

## 基于 HSS 模型的复杂地层软土深基坑施工分析

王树良<sup>1</sup> 宋宏伟<sup>2</sup> 廖国兴<sup>1</sup> 李明煜<sup>1</sup>

1. 中国铁建大桥工程局集团有限公司宁波市轨道交通集团建设分公司, 浙江 宁波 315000

2. 大连海事大学交通运输系, 辽宁 大连 116026

**[摘要]**针对软土深基坑的施工分析一直是当前的热点问题, 由于软土地区土壤的承载能力较低, 基坑开挖后土壤可能发生沉降且软土容易发生侧向挤压和变形。文中以宁波市泽民站基坑工程为依托, 利用 PLAXIS3D 有限元软件基于 HSS 本构模型对复杂地层下的软土基坑施工进行模拟, 探究了在开挖过程中基坑支护以及周围土体的稳定性问题, 从而为施工过程的安全进行提供指导。

**[关键词]**HSS 模型; 基坑施工; 数值模拟; PLAXIS3D

DOI: 10.33142/aem.v6i10.14381

中图分类号: TU447

文献标识码: A

### Analysis of Deep Excavation Construction in Complex Stratum Soft Soil Based on HSS Model

WANG Shuliang<sup>1</sup>, SONG Hongzhuo<sup>2</sup>, LIAO Guoxing<sup>1</sup>, LI Mingyu<sup>1</sup>

1. China Railway Construction Bridge Engineering Bureau Group Co., Ltd., Ningbo Rail Transit Group Co., Ltd., Ningbo, Zhejiang, 315000, China

2. Department of Transportation Engineering, Dalian Maritime University, Dalian, Liaoning, 116026, China

**Abstract:** The construction analysis of deep foundation pits in soft soil has always been a hot topic. Due to the low bearing capacity of soil in soft soil areas, the soil may settle after excavation and the soft soil is prone to lateral compression and deformation. Based on the foundation pit project of Zemin Station in Ningbo City, this article uses PLAXIS3D finite element software based on the HSS constitutive model to simulate the construction of soft soil foundation pits in complex strata, and explores the stability issues of foundation pit support and surrounding soil during excavation, providing guidance for the safety of the construction process.

**Keywords:** HSS model; excavation construction; numerical simulation; PLAXIS3D

### 引言

软土地区的深基坑工程往往面临诸多挑战, 尤其当基坑处于复杂的地层条件时, 不同土层的力学性质与稳定性均不相同, 土层性质甚至可能出现较大变化, 导致基坑出现不均匀沉降、侧向挤压等问题。因此对于复杂地层下的软土深基坑进行研究不仅有助于科学指导基坑工程设计和施工, 而且对城市地下工程建设具有一定的参考价值。而随着城市建筑群的逐渐密集, 工程上对于基坑的变形控制也愈加严格, 这决定着基坑在开挖过程中绝大部分的土体及支护处于小应变状态, 因此本文采用了较为新颖的硬化土小应变本构模型 (Hardening Soil Small), 该模型能够很好地反映土体的小变形特性, 更加适用于基坑工程。

当前已经有很多学者对复杂的地层条件下的软土基坑进行了研究, 孟瑞军<sup>[1]</sup>介绍了 HSS 模型的 13 个参数及其确定方法, 确定了杭州淤泥质粉质黏土 HSS 模型参数的取值及其比例关系; 尹骥<sup>[2]</sup>介绍了小应变硬化土模型 (hardening soil model with small strain stiffness, 简称 HSS) 的理论基础及其参数确定的方法。同时通过上海地区两个深基坑工程实例的流固耦合有限元分析, 验证了 HSS 模型用于深基坑工程数值分析的可行性以及文中所建议的上海地区 HSS 模型参数的准确性; 卫俊杰等<sup>[3]</sup>

基于三轴排水、标准固结等室内试验, 并结合经验方程, 标定了珠海富水土体的成套 HSS 模型参数, 并分析了主要强度参数的比例关系; 徐伟等<sup>[4]</sup>利用三轴固结剪切仪和 GDS 动三轴仪进行了三轴固结排水剪切试验和动三轴试验研究, 获得了 HSS 模型所需的土体强度、小应变刚度等参数。在此基础上, 构建了 HSS 模型中各个参数的经验关系, 并提出了一套完整的武汉市软土深基坑工程 HSS 模型参数的获取方法; 沈丹祎等<sup>[5]</sup>通过室内试验方法对宁波地区的浅层软土进行 HSS 模型参数的取值研究, 并与现有文献的统计成果进行对比, 验证了宁波浅层软土与其他地区的软土的共通性与差异性。

