

DOI: 10.20035/j.issn.1671-2668.2023.05.019

软土地区深基坑被动区加固稳定性对比分析^{*}黄金鑫¹, 张永杰¹, 罗伟庭²

(1.长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410114; 2.中国建筑第五工程局有限公司, 湖南 长沙 410004)

摘要:在以淤泥或淤泥质土为主的珠三角地区开挖深基坑常采用钢板桩进行基坑支护, 为保证支护结构的稳定性, 对基坑底部被动区进行加固, 合理的加固设计能在保证稳定的基础上减少支护成本。文中针对广东省佛山市地铁 2 号线林岳车辆段某基坑工程, 建立被动区水泥土搅拌桩加固的基坑开挖支护三维数值模型, 通过实测值与计算值对比, 分析数值模型与计算参数取值的合理性; 对基坑底部被动区无加固、水泥土搅拌桩加固和钻孔灌注桩加固时桩顶水平位移、桩身整体侧向位移、地表沉降、土体深层水平位移进行对比分析。结果表明, 基坑底部被动区采用水泥土搅拌桩或钻孔灌注桩加固可减小钢板桩围护结构 60% 的侧向位移, 水泥土搅拌桩对开挖深度小于 6 m 的基坑的加固效果最佳; 采用钻孔灌注桩加固, 开挖深度为 10 m 时, 桩身整体侧向位移比被动区无加固时减小 69.2%, 比水泥土搅拌桩加固时减小 65.1%, 对围护结构整体侧向位移的控制效果比水泥土搅拌桩好。

关键词:公路; 软土地区; 被动区加固; 深基坑; 水泥土搅拌桩; 钻孔灌注桩

中图分类号: U418.5

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2023)05-0087-06

在软土地区进行基坑开挖时, 基坑设计逐渐从强度控制转变为变形控制, 控制基坑开挖中支护结构的变形和减小基坑开挖对周围环境的影响是基坑设计及施工的首要问题。而对被动区土体进行加固是保证基坑整体稳定性的重要措施^[1]。目前对被动区加固技术的研究大多针对单一支护形式, 如水泥土搅拌桩支护^[2]、灌注桩支护^[3]、地下连续墙支护^[4]和土钉墙支护^[5]。研究发现水泥土搅拌桩对被动区的加固深度和厚度都存在最优解, 其加固深度宜为 $0.55H$ (H 为开挖深度)^[6], 且不宜小于 3 m^[7], 加固宽度宜为 $0.5H \sim 0.8H$ ^[8]。基坑支护结构和被动区加固相结合的形式因其控制变形能力比单一基坑支护结构强, 常应用于软土地区深基坑工程, 包括深层搅拌组合坑内加固^[9]、灌注桩组合坑内加固^[10]、钢板桩组合坑内加固^[11]。本文运用 PLAXIS 3D 软件对基坑采用钢板桩支护、被动区采用水泥土搅拌桩和钻孔灌注桩加固的支护形式建立硬化土小应变本构模型, 对被动区无加固、水泥土搅拌桩加固和钻孔灌注桩加固时桩顶水平位移、桩身整体侧向位移、地表沉降、土体深层水平位移进行对比, 分析水泥土搅拌桩和钻孔灌注桩加固被动区对基坑整体变形的影响。

1 工程概况

广东省佛山市地铁 2 号线林岳车辆段某基坑工程, 基坑总长约 495 m, 放坡开挖段宽度约 35 m, 管廊段宽度约 4 m, 平均开挖深度为 10 m。基坑周边基本为农田, 暂未发现建(构)筑物和管线。该工程分为两个施工段, 第一施工段桩号为 K0+026.8—085 和 K0+340—521.5, 采用钢板桩+钢支撑的支护形式; 第二施工段桩号为 K0+085—340, 主要以放坡开挖为主, 放坡时按照 1:1.5 的比例开挖, 在放坡坡面上铺设钢筋网, 并插入长度为 1 m 的插筋固定钢筋网, 喷射 100 mm 厚混凝土面层, 局部采用放坡开挖+钢板桩支护+被动区加固的支护形式。坑内被动区土体局部采用三轴水泥土搅拌桩进行满堂加固(见图 1)。

