

Supporting Parameter Sensitivity Analysis on Deep Foundation Pit of Highway Tunnel in the Pearl River Delta

Wenyu Pang¹, Chen Wang², Chunyong Wu³

¹China Railway Pearl River Delta Invest Group Co., Ltd., Guangzhou Guangdong

²Department of Civil Engineering, Shaoxing University, Shaoxing Zhejiang

³Nanjing R&D Tech Group Co. Ltd., Nanjing Jiangsu

Email: 281356557@qq.com

Received: Apr. 22nd, 2018; accepted: May 8th, 2018; published: May 15th, 2018

Abstract

The value of retaining structure parameter is directly related to the supporting security and economic rationality of deep foundation pit supported by "retaining pile + support within" in soft soil. This paper used analysis software MIDAS/GTS to simulate numerically retaining structure of deep foundation construction process by taking a foundation pit excavation in the section of highway tunnel as object. Meanwhile, analysis was made from its results compared with monitoring data. The influence factor of retaining structure of deep foundation excavation deformation was analyzed by single factor analysis using established calculation model. The results show that, the wall displacement was obvious affected by two parameters of the pile diameter and bracing stiffness, which existed an optimal value from economic considerations. When the pile diameter reached 1.2 m and support stiffness reached 2 times of the original design value, displacement constraints effect will be no longer obvious to continually increase these two types of parameters value. Depth of retaining pile mainly affects the displacement of bottom wall, and the upper limit depth is to make the wall embedded in bedrock, and the lower limit depth is to avoid the "skirting" damage.

Keywords

Highway Tunnel, Deep Foundation Pit, Soft Soil, Supporting Parameter, Sensitivity Analysis

珠三角深厚软土层公路隧道深基坑围护结构变形分析

庞文喻¹, 王 晨², 吴春勇³

¹中铁珠三角投资发展有限公司, 广东 广州

²绍兴文理学院土木工程学院, 浙江 绍兴

³南京瑞迪建设科技有限公司, 江苏 南京

Email: 281356557@qq.com

收稿日期: 2018年4月22日; 录用日期: 2018年5月8日; 发布日期: 2018年5月15日

摘要

在以“围护桩 + 内支撑”支护方案下的软土深基坑中, 围护结构参数的取值直接关系到支护的安全稳定性和经济合理性。本文以珠三角公路隧道深基坑工程为背景, 采用非线性有限元分析软件MIDAS/GTS对该深基坑围护结构施工过程进行数值模拟, 并将计算结果与监测结果进行对比分析。采用建立的计算模型, 按单因素分析方法对深基坑围护结构变形的影响因素进行分析。结果表明: 当桩径和支撑刚度增大时, 围护结构的水平位移显著减小, 从经济性考虑, 二者存在一个最优值, 当桩径达到1.1 m、支撑刚度达到2倍原设计值时, 继续增大2类参数效果不再明显; 围护桩嵌固深度主要影响墙体底部位移, 围护桩的入土深度以嵌入基岩为上限, 以保证不发生“踢脚”破坏为下限。

关键词

公路隧道, 深基坑, 软土, 支护参数, 敏感性分析

Copyright © 2018 by authors and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

自上世纪 80 年代以来, 随着地铁、明挖公路隧道及高层建筑的大规模兴起, 我国出现了越来越多的基坑工程。由于基坑工程涉及岩土和结构工程, 大多情况下, 又属于临时工程, 基坑工程的安全性成为基坑设计和施工中关注的重点[1]。针对地铁及高层建筑的深基坑, 国内已积累了丰富的工程设计经验和相对成熟的结构计算方法[2] [3] [4] [5], 并将之应用于明挖公路隧道基坑的设计。诸多国内外学者就深基坑施工展开了分析与研究, 并针对深基坑设计与施工的安全性问题提出了相关建议[6] [7] [8] [9] [10]。

目前国内外学者针对上海、杭州等地出现的采用地下连续墙支护的软土深基坑工程, 开展了现场实测和数值模拟研究[11] [12] [13] [14], 这些研究成果对于充分认识软土基坑侧壁土体及围护墙体的变形特点提供了极好的素材。但是对于支护结构参数对于基坑变形的影响, 难以通过现场实测对同一工程作对比分析, 通过建立数值模型, 采用不同的支护参数进而对比分析, 研究特定条件下的基坑安全与支护参数敏感度, 可对支护参数进行优化设计, 在确保施工安全前提下, 经济合理。

本文依托茶坑隧道深基坑工程, 采用有限元分析软件 MIDAS/GTS 对深基坑工程开挖过程进行数值模拟计算, 将其计算结果与监测结果进行对比, 分析开挖过程围护结构的变形规律。采用单因素分析方法对深基坑围护结构变形的影响因素进行分析, 以为深基坑工程的设计提供参考。

2. 工程概括

2.1. 工程地质条件

隧道下穿于江门市新会区银湖大道东, 开口端主要分布鱼塘、屋舍, 闭口端场地经平整, 地面标高

0.24~2.98 m。

据钻孔揭露, 隧址区岩土层主要由新近人工填土、第四系粉质黏土层、淤泥质粉质黏土层、砂层及寒武系变质砂岩组成, 由于风化层较厚, 未揭露中~微风化岩面。将工程场地内各地层的岩土特性描述如下:

