

DOI: 10.16285/j.rsm.2021.1138

超深地连墙槽壁侧压力演变模式 及其施工扰动分析

乔亚飞^{1,2}, 唐 洁^{1,2}, 顾 贇³, 丁文其^{1,2}

(1. 同济大学 土木工程学院 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;
3. 上海城投水务工程项目管理公司, 上海 200002)

摘 要: 地连墙施工扰动的精细分析对预测基坑开挖的环境影响十分重要, 尤其是超深基坑。因此, 收集分析了某 102 m 超深地连墙施工过程中的泥浆压力和混凝土压力现场实测数据, 总结了槽壁侧压力的演变规律和竖向分布模式, 提出了混凝土浇筑过程中槽壁侧压力的三折线模型并验证。三折线模型可以再现槽壁侧压力先增大后减小的趋势, 并可退化为双折线模型。最后采用三折线模型建立了精细化数值模型, 模拟了百米地连墙的成槽开挖及混凝土浇筑过程, 分析了连续墙施工对槽段周围土体应力与变形的影响, 并将计算结果与双折线模型结果进行了对比。结果表明: 超深地下连续墙施工会引起周围土体的应力重分布, 其影响范围在沿槽段方向为 1.6 倍槽段长度, 在垂直槽段方向为 4.3 倍槽段长度; 土体应力重分布有沿竖向和水平向传递两种机制, 且以水平向传递为主。在上海软土地区, 地下连续墙混凝土的浇筑会对槽壁产生挤压作用, 引起槽段体积增大, 进而导致混凝土浇筑量的增大。

关 键 词: 超深地连墙; 槽壁侧压力; 现场监测; 数值分析; 施工扰动

中图分类号: TU 47

文献标识码: A

文章编号: 1000—7598 (2022) 04—1083—11

Evolution mode of lateral pressure on the trench wall and disturbance analysis during construction of super-deep diaphragm wall

QIAO Ya-fei^{1,2}, TANG Jie^{1,2}, GU Yun³, DING Wen-qi^{1,2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;
2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;
3. Engineering Project Management Company, Shanghai Chengtou Water Group, Shanghai 200002, China)

Abstract: The detailed analysis of disturbance induced by diaphragm wall construction plays an important role in predicting the environmental influence of deep excavations, especially the super-deep excavation. Therefore, this paper collected and analyzed the field data of slurry pressure and concrete pressure during the construction of a 102 m super-deep diaphragm wall. The evolution law and vertical distribution mode of the lateral pressure on the trench wall during the construction were summarized, followed by a new proposed tri-line model of lateral pressure on the trench wall and its validation. The proposed tri-line model can well capture the first increase and then decrease trend of the lateral pressure on the trench, and it can return to the classic bi-line model. Finally, the fine numerical simulation of the construction process of a 102 m diaphragm wall, including the trenching and concreting, was performed adopting both the tri-line model and bi-line model. The stress state and deformation of soils around the trench were analyzed and compared. The results revealed that the construction of super-deep diaphragm walls can lead to the stress redistribution of adjacent soil. The effect zone is about $1.6D$ (D is the panel length) along the panel direction and about $4.3D$ perpendicular to the panel. The stress redistribution is controlled by vertical and horizontal transfer mechanisms, and the horizontal transfer mechanism dominates. In Shanghai soft soil area, the concreting would compress the trench wall and increase the trench volume, causing the increase of concrete volume.

Keywords: super-deep diaphragm wall; lateral pressure on the trench; field monitoring; numerical simulation; construction disturbance

收稿日期: 2021-07-25

修回日期: 2021-09-18

基金项目: 国家自然科学基金重大项目 (No. 520900083); 上海市晨光计划 (No. 20CG26); 上海市苏州河深隧项目横向课题。

This work was supported by the Major Research Plan of National Natural Science Foundation of China (52090083), the Shanghai Chenguang Program (20CG26) and the Consulting Project on Shanghai Deep Tunnel Project.

第一作者简介: 乔亚飞, 男, 1990 年生, 博士, 助理研究员, 主要从事岩土力学及隧道工程方面的科研工作。E-mail: yafei.qiao@tongji.edu.cn

通讯作者: 丁文其, 男, 1969 年生, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事隧道及地下工程的教学与科研工作。E-mail: Dingwq@tongji.edu.cn

1 引言

地连墙广泛应用于城市深基坑中,并在软土地区 30 m 以上深基坑中具有明显优势。地连墙施工包括泥浆护壁成槽、制作和下放钢筋笼以及混凝土浇筑。在成槽过程中,泥浆压力一般小于或等于初始侧向土体应力,造成土体卸荷;而在混凝土浇筑阶段,槽壁支护力增大,则对土体产生加载^[1]。地连墙施工后,其周围土体应力发生了重分布,考虑土体的非线性力学特性和应力路径依赖性,会改变后续开挖阶段对周边环境的影响以及自身结构的安全分析。因此,清楚认知地连墙施工对周边土体的扰动规律,对精细分析和准确预报深基坑的环境影响和安全状态十分重要。

通过现场监测数据分析、数值模拟和理论解析,很多学者研究并总结了地连墙施工的影响机制和规律。在现场实测方面,Lings 等^[2]通过 3 个工程实测数据总结了地连墙施工过程中槽壁压力的分布规律;Poh 等^[3]基于新加坡 4 个工程案例分析了施工工艺、土性和槽段尺度对地连墙施工扰动的影响;Thorley 等^[4]整理了香港地区地连墙施工扰动的实测数据,指出地连墙的施工扰动对后续基坑开挖引起变形的影响不可忽略。Powrie 等^[5]利用离心机试验研究了地连墙施工对周边土体的影响规律,并分析了水位、槽段尺度的影响。总之,现场实测和室内试验均表明,地连墙施工会改变周边土体的应力状态并引起一定的变形,进而影响后续基坑开挖的扰动程度。

在数值模拟方面,常采用两种方法考虑地连墙施工扰动的影响。第 1 种方法通过降低槽壁处土体的侧压力系数来等效考虑地连墙施工效应^[6];这种方法虽能反映地连墙施工引起的土体变形,却不能反映周边土体的应力路径变化^[7-8],进而导致后续基坑开挖阶段的计算偏差。第 2 种方法是精细模拟方法,考虑泥浆护壁成槽和混凝土浇筑过程的压力演变,可以较真实地再现土体的应力扰动过程^[7-8]。第 2 种方法的分析精度依赖于槽壁侧压力的分布和演变。在泥浆护壁阶段,公认采用静水压力分布;在混凝土浇筑阶段,Gunn 等^[9]首先提出了静水压力分布模型,而后 Lings 等^[2]基于监测数据构建了双折线压力分布模型并被广泛推广^[10-13]。采用双折线模型,很多学者通过二维或三维有限元分析总结了土性、槽段尺寸、施工顺序等对地连墙施工扰动的影响^[11-13],认为地连墙施工的精细模拟是基坑变形精细化分析的必要步骤。