三轴水泥土搅拌桩桩径为 850 mm, 桩间相互搭接 250 mm, 加固深度为 3 m, 采用“套接一孔法”施工。桩身采用 42.5 级硅酸盐水泥, 水泥掺入比不小于 20%, 水泥土搅拌桩 28 d 取芯无侧限抗压强度不低于 0.6 MPa。基坑安全等级为二级, 采用明挖法施工。钢板桩采用 IV 型拉森钢板桩, 材质为 Q235B, 钢板桩长度为 9 m。

^{*} 基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51878071)

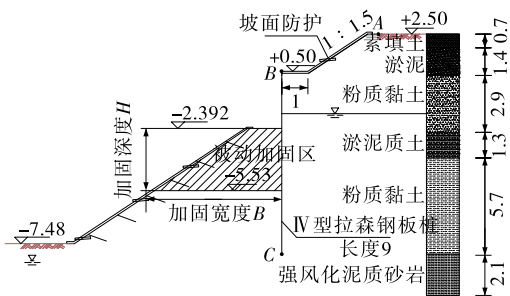


图1 水泥土搅拌桩加固断面图(单位:m)

2 数值模型建立与计算对比分析

2.1 数值模型

岩土工程的地基实质上是一个半无限空间体,分析区域应无限大。根据规范^[12]和工程经验,基坑开挖水平影响范围为 $0.7H\sim3.0H$ ^[11];基坑开挖深

度影响范围为 $2.0H\sim4.0H$ ^[13];基坑内地下水位一般取坑底以下 $0.5\sim1.0\text{ m}$ ^[7];基坑外地下水位高程为 -1 m 。为消除基坑深度的影响,数值模型尺寸取 $46\text{ m}\times10\text{ m}\times20\text{ m}$ 。钢板桩与土体之间的接触面采用界面单元模拟。

水泥土搅拌桩采用 PLAIXS 3D 模拟时,既不适合使用梁单元和 Embedded 桩模拟,也不适合使用板单元模拟。为此,将水泥土搅拌桩看成强化的土体,并按文献^[14]进行换算。考虑到施工条件及被动区土体加固置换率等因素,内摩擦角取 20° ,黏聚力取 60 kPa ,重度取 18 kN/m^3 。该基坑对称,取一半作为分析对象,从上至下各土层的黏聚力、摩擦角、剪胀角、密度割线弹性模量、切线压缩模量、卸载一再加载模量等参数参考文献^[15]、文献^[16]取值(见表1)。数值模型见图2。

表1 各土层的物理力学参数

土层	黏聚力/ kPa	摩擦 角/(°)	剪胀 角/(°)	重度/ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	割线弹性 模量/MPa	切线压缩 模量/MPa	卸载一再加 载模量/MPa	刚度应力 相关幂值	破坏 比	泊松 比	参考初始 模量/MPa	割线剪 切模量
素填土	35.5	16.6	0	18.8	7.8	7.8	46.8	0.5	0.9	0.2	94.5	0.0002
淤泥	7.9	12.4	0	15.6	3.0	2.0	18.0	0.8	0.9	0.2	36.0	0.0002
粉质黏土	17.2	14.0	0	20.6	5.0	5.0	30.0	0.8	0.9	0.2	60.0	0.0002
淤泥质土	20.5	13.3	0	16.2	3.3	2.5	20.2	0.8	0.9	0.2	60.5	0.0002
粉质黏土	29.9	18.1	0	19.8	7.3	7.3	43.8	0.8	0.9	0.2	131.4	0.0002
强风化泥质砂岩	35.5	19.5	0	20.3	10.5	10.5	63.0	0.8	0.9	0.2	189.0	0.0002

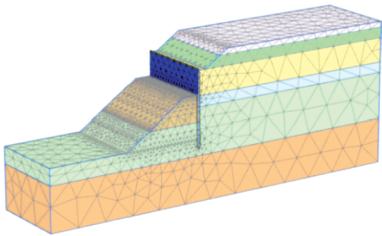


图2 数值模拟网格图

2.2 施工工序

根据开挖深度(标高)将基坑施工过程划分为8个施工步,分别为原状土阶段、 $+0.500\text{ m}$ 、钢板桩($+0.500\text{ m}$)、 -1.000 m 、 -2.392 m 、 -4.392 m 、 -6.392 m 、 -7.480 m ,模拟分析被动区加固类型和厚度及土体参数变化对基坑变形的影响。

