

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2022.01.059

地下公共车行通道基坑支护的设计与施工

邵韦弦

(广东省交通规划设计研究院集团股份有限公司, 广东 广州 510610)

摘 要: 基于实例横琴新区国际居住区的地下公共车行通道,分析了通道基坑施工面临的难题,采用岩土理正及 MIDAS/GTS 软件,按照基坑实际的支护情况进行了三维建模,根据实际的开挖工况进行了相应的模拟计算。对数值模拟结果进行分析,与实际的监测数据进行对比验证,为钻孔灌注桩和内支撑支护体系的可靠性提供了验算和证明。当土体开挖后,土体变形主要是朝开挖后的临空面方向运动。当开挖深度较小时,土体变形量较小。基坑的不断开挖导致土体朝着临空面方向的变形也不断增大,且逐渐呈现出中间变形大,其中变形量最大的部位,靠近基坑底部,这与内支撑结构土体的变形特征是一致的。土体的最大水平位移约为 14.98 mm,远远小于最大允许值 39.52 mm,说明支护后的基坑处于一个安全稳定的状态。通过对基坑方案中 SMW 工法支护和沉井支护进行设计,对基坑支护设计及关键施工工艺进行分析,对基坑施工中的监测工艺进行研究,可对类似工程项目提供一定的借鉴意义。

关键词: 地下公共车行通道;基坑支护;SMW 工法;沉井支护;施工工艺

中图分类号: TU984

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)01-0228-06

0 引 言

伴随着社会经济的飞跃发展,土地资源的日益紧缺制约了城市的发展空间。为了推动大城市的持久稳定发展,需对城市地下空间的合理化综合开发以及有效利用进行探索。地下公共车行系统现已成为缓解大城市中核心区内地面交通过度拥堵这项难题的可靠手段^[1-2]。地下车行交通设施实际指的是针对新区中的各大地块内部预留空间车行通道的有力规划与控制,对于地块间车行连接通道的有效建设与规划,达成新区统筹化的地下公共空间车行通道^[3-5]。本文对横琴新区国际居住区地下公共车行通道基坑支护设计及施工工艺进行了分析,对相近的工程项目给以可靠的借鉴与参考意见。

1 工程概况

横琴新区国际居住区是横琴新区“三片、十区”中重要的组成部分,按要求需基于智能服务以及低碳的绿色生活理念来展开建设,为岛上的居民们提供真正的、国际一流的精致生活环境。该居住区的组成部分为 S1 至 S4 这 4 个片区的用地,其用地在小横琴山的实际分隔下变成了南北区域,北至琴海北路,东至千福道、西至桂风道,南至小横琴山的山体

边缘线。以地块功能的布局结合支路网的微循环系统实施加密,为区域交通可达性提升给出保障。本区计划建设地下公共车行通道 43 座,如图 1。

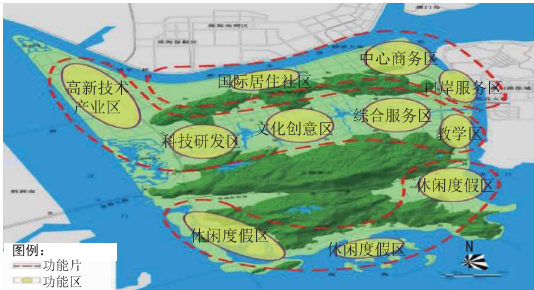


图 1 横琴区域示意图

在横琴区地下空间车行通道基坑支护执行中,整个地下车行通道的底板位置中垫底层应当设计为 -6.8 m,地面的标高为 3.0 m,基坑的纵深度则大概为 11.9 m。其中场地标高 3.0 m,是软基处理后完成面标高。本次施工中主要应用了两种基坑支护结构,即 SMW 工法桩支护与沉井支护。

2 基坑支护设计

2.1 区域地质构造情况

此区域的地质地貌情况为:冲堆积平原地貌,地形比较平坦,高程 2.7 至 4.61 m,高差大概 1.9 m。勘查后依岩土的实际成因及岩性、工程特性与地质年代等诸多的因素,可将它划定为:人工填土层(第四系)以及残积层(第四系)、海陆交互沉积层(第四系)以及燕山基层(三期)。该区域地质构造比较复杂,处于珠