但双折线模型的构建没有考虑混凝土硬化导致侧压力下降的过程,这会改变槽壁侧压力的分布模式和大小。因此,基于双折线模型的数值分析也不能考虑混凝土硬化导致侧压力下降的影响。另外,双折线模型是基于成槽深度小于 30 m 地连墙的监测数据建立的,其在成槽深度更深(超过 50 m)地连墙中的适用性还需进一步验证。

因此,基于上海某一超深地连墙施工过程中侧压力监测结果的分析,本文旨在构建适合超深地连墙的槽壁侧压力演变模式和计算方法,并据此计算分析超深地连墙施工扰动的时空分布规律,以期为后续超深地连墙的施工控制和基坑开挖提供技术和方法支撑。

2 依托工程地连墙概况

上海某深层隧道工程竖井开挖深度约 60 m,采用 1.5 m 厚的地下连续墙作为围护结构。地连墙采用铣槽机进行施工,接头为套铣接头。地连墙成槽深度 102 m,为上海软土地区最深的地下连续墙之一。李耀良等^[14]针对铣槽机施工百米超深地连墙的施工技术进行了总结陈述,在此不再赘述。在成槽过程中采用含膨润土的泥浆进行护壁,经施工检测可知,泥浆的 pH 值在 8~9 之间,平均重度为 10.1 kN/m³。

由于该竖井的开挖深度突破了原有上海最深基坑深度,在施工过程中布置了众多科研监测装置以实时掌握基坑的安全状态,并揭示其变形和荷载模式。其中,为了探明超深基坑土压力的分布模式,在一幅地连墙中采用气顶法在不同深度埋设了 14 个土压力传感器,如图 1 所示。气顶法是指借助气压千斤顶将埋设到预定深度的土压力计顶入土体中的一项新技术;该技术可以保障槽壁塌孔时土压力计与土体接触,避免传统挂布法安装的缺陷。

压力计采用振弦式传感器,且数据自动化采集。在压力计安装后校核读数并采集初始数据;在钢筋笼下放前再次采集读数作为参考值,避免埋设后现场扰动带来的误差。钢筋笼下放完成后,采集一次读数;此时土压力计淹没在浆液中,压力计读数即为埋设位置的泥浆压力。然后,控制顶出气压将压力计顶入土体中,并锁定千斤顶中的气压。完成后,混凝土开始浇筑;在此过程中,压力计的采集频率为 1 次/5 min,以保证实时监测混凝土浇筑导致的压力变化。混凝土浇筑完成后,保持上述监测频率 24 h 后(混凝土初凝)降低监测频率,并在浇筑后 15 d 停止自动化采集。

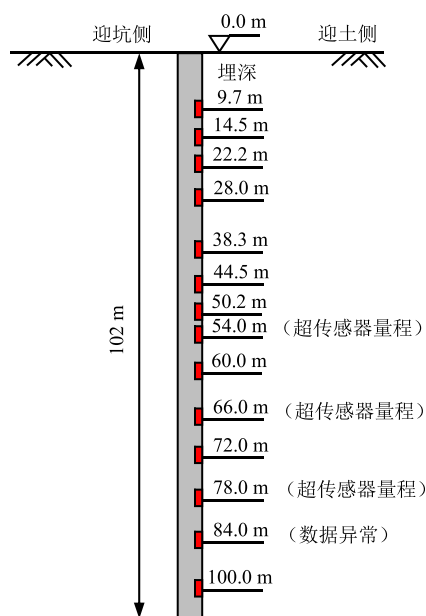


图1 地下连续墙压力计竖向布置示意图

Fig.1 Schematic illustration of the pressure cell location in the diaphragm wall

由于受施工现场扰动和不确定因素影响,埋深54.0、66.0、78.0 m处的土压力计读数超过了其最大量程的1.1倍,84.0 m处土压力计出现了异常读数,故认为其读数不可靠,在后续分析中不考虑对应深度的监测数据。

3 超深地连墙槽壁压力的分布模式

基于压力计的监测数据,本节分析了超深地连墙施工过程中泥浆压力、混凝土压力的演变和分布规律,并修正了Ng等^[8]提出的经典双折线模型。

3.1 泥浆压力分布模式

图2汇总了混凝土浇筑前泥浆压力的监测结果。泥浆压力沿深度方向呈线性分布,且斜率近似等于泥浆的重度 10.1 kN/m^3 。因此,泥浆压力在地连墙槽段中呈静水压力分布;此阶段,槽壁所受的侧压力 p 可采用下式计算,

$$p = \gamma_s z \quad (1)$$

式中: γ_s 为泥浆重度; z 为液面以下埋深。

3.2 混凝土压力演变规律与分布模式

混凝土浇筑过程中,不同深度处压力计数据随时间的演变规律类似,故仅选取埋深9.7 m(浅部)、60 m(中部)和100 m(深部)3处的监测结果进行详细分析,如图3所示。