2.3 边界条件

数值模型采用直角坐标系, Z 轴为铅直方向,东西方向为 X 方向,南北方向为 Y 方向,以向东为正、

向北为正、铅直方向向上为正,坐标系原点为模型标高为零的位置。

左右两个侧面采用法向方向约束边界,基坑底部采用固定约束边界,上表面为自由边界。

2.4 实测值与模拟值对比分析

考虑到基坑周边变形监测点较多、各钢板桩之间可能存在一定差异,选取最危险断面悬臂长度为 2.892 m 作为数值模拟分析依据,提取基坑的数值模拟值,选取图1中A点处坡顶地表沉降和土体深层水平位移、B点处钢板桩桩顶水平位移与模拟值进行对比分析。

钢板桩桩顶水平位移和地表沉降实测值与模拟值的比较见图3、图4。由图3、图4可知:1)桩顶水平位移和地表沉降都随着开挖深度的增加而增大,实测值和模拟值的整体变化趋势相同,与文献^[7]得出的变形规律一致。在基坑未开挖前,开挖深度影响范围内的土体没有受到扰动,整个土层系统维持

相对平衡状态。基坑开挖施工后,基坑内外土体原有主、被动区土压力平衡被破坏,导致应力重新分布。对于持续开挖的基坑,开挖过程是一个逐渐卸载的过程,基坑内侧卸掉了基坑没有开挖前原有的土压力。内侧被动区土体被卸掉,被动区土压力合力作用点降低,被动区土体抵抗围护结构侧向位移的能力逐渐减弱,导致桩体侧向位移增大,进而加剧桩体外侧地表沉降。2) 桩顶水平位移和地表沉降在标高为 -6.392 m 及以上时,实测值和模拟值存在一定差异,且实测值大于模拟值。主要原因是在建立模型时对土层进行了简化和假设,与真实土层存在偏差,且在开挖前期受到地面动载及水压力等因素影响。开挖到一定深度后,实测值和模拟值趋于吻合,主要是随着基坑内外土压力的变化,主动土压力成为影响钢板桩及基坑变形的主要因素,其他因素对基坑整体变形的影响减小。

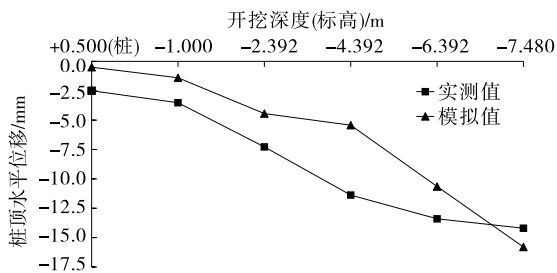


图3 桩顶水平位移实测值与模拟值对比

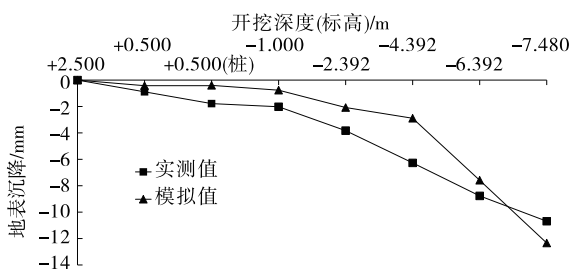


图4 地表沉降实测值与模拟值对比

土体深层水平位移实测值与模拟值的比较见图5。由图5可知:土体深层水平位移实测值和模拟值的差异随着开挖深度的增加逐渐增大,原因与桩顶水平位移一致。开挖深度为 $0\sim 8\text{ m}$ 时,土体深层水平位移模拟值大于实测值,模拟值出现下凹趋势;开挖深度为 $8\sim 13\text{ m}$ 时,实测值出现凸起变形,而模拟值为一条光滑的渐变曲线,且在钢板桩施工完成后,两者差异明显增大。原因可能是钢板桩插入土体时对周围土体有扰动,造成周围土体的局部变形增大,而数值分析时没有考虑钢板桩对土体的扰动。

