

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2016.06.024

滨海软土地区综合管廊基坑开挖 钢板桩支护性状分析

张江涛, 豆红强, 王浩

(福州大学 环境与资源学院, 福建 福州 350116)

摘要: 采用 PLAXIS 2D 对比分析了基坑开挖过程中钢板桩支护体系的土压力、钢板桩水平位移、钢板桩弯矩、基坑周边地表沉降以及支撑轴力等。结果表明:随着基坑的开挖,主动侧土压力减小,在内支撑处应力集中,在开挖较浅时主被动土压力相对静止土压力改变均不大,被动土压力在基坑开挖时每一步的开挖面上有增大的趋势;钢板桩最大的水平位移增加和弯矩增量均在最后开挖步产生,最后的开挖步为综合管廊基坑开挖的关键和最危险步;基坑地表沉降随着开挖逐渐发展,最后一步开挖依然是沉降变形最大的关键施工阶段;支撑轴力表现为一道支撑轴力一直增加,两道支撑时第二道支撑会超越第一道支撑成为主支撑。

关键词: 综合管廊; 基坑开挖; 钢板桩; 基坑支护; 动态设计

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2016)06-0120-06

Analysis of Steel Sheet Pile Wall Behavior for Utility Tunnel Excavation in Coastal Soft Soil

ZHANG Jiangtao, DOU Hongqiang, WANG Hao

(College of Environment and Resources, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350116, China)

Abstract: The development of the surface settlement and steel sheet pile retaining system mechanical response during construction are fully discussed, in which lateral earth pressures, wall deformations, wall bending moments, surface settlements, and strut forces are studied by PLAXIS 2D. The analysis results show that active earth pressures are gradually decreased in excavation, and there are the cases that the stress concentration around the strut level. Both the active earth pressures and passive earth pressures change a little compared with earth pressures at rest in shallow excavation, however, passive earth pressures tend to increase at surface excavation steps. The maximum wall deformations and bending moments occur during the last stage of construction, and the final step is the most significant and dangerous stage of the construction. With the development of surface settlement, the final step in the excavation is still the key construction phase. Strut forces are increasing in the case that just one, the forces of the second strut will be beyond that of the first, and become the main support in those cases with two struts.

Keywords: utility tunnel; excavation; steel sheet pile; retaining and protection for excavations; dynamic design

综合管廊(日语为“共同沟”,英文为“Utility Tunnel”)是建于城市地下用于容纳两类及以上城市工程管线的构筑物及附属设施^[1]。随着地下综合管廊被写入“十三五”规划,全国有望掀起综合管廊建设

大潮。综合管廊属地下结构,其施工过程必然涉及到基坑开挖问题。综合管廊基坑因其跨度长,深度大,工期长等独有的特点,给基坑的开挖、支护造成一定的挑战。软土地区基坑开挖钢板桩加内支撑是

收稿日期:2016-07-04

修稿日期:2016-07-31

基金项目:福建省自然科学基金项目(2013J01159);交通运输部建设科技项目(201331849A130);福建省交通运输科技发展项目(201242)

作者简介:张江涛(1991—),男,河南焦作人,硕士研究生,研究方向为基坑支护。E-mail: 734474538@qq.com

通讯作者:豆红强(1987—),男,河南商丘人,博士,讲师,主要从事工程地质与岩土工程方面的研究。E-mail: douhq@fzu.edu.cn

一种广泛使用的支护体系,钢板桩支护是一种简易的钢板桩围护墙,由槽钢正反扣搭接或并排组成以起到挡土和挡水的作用。其特点为具有良好的耐久性,基坑施工完毕回填土后可将槽钢拔出回收再次使用,施工方便。

