega. \tag{3}$$

式(3)中: \mathbf{B}^T 为应变矩阵; \mathbf{N}^T 为形函数矩阵. 将式(2)代入式(3), 可得

$$\int_{\Omega} \mathbf{B}^T \Delta\sigma d\Omega = \int_{\Omega} \mathbf{N}^T p d\Omega + \int_S \mathbf{N}^T t d\Omega - \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \sigma^0 d\Omega. \tag{4}$$

即

$$\int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \Delta\delta d\Omega = \int_{\Omega} \mathbf{N}^T p d\Omega + \int_S \mathbf{N}^T t d\Omega - \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \sigma^0 d\Omega. \tag{5}$$

为计算方便, 将式(5)简化为

$$K \Delta\delta = F_p + F_t + F_{\sigma^0} = \Delta F. \tag{6}$$

式(6)表示土体开挖后, 周边应力解除, 体系处于不平衡应力状态, 会使应力出现重新分布, 即产生新的应力场与位移场. 进行基坑开挖土体变形分析时, 事先进行计算域初始应力场的分析; 然后, 在后面的开挖分析中, 将初始应力场数据导入开挖荷载变形分析, 从而实现开挖土体的卸载模拟及计算域内土体变形和土钉受力情况分析.

2.3 计算步骤的设定

设计中土体分 4 层开挖, 土钉支护亦分 4 层, 其中第 2 排土钉在施工完成后进行张拉以施加预应力. 为准确模拟基坑复合土钉支护及土层开挖的全过程, 按施工顺序设置如下 9 个计算步骤.

(1) 打入深搅桩, 设置于水平向 40 m 处, 桩长为 9.5 m, 设置为结构单元, 单元数为 17 个, 含有 35 个结点. (2) 开挖 0~1.8 m 的土体, 并打入第 1 层土钉, 土钉长度为 9.0 m, 倾角为 15°. (3) 开挖 1.8~2.6 m 的土体. (4) 打入第 2 层土钉, 土钉长度为 12.0 m, 倾角为 20°, 并设置预应力值 90 kN, 锁定值为 70 kN. (5) 开挖 2.6~3.6 m 的土体. (6) 打入第 3 层土钉, 土钉长度为 12.0 m, 倾角为 20°. (7) 开挖 3.6~4.6 m 的土体. (8) 打入第 4 层土钉, 土钉长度为 12.0 m, 倾角为 20°. (9) 开挖 4.6~4.8 m 的土体. 其中开挖和支护采用单元的“应力释放和激活”来实现.

2.4 计算模型及参数选取

场地地质条件以软土为主, 而软土具有显著的非线性变形特性. 因此, 各土层采用土力学中经典的, 且参数易于获得的 Duncan-Chang 弹性非线性本构模型模拟, 并结合土样室内三轴压缩试验结果. 各层土体模型参数取值, 如表 3 所示.

表 3 地基土层物理力学性质计算参数
Tab. 3 Mechanical properties of soil

土层	E_i/MPa	ν_i	$\gamma/\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	k	n	k_b	m	k_{ur}	R_i	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$
杂填土	2.6	0.45	18.2	48	0.35	10	0.68	86	0.8	5.0	15.0
淤泥质填土	2.4	0.45	18.0	38	0.38	9	0.70	56	0.75	5.0	10.0
素填土	3.0	0.45	18.5	65	0.41	12	0.71	102	0.78	15.0	15.0
淤泥质粉粘土	3.2	0.43	18.3	120	0.45	25	0.72	180	0.82	9.1	16.8
粉土至淤泥质粉粘土	4.0	0.42	19.2	130	0.43	35	0.69	240	0.85	9.0	23.0

设计中, 锚杆土钉墙水平间距为 1 000 mm×1 000 mm, 上下排梅花形错开布置, 土钉采用二次注浆工艺施工, 成孔困难时改用锚管. 喷射混凝土设计强度为 C20, 厚度为 10 cm. 超前支护的深搅桩直径为 700 mm, 桩间距为 1 000 mm, 桩长为 9.5 m, 水泥掺入比为 15%.