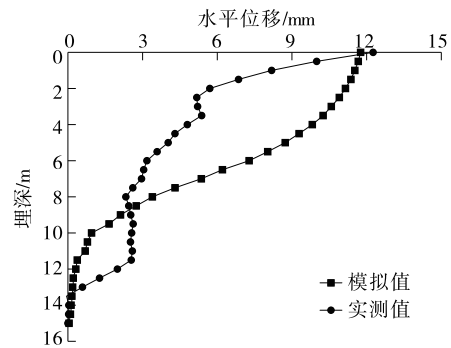


图5 土体深层水平位移实测值与模拟值对比

3 水泥土搅拌桩和钻孔灌注桩对比分析

3.1 桩顶水平位移和桩身整体侧向位移对比分析

水泥土搅拌桩加固被动区数值分析模型见图2。被动区无加固模型为基坑被动区原状土体,在图1中删除被动区水泥土搅拌桩加固区域,且不对土层进行任何加固处理。钻孔灌注桩加固是在其他条件均不变的情况下,把水泥搅拌桩变更为钻孔灌注桩。钻孔灌注桩为双排,直径为 $1\,000\text{ mm}$,桩间距为 $1\,000\text{ mm}$,第一排距离钢板桩 500 mm ,两排相隔 $1\,500\text{ mm}$;采用C30混凝土,水泥强度均不小于 42.5 MPa ,重度为 25 kN/m^3 ,弹性模量为 30 GPa (见图6)。

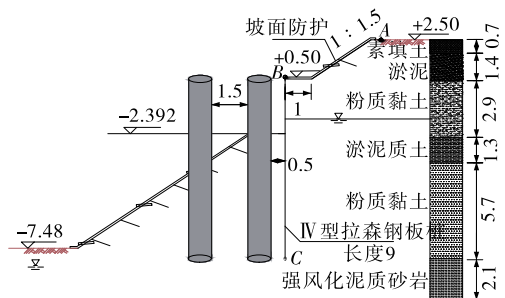


图6 钻孔灌注桩加固横断面图(单位:m)

被动区无加固、水泥土搅拌桩加固和钻孔灌注桩加固时桩顶水平位移和桩身整体侧向位移的比较见图7、图8。

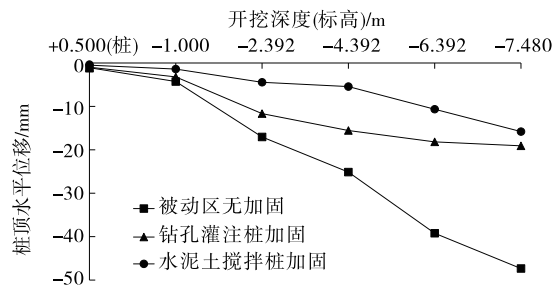


图7 不同加固方式下桩顶水平位移对比

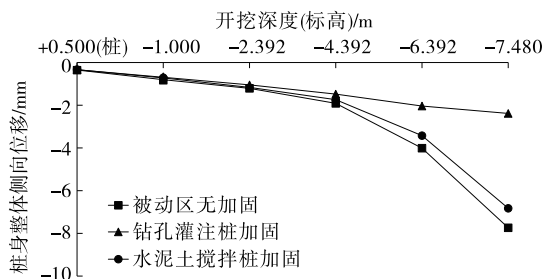


图8 不同加固方式下桩身整体侧向位移对比

由图7、图8可知:1) 3种加固方式下桩顶水平位移和桩身整体侧向位移的变形规律与2.4节基本一致。但被动区无加固时桩顶水平位移急剧变化,最大桩顶水平位移为 -47.34 mm,已超过设计累计控制值 40 mm和预警值 32 mm。采用水泥土搅拌桩进行被动区加固的最大桩顶水平位移为 -15.80 mm,为预警值的 49.4% ,比被动区无加固时小 66.6% ;采用钻孔灌注桩进行被动区加固的最大桩顶水平位移为 -19.08 mm,比被动区无加固时小 59.7% 。与文献[17]中被动区加固后桩顶水平位移比加固前降低 50% 比较吻合。在对围护结构有严格的变形要求时,进行被动区加固对限制基坑变形和保证基坑稳定性具有显著作用。2) 开挖深度(标高)为 -4.392 m时,水泥土搅拌桩加固时桩身整体侧向位移与被动区无加固时接近,水泥土搅拌桩对于限制钢板桩的整体位移作用有限。开挖深度(标高)为 -7.480 m时,水泥土搅拌桩加固时桩身整体侧向位移只比被动区无加固时减小 11.8% ;而钻孔灌注桩加固时桩身整体侧向位移比无加固时减小 69.2% ,比水泥土搅拌桩加固时减小 65.1% 。钻孔灌注桩限制钢板桩整体位移的效果远好于水泥土搅拌桩。但由于钻孔灌注桩的整体性差,其与防水性好的支挡结构进行组合支护的效果更好。