收稿日期: 2021-04-19

作者简介: 邵韦弦(1977—),男,本科,高级工程师,从事路桥工程设计工作。

江三角洲断陷区, 主要分布为北东向莲花山深断裂带西南段, 北西向三洲 - 西樵山大断裂东南段。断裂带处于陆地上的部分的总长约为 370 km, 其宽度 20 ~ 40 km。整个断裂带囊括了超强的断裂束、断裂动热变质带及同前者相伴的复褶皱带等。

2.2 基坑平面及剖面

根据设计室外地坪标高, 结合目前场地标高, 基坑开挖深度 16.0 m 左右, 基底位于②₂ 层土之上, 且场区地表地势整体较平坦, 水位较高, 勘察实测稳定水位埋深 0.5 ~ 0.9 m。结合开挖涉及场地地层及周边环境, 采用钻孔桩支护, 设置 2 ~ 3 道内支撑梁, 结合深搅桩止水帷幕, 坑内采用管井法降低地下水位。该方法的优点包括: 工艺成熟, 桩径可灵活调整; 刚度较大, 变形较小; 造价较低; 施工期间对周边环境影响较小; 与主体结构关系较小, 施工速度较快; 结合三轴深层搅拌桩止水帷幕止水效果较好。场地砂土层厚度大, 止水桩的止水效果难以保证, 施工不当易漏水, 坑外产生变形, 影响周边环境的安全。基坑支护平面见图 2, 支护结构剖面见图 3。

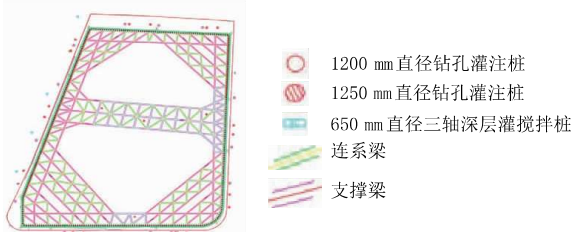


图 2 项目基坑平面布置图

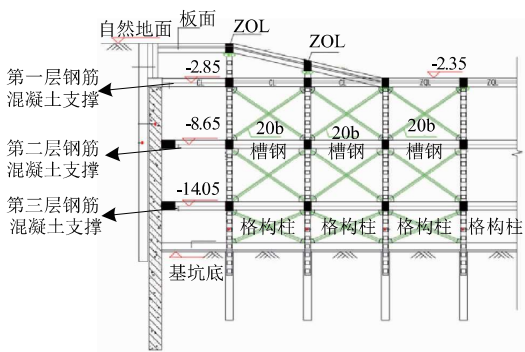


图 3 项目块基坑剖面图

2.3 模型内各单元的参数选取

根据《岩土工程勘察规范》中的相关规定, 对场地内涉及的土层进行了相应的室内试验以及原位试验, 得到了各土层的物理力学性质。场地内各岩土层物理力学参数见表 1。

用 MIDAS/GTS 软件对本工程深基坑进行建模时, 以大于开挖深度 2 倍的范围建立边界, 建立长 355 m × 宽 285 m × 深 75 m 的有限元三维模型。模型建立完成后共有 115 707 个网格, 采用六面体的单元, 共有 60 828 个节点。在模型边界处, 设定初始的边界条件, 如图 4。

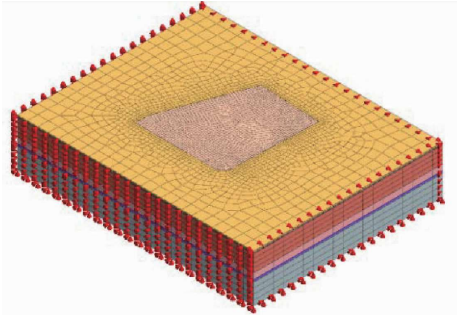


图 4 边界条件

2.4 基坑的支护方案确定

2.4.1 桩基参数及持力层选择

根据现有施工经验及实际地层特征, 结合单体荷载特点及沉桩可能性对周边环境的影响。本工程采用钻孔灌注桩基础。以④₂ 层中风化岩作为桩基础持力层, 无上部结构地下室抗拔桩建议采用钻孔灌注桩。钻孔灌注桩沉桩较易实现, 但基础造价高、施工周期长, 易产生沉渣、易坍塌、易缩径, 施工时应控制泥浆稠度。

