

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2023.06.001

抛石填海区地连墙成槽稳定性和地层变形影响分析

包小华^{1,2}, 潘纪浩^{1,2*}, 崔宏志^{1,2}, 万波³, 周振³

(1.深圳大学 土木与交通工程学院, 广东 深圳 518061; 2.深圳大学 滨海城市韧性基础设施教育部重点实验室, 广东 深圳 518061; 3.上海隧道工程有限公司, 上海市 2000321)

摘要:通过研究抛石填海区地连墙泥浆护壁成槽施工过程,探讨槽段宽度、护壁泥浆重度、抛石层参数、槽壁加固区范围和注浆参数等因素对自身槽壁稳定性以及周边地层扰动的影响。根据试验测得注浆加固区变形模量,由经验公式得到剪切强度参数,通过有限元方法计算分析不同注浆加固方案中填海区地连墙施工所诱发的地层变形特点。计算结果表明:槽壁土体侧向位移最大值出现在槽段深度的1/3~1/2处;通过注浆对槽壁周边地层进行加固能有效减少槽壁侧向变形与地表沉降,砂浆与双液浆共同注浆相对于单一浆液加固更有利于槽壁稳定;抛石层变形模量的降低和槽段宽度的减小有利于减少槽壁土体的侧向变形;泥浆重度过大时,槽壁土体的水平位移随深度的增加以“倒S形”曲线呈现,即在槽段底部附近会产生挤压槽壁土体的侧向变形。

关键词:地连墙;抛石填海;地层变形;数值计算;注浆加固

中图分类号:U416

文献标志码:A

0 引言

随着对地下空间开发的需求增加,基坑向着开挖更深,规模更大的方向发展,深基坑逐渐发展成为地下连续墙的主要支护结构形式之一。在地连墙开挖成槽的过程中,开挖卸荷作用改变了周边土体应力状态,产生地层损失,导致周边土体发生位移变形。对于抛石填海复合地层来说尤为明显,由于存在较厚、分布不均匀的抛石层,如果对开挖成槽过程中的土体变形不进行控制不仅会危及周边的建(构)筑物^[1],还会产生一系列施工难题,例如施工成槽成孔困难、泥浆护壁效果不理想以及成孔期间塌孔等问题。

不少学者采用数值模拟的方法研究地连墙开挖成槽对邻近地层的影响。例如,丁勇春等^[2]通过对地连墙施工全过程进行模拟,发现导墙及刚性地坪只对导墙周边土体有一定约束作用,对超出一定深度范围的土体约束作用不大;秦会来等^[3]采用修正剑桥模型计算正常固结黏性土地层,分析超深地连墙成槽施工诱发该地层的变形特点,得到墙段施工引起

槽壁土体水平位移呈鼓肚形形态的变形规律,槽段宽度是影响正常固结土地层变形的主要因素;Comodromos等^[4]模拟地下连续墙成槽开挖过程,探讨地连墙施工对周边建筑的影响,研究发现槽段宽度是影响邻近建筑物变形的主要因素;李慕涵^[5]对3幅地连墙开挖成槽进行模拟分析,研究表明地连墙槽壁存在明显的侧向卸荷效应,且应力重分布主要发生在成槽开挖阶段;朱宁等^[6]利用UBCSAND硬化模型模拟地连墙开挖引起浅层土体的变形,研究模型中不同参数对土体变形的影响,结果表明槽壁侧向变形主要集中在深度20m的范围内,土体位移随深度和距槽段距离的增加而减小。除了数值模拟的方法之外,一些研究者还通过理论计算^[7-9]的方法求得地连墙施工时的地层变形。

目前针对地下连续墙施工过程对周边地层扰动的研究主要集中于土体应力重分布状态及变形趋势,针对土层参数对地连墙自身稳定性影响的研究较少,且相比于黏性土中地连墙开挖成槽^[10-12]引起的土体位移,抛石填海地层由于抛石本身黏聚力更小,且空隙率过大易导致漏浆塌孔,不仅使土体位移更

收稿日期:2022-10-25

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:52022060);深圳市科技创新计划项目(编号:JCYJ20190808112203700)

作者简介:包小华,女,博士,教授.E-mail:bxh@szu.edu.cn

*通信作者:潘纪浩,男,硕士研究生.E-mail:pjhiv@163.com

大,还有可能产生塌方,所以在成槽开挖前必须对邻近地层进行加固处理^[13]。抛石填海地层施工难点在于不确定抛石层中抛石的含量,难以量化分析,本文在已有研究结果基础上,结合深圳妈湾跨海通道工程,研究抛石填海地区地连墙成槽施工时邻近地层的变形规律,探讨提高槽壁稳定性及减小对周边地层扰动的影响因素,通过改变抛石层参数分析抛石含量对成槽稳定性的影响。