计算中, 土钉及其预应力采用软件自带的“土钉”单元模拟, 计算参数^[6]: 横截面积为 0.017 66 m², 弹性模量为 30 GPa, 拉伸屈服力为 0.22 MN, 粘结力为 0.32 MN·m⁻¹, 水泥浆粘结刚度为 6.0 MPa.

深搅桩和喷射混凝土面层采用梁单元模拟,深搅桩的计算参数:横截面积为 $0.384\ 65\ \text{m}^2$,弹性模量为 $30\ \text{GPa}$,惯性矩为 $3.0\times 10^{-4}\ \text{m}^4$;土钉墙喷射混凝土面层的计算参数:横截面积为 $0.017\ 66\ \text{m}^2$,弹性模量为 $30\ \text{GPa}$,惯性矩为 $3.0\times 10^{-4}\ \text{m}^4$. 土钉、深搅桩及混凝土面层与土体间的接触关系,均采用结构与土共结点但材料性质不同的连续介质模型.

3 有限元模拟分析

3.1 基坑位移场分析

大量现场基坑监测结果表明,随着开挖深度的逐渐增加,基坑水平位移与地表沉降逐渐增大^[2-4]. 基坑开挖完毕后,计算域内土体水平位移场,数值模拟得到的基坑土体水平位移结果,如图 3 所示. 从图 3 可知,坑内方向最大水平位移发生在基坑最终开挖面附近,这与同类型复合土钉支护的软土基坑土体变形性状一致^[7]. 基坑土体水平位移最大部位发生在深层搅拌桩底部,位移量约 $32\ \text{mm}$.

基坑开挖步下坑壁土体深层水平位移曲线,如图 4 所示. 由图 4 可见,预应力锚杆在基坑土体变形中的作用突出,较好地控制了坑壁土体侧向变形. 基坑水平位移最大值发生在基坑最终开挖面附近(约为 $35.4\ \text{mm}$). 基坑开挖面以下土体也有一定程度的水平位移,这与软土地区基坑开挖时被动区土体具有向主动区移动的趋势有关. 各开挖步下坑底土体的隆起位移变化曲线图,如图 5 所示.

最后一个开挖步,坑底最终隆起量约为 $79\ \text{mm}$,隆起量较大. 这与复合土钉支护结构本身未特别针对坑底土体进行加固有关. 在实际开挖过程中,采用了考虑时空效应的分层分块的条块开挖模式,以确保坑底隆起量在安全控制范围内.

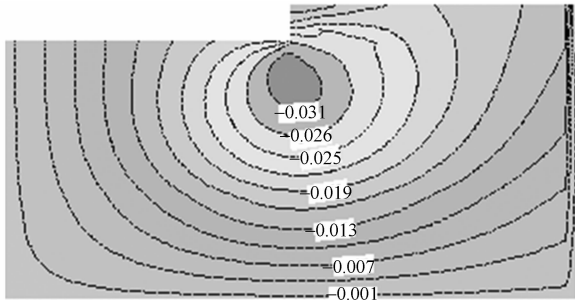


图 3 基坑开挖完毕后土体位移场(单位:m)

Fig. 3 Deformation field after pit excavation(unit:m)