### 1 工程概况

本文以宁波市泽民站基坑为依托, 宁波市泽民站基坑北接天一家园西站, 南抵丽园北路站, 位于丽园北路与中山西路交叉口北侧, 沿丽园北路布置, 中山西路及丽园北路均为城市主干道, 车流较为密集。本站为地下三层岛式站台车站, 车站基坑长 161.4m, 标准段基坑宽 22.5m, 深约 27.9m, 采用明挖法施工。

主体基坑采用地下连续墙+内支撑形式、明挖顺作法施工, 围护结构采用 1200mm 厚超深地下连续墙, 地下连续墙深度为 70.7m。标准段开挖深度约 29.2m, 沿基坑竖

向设置 8 道支撑，第一道为 800×1000 砼支撑，二、三道为  $\phi 609$  钢支撑，四、五、七、八道为  $\phi 800$  钢支撑，第六道支撑采用 1200mm×1200mm 砼支撑。施工范围内地层由上至下依次为：杂填土、黏土、粉质黏土、圆砾、粉质黏土、粉砂、凝灰岩层。

## 2 模型建立及参数选取

利用 PLAXIS3D 有限元软件对宁波市泽民站基坑施工进行模拟，建立 150m×50m×120 的 3D 基坑模型，基坑宽 22.5m，深 29.2m，基坑两侧设置 70.7m 的超深地连墙，分 9 步开挖，1~8 步每步开挖 3m，最后一步开挖 5.2m，每一步开挖后在开挖面上方 1m 处施加支撑，其中第一道及第六道混凝土支撑间距为 9m，每一层设置 6 根，二、三、四、五、七、八道钢支撑间距为 3m，每一层设置 17 根。模型共划分了 30725 个单元，53386 个节点。利用生死单元法对施工过程进行模拟，过程包括：

建立 3D 基坑土体模型。

赋予土体属性参数。

在土体模型中建立基坑衬砌模型，其中地连墙选用板单元，混凝土支撑及钢支撑选用梁单元。

设置分析步，第一步为地应力分析步，按照上述开挖方式设置后续分析步。

划分网格。

进行作业计算。

所建基坑有限元模型如下图 1，基坑地层划分如下图 2 所示：

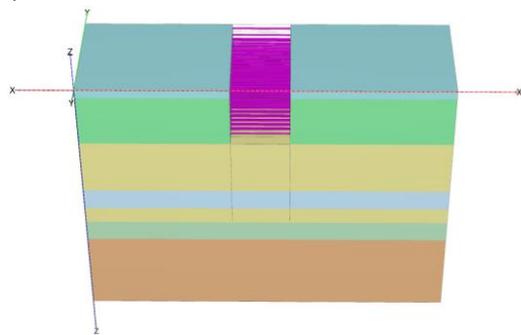


图 1 有限元模型图

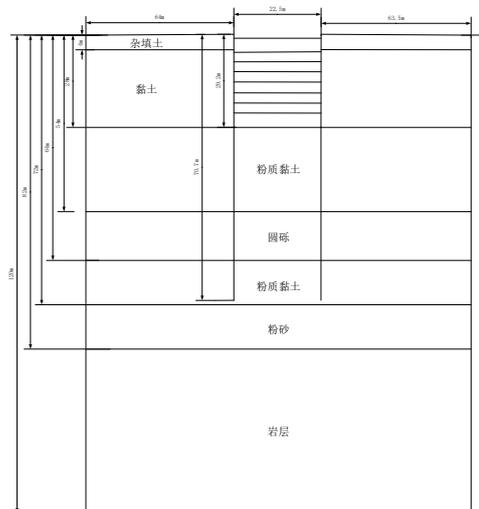


图 2 基坑土层分布图

在硬化土小应变本构模型 (HSS) 中土的性质主要由以下几个参数决定，包括：土的天然重度  $\gamma$ 、土的饱和重度  $\gamma_{sat}$ 、割线弹性模量  $E_{50}^{ref}$ 、切线弹性模量  $E_{oed}^{ref}$ 、卸载弹性模量  $E_{ur}^{ref}$ 、小应变初始剪切模量  $G_0$ 、割线剪切模量为初始值 70% 时的剪切应变值  $\gamma_{0.7}$ 、有效粘聚力  $c'$ 、有效内摩擦角  $\phi'$ 。各土层参数如下表 1、衬砌参数如下表 2 所示：