2.4.2 单桩承载力估算

单桩竖向承载力特征值设计参数见表 2, 实际单桩承载力应进行荷载试验检验确定, 工程桩施工前应进行试桩和静载试验, 以进一步确定位于该深度时沉桩的可能性及实际成桩后的单桩竖向承载值, 为工程桩提供桩长、成桩可能性、单桩承载力等依据。

表 1 土体物理力学参数表

层号	岩土名称	厚度 /m	泊松比	重度 /(N·m ⁻³)	侧压力 kN/	弹性模量 /MPa	摩擦角 /(°)	黏聚力 /kPa
① ₁	杂填土	2.6	0.38	18.1	0.11	4 505	12.2	10.2
② ₂	淤泥质	25.7	0.31	17.7	0.40	15 050	13.6	10.2
② ₃	粉质黏土	9.2	0.34	17.9	0.40	8 050	15.8	12.1
② ₄	粉细砂	2.8	0.36	18.5	0.36	8 050	31.9	2.0
② ₅	粉质粘土	31.2	0.30	17.8	0.40	10 050	15.1	12.1
—	加固区	4.2	0.31	17.7	0.40	180 050	30.0	30.2
—	C30	—	0.22	23.2	—	3.16 × 10 ⁷	—	—
—	C20 垫层喷混	—	0.21	23.2	—	2.02 × 10 ⁷	—	—

表 2 单桩竖向承载力特征值估算表

桩型	持力层	入土深度 /m	入持力层厚度 /m	桩径 /mm	估算值 /kN
钻孔桩	④2B	49.5	2.48	Φ=805	6 281
	④2A	49.5	3.31		5 698
钻孔桩	④2A	49.5	2.30	Φ=805	5 613
	④2A	49.5	2.41		5 558

采用钻孔灌注桩时,因砂性土易扰动,需采取泥浆护壁,防止坍孔影响成孔和灌注质量,同时粘性土层厚度较大,需注意泥浆稠度,以防软土缩径及泥皮影响桩侧阻力,应保证钻孔的垂直度和完整性,减小孔底沉渣厚度,以保证桩身质量及单桩承载力。由于③层含卵砾中粗砂层砾径较大,钻孔桩施工时钻进比较困难。

2.4.3 基坑开挖及支护

根据设计室外地坪标高,结合目前场地标高,基坑开挖深度 16.04 m 左右,基底位于②₂层土之上,且场区地表地势整体较平坦,水位较高,勘察实测稳定水位埋深 0.52 ~ 0.92 m。结合开挖涉及场地地层及周边环境,采用钻孔桩支护,设置 2 ~ 3 道内支撑梁,结合深搅桩止水帷幕,坑内采用管井法降低地下水位。

2.5 基坑的支护结构的参数选取

本次支护在竖向方向上采用钻孔灌注桩的形式。整个支护结构除了 IJKA、CD 段采用 Φ1255@1455 钻孔灌注桩 + 三层钢筋混凝土外,其余结构段均采用 Φ1205@1405 钻孔灌注桩 + 三层钢筋混凝土支撑作为支护结构。支护桩应在三轴深层搅拌桩的施工完成后施工,并且隔桩施工,在混凝土灌注终凝后才可以进行相邻桩成孔施工。当钻孔灌注桩在软土和砂性土层中应采用改善泥浆性能的有效措施确保成桩质量。其中支护桩保护层厚度为 50.04 mm,圈梁及钢筋混凝土支撑梁保护层厚度为 35.02 mm,其主要参数如表 3 所示。

基坑在止水和排水方面,统一在支护桩外侧采用 Φ655@905 的三轴深搅桩作为止水帷幕,支护桩间采用 Φ600 单重管高压旋喷桩防止桩间软土挤出。同时,基坑内采用减压井降低坑内承压水头,同时在坑内布设适量疏干井,确保基坑顺利开挖。对于三轴深层搅拌桩,使用 42.5 级普通硅酸盐水泥。作

为止水帷幕时,采用套接一孔法施工,初步确定其设计渗入量为 20.05%,准确渗入量需通过试桩确定,作为坑内加固时,纵横搭接 200.05 mm,基坑面以上水泥渗入量为 15.02%,基坑面以下水泥渗入量为 20.05%,水灰比为 1.21 ~ 1.52。同时,由于基坑面积较大,需在基坑开挖过程中设置承受支撑体系的立柱桩。在立柱的底板范围内设置止水片,格构柱边长应与主支承轴线方向平行或正交,立柱的钢筋保护层厚度为 50.05 mm,混凝土设计强度等级为水下 C30,其主要参数如表 4 所示。