- 1) 素填土: 稍湿、压实, 主要成分为强风化碎块, 顶部为混凝土。厚度在 1 m~5.3 m 之间。
- 2) 淤泥/淤泥质黏土: 饱和、流塑状, 污手, 有臭味, 富含有机质, 厚度在 18.8 m~24.4 m 之间, 是开挖和支护的主要土层。
- 3) 粉质黏土: 湿、硬塑状, 黏性差、含有少量角砾及碎石块, 厚度在 2 m~8.5 m 之间。
- 4) 全风化变质岩: 岩石完全风化, 岩芯呈坚硬土状, 手捏易碎, 遇水软化, 厚度在 7.5 m~28 m 之间。
- 5) 强风化变质岩: 岩石强烈风化, 岩芯呈碎块状, 岩质较软, 锤击易碎, 局部夹中风化岩块。

2.2. 水文地质条件

据钻孔揭露, 隧址区地下水位埋深较浅, 水位埋深约 0.2~4.0 m, 场地内的地下水主要为第四系松散层中的孔隙水。孔隙水主要赋存于素填土中, 为上层滞水, 含水层厚度约 0.5~5.3 m, 富水程度一般, 为隧道开挖后的主要渗水层之一。第四系孔隙水的补给主要靠大气降水, 补给量受大气降水的影响明显。地下水以地表蒸发和侧向径流为主要排泄方式。

2.3. 基坑围护结构设计

基坑支护根据地质条件、开挖深度及周边环境等主要采用放坡、水泥土搅拌桩挡土墙和钻孔灌注桩 + 内支撑三种支护形式, 其中支护桩直径为 1 m, 间距 1.2 m, 支护桩挡土侧采用 $\Phi 600 \text{ mm} @ 400 \text{ mm}$ 双排水泥土搅拌桩墙挡土兼止水, 桩间挡土采用挂网喷射 C25 混凝土, 隧道基底为淤泥、淤泥粉质黏土层, 采用 $\Phi 600 \text{ mm} @ 400 \text{ mm}$ 格栅式水泥土搅拌桩处理, 基坑分段及支护方式见表 1。

3. 深基坑开挖数值计算模型

3.1. MADIS/GTS 软件和本构模型

MADIS/GTS 是一款针对岩土领域研发的通用有限元分析软件, 不仅支持线性、非线性静力分析, 线性、非线性动力分析, 渗流固结分析, 边坡稳定性分析, 施工结构分析等多种分析, 而且可进行渗流—应力耦合, 渗流边坡耦合, 非线性动力分析—边坡耦合多种耦合分析, 广泛应用于地铁、隧道、基坑、桩基、水工、矿山等各种实际工程建模分析。

MADIS/GTS 修正摩尔库伦本构模型是在 M-C 基础上改善的本构模型, 剪切屈服面与 M-C 本构屈服面相同, 压缩屈服面为椭圆形的帽子本构。同时, 修正 M-C 本构偏平面采用了圆角处理, 消除 M-C 本构偏平面六边形计算顶点塑应变方向的不稳定因素, 使计算的收敛性更好。该本构模型可用于模拟具有幂率关系的非线性弹性模型和弹塑性模型的组合模型, 使用土层较 M-C 模型更广, 也即是砂土或混凝土等具有摩擦特性的材料。此外修正 M-C 模型也更适合对基坑开挖过程的模拟。本次建模决定土层使用修正摩尔库伦模型, 桩及内支撑采用线弹性模型。

3.2. 模型参数及边界条件

- 1) 土体参数如表 2 所示。
- 2) 边界条件。

通过 MADIS 自动添加边界约束, 两侧节点限制水平位移, 但不限制竖直位移, 底部节点同时限制两侧位移和水平位移。

Table 1. The piecewise and supporting method of foundation pit**表 1.** 基坑分段及支护方式

编号	里程范围	长度(m)	基坑深度(m)	支护类型	基坑等级
1	K40+025~K40+045 两侧	20 × 2	0.5~1.9	放坡	二级
2	K40+045~K40+115 两侧	70 × 2	1.0~4.4	搅拌桩水泥土墙(墙厚 2.6 m)	二级
	K40+535~K40+585 两侧	50 × 2	2.7~4.3		
3	K40+115~K40+170 两侧	55 × 2	4.1~7.0	钻孔桩+一道钢支撑	二级
	K40+455~K40+535 两侧	80 × 2	4.2~8.0		
4	K40+170~K40+455 两侧(除左侧泵房处)	285 + 261	7.0~10.6	钻孔桩+一道砼支撑+一道钢支撑	二级
5	K40+308~K40+332 左侧(泵房处)	24	15.7	钻孔桩+一道砼支撑+三道钢支撑	一级

Table 2. Physico-mechanical parameters of soils**表 2.** 土层物理力学参数

土层名称	土层分布(m)	泊松比/ ν	重度/ KN/m^3	黏聚力/ kPa	摩擦角/ $^\circ$
填土	0~1	0.3	18	15	14
淤泥	1~20	0.3	16	2.3	4.8
粘土	20~25	0.3	19	30	15