埋深100 m处混凝土压力在浇筑开始后就出现增大趋势,约在105 min后达到最大值,后因混凝土的初凝等出现下降趋势,最后保持基本不变。埋

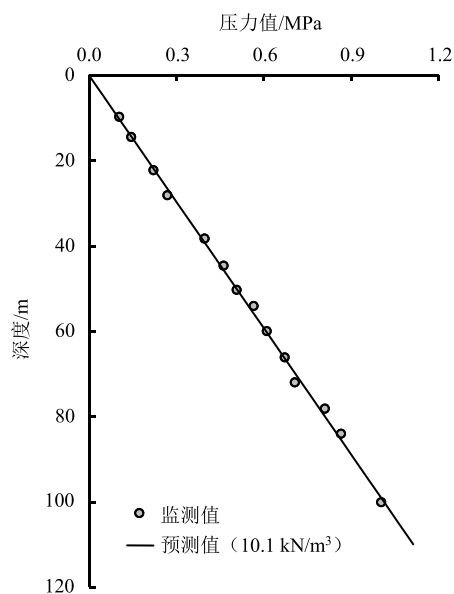


图2 泥浆压力监测结果

Fig.2 Monitoring results of slurry pressure

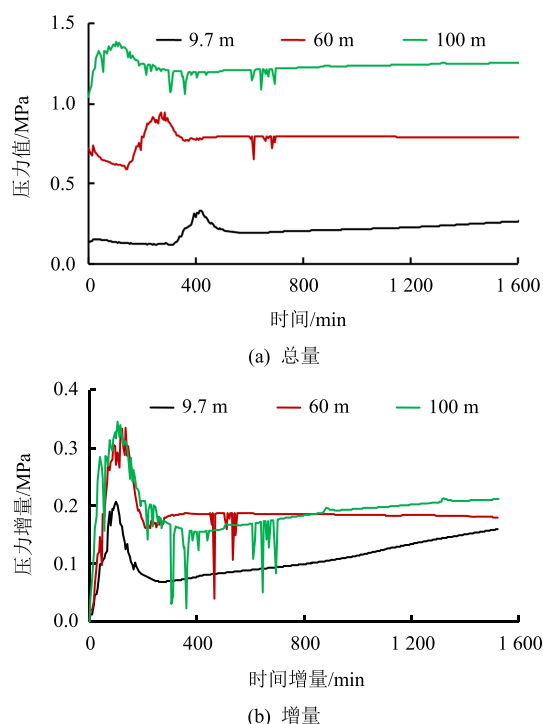


图3 混凝土压力随时间的演变规律

Fig.3 Evolution of concrete pressure with time

深60 m和9.7 m处的混凝土压力也均出现了先增大后减小再保持不变的演变规律,但混凝土压力开始增大的时刻不同。埋深60 m处压力在150 min时开始增大,而埋深9.7 m处压力在350 min时开始增大。上述差异与混凝土液面的上升速度有关,当液面达到监测位置时,压力开始增大。现场统计分析得知混凝土的液面上升速度为 15.43 m/h ,据此可知液面从埋深60 m上升到埋深9.7 m需要约196 min,

这与两者压力开始上升的时间差 200 min 基本一致。

为进一步分析混凝土压力上升和下降阶段的规律,以液面到达监测位置的时间为零点,并以此时的混凝土压力为参考压力计算压力增量,可对比分析不同深度处压力演变的异同(见图 3(b))。埋深 60 m 与 100 m 处的混凝土压力演变规律基本一致,包括增长速率、最大增量(约 0.34 MPa)以及后续的下降规律。这表明不同深度处混凝土在浇筑过程中发生了相同的物理过程而表现出一致的变化规律。埋深 100 m 处压力后期出现的上升趋势可能与该处的温度较高有关。埋深 9.7 m 处的混凝土压力也表现了类似趋势(增长速率和下降速率几乎一致),但其最大增幅却小于埋深 60 m 和 100 m 处的监测值。这是因为浇筑完成时,液面距离监测点的距离仅 9.7 m,小于液态混凝土有效影响高度(26 m,见后续分析)。

定义峰值最大增量为浇筑过程中混凝土最大压力与初始泥浆压力的差值,浇筑完成时降幅为混凝土最大压力与浇筑完成时混凝土压力的差值。统计不同深度处峰值最大增量和浇筑完成时降幅,如图 4(a)所示。在深度不大于 28 m 时,峰值最大增量和浇筑完成时降幅的离散性较大,但峰值最大增量整体呈增加趋势,而浇筑完成时降幅在较小值波动;当深度大于 28 m 时,峰值最大增量基本为定值,在 0.36 MPa 上下波动;当深度大于 40 m 时,浇筑完成时降幅基本为定值,在 0.15 MPa 上下波动。

图 4(b)绘制了浇筑过程中混凝土压力最大值沿深度的分布规律以及浇筑完成时的混凝土压力值。由图可知,在深度小于 28 m 时,混凝土的最大压力和浇筑完成后的压力几乎相等,且沿深度呈线性分布,斜率等于混凝土的重度 24 kN/m^3 。当深度大于 28 m 时,浇筑过程中的最大压力亦沿深度近似呈线性分布,斜率近似等于泥浆的重度 10.1 kN/m^3 ,这与双折线模型(式(2))一致。

$$\left. \begin{aligned} p &= \gamma_c z & z &\leq h_{\text{crl}} \\ p &= \gamma_s z + (\gamma_c - \gamma_s) h_{\text{crl}} & z &> h_{\text{crl}} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中: γ_c 为混凝土重度; h_{crl} 为混凝土有效影响高度。

双折线模型描述的是混凝土浇筑完成时槽壁侧压力的分布,是某一时刻的压力分布;但图 4(b)中圆点标识的却是浇筑过程中该深度监测值的最大值,而非同一时刻的监测结果,这与双折线模型假定不一致。由于混凝土的初凝硬化,混凝土压力在

浇筑过程中出现了明显的下降段(见图 3),故混凝土浇筑完成时的压力监测结果(方形标识)明显小于双折线模型的预测结果(见图 4(b))。两者的差值在 28 m 开始出现,且随深度逐渐增大,在 40 m 左右达到最大值后基本保持在 0.15 MPa 左右(见图 4)。考虑监测点的竖向离散布设,28 m 和 40 m 只近似表征对应的临界深度,其具体数值需通过统计拟合得到。

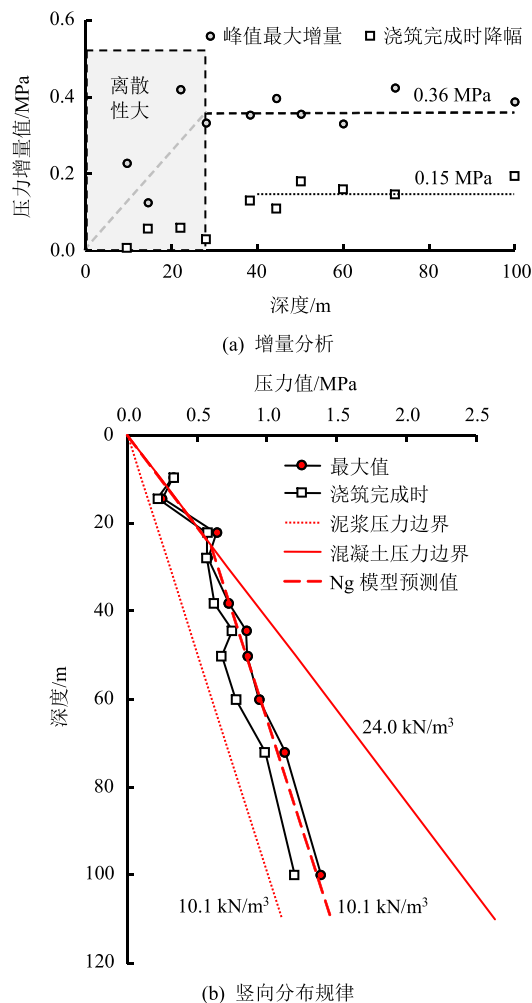


图 4 混凝土最大压力与浇筑完成时压力
Fig.4 Maximum value and end value of concrete pressure during concreting

图 5 绘制了典型液面高度(液面埋深 102 m、70.7 m、30.7 m 和浇筑完成时 0 m)下压力监测值沿深度的分布趋势。当混凝土未浇筑时,压力监测值为泥浆压力,与式(1)计算结果基本吻合;当液面埋深为 70.7 m 时,0~60 m 处的压力值保持不变,72 m 和 100 m 的压力值出现增大,且压力值沿深度呈线性分布,斜率近似等于混凝土重度;当液面埋深为 30.7 m 时,0~28 m 处的压力值保持不变,38.3~72 m 处的压力出现了增大,100 m 处的压力