表 4 立柱桩参数

桩顶标高	柱底标高	立柱桩主筋	桩宽/mm	桩径/mm
-17.66	-71.61	8 Φ 16/10 Φ 16	505/555	905/1005

3 深基坑支护方案理正深基坑数值模拟

根据基坑内支撑结构的中轴线并考虑实际情况,在理正深基坑软件中,进行网线布置,网线布置图如图 5 所示。

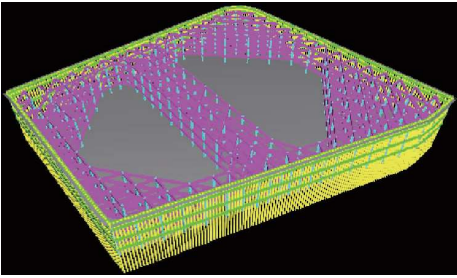


图 5 基坑网线布置图

在理正深基坑界面,进入支护布置界面,选择定义分区数据,该基坑选择排桩支护,在排桩支护界面分别填入基坑的深度、桩顶标高、桩材料类型、桩截面形状、桩直径、桩间距、土层等信息。本文中,基坑深度为 17.74 m,桩顶标高 -2.19 m,桩材料类型为钢筋混凝土,桩截面形状为圆形,桩直径选择 1 205 mm 与 1 255 mm,桩间距选择 1 405 mm。

3.1 数值模型的建立以及施工方案的设定

3.1.1 模型中土层的本构模型选取

MIDAS/GTS 软件中提供了 14 种常用的土体的本构模型,包括摩尔库伦(Mohr-Coulomb)模型、修正的摩尔库伦(Modified Mohr-Coulomb)模型、剑桥模型等。根据之前学者的研究发现,采用修正的摩尔库伦模型对深基坑进行施工开挖的数值模拟时,所

表 3 钻孔灌注桩参数

灌注桩	加强筋	箍筋	钢筋等级	混凝土强度	桩长/m	桩径/mm	水泥
Φ 1205@1405/Φ 1255@1455	18@2205	Φ 8@105	HRB405	C35	20.05	805	42.5

得计算结果,能够与施工过程中的监测数据很好的吻合在一起,因此,利用 MIDAS/GTS 软件对工程深基坑的开挖过程进行有限元数值模拟时,对于所涉及的土层采用修正的摩尔库伦模型进行计算。

3.1.2 施工过程的确定

工程的施工过程共分为一下 6 步:步骤 1 是进行初始状态的分析,计算初始地应力,使得初始位移为零;步骤 2 是基坑开挖,当基坑开挖到 2.19 m 时,基坑周围的钻孔灌注桩开始施工,向模型中添加钻孔桩模型,该步骤定为开挖 0;步骤 3 是当基坑开挖到 2.19 m 时,进行第一道钢筋混凝土支撑体系,该步骤定为开挖 1;步骤 4 是当基坑开挖到 7.98 m,该步骤定为开挖 2;步骤 5 是当基坑开挖到 7.98 m,进行第二道钢筋混凝土支撑,该步骤定为开挖 3;步骤 6 是当基坑开挖到 13.39 m,该步骤定为开挖 4;步骤 7 是当基坑开挖到 13.39 m 时,进行第三道钢筋混凝土支撑,该步骤定为开挖 5;步骤 8 是当基坑开挖到 17.74 m 时,对基坑底部进行加固处理,整个基坑开挖完毕,该步骤定为开挖 6。模型的支护结构图如 6 所示。

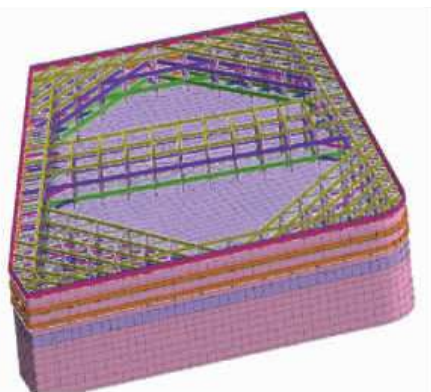


图 6 基坑模型支护结构图

3.2 计算结果分析

3.2.1 数值模拟基坑位移分析

MIDAS/GTS 软件按照设定的施工顺序计算完成之后,可以得到每个施工阶段的一系列位移图与土应力变化的云图,该基坑开挖各阶段的 X 方向的位移云图如图 7 所示,各阶段的 Z 方向上的位移云图如图 8 所示。