1 研究对象

妈湾跨海通道(月亮湾大道—沿江高速)工程施工地下连续墙工程共计 303 幅,其整体平面布置图如图 1 所示。地下连续墙厚度为 1 m,深度为 29~44.1 m(最深)。该区段存在大量的回填抛石,地下连续墙在该类地层成槽过程中槽段的稳定性问题十分突出。此外,槽段底部存在部分混合花岗岩,地下连续墙在该类地层成槽稳定性及设备要求高。

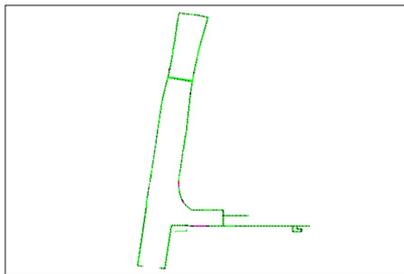


图 1 地下连续墙开挖平面布置

地下连续墙所处地层为典型的人工填海区域,其地层分布从上到下依次为:人工填土(素填土、抛石、填砂、吹填土),第四系全新统海积淤泥;全新统冲洪积黏土、中砂、上更新统湖沼沉积淤泥质黏土、冲洪积细砂(含淤泥)、黏土、粗砂,中更新统残积砂质黏性土、构造岩及全~微风化蓟县系的混合花岗岩。抛石层分布极不均匀,埋深最大可达 20 m,主要由花岗岩块石组成,块石直径为 0.2~0.8 m,含量为 50%~80%,局部抛石块径大于 1.5 m。基岩为蓟县系的混合花岗岩及混合岩,岩面由南向北逐步上升。

2 数值模型

2.1 注浆加固与泥浆护壁

由于存在较厚、分布不均匀的抛石层,采用在地

连墙槽段外土层进行注浆加固的方法对抛石层进行处理。以单一幅为例,注浆加固方案如图 2 所示,在地连墙槽段内外侧各开 2 排注浆孔,第一排注浆孔横向距离地连墙边缘 1 m,孔位横纵向间距均为 1 m,横向 6 排孔,确保注浆范围能尽量覆盖单幅地连墙整段。注浆方案分为全砂浆注浆,全双液浆注浆,砂浆和双液浆共同注浆 3 组。本文中,若无特别说明,均采用砂浆与双液浆共同注浆方案。其中,砂浆和双液浆的组成成分如表 1、2 所示。与槽壁加固所采用的泥浆不同,护壁泥浆为膨润土泥浆,通过泥浆黏度计、泥浆比重计和泥浆含砂量计等测得其性能指标分别为:黏度 25~35 s,密度 1.03~1.10 g/cm³,pH 值 8~10,含砂率<4%。

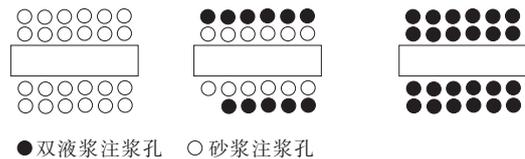


图 2 注浆加固方案

表 1 双液浆成分

双液浆	配比	主要材料	重量比
A 液	6	水、普硅 P.O42.5 级、Bx-2	水:水泥:外加剂=0.7:1:0.01
B 液	1	35 Be' 中性水玻璃,模数 2.85	

表 2 砂浆成分(重量比)

自来水	普硅 P.O42.5 级	粉砂(0.7~1.5 mm)
0.6	1	0.7

2.2 计算模型及参数

实际地连墙施工过程中采用跳槽开挖的方法来减小相邻地连墙施工的影响,为减小计算量,本文采用单幅地连墙计算模型研究其施工过程对槽壁的影响规律。地连墙开挖槽段宽度分别为 4 m、5 m、6 m 3 组,槽段厚度均为 1 m,深度均为 30 m。如图 3 所示,考虑地连墙的对称性,采用 1/2 模型网格进行分析,网格长宽高尺寸均为 0.5 m,建立地基模型尺寸为 30 m×30 m×50 m,共 375 800 个节点,360 000 个单元。模型底面(z=0 m)约束三向位移,模型侧面仅约束法向位移,模型顶面(z=50 m)为自由面。