就综合管廊而言,杨剑等^[2]曾对综合管廊在震下土体液化后的变形、结构内力变化进行了分析。岳庆震等^[3]利用 Rayleigh 地震波得出地下综合管廊结构变形以整体弯曲变形为主。周秋月等^[4]通过监测分析得出了钢板桩+钢支撑应用于综合管廊基坑具有很好的效果。裴行凯等^[5]动态分析了基坑开挖对邻近隧道变形的影响。总体而言,目前对综合管廊基坑的研究还比较欠缺,且大多研究均是针对综合管廊基坑施工完成后的力学响应分析,而对综合管廊基坑施工过程中支护体系力学性能的研究则较少。与此同时,由于钢板桩作为基坑支护体系有其独有的特性,国内外众多学者均对钢板桩用于基坑支护也做了大量研究。早在 1988 年,曾国熙等^[6]就利用有限元对板桩墙的嵌固深度、刚度、土质条件等对基坑性状的影响做出了探讨。Bilgin O^[7]针对开挖和填筑两种工况对钢板桩不同的力学行为进行了研究分析。对于开挖 7 m~10 m 的深基坑,郑少河等^[8]提出了一种土钉墙联合钢板桩加一道内支撑的支护方式。张玉成等^[9]利用有限元分析了双排钢板桩围堰的受力特点和计算方法。邓鲲鹏等^[10]对钢板桩在不同打入位置和渗流场变化情况下围堰的稳定性做了分析。潘泓等^[11]采用了三维有限元模型对钢板桩围堰在抽水过程中的变形及其内力的发展规律进行了分析研究。即便如此,目前对钢板桩在基坑开挖施工过程中的受力特点及水平位移等仍未有清晰的认识,且传统的钢板桩设计方法仍是基于最不利工况下的静态设计方法^[12],其势必造成工程费用的增加,尤其对长条形的综合管廊基坑而言,钢板桩的嵌入深度及水平支撑的设置数目直接关系到工程投资。因此,亟需开展滨海软土地区综合管廊基坑采用钢板桩作为支护体系时其力学性能的研究,以期弄清钢板桩在综合管廊基坑施工过程中的力学性能,指导并优化工程设计。为此,本文拟以采用钢板桩作为支护体系的滨海软土地区综合管廊基坑为研究对象,采用 PLAXIS 2D 针对不同开挖深度、不同钢板桩嵌入深度以及水平支撑数目等工况,着重探讨基坑动态施工过程中基坑地表沉降和钢板桩支护体系的力学响应,为类似工程的设计和施工提

供一些有益的参考。

1 工程地质条件及岩土参数

1.1 工程概况及工程地质条件

拟建工程为城市综合管廊,位于海南省陵水县。综合管廊全长 3 km,线路起讫里程桩号 K0+000—K3+000,综合管廊宽 7.9 m,高 3.3 m,管廊内设高压电缆、通信光缆、给水管、环卫管等。本文涉及到的综合管廊基坑宽度 12 m,基坑深度为 8 m、10 m。

综合管廊沿线主要有淤泥质粉质黏土和粉细砂及其组合等软弱地层。淤泥质粉质黏土层厚 1.9 m~6.7 m,流塑,高压缩性土,工程性质差,下覆松散状细砂。场地沿线多分布有松散砂土,特别是粉细砂,局部软土中夹有粉土,对于基坑工程而言,粉细砂及粉土极易产生流土流砂。其下地层为粉质黏土,砂质黏土,全风化花岗岩等物理力学性质较好岩土层。地下水埋深 0.1 m~4.5 m,需说明的是在本文有限元计算中,按不利影响因素考虑在 PLAXIS 中用各土层的饱和重度计算^[13]。本文主要就滨海地区淤泥质软土进行研究,选取具有深厚软土层 K1+200 典型断面,并对其进行相应简化,具体剖面图见图 1。