出现了减小, 其沿深度方向上呈折线分布; 当浇筑完成时, 0~44.5 m 的压力出现了增大, 50.2~72 m 的压力出现了减小, 而 100 m 处的压力几乎不变。

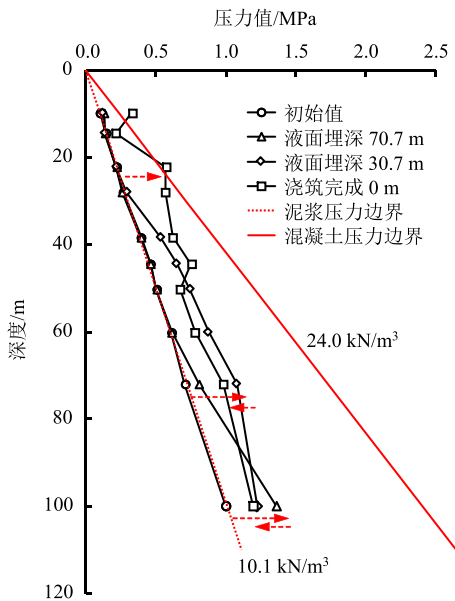


图5 不同浇筑高度下混凝土压力的分布规律
Fig.5 Distribution of concrete pressure at different casting heights

由图5可知, 混凝土浇筑过程中, 某一深度处槽壁压力有3种演变模式, 分别为浅部的增大模式(如22.2 m处), 中部的先增大后减小模式(如38.3 m处)和深部的先增大后减小再保持不变模式(如72 m处)。不同的压力演变模式与混凝土的状态变化有关。当混凝土未初凝时, 其处于流动状态, 槽壁压力随浇筑深度的增大而逐渐增大; 在混凝土开始初凝时, 槽壁压力开始减小, 并在初凝完成时减小至稳定值。由于本工程地连墙成槽深度大, 在浇筑完成时, 混凝土在深度方向上处于3种状态, 即浅部混凝土处于流动状态, 中部混凝土正在发生初凝和深部混凝土初凝已经完成。因此, 槽壁压力沿深度方向上也呈现了三折线分布: 浅部(0~22.2 m)线性增大, 斜率等于混凝土重度; 中部(22.2~38.3 m)几乎保持不变, 斜率等于0; 深部(38.3~100 m)线性增大, 斜率等于泥浆重度。这与双折线模型不一致, 因为双折线模型没有考虑混凝土初凝导致的压力下降。这种下降在地连墙深度较浅时, 影响不大, 可以近似忽略, 但当地墙深度过大时, 这种影响将不容忽略(见图4(b))。因此, 为真实描述超深地连墙槽壁压力的分布, 需修正式(2)。

3.3 槽壁侧压力演变模式与计算模型

基于上述分析和双折线模型, 本文提出了更普适的混凝土浇筑过程中地连墙槽壁侧压力的计算模

型, 具体如下,

$$\left. \begin{aligned} p &= \gamma_c z & z &\leq h_{cr1} \\ p &= \gamma_c h_{cr1} & h_{cr1} < z \leq h_{cr1} + h_{cr2} \\ p &= \gamma_c h_{cr1} + \gamma_s (z - h_{cr1} - h_{cr2}) & z > h_{cr1} + h_{cr2} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: h_{cr2} 为混凝土初凝影响高度, 其大小与混凝土的浇筑速度、混凝土的配合比、黏度和添加剂有关。当 $h_{cr2}=0$ 时, 式(3)会退化为式(2)。

如图6所示, 从浇筑开始到浇筑液面高度小于 h_{cr1} 时, 槽壁侧压力沿深度按照 γ_c 的斜率增大(模式①); 当浇筑液面高度小于 $h_{cr1} + h_{cr2}$ 时, 槽壁侧压力在 0~ h_{cr1} 范围内沿 γ_c 的斜率增大, 而后保持恒定值(模式②); 当浇筑液面高度大于 $h_{cr1} + h_{cr2}$ 时, 槽壁侧压力在 0~ h_{cr1} 范围内沿 γ_c 的斜率增大, 在 $h_{cr1} \sim (h_{cr1} + h_{cr2})$ 范围内保持恒定值, 而后沿 γ_s 的斜率增大(模式③); 当混凝土浇筑完成时, 亦呈三折线分布(模式④)。该模型不同液面高度下的压力最大值沿深度呈线性分布, 斜率为 γ_s (见图6), 这与图4中的监测结果一致。

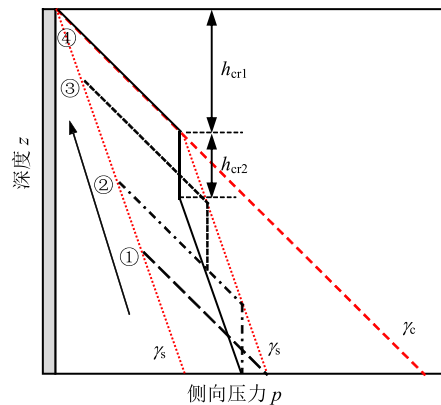


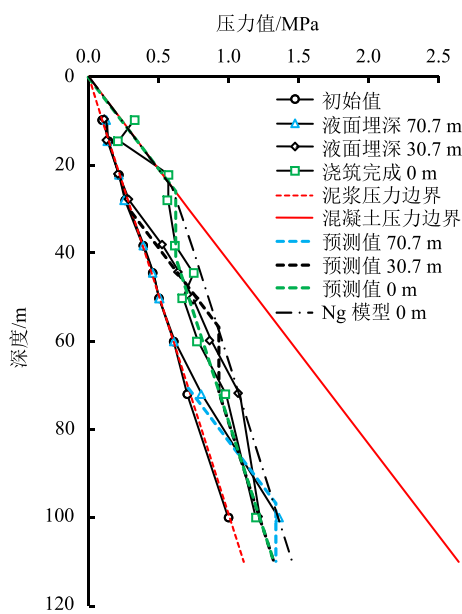
图6 混凝土压力三折线模型及其演变模式
Fig.6 Tri-line model of concrete pressure and its development mode

基于图4(a)的监测统计结果, 可知 $h_{cr1}=26$ m, $h_{cr2}=15$ m。采用式(3)计算混凝土浇筑完成时及不同浇筑深度的槽壁压力, 并与监测结果对比, 如图7(a)所示。三折线模型的计算值与监测结果吻合度较高, 很好地再现了混凝土浇筑过程中槽壁侧压力的演变规律。相比双折线模型, 三折线模型考虑了混凝土初凝等导致压力下降的影响, 能更真实反映槽壁侧压力的演变和分布(见图7)。