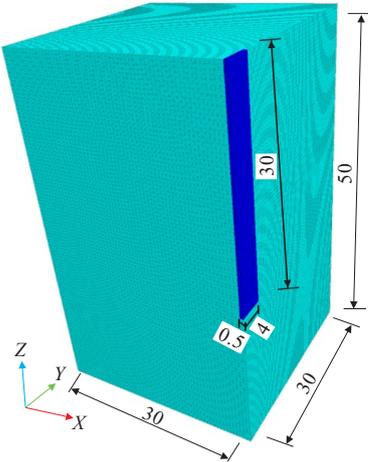


图3 数值模型(单位:m)

在地连墙施工过程中,为达到良好施工效果,槽段内泥浆液面要高出地下水位0.5~1.0 m,且槽段内外水头差保持在较低水平。由于地下水渗流效应可以忽略,所以在模型计算中土体可假定为固结不排水状态。根据工程地勘所得土体的物理力学参数如表3所示。

在计算模型中,根据实际施工条件,考虑了槽壁加固、混凝土导墙等因素。土体和槽壁加固区本构模型均为 Mohr-Coulomb 模型,导墙采用线弹性模型。导墙参数取:弹性模量 23 GPa,泊松比 0.2,重度 24 kN/m³。在实际施工中采用注浆的方式进行槽壁加固,注浆深度可达 25~30 m。在本计算模型中,将槽壁加固区简化为与槽段等宽,厚 2.0 m,深 25.0 m 的区域,其变形模量采用《建筑地基基础检测规范》(DBJ/T 15-60—2019)中的公式计算:

$$E_0 = I_0 (1 - \nu^2) f_{ak} b / s \quad (1)$$

式中: E_0 为变形模量; I_0 为承压板形状系数,取 0.886; b 为承压板边宽或直径(m),取 2.0 m; f_{ak} 为地基承载力特征值,为 150 kPa; s 为与承载力特征值对应的沉降量(mm),根据试验数据,特征值对应沉降量为 2.93 mm; ν 为泊松比,按照规范内碎石土的经验值进行取值,为 0.25。

其注浆加固体剪切强度参数的取值根据注浆前后剪切强度参数增长率的计算公式^[14]求得。

$$\left. \begin{aligned} \xi_{coh} &= 0.95\xi_c \\ \xi_f &= 0.05\xi_c \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中: ξ_c 为抗压强度增长率; ξ_{coh} 为黏聚力增长率; ξ_f 为摩擦系数增长率。

表3 土层物理力学参数

土层名称	h/m	$\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	c/kPa	$\varphi/(^\circ)$	E/MPa
填石	5.5	22.0	0	35.0	40.4
填砂	1.0	18.5	0	25.0	12.5
淤泥	7.5	16.5	10.0	2.5	2.5
黏土1	2.0	19.0	30.0	15.0	17.6
黏土2	1.0	19.5	30.0	15.0	18.5
砂质黏性土	8.0	19.0	20.0	20.0	19.6
全风化花岗岩	3.0	19.5	30.0	22.0	61.4
强风化花岗岩	3.0	22.0	35.0	28.0	100.0
中风化花岗岩	4.0	25.0	5.0	40.0	92.6
微风化花岗岩	5.0	26.0	7.0	40.0	119.0

得到注浆加固区的物理力学参数如表4所示。

表4 注浆加固区物理力学参数

注浆方案	$\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	c/kPa	$\varphi/(^\circ)$	E/MPa
砂浆加固	22.0	150	35.0	150.0
双液浆加固	22.0	200	35.0	200.0

2.3 计算步骤

(1) 初始地应力场

采用弹塑性求解法,即先将强度参数设成较大值,计算平衡后将其设成正常值,再次计算平衡后并清除位移和塑性区后,得到初始地应力场,在此应力场上进行地连墙施工模拟。

(2) 地连墙成槽开挖

在实体单元上施加空模型(Model Null)来模拟成槽开挖,并在槽壁和槽底单元施加压强以模拟泥浆护壁过程,泥浆压力分布规律为:

$$F_{\text{泥浆}} = \gamma_s z \quad (3)$$

式中: γ_s 为泥浆重度,若无特别说明,取 12 kN/m³; z 为成槽深度。

(3) 混凝土浇筑

首先移除泥浆压力,在槽段开挖区域单元上施加流态混凝土压力,混凝土压力采用 Lings 等^[15]提出的双线性分布规律:

$$\sigma_p = \begin{cases} \gamma_c z & (z \leq h_{\text{crit}}) \\ \gamma_s z + (\gamma_c - \gamma_s) h_{\text{crit}} & (z > h_{\text{crit}}) \end{cases} \quad (4)$$