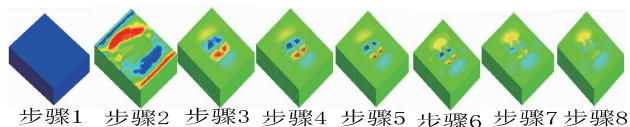


图 7 各步骤 X 方向位移云图

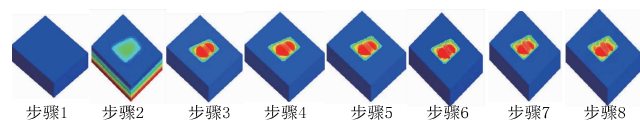


图 8 各步骤 Z 方向位移云图

从基坑位移计算结果可以看出,从步骤 2 开始,随着基坑的开挖,土体产生了明显的变形。当基坑开挖至 2.19 m 时,开挖出露的基坑壁朝着临空面方向发生了显著的位移,其位移最大值可达 12.02 mm,该阶段变形主要发生在水平方向上,此时基坑底部还未出现明显的隆起现象。到步骤 3,进行了第一道钢筋混凝土支撑体系的支护后,基坑的水平位移显著减小,基坑壁水平最大位移值骤减到 2.48 mm。步骤 4 基坑开挖到 7.9 m 时,基坑的水平最大变形量又显著增加,增加至 8.8 mm,且随着时间发展不断增大。这一阶段的水平变形主要发生在开挖的基坑段,其上段已进行水平支撑的部分未发生明显的变形。在此阶段基坑底部发生了明显的隆起现象,最大值约为 47.8 mm。步骤 5 进行了第二道的钢筋混凝土支撑后,其水平变形速率大大减小,水平变形量仅增至 11.89 mm,但此时基坑底部隆起现象加著,隆起量达到 110.05 mm。步骤 6 基坑开挖至 13.38 m 后,基坑水平变形略有增大,至 14.98 mm,且变形部位主要发生在深层的基坑壁上,该阶段基坑隆起量并没有显著增加。步骤 7 进行第三道钢筋混凝土支撑后,基坑整体的水平变形量显著减小。步骤 8,基坑开挖至 17.74 m 并对基坑底部进行了加固措施后,基坑整体水平变形量减小,低至 5.02 mm 以下,基坑变形量得到了显著的控制。可以看出,伴随着基坑的不断开挖,基坑壁及周边土体会朝着临空面发生持续而显著的变形,同时基坑底部也会出现明显的隆起现象,而钻孔桩及内支撑的支护形式可以显著地降低基坑在水平方向的变形,能够起到良好的支护作用,保证基坑工程的顺利进行。

3.2.2 数值模拟与监测数据水平位移对比

为了方便对数值模拟,且对监测数据结果做出比较,本文以 CX5 测斜孔为例,选取三次较深的开挖,即二层土方开挖,(开挖至 7.9 m,步骤 4),三层土方开挖,(开挖至 13.38 m,步骤 6),四层土方开挖,(开挖至 17.74 m 步骤 8)的数据进行比较,其中数模 1、监测 1 对应开挖至 7.98 m 的位移曲线,数模 2、监测 2 对应开挖至 13.48 m 的位移曲线,数模 3、监测 3 对应开挖至 17.74 m 的位移曲线,其位移值如图 9 所示。

由图 9 可知,土体水平位移的监测值和模拟值相差不大,两者较为吻合。可以看出当土体开挖后,土体变形主要是朝开挖后的临空面方向运动。当开挖深度较小时,土体变形量较小,且近似线性。基坑

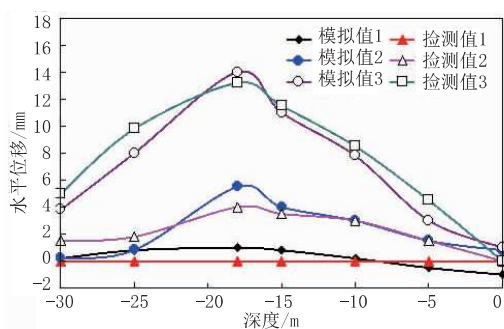


图9 不同开挖步骤下土体水平位移的检测值与模拟值对比

的不断开挖导致土体朝着临空面方向的变形也不断增大,并逐渐呈现出中间变形大,两头变形小的“纺锤状”,其变形量最大的部位,靠近基坑底部,这与内支撑结构土体的变形特征是一致的。另外,土体的最大水平位移约为 14.98 mm,远远小于最大允许值 39.52 mm,说明支护后的基坑处于一个安全稳定的状态。