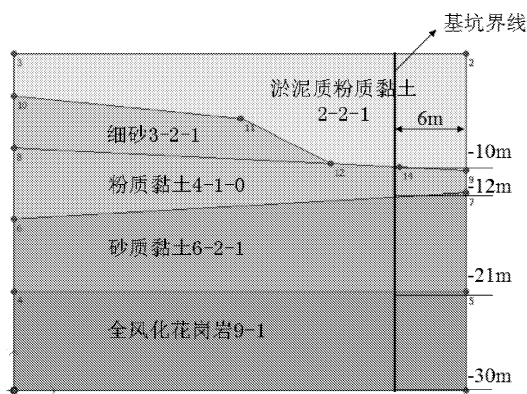


图 1 K1+200 地质剖面及模型示意图

1.2 PLAXIS 硬化土模型及岩土参数

根据综合管廊基坑的实际尺寸,有限元模型取 40 m 宽,30 m 深。由于基坑在 PLAXIS 2D 中属于轴对称平面应变问题,取基坑的一半作为研究对象,左右两边界限制水平位移,下边界限制水平和竖向位移。模型左侧开挖,距离左边界 6 m 为基坑壁即钢板桩支护。具体模型示意图如图 1 所示。

综合管廊基坑开挖的数值分析精度在很大程度上取决于所采用的本构模型的实用性和合理性。硬化土模型(Harding soil)为非线性弹塑性模型,模型

不仅可以反映土体的非线性应力-应变关系,还能反映岩土工程复杂的应力路径,因此该模型尤其适合基坑工程的计算分析。根据王卫东^[14]、张雪婵等^[15]人的研究 HS 模型中 11 个参数可由一般勘察报告中得到,本文中采用 $E_{s1-2} = E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 3E_{ur}^{ref}$ 。

R_{inter} 桩土界面强度折减因子,其定义为 $c_i = R_{inter} c_{soil}$, $\tan \varphi_i = R_{inter} \varphi_{soil}$, 其中 c_i , φ_i 为界面强度指标, c_{soil} , φ_{soil} 为土体强度指标。现结合综合管廊勘察报告将涉及到的岩土参数整理见表 1。

表 1 各土层参数的取值

地层编号	土层名称	E_{50}^{ref} /kPa	E_{oed}^{ref} /kPa	E_{ur}^{ref} /kPa	卸荷泊松比 ν	黏聚力 c /kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	膨胀角	R_{inter}	饱和重度 /($kN \cdot m^{-3}$)
2-2-1	淤泥质粉质黏土	4210	4210	12630	0.20	22.80	9.29	0	0.60	18.5
3-2-1	细砂	10000	10000	30000	0.15	0.10	26.00	0	0.65	19.5
4-1-0	粉质黏土	4740	4740	14220	0.20	18.85	12.93	0	0.65	19.0
6-2-1	砂质黏土	6860	6860	20580	0.18	39.63	17.06	0	1.00	20.0
9-1	全风化花岗岩	6910	6910	20730	0.12	55.93	18.13	0	1.00	20.0

2 支护方案及有限元数值模拟

2.1 支护方案及模拟过程

本文综合管廊基坑采用钢板桩加内支撑的支护体系。土层网格划分的疏密度为“细”,选择 15 节点的三角形单元。8 m 和 10 m 深度基坑分别采用长度为 12 m 和 15 m 的钢板桩,钢板桩采用线弹性的板单元模拟,钢板桩型号为 PU 600 × 130 mm,截面面积 131.2 cm²、惯性矩为 13 000 cm⁴。钢板桩两边设置界面单元,通过强度折减因子来考虑桩土相互作用。基坑开挖每步均开挖 2 m。8 m 基坑内支撑分为两种工况,工况一为一道支撑安装在开挖 2 m 处,工况二为两道内支撑,安装在开挖 2 m 和 4 m 处。同样 10 m 基坑工况一为一道支撑安装在开挖 2 m 处,工况二为两道内支撑安装在开挖 2 m 和 6 m 处。内支撑水平间距 4 m,采用锚锭杆模拟,钢管支撑截面为 609 mm × 16 mm。考虑到施工荷载,在距离基坑开挖面 2 m 处,施加 5 m 宽 5 kPa 地面超载。钢的弹性模量为 206 GPa。