式中: σ_p 为流态混凝土压力; γ_c 为混凝土重度,取 23 kN/m³; h_{crit} 为临界深度,取成槽深度的 1/3。

(4) 混凝土硬化

在移除混凝土压力后,将已开挖区域设为实体

弹性单元,弹性模量为 40 GPa,泊松比为 0.2。

3 结果分析

通过计算探讨分析槽壁观测点水平位移、垂直槽段方向观测点地表沉降、平行槽段方向观测点地表沉降,其中垂直槽段地表沉降与平行槽段地表沉降观测点测线与单幅地连墙相对位置关系如图 4 所示,槽壁土体水平位移测线与垂直槽段方向地表沉降测线垂直,沿竖向深度方向延伸。

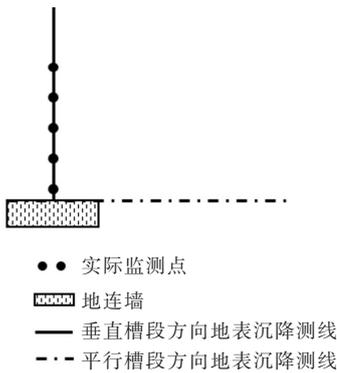


图 4 地连墙测点布置

3.1 监测结果对比分析

在地连墙成槽施工过程中,地连墙附近土体属于主动卸荷区,对周边地层产生扰动从而引起地表沉降。本研究按照实际工况进行建模分析,以妈湾跨海通道明挖段西侧 7~11 幅地墙为基础研究模型,地连墙槽段宽度 4 m,厚 1 m,深度 30 m,泥浆重度为 12 kN/m³,模拟施工引起垂直槽段方向的地表沉降值与 7~11 幅地连墙的监测值如图 5 所示。计算得到的地表沉降变形曲线与现场监测得到的数据基本吻合,地表沉降整体曲线呈现出倒三角形,在一定范围内,地表沉降值随着距槽段距离的增加而增加,直到

距槽段 6.5 m 左右时,地表沉降值达到最大值约为 5.1 mm;随后,地表沉降随着距槽段距离的增加而迅速减小,在距槽 15 m 范围内,地表沉降由 5.1 mm 降至 1 mm 范围内;水平距离大于 17 m 时地表会产生轻微隆起。

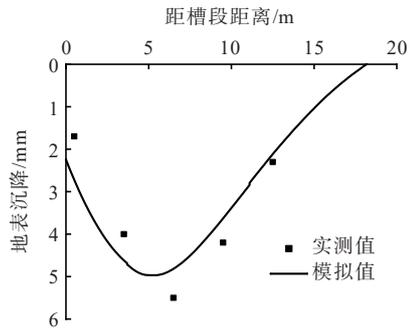


图 5 成槽开挖引起地表沉降

3.2 槽壁加固对变形影响分析

图 6 为槽壁加固区土体位移变形曲线计算结果。

由图 6 可知:有槽壁加固的工况中,加固宽度为 2 m,深度为 25 m。有槽壁加固区的工况中槽壁侧向变形表现出随着深度先增加后减小的趋势,槽壁土体水平位移最大值为 13.1 mm,出现在深度 12 m 左右,约为槽深的 1/3,显著大于地表附近处的水平位移;不设槽壁加固的工况中,其槽壁侧向变形趋势与设槽壁加固区的大致相同,侧向位移最大值约为 113.5 mm,最大侧向位移值同样出现在深度 12 m 左右,但其远大于设槽壁加固区的工况中的侧向位移最大值,约为其 9 倍。在不设槽壁加固的工况中还会出现明显的挤压向土体方向的水平位移,主要集中在中部和槽底处,这种反向位移的现象是在泥浆压力的挤压下产生的。图 6(b)、(c)为槽段周边地表沉降变形,垂直槽段方向,不设槽壁加固时,最大地表沉降为 19.8 mm,而设槽壁加固后的