4 基坑支护施工关键施工工艺

4.1 施工工艺

4.1.1 SMW 工法的桩施工工艺

SMW 工法的桩施工过程中,水泥土搅拌桩选择了普通的 42.5 级硅酸盐水泥,且水灰比为 1.2~1.5,掺入水泥约占 20%。在施工过程中,桩身选定了一次搅拌的工艺,水泥以及原状土必需均匀拌和,喷浆搅拌下沉以及提升,钻机的钻进速度控制在 0.6~0.8 m/min,提升搅拌速度为 1.2 m/min。在桩施工的过程中,不准许冲水下沉,且邻近的 2 桩施工的间隔绝不超出 18 h。桩位的偏差不高于 ± 20 mm,其标高误差约为 ± 100 mm,垂直度偏差绝对不高于 0.5%。在型钢施工的过程中应始终维持平直,假若存在焊接接头,则接头位置应保障焊接牢靠,型钢务确保在搅拌桩施工结束后的 3 h 就插入其中,施工方需给出可靠的措施以确保型钢有足够的插入深度。

4.1.2 坑底搅拌桩的施工工艺

搅拌桩的施工工艺具体选的是四喷四搅的施工工艺,水泥的强度等级选择 32.5R。水泥掺入比不小于 18%,水泥 $\Phi 800$ 用量保持 160 kg/m,水泥浆的水灰比范围在 0.6~0.8 之间。搅拌桩水泥土 28 d 龄期的单轴无侧限抗压强度设计值不小于 0.6 MPa。在施工过程中,必须确保桩和桩之间的实际搭接质量,搭接时间小于或等于 24 h。在搅拌桩正式施工前,应明示地下管线。若处于使用过程中的管线必须得移位的话,则需清除不在使用之中的管线。另外,需对地

下空间障碍物予以清除,如建筑旧基础等。

4.1.3 冠梁与支撑施工工艺技术

在冠梁与腰梁的施工过程中,桩顶需凿至见到新鲜的混凝土面即可,而出露的钢筋必须够平直,且应同设计要求所明确的出露长度达成一致,在对桩顶冠梁与腰梁的浇注过程中,需逐一清除里头的积水以及浮土、残渣等,与此同时,冠梁及腰梁需牢固地和支护桩相连,不能使连接位置生成相应的薄弱面。钢筋混凝土支撑以及圈梁需要同时浇筑,混凝土支撑的浇筑过程中不能够留缝,圈梁和钢筋混凝土上其支撑梁所设的保护层的厚度需达 3.5 cm。

4.1.4 沉井支护施工工艺技术

开挖施工前应对沉井周边、沉井结构、沉井内部、交通条件进行验收,验收通过后方可进行开挖下沉作业。沉井下沉的整个施工步骤具体是:第一,将刃脚上加固部分拆除,为的是预防沉井突沉及沉井倾斜,拆除的时候需要分区、分组依次对称地同时执行,直到加固部分百分百被拆除为止;第二,拆除之后其空隙需一边拆除,一边以粗砂填充充实,同时要观测其下沉状态,到底均匀与否;第三,挖土时遵循的顺序为,由中央方位朝四周铺展,刀刃脚的部分则暂不被挖出,用刃脚切土方式施行下沉处置;第四,初沉的阶段中入土比较少,不是很稳定,需要随时做好中心位移以及不均匀沉降的测量工作,基于观测数据来施行挖土操作;第五,沉井入土大致上稳定了之后,可将挖土速度提高,使下沉加速;第六,沉井同车技标高基本接近后,即可进入终沉阶段,应将挖土速度尽力放慢,多加观测后,使得沉井能缓缓接近设计标高。第七,假若沉井由于自重比摩擦力小,并在临近于设计标高前就没有再持续下沉时,则应当以配重加大等方法予以促沉,不管采取的是什么措施,要确保沉井到设计标高。