有限元模拟基坑开挖过程为首先激活地面超载和钢板桩,开挖 2 m 后激活锚定杆,依次进行开挖及锚定杆激活直至开挖结束。

2.2 有限元数值计算

传统的设计方法是根据开挖完成时即最危险的情况进行考虑,忽略了中间的开挖和阶段性的基坑变形及支护安全。利用有限元可以方便的掌握基坑每一次开挖变形及支护内力的变化情况。现对基坑开挖后每一步土压力、钢板桩位移、弯矩和基坑周边地表沉降、内支撑轴力做出分析。8 m、10 m 基坑均采用一道支撑和两道支撑对比,8 m 基坑土压力加

上钢板桩施工后的静止土压力为 5 步,钢板桩位移,弯矩和地表沉降均为 4 步。10 m 基坑土压力分为 6 步,钢板桩位移,弯矩和地表沉降均为 5 步。

3 结果分析

图 2、图 3 分别为 8 m、10 m 深度基坑开挖每步的土压力。主动侧的土压力用负数表示,一道支撑表示基坑开挖到底只有开挖 2m 处的一道钢管支撑即为工况一,二道支撑即为工况二。从图 2、图 3 中可明显看出随着开挖的进行土压力的变化,总趋势为主动侧土压力随着基坑的开挖从静止土压力向主动土压力转变,表现为随着开挖的进行逐渐变小,被动侧土压力略大于主动土压力,两者变化相似形成对称。主动侧土压力在内支撑附近形成应力集中,被动侧土压力图中有一个明显的现象即为开挖面附近土压力增大,这是由于开挖面附近土体位移变形大,土压力向被动土压力转。

图 4 所示为 8 m、10 m 基坑钢板桩水平位移,每条曲线代表一个 2 m 的开挖步,随着基坑的开挖总体上呈现出钢板桩水平位移增大。在第一步开挖结束后,钢板桩的水平位移表现为钢板桩端位移最大,随着基坑开挖方向逐渐变小。对于一道支撑的工况,内支撑安装后,从第二步开挖到开挖结束,钢板桩水平位移最大位置开始转向基坑开挖底面偏上的位置。钢板桩的水平位移在起初每 2 m 的开挖步中位移增量较小,随着开挖深度的增加后半段每 2 m 的开挖步中钢板桩水平位移增量变大,在最后的开挖步中增量最大。在 8 m 基坑一道支撑最后一步开挖中,钢板桩水平位移增加量为近 100 mm 占整个开挖过程钢板桩水平位移的 60%,10 m 基坑也类似。

两道支撑的工况,钢板桩水平位移最大位置在开挖面处,由于上面两道内支撑的限制,钢板桩水平位移明显减小,减小值约为 3~5 倍。对比两种工况可以看出,钢板桩的自身对基坑水平位移的发展表现为限制性差的特点,随着开挖的进行远离内支撑部位钢板桩发生较大变形。一道支撑工况,基坑开挖中间深度部分钢板桩无内支撑限制所以出现最大的水平位移;两道支撑工况,基坑中间深度处的水平位移被第二道内支撑所限制,而被动区软土提供的反力小最大水平位移出现在坑底开挖面处。所以采用钢板桩支护适当增加内支撑对基坑水平变形起到明显的控制作用。