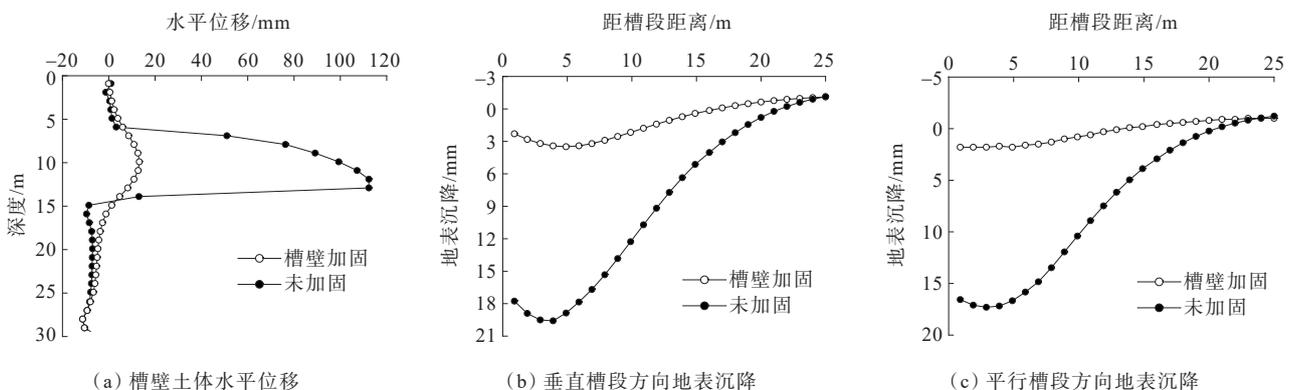


图 6 槽壁加固对土体变形影响

最大地表沉降只有 3.5 mm,约为前者的 18%;设槽壁加固与不设槽壁加固相比,由于注浆加固改变了槽段周围土体的刚度,产生最大地表沉降的位置出现延后性;地表沉降都表现出随着距槽段距离的增加先增加后减小的趋势,在距槽段 20 m 左右时趋近于 0,即呈现出三角形变形规律。平行于槽段方向上,由于 0~4 m 范围内为导墙,地表沉降变化率并不大,但超出导墙范围后,地表沉降迅速增加,达到最大值后随着距离槽段距离的增加,地表沉降缓慢减小;平行槽段方向槽壁加固时的最大地表沉降约为不设槽壁加固的 11%。

3.3 槽段宽度对变形影响分析

图 7 为不同槽段宽度槽壁土体的位移变形曲线,槽段宽度分别为 4 m、5 m、6 m。

如图 7(a) 所示,对比不同槽段宽度对槽壁土体侧向位移的影响,槽壁侧向变形呈现随着深度先增加后减小的趋势,且当深度大于 15 m 时,会出现明显的反向位移。最大侧向位移出现在深度 12 m 左右,约为槽深的 1/3,在深度小于 15 m 的范围内,侧向位移随着槽段宽度的增加而增加;最大水平位移值分

别为 13.1 mm、14.6 mm、15.9 mm,相互之间差距较小,说明槽段宽度对控制槽壁土体侧向位移效果不明显。地表沉降变形如图 7(b)、(c) 所示,垂直于槽段方向上,不同槽段宽度对控制地表沉降有着较明显的效果,槽段宽度为 6 m 的最大地表沉降为 6.5 mm,而槽段宽度为 4 m 的最大地表沉降只有 3.5 mm;地表沉降都表现出随着距槽段距离的增加先增加后减小的趋势,在距槽段 20~25 m 范围内趋近于 0,当槽段宽度为 6 m 时,在 15~20 m 范围内,地表沉降就已趋近于 0。

3.4 抛石层参数对变形影响分析

图 8 为不同抛石层参数时土体的位移变形曲线。抛石层参数即为表 3 土层物理力学参数中的填石层,在抛石层中随着抛石的含量增加或减少,抛石层整体的变形模量从而提高或降低。在模拟中,通过控制体积模量与剪切模量分析抛石层变形模量低、抛石层实际变形模量、抛石层变形模量高 3 种情况,其中抛石层变形模量低时的体积模量与剪切模量为实际抛石层的一半,抛石层变形模量高时的体积模量与剪切模量为实际抛石层的 1.5 倍。槽壁土体水平