3.2 地表沉降和土体深层水平位移对比分析

被动区无加固、水泥土搅拌桩加固和钻孔灌注桩加固时地表沉降见图9。由图9可知:1) 地表沉降随着基坑开挖深度的增加逐渐增大,沉降影响范围也扩大;地表沉降整体呈凹槽形状且都没有发生在坡顶位置。采用水泥土搅拌桩和钻孔灌注桩加固时最大沉降值随着开挖深度的增加向基坑方向移动,水泥土搅拌桩加固时的最大沉降发生在距离坡顶 2.5 m处,钻孔灌注桩加固时的最大沉降发生在距离坡顶 0.5 m处,最大沉降发生位置在文献[12]描述的 $0.7H$ 主要影响区内。2) 基坑开挖初始阶

段,被动区无加固时地表沉降是水泥土搅拌桩加固时地表沉降的 1.5 倍,是钻孔灌注桩加固时地表沉降的 1.1 倍。开挖深度(标高)为 -4.392 m时,随着开挖深度的增加,3种加固方式的差异逐渐增大,被动区无加固时最大地表沉降是水泥土搅拌桩加固时地表沉降的 5.3 倍,是钻孔灌注桩加固时地表沉降的 4.2 倍。开挖深度(标高)为 -7.480 m时,钻孔灌注桩和水泥土搅拌桩加固时的最大地表沉降分别为 -13.41 mm、 -12.34 mm,仅相差 8% ,分别为预警值的 33.5% 和 30.9% (地表沉降设计控制值为 50 mm,预警值为 40 mm)。开挖深度超过 10 m时,钻孔灌注桩加固对基坑变形的约束能力逐渐超过水泥土搅拌桩。

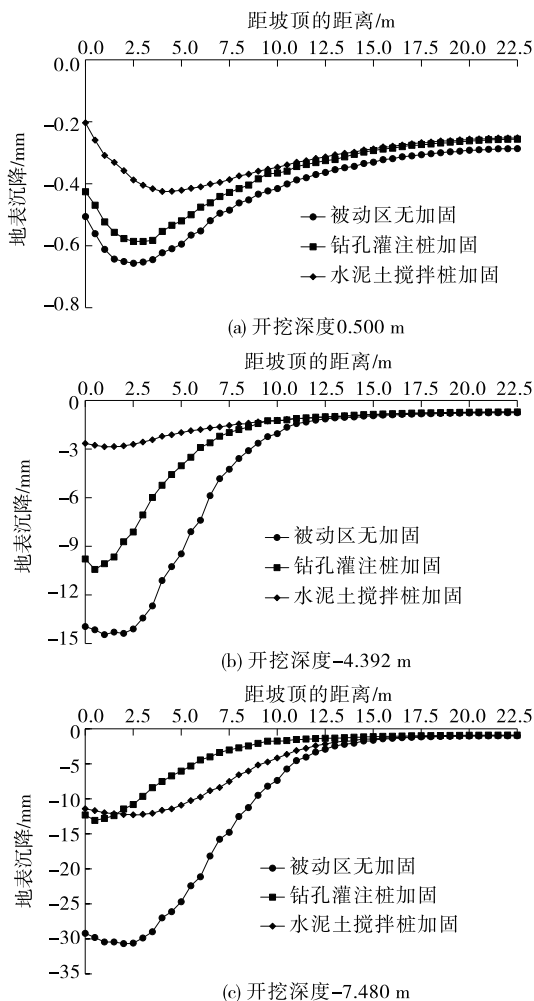


图9 不同加固方式下地表沉降对比

被动区无加固、水泥土搅拌桩加固和钻孔灌注桩加固时土体深层水平位移对比见图10。由图10可知:基坑开挖过程中土体深层水平位移整体呈镰刀形变化,底部位移小,中部位移最大。开挖深度较