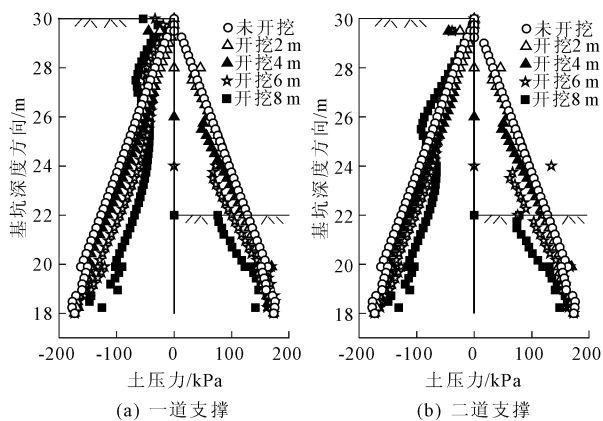


图 2 8 m 基坑土压力

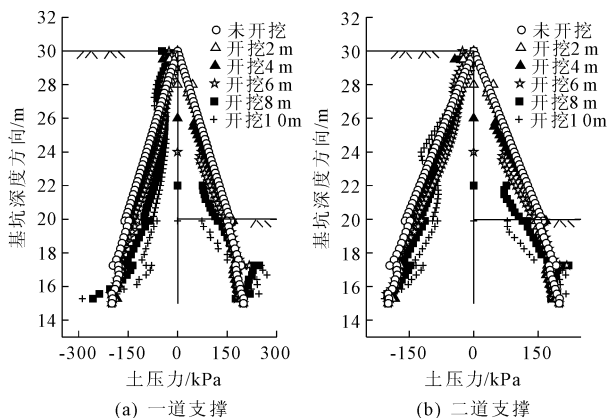


图 3 10 m 基坑土压力

图 5 为综合管廊基坑开挖各阶段的钢板桩弯矩,从图 5 中可看出钢板桩的弯矩随着基坑开挖逐渐增大。8 m、10 m 深度的基坑在一道支撑的工况,钢板桩在内支撑处弯矩突变,但相对来说弯矩值并不大,随着开挖的进行钢板桩弯矩增量变大,最大位置在基坑底面偏上处,与钢板桩水平位移最大处相对应。两道支撑的工况在第二道内支撑的地方形成内力集中,尤其是在基坑的开挖最后阶段,第二道内

支撑处弯矩增大明显,是整个钢板桩弯矩的最大值点。显然,一道支撑工况弯矩最大处出现在中间因钢板桩水平位移大,而两道支撑工况在第二道支撑处弯矩最大因此处内支撑轴力大以抗拒钢板桩变形。