4.2 基坑监测

本基坑工程等级为二级,因此基坑最大水平位移方向的控制安全值是 50 mm,其报警值则是 45 mm。基坑工程的有效监测需在基坑工程及地下工程的完全过程中持续进行,监测期需要在基坑施工前就计起,做好地下工程才算终止。对于特殊要求的基坑周边环境监测,需按照具体需求延至变形大致稳定后才宣告完毕。针对需测量的项目,在并未出现数据异常状况或未见事故预兆的基本情形下,开挖后,现场仪器的监测频率应参照表 5 来予以执行。

监测施工程序如下:

表 5 现场仪器监测的监测频率						
基坑类别	施工进程	基坑设计开挖深度				
		≤5 m	5~10 m	10~15 m	>15 m	
二级	开挖深度/m	≤5	1次/1d	1次/2d	1次/2d	1次/2d
		5~10	—	1次/1d	1次/1d	1次/1d
		>10	—	—	2次/1d	2次/1d
	底板浇筑后时间/d	≤7	1次/1d	1次/1d	2次/1d	2次/1d
		7~14	1次/3d	1次/2d	1次/1d	1次/1d
		14~28	1次/5d	1次/3d	1次/1d	1次/1d
		>28	1次/7d	1次/5d	1次/3d	1次/3d

- (1)初测:在开挖之前全方位测定,测定的数值充当此后的监测基准。
- (2)在正式的开挖过程中每日各个测点均需要测 1 次,在局部测点的变形比较大、变形速率比较大的情形下,需每日加测 1 次。
- (3)在某一日测点至报警值的情形下,需即刻报警,同时要及时采取相关应对措施,并把测定次数有效加密,当成连续的监测。
- (4)现场的监测会以定时观测结合跟踪观察的方法来展开,监测的频率要按照监测数据的实际变化大小来予以适度调整。
- (5)若发现变形速度较快,如每天变形超过 5 mm 时,每天必须观测 2~3 次,若连续发生 3 天,有每一天的变形均处于 5 mm 左右的情况,需及时通报给设计与施工及监理人员,将监测结果如实告知,同时叫停整个开挖工作,将坑内的变形部位反压荷载,并准备坑外地面具体对应位置的卸载施工。

5 结 论

本文以横琴新区国际居住区地下公共车行通道为例,采用了岩土理正及 MIDAS/GTS 软件,按照基坑实际的支护情况进行了三维建模,根据实际的开挖工况进行了相应的模拟计算。在对数值模拟结果

进行分析,并与实际监测数据进行对比验证后,为钻孔灌注桩和内支撑支护体系的可靠性提供了验算和证明,得出如下结论:

- (1)当土体开挖后,土体变形主要是朝开挖后的临空面方向运动。当开挖深度较小时,土体变形量较小。基坑的不断开挖导致土体朝着临空面方向的变形不断增大,并逐渐呈现出中间变形大,靠近基坑底部变形量最大,这与内支撑结构土体的变形特征是一致的。
- (2)土体的最大水平位移约为 14.98 mm,远远小于最大允许值 39.52 mm,说明支护后的基坑处于一个安全稳定的状态。
- (3)通过对基坑设计中的 SMW 工法支护和沉井支护进行了设计分析,提出了该工程的技术要求和控制指标,然后结合 SMW 工法桩施工工艺技术、坑底搅拌桩施工工艺技术、冠梁与支撑施工工艺技术以及沉井支护施工工艺技术,进行了基坑支护设计及关键施工工工艺分析,并对基坑施工中的监测工艺进行了研究,可对类似工程项目提供一定的借鉴意义。

参考文献:

[1] 张建文.某工程深基坑支护方案设计[J].散装水泥,2020(6):113-116.

[2] 陈霞.地下公共车行通道工程建设及运营管理研究——以上海真如地区地下公共车行联络通道为例[J].中国市政工程,2016(3):89-92+128.

[3] 赵秀江.地下公共车行通道研究——以武汉王家墩商务区地下交通环廊工程为例[J].交通与运输,2015,31(5):21-22.

[4] 钱国锋,文登国,全旭,等.地下公共车行通道与道路交叉部位结构设计分析[J].公路,2014,59(12):151-155.

[5] 任永忠,朱彦鹏,周勇.兰州市某深基坑支护设计及监测研究分析[J].岩土工程学报,2012,34(S1):705-710.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站: <http://www.csdqyfh.com> 电话:021-55008850 联系邮箱: cdq@smedi.com

• 233 •