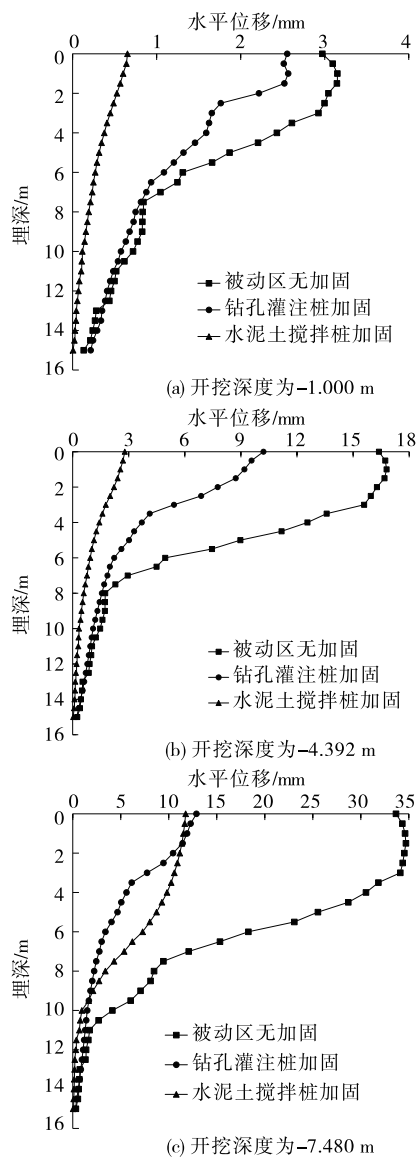


图 10 不同加固方式下土体深层水平位移对比

浅时,水泥土搅拌桩加固被动区的效果优于被动区无加固和钻孔灌注桩加固。基坑开挖深度(标高)为-1.000 m 时,钻孔灌注桩加固和被动区无加固时土体深层水平位移差异很小;基坑开挖至标高为-7.480 m 时,钻孔灌注桩和水泥土搅拌桩加固对基坑整体变形的约束能力相差很小,分别为预警值的 20.2%、18.4%(土体深层水平位移控制值为 75 mm,预警值为 63.8 mm);随着开挖深度的增加,钻孔灌注桩的约束能力逐渐超过水泥土搅拌桩。

不同加固方式下土体深层水平位移的比例关系见表 2。由表 2 可知:1) 随着开挖深度的增加,水泥土搅拌桩约束变形的能力逐渐增大。开挖深度(标高)为-4.392 m 时,水泥土搅拌桩的加固效果达到最佳,为被动区无加固时的 6.0 倍、钻孔灌注桩加固时的 3.7 倍。开挖深度(标高)增加至-7.480 m 时,水泥土搅拌桩的加固效果为被动区无加固时的 3.0 倍,水泥土搅拌桩在基坑开挖深度(标高)在-4.392 m 以下时的加固效果逐渐减弱。2) 开挖深度(标高)在-4.392 m 以上时,钻孔灌注桩的加固效果有限;但随着开挖深度的增加,钻孔灌注桩的加固效果越来越明显,在基坑底部(-7.480 m)达到最大,为被动区无加固时的 2.7 倍。3) 随着开挖深度的增加,被动区采用水泥土搅拌桩和钻孔灌注桩加固对基坑变形的约束能力差异逐渐减小。

综上,在软土地区进行被动区加固对于保证基坑的稳定性和约束支护结构的变形具有显著作用,基坑侧向位移比无加固时减小约 60%。基坑开挖深度为 6 m 左右时,采用水泥土搅拌桩加固被动区对基坑的支护效果最好。开挖深度 6 m 后,随着开

表 2 不同加固方式下土体深层水平位移的比例关系

加固方式对比	不同开挖深度(标高)时土体深层水平位移的比例关系						
	+0.500 m	+0.500 m(桩)	-1.000 m	-2.392 m	-4.392 m	-6.392 m	-7.480 m
P/C	4.2	4.6	4.8	5.5	6.0	3.8	3.0
P/B	0.9	0.9	1.2	1.5	1.6	2.3	2.7
B/C	4.6	5.2	3.9	3.7	3.7	1.7	1.1

注:P 表示被动区无加固;B 表示钻孔灌注桩加固;C 表示水泥土搅拌桩加固。

挖深度的增加,钻孔灌注桩对钢板桩整体位移的控制效果越来越好,开挖深度为 10 m 时,采用钻孔灌注桩加固被动区的效果逐渐超过水泥土搅拌桩。但由于钻孔灌注桩的隔水性和整体性差,采取组合加固方式,其支护效果最好。

4 结论

(1) 对基坑整体变形的影响程度表现为桩顶水平位移>地表沉降>土体深层水平位移。在基坑施工中,桩顶水平位移是最重要的变形因素,地表沉降

次之。

(2) 基坑开挖深度为 6 m 左右时,水泥土搅拌桩约束围护结构及基坑整体变形的效果最佳。

(3) 基坑开挖深度达到 10 m 时,钻孔灌注桩的支护能力逐渐超过水泥土搅拌桩,采用钻孔灌注桩加固被动区时桩身整体侧向位移比水泥土搅拌桩加固时小 65.1%,其限制钢板桩整体位移的能力远大于水泥土搅拌桩。