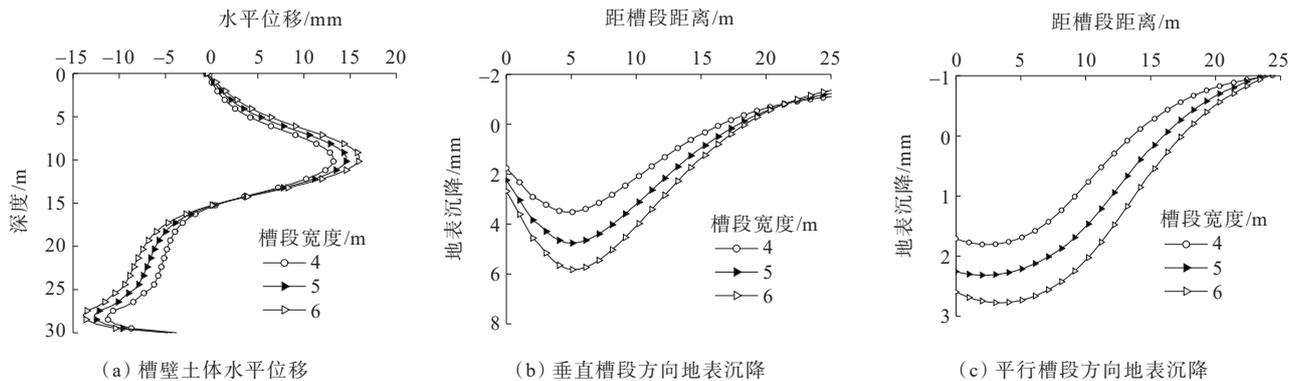


图 7 槽段宽度对土体变形影响

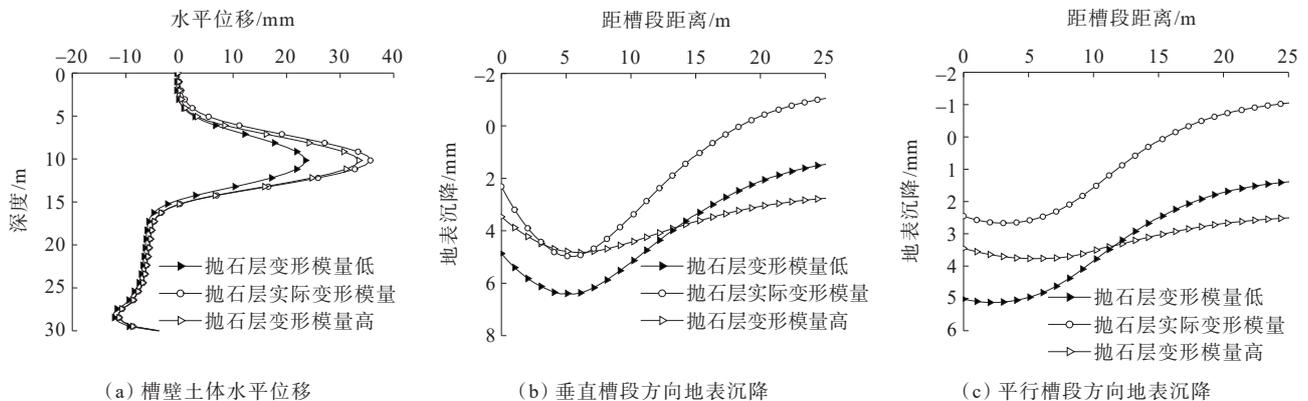


图 8 抛石层参数对土体变形影响

位移如图 8(a)所示,抛石层变形模量最低时,其水平位移也最小,即槽壁更稳定,其最大水平位移值为 22 mm,约为实际抛石层模量对应水平位移的 59%;抛石层取实际变形模量与变形模量调高时的槽壁土体侧向位移曲线基本重合,说明随着抛石层变形模量提高到一定程度时,其对槽壁稳定性的影响趋近于一个定值。不同抛石参数下地表沉降曲线如图 8(b)、(c)所示,抛石层变形模量不变时,其地表总体沉降最小,无论抛石层变形模量增加或减少,其地表沉降均增加。抛石变形模量较高时,其沉降变化较稳定,除在距槽段 5 m 左右时,其地表沉降值普遍大于中抛石硬度的地层;抛石变形模量最低时,其地表沉降值是最大的,按实际抛石层变形模量取值时的最大地表沉降值为 4.3 mm,是抛石层变形模量低时最大地表沉降值(6.2 mm)的 69%。

3.5 泥浆重度对变形影响分析

图 9 为不同护壁泥浆重度时土体的位移变形曲线,护壁泥浆的重度分别为 10 kN/m^3 、 11 kN/m^3 、 12 kN/m^3 、 13 kN/m^3 。图 9(a)中不同泥浆重度的工况中槽壁侧向变形随着深度的增加表现出先增加后减小的趋势,最大侧向位移出现在深度 12 m 左右,约为槽深的 1/3;在 0~15 m 范围内,槽壁土体水平位移值随泥浆重度的减小而增加,泥浆重度为 10 kN/m^3 时,最大侧向水平位移值为 30.0 mm,泥浆重度为 13 kN/m^3 时,其最大侧向水平位移值为 7.4 mm,后者只有前者的 25%;但对于反向位移值,其变化趋势却相反,在 15~30 m 范围内,泥浆重度越大的其反向位移值越大,泥浆重度越小的其反向位移越小,泥浆重度为 10 kN/m^3 时,最大反向水平位移值为 2.3 mm,而对于泥浆重度为 13 kN/m^3 ,其最大反向水平位移值可达到 16.1 mm,前者只有后者的 14%,所