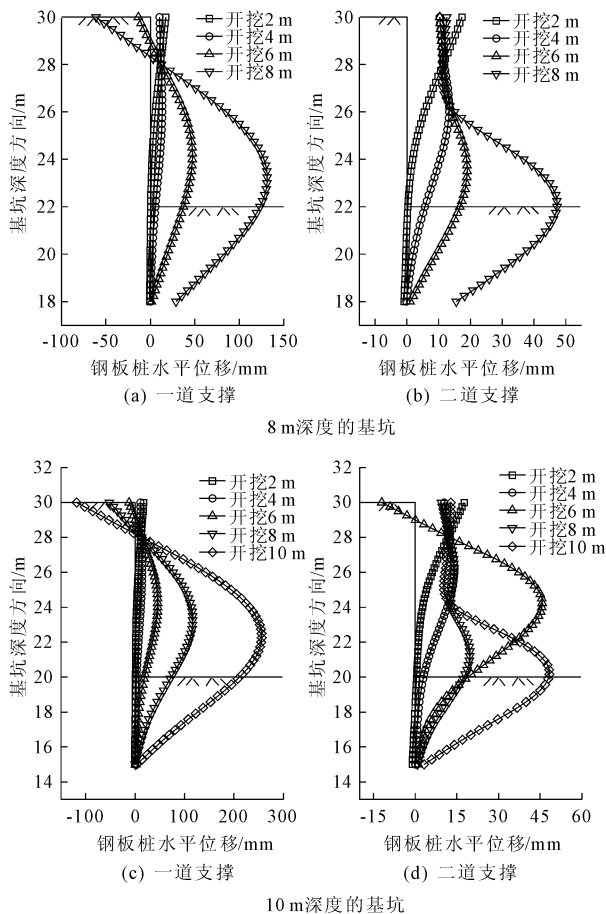


图 4 8 m、10 m 基坑钢板桩水平位移

图 6 为 8 m、10 m 基坑开挖各阶段沉降曲线。控制基坑周边地表沉降已是基坑支护的重要设计依据和目的,尤其是对于紧邻基坑边的建筑物、地下管线,当基坑周边地表的沉降较大时,可能会导致建筑物的破坏和地下管线的损毁。从图 6 中可知基坑沉降最大值在距离基坑边 4 m~5 m 位置,相当于基坑开挖深度的 0.5 倍处。8 m 基坑一道支撑时的沉降最大值为两道支撑时的 2 倍,10 m 基坑一道支撑时的沉降最大值为两道支撑时的 4 倍,对于滨海地区淤泥质软土来说,两道内支撑即可有效的控制基坑周边地表沉降。随着开挖的进行,除 10 m 基坑开挖到 6 m 时沉降已较大外,最后阶段的开挖是地表沉降发展最大的一个阶段。再次说明基坑施工中最后阶段的开挖是最为关键的一步。