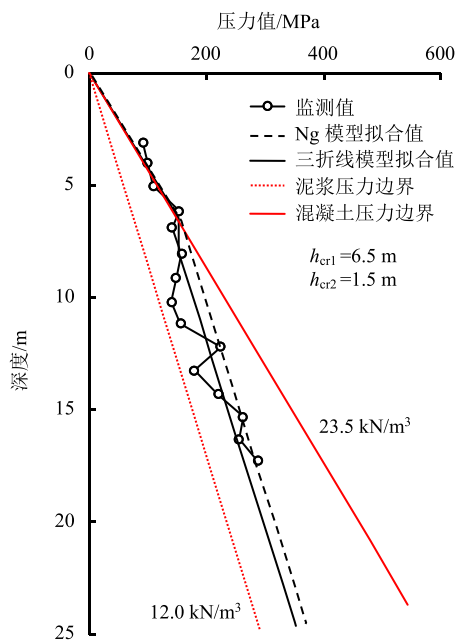
收集整理 Ling 等^[2]发表的监测数据, 并对比分析三折线模型和双折线模型的拟合结果, 如图7(b)所示。整体来讲, 两个模型均能较好地再现混凝土浇筑完成时的槽壁侧压力分布, 但三折线模型更好

地描述了浅部 6~8 m 处槽壁压力几乎相等的趋势,且能够反映槽壁压力先增大后减小的趋势。

基于上述分析,同时借鉴双折线模型中 h_{cr1} 的取值经验,在无实测数据支撑时, h_{cr1} 可取槽段深度的 0.2~0.33 倍; h_{cr2} 为 h_{cr1} 的 0.2~0.6 倍。



(a) 本文数据



(b) Lings 等^[2]的数据

图 7 三折线模型验证

Fig.7 Validation of the tri-line model

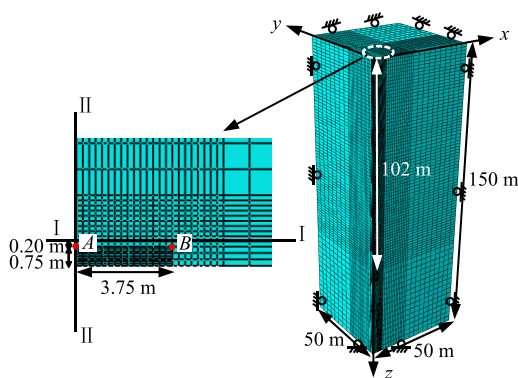
4 超深地连墙施工的扰动规律

本节采用第 3 节提出的三折线槽壁侧压力模型计算了超深地连墙施工的扰动规律,并与双折线模型的计算结果进行了对比分析。

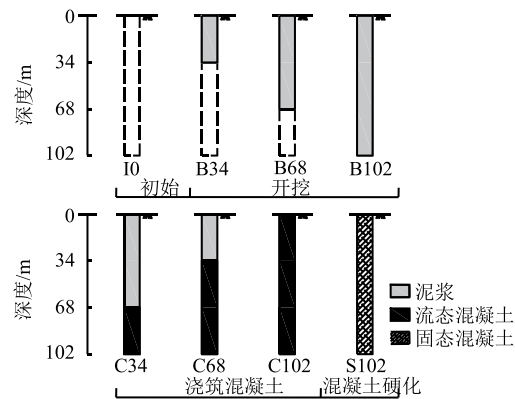
4.1 计算模型与工况

依托工程地连墙的槽段尺寸是 1.5 m×7.5 m×102 m。考虑对称性,仅选取 1/4 槽段进行建模分析。模型的几何尺寸为 50 m×50 m×150 m,模拟槽段的平面尺寸为 0.75 m×3.75 m(见图 8(a))。对称面($y=0, x=0$)及其余侧面仅约束法向位移,底面($z=150$ m)为固定约束,表面($z=0$)为自由面。

施工场地地下水位位于地表下 0.5 m,地连墙施工过程中,槽段内与周边土体的水头压差小,可忽略渗流作用的影响,故计算假定土体为不排水状态。土体采用 Mohr-Coulomb 模型,并将力学参数近似的土层进行了合并处理。模型采用的参数如表 1 所示。其中, γ 为土体重度, E 为弹性模量, ν 为泊松比, c 为黏聚力, ϕ 为内摩擦角。



(a) 数值模型



(b) 模拟过程

图 8 地连墙施工过程模拟

Fig.8 Numerical simulation of the construction of diaphragm wall

表 1 土层力学参数

Table 1 Mechanical parameters of strata

土层名称	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	E/MPa	ν	c/kPa	$\phi/(^\circ)$
①黏质粉土	18.6	45.0	0.37	7	25.0
②粉质黏土夹粉砂	17.9	27.5	0.39	22	22.0
③粉砂夹粉质黏土	19.4	36.0	0.32	7	31.5
④粉质黏土,粉砂互层	18.7	26.0	0.37	30	24.0
⑤粉质黏土夹粉砂	19.1	48.0	0.35	40	27.0
⑥粉质黏土	19.5	55.0	0.36	105	26.0

图 8(b)汇总了地连墙施工的模拟过程,主要包括 8 个过程,分别为初始状态 I0、槽段开挖 34 m (B34)、槽段开挖 68 m (B68)、槽段开挖完成 (B102)、混凝土浇筑 34 m (C34)、混凝土浇筑 68 m (C68)、混凝土浇筑完成 (C102) 和混凝土硬化 S102。槽段开挖阶段,用线性分布的静水压力模拟泥浆护壁,泥浆的重度为 10.1 kN/m^3 , B102 工况的泥浆压力分布如图 2 所示。混凝土浇筑阶段,施加三折线模型计算的混凝土压力,其演变模式如图 6 所示。为了对比分析,同时进行了施加双折线模型的计算。三折线的临界高度 $h_{\text{cr1}}=26 \text{ m}$, $h_{\text{cr2}}=15 \text{ m}$; 双折线模型的临界高度取 26 m ; 混凝土重度为 24.0 kN/m^3 。硬化阶段通过激活槽段内的弹性单元并取消侧压压力来模拟。

为了分析地连墙施工对周边土体的扰动,选取图 8(a)中的 I-I、II-II 两个监测断面以及槽段的中间位置 A 处和角部 B 处进行重点分析。

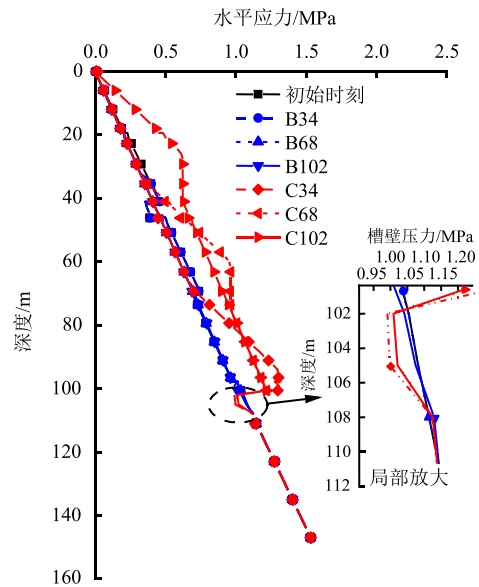
4.2 土体水平应力

图 9 是垂直槽壁方向水平应力 σ_{yy} 随地连墙施工过程的演变规律。在槽段开挖泥浆护壁阶段,土体水平应力 σ_{yy} 基本与初始值相等,仅有 $30 \sim 50 \text{ kPa}$ 的减小,这是因为泥浆产生的侧压压力与初始水平应力基本一致(见图 9),同时也表明该阶段槽壁的稳定性。槽段中间位置 A 与槽段角部 B 的分布基本一致,应力未发生明显的重分布。