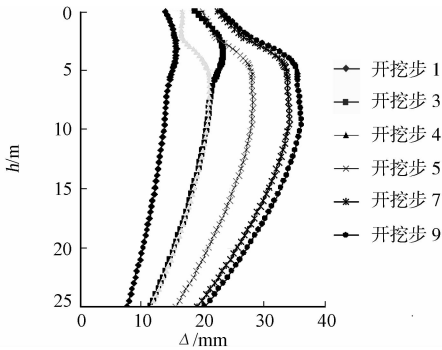


图 4 基坑坑壁土体深层位移图

Fig. 4 Deformation of pit sidewall

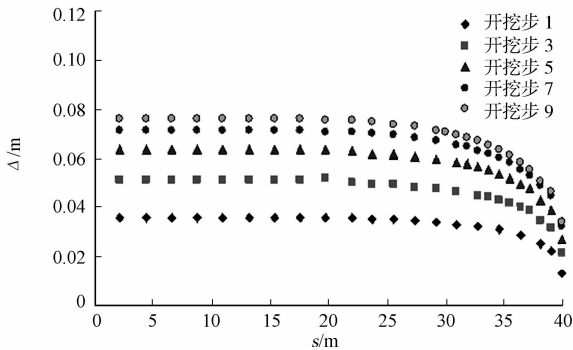


图 5 基坑坑底土体隆起曲线图

Fig. 5 Curve of uplift deformation of pit

3.2 支护结构应力场分析

支护结构应力场分析,主要是研究第 2 层支护预应力锚杆的轴力变化过程. 在开挖步 4,5,7,9 下,第 2 层锚杆轴力变化曲线,如图 6 所示. 图 6 中,横轴距离表示自开挖面向加固端的延伸距离. 分析时,默认轴力在一个有限单元内是恒定的,所以轴力分布曲线是折线式变化,轴力逐渐从固结端传递到末端. 由图 6 可见,随着开挖步的进行,锚杆轴力逐渐增大,且在土层交界面处(锚杆位置约 $4\ \text{m}$ 处)拉应力变化较大. 表明,锚杆对土体逐步开挖起到了支护作用.

在基坑逐步开挖的过程中,坑内土体作为荷载被逐渐卸掉. 随着开挖深度的增加,水泥搅拌桩所受坑内外压力差增加,搅拌桩桩身弯矩也不断发生变化^[8]. 开挖步 2,5,7,9 下的桩身弯矩变化图,如图 7 所示. 由图 7 可见,无土钉支护的单纯开挖下,搅拌桩弯矩零点位于桩身 $5.5\ \text{m}$ 左右,即最终开挖面以下约 $0.5\ \text{m}$ 处. 当有新的土钉被加入土体时,弯矩图上出现局部的波动,说明土钉已经承受了一部分力. 在有土钉出现的地方,搅拌桩的受力特性跟着改变,桩身弯矩零点位置得到提高,出现在搅拌桩约 $3\ \text{m}$