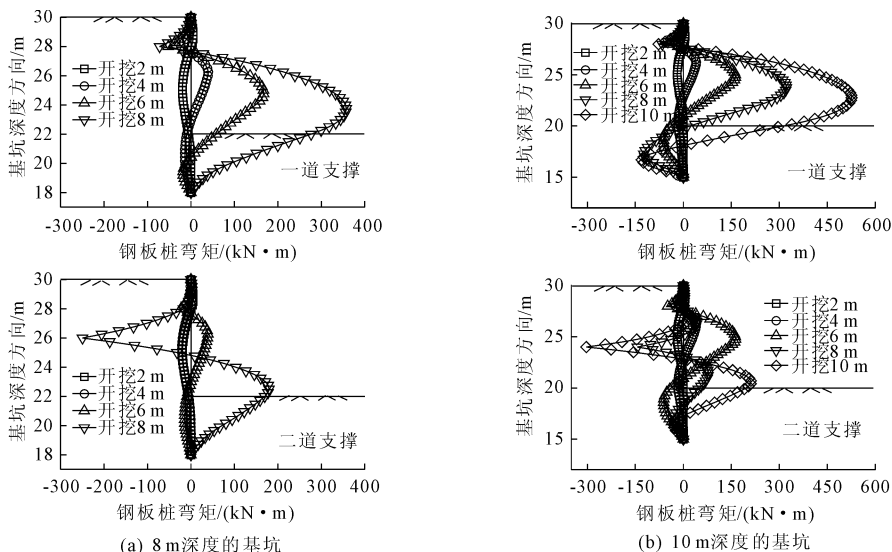


图 5 8 m、10 m 基坑钢板桩钢板桩弯矩图

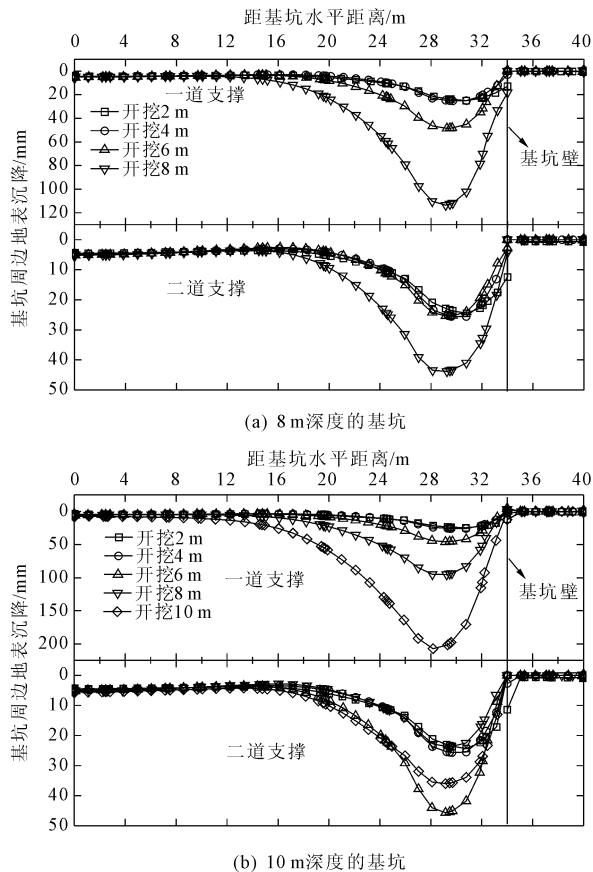


图 6 8 m、10 m 基坑开挖各阶段沉降

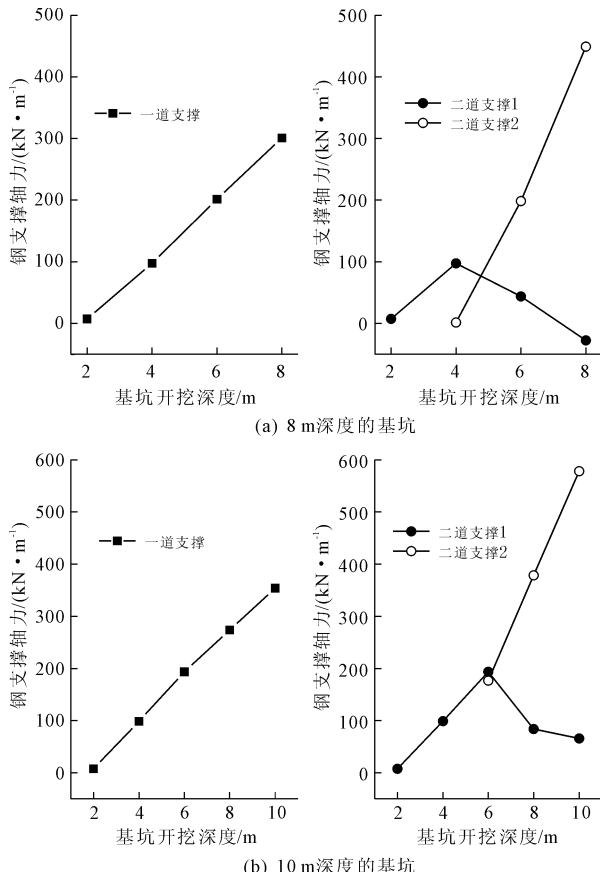


图 7 8 m、10 m 基坑内支撑轴力

图 7 为 8 m、10 m 基坑开挖阶段内支撑轴力变化,从图 7 中可看出一道支撑时轴力一直在增大,而二道支撑时,安装第二道内支撑后,第一道支撑轴力逐渐减小第二道内支撑轴力增加并超过第一道支撑,并且二道支撑工况中第二道支撑的轴力比一道

支撑工况时极值要大。究其原因第二道内支撑处支护结构水平位移逐渐增大,内支撑需承受更大的轴力,而一道支撑工况其内支撑接近地表,随着开挖的进行最大水平位移出现在坑底开挖面而对地表处的内支撑影响减弱。

4 结 论

(1) 滨海地区淤泥质软土地区随着基坑的开挖,主动侧土压力减小,在内支撑处应力集中,在开挖较浅时土体位移较小,主被动土压力相对静止土压力改变不大,被动土压力在基坑开挖时每一步的开挖面上有增大的趋势。

(2) 基坑每一步的开挖对钢板桩水平位移和弯矩的变化影响显著。钢板桩最大的水平位移增加和弯矩增量均在最后开挖步产生,最后的开挖步为综合管廊基坑开挖的关键和最危险步,基坑地表沉降随着开挖逐渐发展,最后一步开挖依然是沉降变形最大的关键施工阶段,做好最后步的施工开挖成为基坑支护安全的关键点。

(3) 在基坑支护有两道内支撑时第一道支撑轴力先增大后减小,安装第二道支撑后随着开挖进行会很快超过第一道支撑轴力,成为主受力支撑。

参考文献:

[1] 钱七虎,陈晓强.国内外地下综合管线廊道发展的现状、问题及对策[J].地下空间与工程学报,2007,3(2):191-194.

[2] 杨 剑,王恒栋.液化土中地下综合管廊的地震响应分析初探[J].地下空间与工程学报,2013,9(S1):1762-1769.