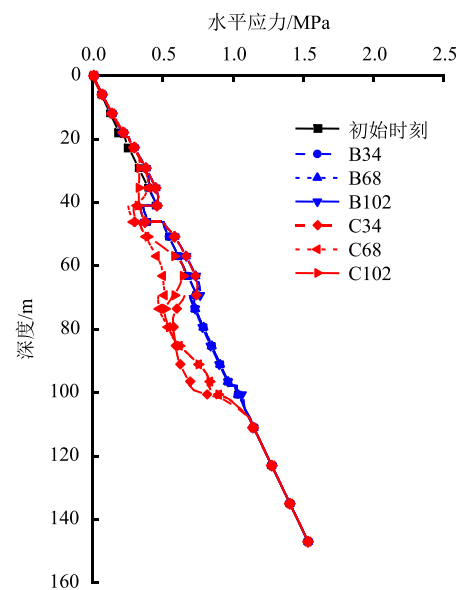
在混凝土浇筑阶段,由于混凝土重度远大于泥浆重度,其产生的侧压力将增大,对槽壁产生挤压。在槽段中间位置(A 处),深度小于 41 m 的土体水平应力 σ_{yy} 随混凝土的浇筑不断增大;深度在 $41 \sim 102 \text{ m}$ 的土体水平应力 σ_{yy} 随浇筑过程出现了先增大后减小至稳定值的趋势。以 60 m 深度为例, σ_{yy} 先由泥浆护壁阶段的 600 kPa 增大至 954 kPa ,后减小至稳定值 814 kPa ;这与图 3(a)所示的监测结果相一致。在地连墙底部 102 m 深度处,相比初始值, σ_{yy} 由增大变为减小趋势,且在 $102 \sim 108 \text{ m}$ 深度范围内均小于初始值;当深度大于 108 m 后 σ_{yy} 恢复到初始应力状态。墙底水平应力的减小说明了水平力的竖向传力机制,即过大的混凝土侧压力导致了墙底部分土体的卸荷,进而引起水平应力的减小。

在槽段角部位置(B 处),土体的水平应力则出现了减小趋势;在深度小于 26 m 时, σ_{yy} 基本保持不变;当深度在 $26 \sim 41 \text{ m}$ 时, σ_{yy} 随混凝土浇筑出现减小趋势;在深度大于 41 m 时, σ_{yy} 随混凝土建筑出现了先减小后增大的趋势。同样以 60 m 深度为例, σ_{yy} 先由泥浆护壁阶段的 703 kPa 减小到

489 kPa ,后增大至稳定值 645 kPa ,这与同等深度 A 处 σ_{yy} 的变化趋势相反,说明在混凝土浇筑阶段 σ_{yy} 发生了明显的应力重分布。具体来讲,过大的混凝土侧压力导致了槽壁角部的卸荷,产生了明显的水平反拱效应。



(a) 中间 A 处



(b) 角部 B 处

图 9 地连墙施工过程水平应力 σ_{yy} 的演变规律
Fig.9 Evolution of σ_{yy} during the construction of diaphragm wall

图 10 对比分析了双折线模型和三折线模型的计算结果。混凝土浇筑完成时,双折线模型计算的 σ_{yy} 在槽段中间 A 处大于三折线模型计算结果,而在槽段角部 B 处小于三折线模型计算结果。这是因为双折线模型假定了更大的混凝土侧压力,进而导致了更严重的水平应力重分布。同时,双折线模型

不能模拟深部土体水平应力先增大后减小的趋势,这也表明了三折线模型的优势。

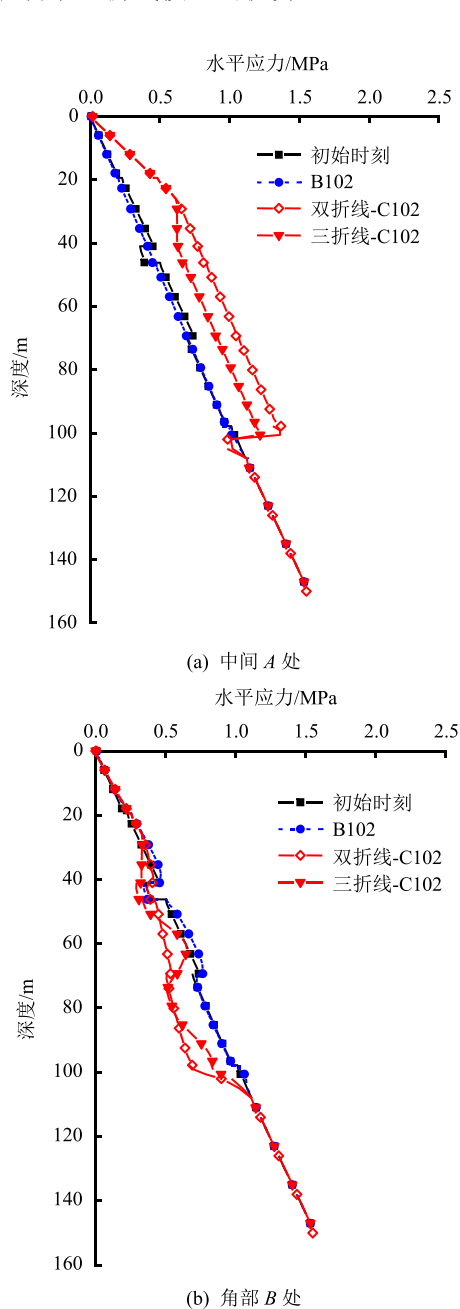


图 10 三折线模型与双折线模型 σ_{yy} 的对比分析
Fig.10 Comparison of σ_{yy} calculated using tri-line model and bi-line model

为进一步表征应力水平方向的传递机制,绘制 I-I 断面处 σ_{yy} 在不同位置的竖向分布规律和在不同深度处的水平分布规律,如图 11 所示。在距离槽段中间 A 处 2.75 m 范围内, σ_{yy} 的竖向分布保持不变,基本与施加的混凝土压力一致;在槽壁角部 B 处, σ_{yy} 减小至初始值附近,并沿竖向波动分布;在距离 A 点 4.25 m 时, σ_{yy} 减小至最小值,而后随着远离槽段逐渐增大;在距离 A 点 15 m 时, σ_{yy} 基本恢复到初始应力水平。这表明地连墙施工沿槽段方向