以泥浆重度为 10 kN/m^3 和 13 kN/m^3 时对于槽壁稳定的控制都是不利的。如图 9(b)所示,泥浆重度对地表沉降影响显著,地表沉降值都表现出随着距槽段距离的增大先增加后减小的趋势,在距槽段 25 m 左右时趋近于 0。在距槽段 0~3 m 的范围内,泥浆重度越大地表沉降值也越大,在距槽段 3~25 m 的范围内,随着泥浆重度的增加,其地表沉降值减小;泥浆重度为 10 kN/m^3 时,最大地表沉降值为 6.4 mm,泥浆重度为 13 kN/m^3 时,最大地表沉降值为 2.4 mm,后者占前者的 37%。泥浆重度对于槽壁侧向变形的控制效果比对地表沉降的控制效果更为显著。在图 9(c)不同泥浆重度的工况中,其地表沉降的变化趋势大致相同,但当泥浆重度为 10 kN/m^3 时,其地表沉降在 0~5 m 范围内明显小于其他泥浆重度,在距槽段起始 5 m 时,其地表沉降迅速增加,即超出导墙范围后,地表沉降曲线才开始明显变化,这是由于导墙刚度相对于周边地层更大导致。

3.6 泥浆配合比对变形影响分析

图 10(a)为 3 种不同注浆加固方案下的土体水平位移曲线。由图 10(a)可知:其最大水平位移值由大到小依次为:全砂浆注浆、全双液浆注浆、砂浆与双液浆共同注浆,即砂浆与双液浆共同注浆对槽壁稳定最有利;对比不同注浆时槽壁土体侧向位移曲线,土体水平位移都有随着深度先增加后减小的趋势,整体呈现出“倒 S 形”曲线形态;不同注浆方案的侧向变形差距较小,说明注浆材料对槽壁土体水平位移控制效果不明显。不同注浆方案地表沉降曲线如图 10(b)、(c)所示,全砂浆注浆方案地表沉降值最大,全双液浆注浆和砂浆与双液浆共同注浆的工况中地表沉降曲线基本重合。综合比较采用砂浆与双液浆共同注浆加固的方案有利于减少周边土体位移。