[3] 岳庆霞,李 杰.近似 Rayleigh 地震波作用下地下综合管廊响应分析[J].防灾减灾工程学报,2008,28(4):409-416.

[4] 周秋月,余湘娟,高 磊,等.南京市某综合管廊工程基坑监测分析[J].科学技术与工程,2014,14(23):277-

280,316.

[5] 裴行凯,倪小东.深基坑开挖对临近既有地铁隧道的影响分析与对策[J].水利与建筑工程学报,2013,11(3):45-48.

[6] 曾国熙,潘秋元,胡一峰.软粘土地基基坑开挖性状的研究[J].岩土工程学报,1988,10(3):13-22.

[7] Bilgin Ö. Numerical studies of anchored sheet pile wall behavior constructed in cut and fill conditions[J]. Computers and Geotechnics, 2010,37(3):399-407.

[8] 郑少河,金剑亮,徐承鹏.土钉墙与钢板桩加内支撑复合支护的设计及应用[J].岩土工程学报,2006,28(S1):1620-1622.

[9] 张玉成,杨光华,姜 燕,等.软土地区双排钢板桩围堰支护结构的应用及探讨[J].岩土工程学报,2012,34(S1):659-665.

[10] 邓鲲鹏.基于有限元的钢板桩围堰设计方案分析[J].水利与建筑工程学报,2011,9(6):112-115.

[11] 潘 泓,王加利,曹 洪,等.钢板桩围堰在不同施工工序下的变形及内力特性研究[J].岩石力学与工程学报,2013,32(11):2316-2324.

[12] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑基坑支护技术规程:JGJ 120-2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012:23-35.

[13] 刘小丽,马 悦,郭冠群,等.PLAXIS2D 模拟计算基坑开挖工程的适用性分析[J].中国海洋大学学报(自然科学版),2012,42(4):19-25.

[14] 王卫东,王浩然,徐中华.基坑开挖数值分析中土体硬化模型参数的试验研究[J].岩土力学,2012,33(8):2283-2290.

[15] 张雪婵.软土地基狭长型深基坑性状分析[D].杭州:浙江大学,2012:40-45.

(上接第 112 页)

[6] 苏邦基.俄罗斯依尔加奈水电站沥青混凝土心墙土石坝的设计简介[J].水电站设计,1993,9(2):94-96.

[7] 赵国瀛.俄罗斯土石坝浇筑式沥青混凝土心墙防渗体技术简介[J].人民黄河,1997,9(9):48-49.

[8] 万连兵,冯燕明,韩朝军,等.克孜加尔沥青混凝土心墙坝应力变形研究[J].水电能源科学,2011,29(4):66-69.

[9] 张慧萍,邱珍锋,刘良军.金佛山沥青混凝土心墙坝坝坡稳定性有限元分析[J].南水北调与水利科技,2013,11(4):206-210.

[10] 邓传贵,沈振中,凌春海.高沥青混凝土心墙坝动力反应特性[J].南水北调与水利科技,2012,10(5):147-152.

[11] 钱家欢,殷宗泽,等.土工原理与计算[M].北京:中国水利水电出版社,2003.

[12] 王建祥,唐新军,凤 炜.土石坝沥青混凝土心墙材料参数对其工作性状的影响[J].南水北调与水利科技,2013,11(4):178-181.

[13] 王锦峰.下坝地沥青混凝土心墙坝动力反应分析[J].水利与建筑工程学报,2009,7(3):152-154.

[14] 刘立新.沥青混合料粘弹性力学及材料学原理[M].北京:人民交通出版社,2006.

[15] 朱 悦.沥青混凝土心墙基本性能研究—静三轴试验与应力松弛试验研究[D].西安:西安理工大学,2004.

[16] 王建祥,刘 亮,张媛媛.浇筑式沥青混凝土心墙坝应力应变有限元分析[J].水资源与水工程学报,2014,25(4):119-122.

[17] 王德库,金正浩.土石坝沥青混凝土防渗心墙施工技术[M].北京:中国水利水电出版社,2005.