的影响范围为 11.25 m, 约为 1.6 倍的槽段宽度。

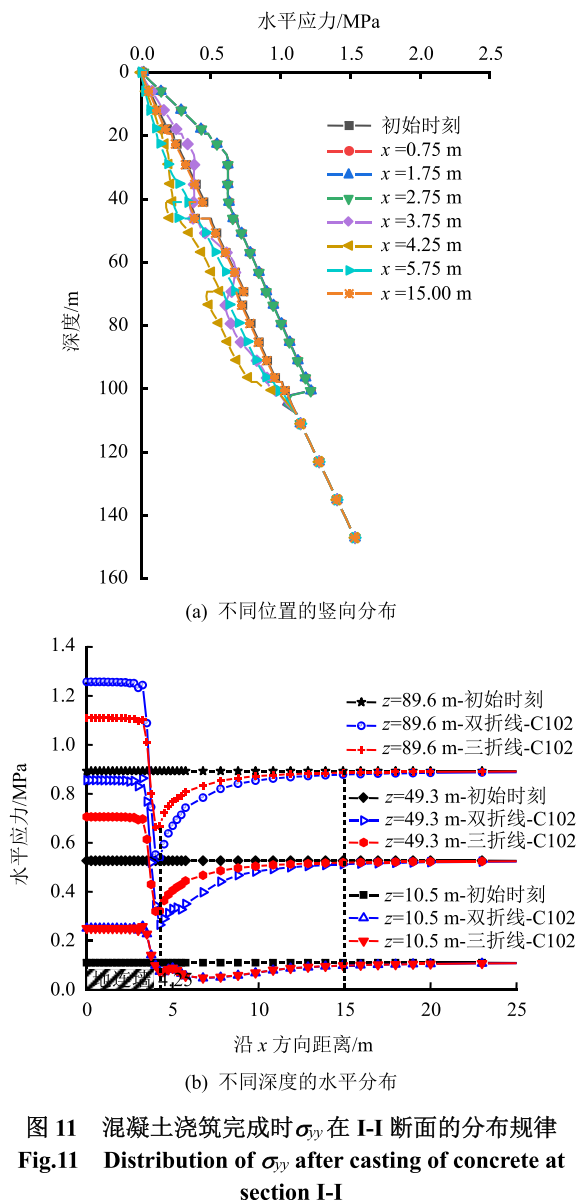


图 11 混凝土浇筑完成时 σ_{yy} 在 I-I 断面的分布规律
Fig.11 Distribution of σ_{yy} after casting of concrete at section I-I

图 11(b)进一步表明了地连墙施工引起的水平应力重分布情况。土体水平应力在槽段开挖泥浆护壁阶段基本没有发生变化,但在混凝土浇筑结束后发生了显著的应力重分布。在深度小于 26 m 时(图 11(b)的 10.5 m), 双折线模型的计算结果与三折线模型一致。当深度大于 26 m 时, 双折线模型的计算结果在槽段范围内大于三折线模型, 在槽段范围外小于三折线模型(见图 11(b))。以深度 89.6 m 为例, 槽段范围内, 双折线模型计算的 σ_{yy} 比三折线模型结果大 140 kPa; 而在槽段外 $x=4.25$ m 处, 双折线模型结果比三折线模型结果小 109 kPa。在 $x=15$ m 处, 不同深度的水平应力基本恢复到初始应力状态。

为揭示地连墙施工在垂直槽段方向的影响, 图

12(a)绘制了混凝土浇筑完成时槽段中间位置 II-II 断面上不同位置 σ_{yy} 的分布规律。在距离槽壁 2.0 m 范围内 ($y \leq 2.75$ m), σ_{yy} 与施加的混凝土侧压力基本相等; 在 $y=6.80$ m 处, σ_{yy} 出现了大幅减小, 且沿竖向也趋于线性分布; 随着远离槽壁, σ_{yy} 逐渐恢复到初始应力水平。以 49.3 m 深度为例, σ_{yy} 随 y 的增大先快速减小, 然后非线性趋于初始值 (见图 12(b)); 双折线模型的计算值大于三折线模型, 但两者的差值随 y 的增大而逐渐减小。在 $y=30$ m 时, 基本恢复到初始应力大小, 这说明地连墙施工在垂直于槽壁方向的影响距离约为 4.3 倍的槽段宽度, 大于沿槽壁方向的影响距离。

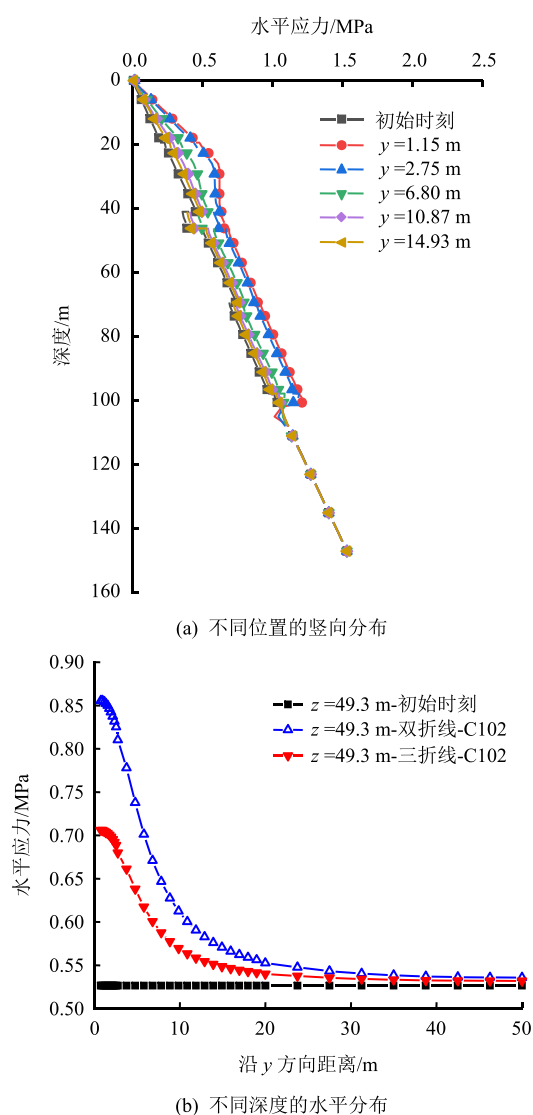


图 12 混凝土浇筑完成后 σ_{yy} 在 II-II 断面的分布规律
Fig.12 Distribution of σ_{yy} after casting of concrete at section II-II