表 2 模型材料参数设置

材料类型	密度 (KN/m <sup>3</sup> )	泊松比	弹性模量 (Pa)
地连墙	2300	0.3	3e10
砼支撑	2400	0.3	3e10
钢支撑	7800	0.2	200e10

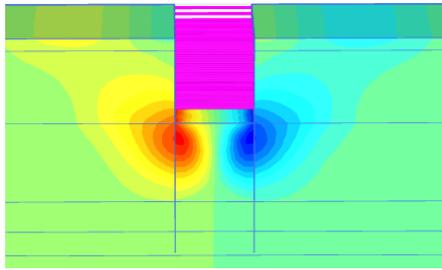
## 3 模型计算结果及分析

### 3.1 地连墙水平位移变化规律

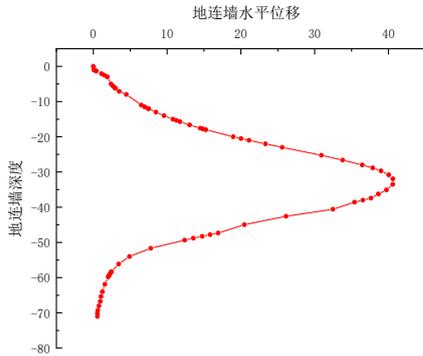
在基坑开挖过程中，地连墙的水平位移是一个重要的监测指标。通过对地连墙水平位移与深度关系的分析，可以更好地了解基坑开挖过程中的变形规律，为基坑支护设计和施工提供重要参考。本文通过 PLAXIS3D 有限元软件对地连墙的水平位移进行模拟，模型模拟基坑施工完成后地下墙水平位移如下图 3：

表 1 模型土体参数设置

	$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_{50}^{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_{oed}^{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_{ur}^{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{0.7}$	$c'$ (°)	$\phi'$ (°)
杂填土	18.3	19.3	5000	5000	20e3	60e3	1e-4	10	28
黏土	17.8	19	4130	4130	28.9e3	41.3e3	1e-4	20.8	10
粉质黏土	18.7	19.7	6740	6740	50.6e3	101e3	3e-4	14.2	10.4
圆砾	21	22	20e3	19e3	59e3	120e3	5e-4	7.4	30
粉砂	21	22	18.9e3	17.9e3	50.7e3	110.4e3	5.6e-4	6.4	32.9
岩体	23	24	30e3	30e3	150e3	300e3	2e-4	80	25



(a) 模型模拟结果图



(b) 数据整理图

图3 地连墙水平位移图

通过图的趋势和形态可以看出位移曲线整体呈现出向右凸出的形态,说明地连墙在基坑开挖过程中向基坑内侧发生位移。位移曲线随深度呈现不同的变化特征,地连墙的水平位移在深度方向有显著的峰值位置。地连墙最大水平位移出现在深 31.9m 处,水平位移值为 40.6mm。地连墙水平位移在深度方向上的分布呈现出较为明显的变化。具体来说,在浅部(0~32m),水平位移随着深度的增加逐渐增大,达到最大值 40.6mm,在深部(-32~-71m),水平位移随着深度的增加逐渐减小至 59m 处趋于稳定水平位移值在 1mm 左右,说明随着深度的增加,墙体所受的侧压力减小,位移趋于稳定。

为了进一步研究在施工过程中基坑开挖对于地连墙水平位移的影响对不同施工步的地连墙水平位移进行了模拟计算,结果如下图:

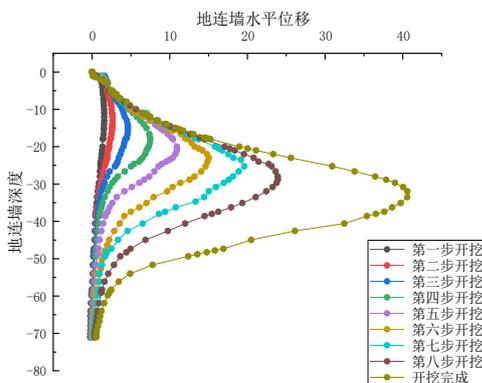


图4 地连墙水平位移随施工阶段变化图

如图所示,各个开挖阶段的位移曲线形态相似,随着

开挖深度的增加,位移曲线向右逐步移动,显示了不同开挖阶段地连墙的水平位移情况。各开挖阶段的水平位移最大值逐步增大,最终在开挖完成时达到最大值。具体数值如下:

第一步开挖:最大水平位移为 1.57mm,出现在地连墙深 12m 处。

第二步开挖:最大水平位移为 2.64mm,出现在地连墙深 12m 处。

第三步开挖:最大水平位移为 4.62mm,出现在地连墙深 15m 处。

第四步开挖:最大水平位移为 7.48mm,出现在地连墙深 18m 处。

第五步开挖:最大水平位移为 10.93mm,出现在地连墙深 20.5m 处。

第六步开挖:最大水平位移为 15.04mm,出现在地连墙深 23m 处。

第七步开挖:最大水平位移为 19.6mm,出现在地连墙深 25m 处。

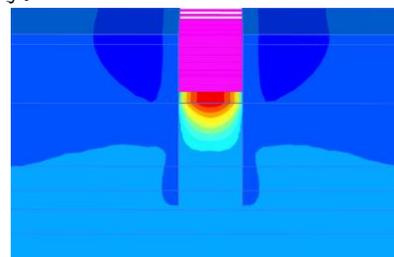
第八步开挖:最大水平位移为 23.9mm,出现在地连墙深 29m 处。

第九步开挖:最大水平位移为 40.6mm,出现在地连墙深 32m 处。

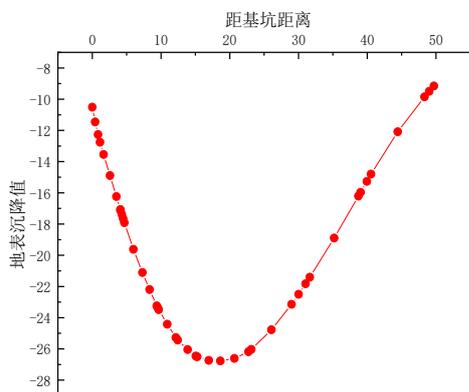
总体来看,地连墙水平位移随深度变化趋势一致,位移曲线皆呈现出“钟形”分布,中部区域的位移较大,而浅部和深部的位移较小。但不同开挖阶段的水平位移在深度方向上的分布情况有所不同,随着施工的不断进行,地连墙水平位移不断增加的同时,水平位移最大值处也在不断下降,且不同施工阶段对地连墙水平位移的影响不同。在初期开挖阶段,位移增量相对较小。随着开挖深度的增加,位移增量逐步增大,尤其在中后期开挖阶段,位移增量显著增大,这表明在基坑施工过程中,需要特别关注中后期开挖阶段的墙体变形,采取必要的支护和加固措施,以控制墙体的水平位移。

### 3.2 基坑两侧地表沉降的变化规律

在基坑开挖过程中,地表沉降是一个重要的监测指标。地表沉降与距基坑距离有着密切的关系。通过对地表沉降与距基坑距离关系的定量及定性分析,可以更好地理解基坑开挖过程中的地表变形规律,为基坑支护设计和施工提供重要参考。



(a) 模型模拟结果图



(b) 数据整理图  
图5 地表沉降移图

如上图(a)所示,曲线两侧对称,表明基坑两侧的地表沉降情况基本一致。而由(b)图可以看出地表沉降在距基坑18.6m处达到最大值,最大沉降值为26.77mm,沉降曲线在不同距基坑距离处有不同的变化规律。通过读取图表中的数据点,可以得到以下特征:沉降曲线整体呈现出“U”形,在距基坑0m处,地表沉降为10.5mm,随着距基坑距离的增加,地表沉降值逐渐增加,这是因为开挖深度的增加导致土压力逐步释放,地面沉降逐渐加剧。在18.6m处达到最大值26.77mm,之后随着距基坑距离的增加而逐渐减小至趋近于0,同时沉降变化速率在不同距基坑距离处也有所不同。在距基坑0~18.6m处,沉降速率较快;在距基坑18.6~50m处,沉降速率减缓。在基坑开挖过程中,需要特别关注距基坑18米左右位置的地表沉降,采取必要的支护和加固措施,以控制地表沉降,确保施工安全。