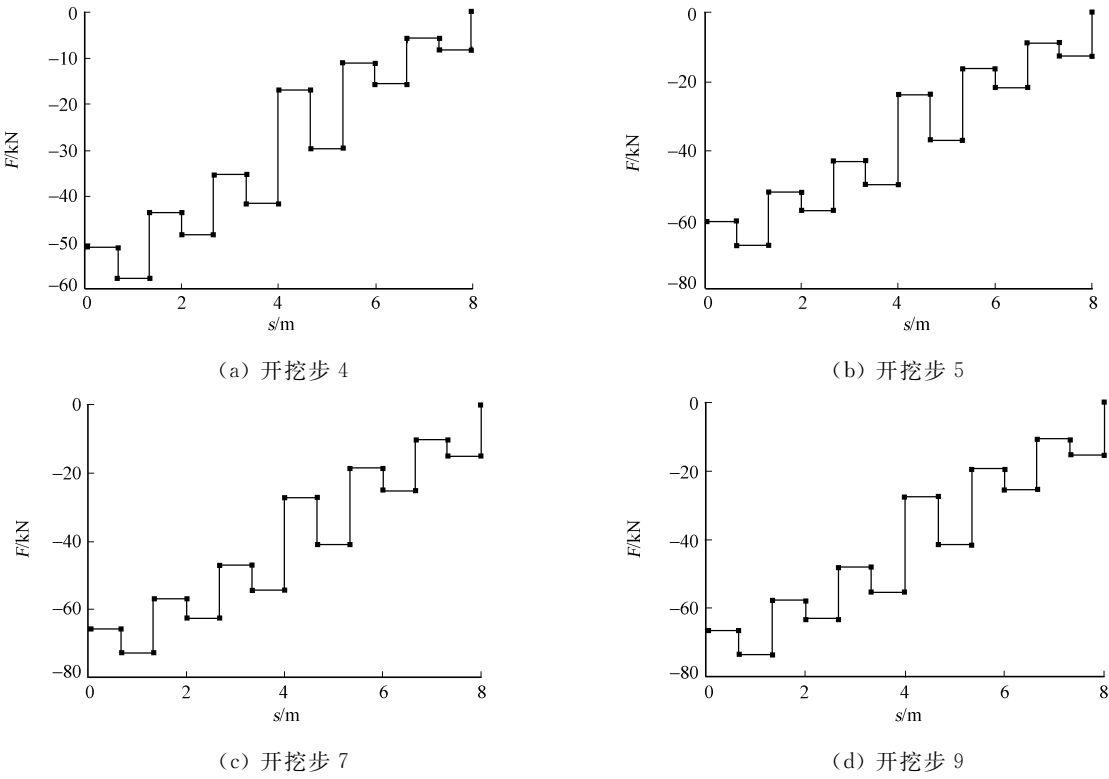


图 6 锚杆在各开挖步下的轴力分布曲线

Fig. 6 Axial force distribution of anchor rod in each excavation step

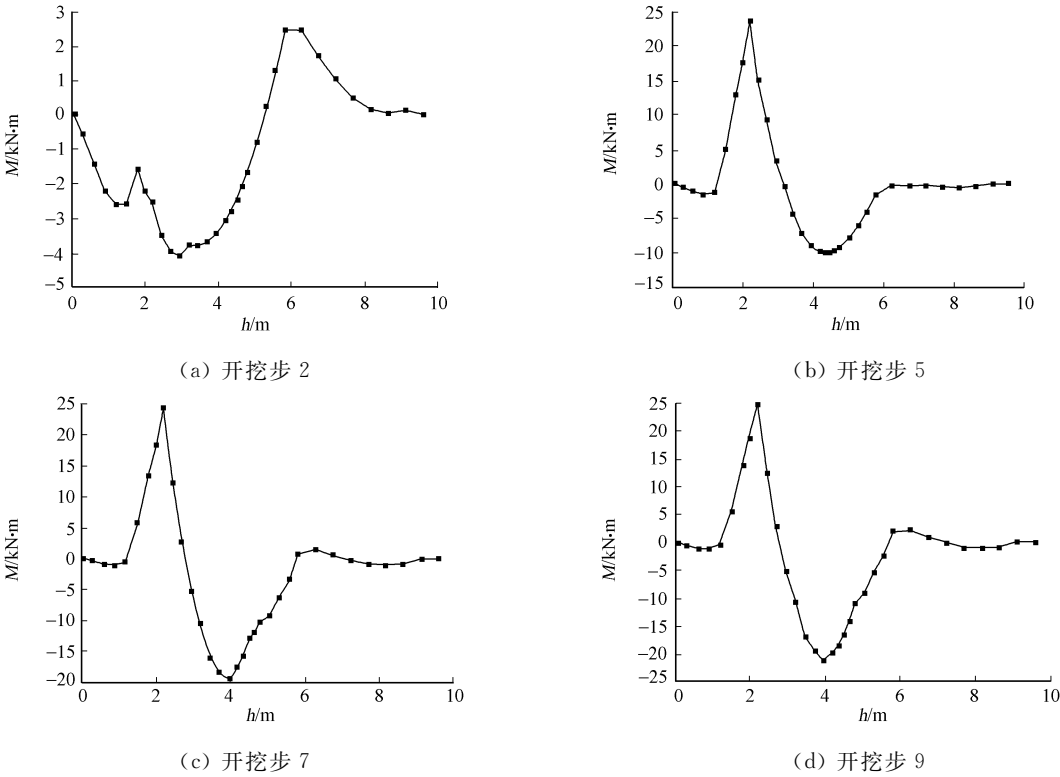


图 7 深层搅拌桩各开挖步下的弯矩分布图

Fig. 7 Bending moment distribution of deep-mixing pile in each excavation step

左右位置。

开挖过程中,桩身最大正弯矩约为 $25\text{ kN}\cdot\text{m}$,发生在第 2 层预应力锚杆作用的部位。说明,锚杆支护作用对搅拌桩桩身弯矩影响较大,即锚杆对基坑稳定的贡献相对较大。桩身负弯矩随着开挖的进行向桩底部移动,符合支护结构共同作用的受力特点。这些均与同类型软土基坑复合土钉支护结构受力性

状一致^[8].