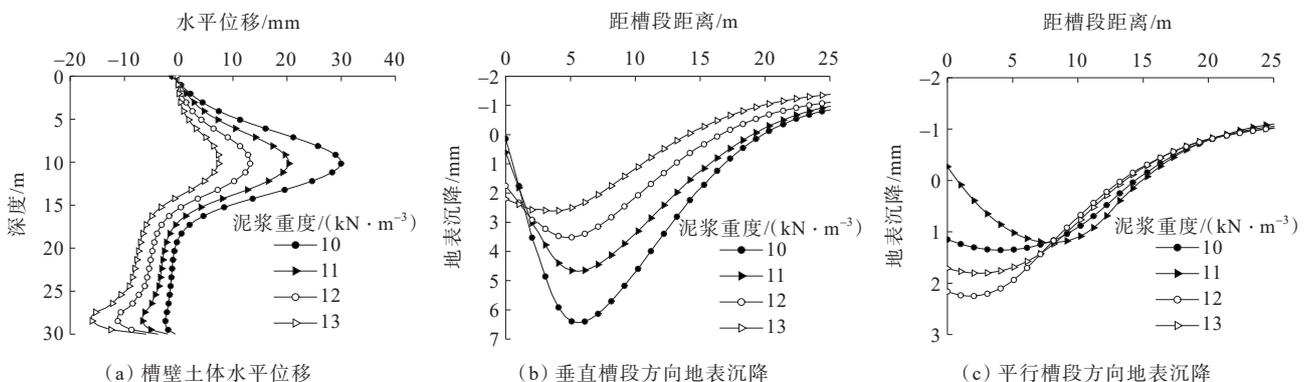


图 9 泥浆重度对土体变形影响

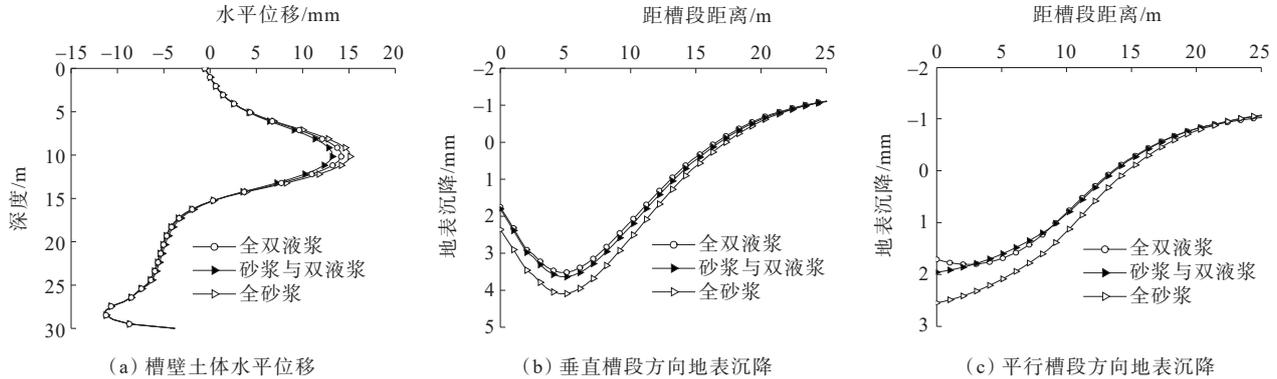


图10 泥浆配合比对土体变形影响

4 结论

本研究以深圳妈湾跨海通道工程为依托,研究抛石填海区地连墙泥浆护壁成槽施工过程对周围地层变形影响,通过数值计算结果,结合工程现场地层沉降监测数据,分析了槽段开挖宽度、加固范围与注浆参数、泥浆参数、抛石硬度对地连墙施工过程周围地层变形影响,得出以下结论:

(1) 槽壁土体侧向位移最大值出现在槽段深度的 $1/3\sim 1/2$ 处,槽壁土体的水平位移随深度的增加呈现出“倒S形”形态,这种反向位移的现象是在泥浆压力的挤压下产生的。

(2) 在距槽段7 m范围内,地表沉降值随着距槽段距离的增加而增加,超出这个范围后地表沉降值慢慢减小,在距槽段20 m左右时趋于0。

(3) 在能够减小地连墙成槽施工对地层扰动的影响因素中,对槽壁周边地层进行注浆加固是最有效的,且砂浆与双液浆共同注浆相对于单一浆液注浆更有利于槽壁稳定;单幅槽段宽度越小,稳定性越好;泥浆重度为 12 kN/m^3 时,其侧向水平位移与反向位移的均值最小,对控制槽壁土体侧向变形最有利;抛石层自身变形模量较小即抛石含量降低时有利于槽壁稳定,但周边地层沉降会增大。

参考文献:

- [1] DING Y C, WANG J H. Numerical modeling of ground response during diaphragm wall construction[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University (Science), 2008, 13(4): 385-390.
- [2] 丁勇春,程泽坤,王建华,等.地下连续墙施工力学性状数值分析[J].岩土工程学报,2012,34(S1):87-92.
- [3] 秦会来,李峰,郭院成.超深地连墙槽段施工的三维数值分析[J].岩土工程学报,2013,35(S2):335-340.
- [4] COMODROMOS E M, PAPADOPOULOU M C, KONSTANTINIDIS G K. Effects from diaphragm wall installation to surrounding soil and adjacent buildings[J]. Computers and Geotechnics, 2013, 53: 106-121.
- [5] 李慕涵.超深地下连续墙成槽施工过程三维数值分析[J].地下空间与工程学报,2016,12(S1):296-301.
- [6] 朱宁,周洋,刘维,等.苏州粉土地层地连墙施工对地层扰动影响研究[J].岩土力学,2018,39(S1):529-536.
- [7] LIU W, SHI P X, CAI G Q, et al. Seepage on local stability of slurry trench in deep excavation of diaphragm wall construction[J]. Computers and Geotechnics, 2021, 129: 103878.
- [8] QIN C B. Determination of slurry density required for stability of slurry-supported trenches excavated in partially submerged soils[J]. Computers and Geotechnics, 2019, 116: 103212.
- [9] LEI G H, SUN H S, NG C W W. An approximate analytical solution for calculating ground surface settlements due to diaphragm walling[J]. Computers and Geotechnics, 2014, 61: 108-115.
- [10] 徐永刚,魏子龙,周冠南,等.地下连续墙成槽施工参数对槽壁稳定的影响研究[J].岩石力学与工程学报,2011,30(S2):3464-3470.
- [11] 欧明喜,戴志峰,陈颖辉,等.地下连续墙黏性土夹砂层槽壁稳定性分析[J].防灾减灾工程学报,2020,40(4):537-542.
- [12] 夏元友,裴尧尧,王震,等.地下连续墙施工影响应力重分布的数值模拟[J].岩土力学,2012,33(11):3433-3438.
- [13] 樊金,王鹰,王贤能.深圳填海区基坑支护技术特点及现状[J].地下空间与工程学报,2015,11(S2):661-665,725.
- [14] 许宏发,耿汉生,李朝甫,等.破碎岩体注浆加固强度估计[J].岩土工程学报,2013,35(11):2018-2022.
- [15] LINGS M L, NG C W W, NASH D F T, et al. The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 1994, 107(3): 163-172.