参考文献:

- [1] 秦爱芳,胡中雄,彭世娟.上海软土地区受卸荷影响的基坑工程被动区土体加固深度研究[J].岩土工程学报,2008,30(6):935—940.
- [2] 李松.裙边加固基坑被动土压力与变形控制计算理论研究[D].武汉:中国地质大学,2021.
- [3] 段尚磊.珠海某软土深基坑裙边加固工程效应数值模拟分析[D].广州:华南理工大学,2020.
- [4] 邹李凤.土体加固对基坑支护变形影响的有限元分析[D].长沙:湖南大学,2020.
- [5] 侯新宇,刘松玉,童立元.被动区深搅桩加固对地铁深基坑变形的影响[J].东南大学学报(自然科学版),2010,40(1):180—184.
- [6] 马海龙.基坑被动区加固对支护影响的研究[J].岩土工程学报,2013,35(增刊 2):573—578.
- [7] 龚晓南.深基坑工程设计施工手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1998.
- [8] 张玉成,杨光华,胡海英,等.珠三角深厚软土地区浅基

坑支护若干问题探讨[J].岩土工程学报,2014,36(增刊 1):1—11.

- [9] 罗远明.土钉墙支护基坑边坡的稳定性及影响因素分析[J].公路与汽运,2021(3):82—86.
- [10] 李志伟,侯伟生,叶爱丽,等.深基坑开挖段被动区加固的位移控制效果分析[J].岩土工程学报,2012,34(增刊 1):621—627.
- [11] 陈孝湘,黄晓予,林宇彬,等.被动区加固技术在支挡式管廊基坑中的应用研究[J].建筑结构,2020,50(增刊 2):793—796.
- [12] 北京城建勘测设计研究院有限责任公司.城市轨道交通工程监测技术规范:GB 50911—2013[S].北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [13] 徐中华,王卫东.深基坑变形控制指标研究[J].地下空间与工程学报,2010,6(3):619—626.
- [14] 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会.深基坑支护技术指南[M].北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [15] 梁发云,贾亚杰,丁钰津,等.上海地区软土 HSS 模型参数的试验研究[J].岩土工程学报,2017,39(2):269—278.
- [16] 顾晓强,吴瑞拓,梁发云,等.上海土体小应变硬化模型整套参数取值方法及工程验证[J].岩土力学,2021,42(3):833—845.
- [17] 郑俊杰,乔雅晴,章荣军.被动加固区参数变异性对软土深基坑变形行为的影响[J].土木与环境工程学报(中英文),2019,41(6):1—8.

收稿日期:2022—05—17

《公路与汽运》杂志 2024 年征订启事

《公路与汽运》杂志由长沙理工大学主办,是一份介绍汽车、道路、桥梁等公路交通领域科技信息的面向国内外公开发行的技术类科技期刊。为首届(2006 年)中国高校特色科技期刊、《公路运输领域高质量科技期刊分级目录》收录期刊、湖南省一级期刊、中国学术期刊综合评价数据库统计源期刊、中国核心期刊(遴选)数据库收录期刊,被中国期刊全文数据库及中文科技期刊数据库全文收录、万方数据—数字化期刊群全文上网,并荣获首届《CAJ—CD 规范》执行优秀期刊奖。

本刊立足公路交通系统,报道国内外汽车与公路交通领域的最新研究成果,荟萃汽车运用与维修技术,传播公路交通安全知识,介绍公路运输行业的新技术与管理经验,刊登公路交通工程的新工艺、新技术、新材料。2024 年拟设主要栏目:汽车工程;交通规划与管理;运输与物流;道路工程;桥隧工程;工程经济与管理。

本刊为双月刊,逢单月 25 日出版。国内邮发代号:42—95。每期定价 15 元,全年 90 元。读者可在当地邮局订阅,也可直接向本刊编辑部索取订单订阅,订阅款请汇至本刊编辑部或银行账号。

通信地址:长沙理工大学云塘校区 8 号信箱

邮编:410114

联系电话:0731—83528400

开户行:工商银行长沙银迅支行

户名:长沙理工大学 账号:1901016009109888886