4.3 土体侧移规律

图 13 是槽段中间 A 处、角部 B 处以及典型深度处土体水平侧移的计算结果。槽段开挖完成泥浆

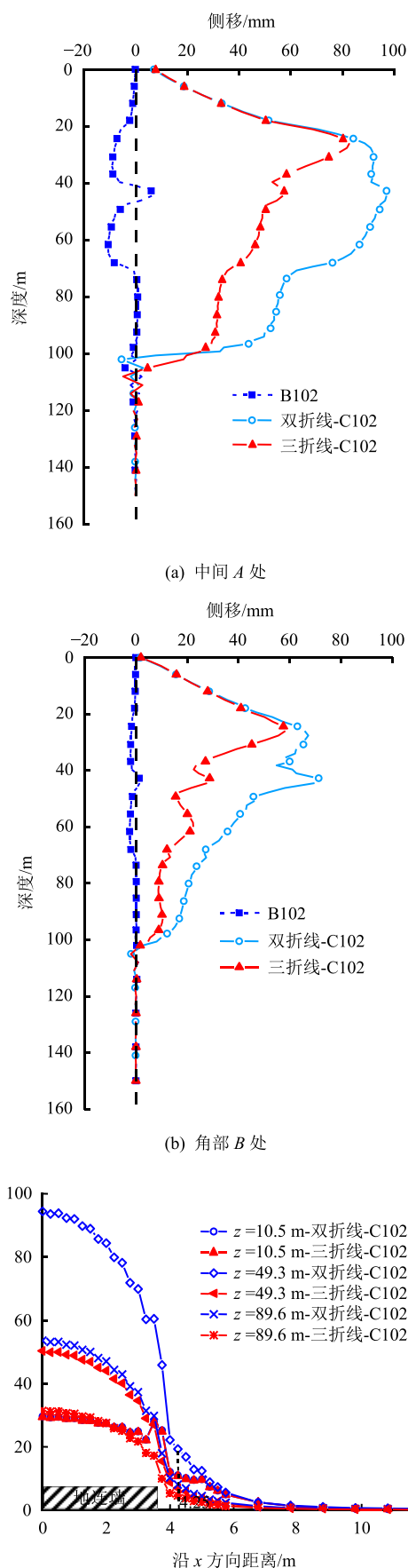


图 13 垂直于槽段方向的侧移规律
Fig.13 Deflection of trench wall perpendicular to panel

护壁阶段,槽壁发生向槽段内的水平位移,这是因为泥浆压力比初始水平应力小。在槽段中间 A 处,最大的侧移发生在 $24\sim 36\text{ m}$ 和 $52\sim 68\text{ m}$ 深度范围内,约 10 mm ;由于水平成拱效应,在槽段角部 B 处,几乎没有出现明显的侧移,最大值仅为 2.4 mm 。

在混凝土浇筑完成时,槽壁发生了远离槽段的侧移,且双折线模型的计算结果大于三折线模型结果。在槽壁中间 A 处,当深度小于 24 m ,三折线模型计算结果与双折线基本吻合,侧移随深度近似线性增大。当深度大于 24 m ,三折线模型计算的侧移在 26 m 处达到最大值 82.7 mm ,然后随深度近似线性减小,并在 100 m 深度后快速减小到 0 ;而双折线模型计算的侧移则继续随深度增大,在 $30\sim 60\text{ m}$ 深度范围内基本为定值,在 90 mm 左右波动;在深度大于 60 m 后非线性减小,并在 $100\sim 102\text{ m}$ 深度范围内突然减小到 0 左右。槽段角部 B 处的侧移规律与 A 处基本类似,但侧移值有所减小,这是因为土体水平向反拱效应导致了角部应力的降低。三折线模型计算的最大侧移为 58.3 mm ,双折线模型计算的最大侧移为 71.2 mm 。

在距离槽段中间 A 处 2 m 范围内不同深度处土体侧移基本相等,然后侧移随 x 的增大而快速减小,当 $x>4.25\text{ m}$ 后,侧移减小的速率逐渐变小,在 $x=10\text{ m}$ 时,侧移几乎为 0 (见图 13(c))。在 10.5 m 深度处,双折线模型与三折线模型的计算结果重合;在 49.3 m 和 89.6 m 深度处,双折线模型的计算结果均大于三折线模型。这表明采用经典的双折线模型会低估超深地连墙施工引起的土体侧移。由于浇筑混凝土阶段,土体发生远离槽段的侧移,会导致槽段体积的增加,进而引起浇筑混凝土量的增大。三折线模型计算的实际混凝土浇筑量约为理论浇筑量的 1.03 倍,而双折线模型则为 1.07 倍。

5 结 论

通过分析某超深地连墙施工过程中水平应力的监测结果,本文修正了浇筑混凝土阶段槽壁侧压力经典双折线模型,提出了侧压力三折线模型,并通过三维数值分析探讨了超深地连墙施工对周边土体的扰动规律,主要结论有:

(1) 地连墙混凝土浇筑过程中,槽壁侧压力先增大后随混凝土的硬化不断减小至稳定值。经典双折线模型不能描述上述侧压力演变规律,而本文建立的三折线模型则可较好地再现上述趋势,但三折线模型还需更多超深地连墙的监测数据进行验证和完善。

(2) 超深地连墙施工会引起周边土体的应力重分布,尤其是混凝土浇筑阶段;土体应力有沿竖向和水平向传递两种机制,且以水平向传递为主。

(3) 基于本文提出的三折线模型和参数分析可知:在上海软土地区,百米深度地连墙施工主要对沿槽段方向 1.6 倍槽段长度,垂直槽段方向 4.3 倍槽段长度范围内的土体产生扰动;混凝土浇筑会对槽壁产生挤压作用,导致实际槽段体积的增大,进而增加实际混凝土的浇筑量。

参 考 文 献

- [1] 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.
XIA Yuan-you, PEI Yao-yao, WANG Zhen, et al. Numerical simulation of stress redistribution during diaphragm wall construction[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2012, 33(11): 3433-3438.
- [2] LINGS M L, NG C W W, NASH D F T. The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite[J]. **Geotechnical Engineering**, 1994, 107(3): 163-172.
- [3] POH T Y, GOH A T C, WONG I H. Ground movements associated with wall construction: case histories[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2001, 127(12): 1061-1069.
- [4] THORLEY C B B, FORTH R A. Settlement due to diaphragm wall construction in reclaimed land in Hong Kong[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2011, 128(6): 473-478.
- [5] POWRIE W, KANTARTZI C. Ground response during diaphragm wall installation in clay: centrifuge model tests[J]. **Geotechnique**, 1996, 46(4): 725-739.
- [6] POWRIE W, LI E S F. Finite element analyses of an in-situ wall propped at formation level[J]. **Geotechnique**, 1991, 41(4): 499-514.
- [7] 丁勇春,王建华,褚衍标,等. 地下连续墙施工力学机理三维数值分析[J]. 岩土力学, 2007, 28(8): 1757-1761.
DING Yong-chun, WANG Jian-hua, CHU Yan-biao, et al. Three-dimensional numerical analysis mechanical behavior of a constructing diaphragm wall panel[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2007, 28(8): 1757-1761.