4 结论

(1) 对软土基坑搅拌桩-土钉/锚杆支护及开挖工程进行位移场、应力场有限元模拟, 计算结果与已有的同类型基坑工程监测在定性方面及数据变化趋势上具有一致性. 这证明有限法在模拟软土基坑复合土钉支护受力及稳定变形方面的可行性, 可为基坑工程的设计及稳定性评价提供参考.

(2) 深搅拌桩-土钉/锚杆支护软土基坑中, 锚杆张拉力的作用对基坑水平向位移及受力影响较大. 预应力锚杆作用位置是基坑支护作用的关键层, 设计时最好放在第 2 或第 3 层土体开挖面处.

(3) 软土地区进行深基坑开挖, 坑底土体隆起位移量的控制是关键. 复合土钉支护结构并无特别针对坑底土体隆起的加固措施, 因此, 必须采用考虑时空效应的分层分块的开挖模式, 以确保坑底隆起量在安全控制范围内.

(4) 已有的工程监测数据非常有限, 且土体参数也具有可变性和不确定性等特点, 因此, 数值模拟的具体数值结果与实测结果还无法进行等量纲比较. 就目前的计算分析手段而言, 工程师丰富的经验和正确的判断依然是岩土工程设计成功的关键.

参考文献:

[1] 中国工程建设标准化协会. CECS 96:97 基坑土钉支护技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 1997.
[2] 张旭芝, 潘宏春. 深层搅拌水泥土墙与土钉墙在基坑围护中的组合应用[J]. 建筑技术, 2003, 34(2): 99-102.
[3] 吴铭炳. 软土基坑土钉支护研究[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(6): 687-690.
[4] 龚晓南. 土钉和复合土钉支护若干问题[J]. 土木工程学报, 2003, 36(10): 80-83.
[5] 孙宋军, 陈新华, 庞吉莲, 等. 土钉支护中土钉与土作用机理数值分析[J]. 建筑技术, 2004, 35(5): 344-345.
[6] 郑坚, 龚晓南. 土钉支护工作性能的现场监测[J]. 建筑技术, 2004, 35(5): 337-339.
[7] 黄伟达, 熊传祥, 陈福全. 软土基坑复合土钉支护性状分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(S2): 5835-5839.
[8] 张荣. 复合土钉技术在南京河西地区基坑中的应用[D]. 南京: 河海大学, 2007.

FEM Simulation of Composite Soil Nailing Supported Excavation in Soft Clay Pit

YU Jin¹, WANG Yan-fang², SONG Bo-xue¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Huaqiao University, Quanzhou 362021, China;
2. Jiangsu Transportation Research Institute, Nanjing 210017, China)

Abstract: Based on plane strain hypothesis, the pit deformation and soil nailing stress during the excavation are analyzed for the composite soil nailing supported pit in soft clay by finite element program designed by ourselves. The results show: the suspender force of anchor rod influences obviously the horizontal displacement and stress in soft clay pit with deep-mixing pile, soil nailing and anchor rod. Because there is no reinforcement measure on pit bottom to prevent soil uplift in composite soil nailing supported structure, the stratified and partitioned excavation mode considering time-space effect is suggested to control the bottom soil uplift within the safe range. The pre-set deep-mixing pile, four soil nailing layers and excavations of the four soil layers are simulated step by step, the simulation is in qualitative agreement with the in-situ observation experience.

Keywords: soft clay pit; composite soil nailing support; excavation mode; finite element method

(责任编辑: 钱筠 英文审校: 方德平)