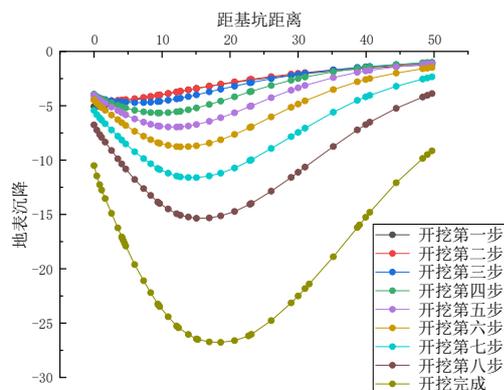


图6 地表沉降随施工阶段变化图

如上图所示,图中显示了不同开挖阶段地表沉降的情况。开挖完成时,地表沉降的最大值为-26.77mm,对应的距基坑距离约为18.6m。在开挖第一步到第八步过程中,地表沉降的最大值逐步增大,最终在开挖完成时达到最大值。不同开挖阶段的地表沉降在距基坑距离方向上的分布情况有所不同。总体来看,地表沉降在距基

坑约18m处达到最大值,然后逐渐减小。沉降曲线呈现出“U”形分布,中部(距基坑10~25m)区域的沉降较大,而两端(距基坑0~10m和距基坑25~50m)的沉降较小。不同施工阶段对地表沉降的影响不同。在初期开挖阶段,沉降增量相对较小。随着开挖深度的增加,沉降增量逐步增大,尤其在中后期开挖阶段,沉降增量显著增大。这表明在基坑施工过程中,需要特别关注中后期开挖阶段的地表沉降情况,采取必要的支护和加固措施,以控制地表沉降。

### 3.3 支撑受力分析

设置支撑是基坑开挖中的重要环节,合理的布置支撑可以起到支撑土体、控制变形、提高施工安全性等作用,因此对基坑支撑的轴力进行受力分析是必要的,本文所依托的宁波市泽民站基坑采取了八道支撑,其中第一层与第六层为混凝土支撑,其余均为钢支撑,混凝土支撑间隔9m布置,钢支撑间隔3m布置,模拟结果如下表3所示:

表3 钢支撑轴力及最大弯矩模拟结果

	支撑轴力 (kN)	支撑最大弯矩 (kN*m)
第一道砼支撑	157.1	9.9
第二道钢支撑	543.6	15.7
第三道钢支撑	696.0	22.44
第四道钢支撑	836.2	28.31
第五道钢支撑	936.7	44.5
第六道砼支撑	3996	94.93
第七道钢支撑	1980	73.44
第八道钢支撑	3620	104

如上表所示,随着开挖深度的增加,支撑轴力及最大弯矩不断增加,钢支撑在第八层达到最大值,轴力最大值为3620kN,最大弯矩为104kN\*m,而砼支撑由于间隔较大,因此所受轴力与弯矩较大,第六层砼支撑轴力达到3996kN,最大弯矩为94.93kN\*m,在施工时,应格外注意较深层的支撑监测与保护已经在支撑拆除时的保护,同时也可根据支撑轴力的变化规律对支撑进行优化。

## 4 结论

(1) 本文以宁波市泽民站基坑工程为依托,利用PLAXIS 3D有限元软件基于HSS本构模型对复杂地层下的软土基坑施工进行模拟。对基坑的地连墙水平位移变化规律、基坑两侧地表沉降变化规律以及支撑受力进行了分析。

(2) 对基坑的地连墙水平位移变化规律、基坑两侧地表沉降变化规律以及支撑受力进行了分析。

(3) 分析结果表明,随着基坑开挖深度的不断增加,地连墙水平位移、基坑两侧地表沉降以及支撑轴力和支撑最大弯矩均有显著提升,因此在实际施工时,随着施工进度的推进,应加强对地连墙水平位移、地表沉降以及支撑

的监测与保护。

#### [参考文献]

- [1]孟瑞军. 杭州淤泥质粉质黏土小应变硬化土模型参数试验及工程应用[J]. 成都理工大学学报(自然科学版), 2024, 51(2): 303.
- [2]尹骥. 小应变硬化土模型在上海地区深基坑工程中的应用[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(1): 166.
- [3]卫俊杰等. 珠海富水软土小应变硬化参数试验研究[J].

中山大学学报(自然科学版)(中英文), 2024, 63(4): 132.

[4]徐伟等. 武汉软土小应变硬化模型参数试验研究[J]. 安全与环境工程, 2024, 31(2): 88.

[5]沈丹祎等. 宁波浅层软土小应变硬化土模型参数试验研究[J]. 岩土工程学报, 2023, 45(1): 114.

作者简介: 王树良(1979.3—), 男, 民族汉族, 籍贯: 河北唐山, 学历: 本科, 毕业于中南大学; 研究方向: 桥梁、地下工程施工技术管理。