3.3. 模型尺寸和单元划分

模型的大小综合考虑支护体系及变形的影响范围, U5 取长 110 m、高 20 m; B1 取长 110 m、高 23 m, 地层界面以计算剖面临近钻孔数据为参考, U5 段 0~1 m 设置为填土层, 1 m~20 m 设置为淤泥土层; B1 段 0~1 m 设置为填土层, 1 m~20 m 设置为淤泥土层, 20 m~23 m 粘土层, 假设各处土层在水平方向厚度相等。

土体网格划分采用 MADIS 自动网格划分中混合网格生成器功能划分, 单元长度取 1 m, 在土体单元网格划分时, 开挖部分的土体单元应预先按施工阶段划分。桩身采用梁单元进行模拟, 内部支撑采用桁架单元进行模拟, 生成土体单元后通过析取几何形状生成桩单元及内支撑单元。

3.4. 计算模型验证

通过对 B1 区基坑开挖数值计算围护桩水平位移, 同时取桩身水平位移值监测数据, 将实测与模拟所得结果进行对比, 来验证计算模型合理性。

图 1 为围护桩水平位移对比图, 从图中可以看出, 两者变形曲线均为抛物线型, 桩顶及桩脚处变形较小, 在桩顶下 8 m 左右处水平位移达到最大值。差别为: 实测值在桩脚处几乎为 20 mm, 而开挖至深度 8 m 时约为 30 mm, 桩顶处实测值约 14 mm, 而开挖至深度 8 m, 模拟值为 20 mm 左右, 实测值最大位移 48 mm, 模拟值最大位移 40 mm, 桩身最大位移实测值较模拟值大, 但两者相差不大。

总体而言, 通过数值模拟和实地监测两种方法获得的水平位移曲线大致呈现出相同的规律, 并且两组数据也比较接近, 这说明本文建立的数值分析模型和工程实际比较贴切, 能够比较准确的反应施工状态。但是模拟值和实测值还是存在一定的差别, 在实际施工过程中并不能够完全做到像数值模拟状态那样做到连续施工, 基坑的安全性受天气等偶然因素的影响也比较大, 所以实测值略大于模拟值也是情理之中。

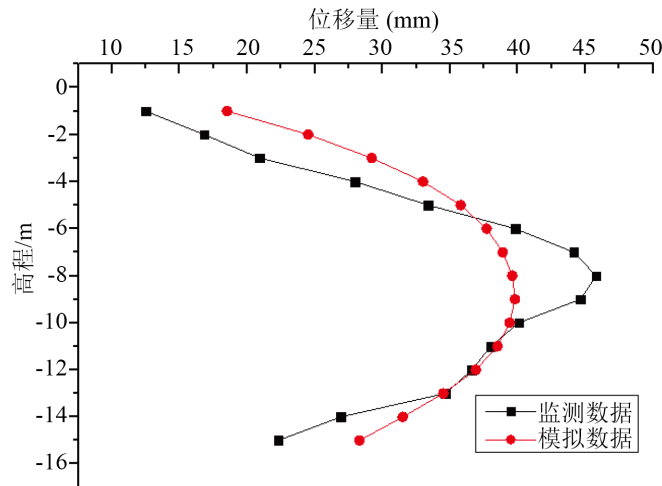


Figure 1. Horizontal displacement contrast curves of retaining pile of retaining pile
图 1. 围护桩水平位移对比图

4. 影响围护结构变形的因素分析

本文采用单因素分析方法，分析影响围护结构侧移的主要因素，即围护桩的入土深度、围护桩直径和支撑刚度等进行了模拟计算分析，得到一些有益的结论。

4.1. 围护桩的直径对基坑变形的影响

围护桩桩径是支护结构设计的重要参数，桩径大小和桩间距基本决定支护结构整体刚度，直接影响基坑水平位移的大小。支护桩的刚度主要由支护桩的混凝土标号、桩径、桩间距所决定，因为桩径和桩间距可归结为同一种设计参数，而且支护桩的混凝土标号一般较为固定，因此只考虑改变支护桩的直径，其他参数不改变。

为了进一步模拟支护桩桩径变化对支护结构变形的影响，在原设计方案其他参数不变的情况下，取支护桩直径 0.6 m、0.8 m、0.9 m、1.0 m、1.1 m、1.2 m、1.4 m 七种情况进行了研究。取工况 5 结束后的基坑变形进行分析，详见下图 2。

由图 2 可以看出，桩径参数大小的改变并没有影响桩身水平变形的规律，即支护桩水平变形为桩顶和桩底水平位移较小，中部水平位移较大，向基坑内部凸出，整体变形类似于弓形。总体看桩身水平变形对于桩径的变化比较敏感，随着桩径的增大，桩身最终水平位移不断减小，相对于桩径增大的梯度，桩身水平位移不是按固定比率减小，可以发现减小速率明显减小，特别桩径在 1.0 m~1.4 m 变化时，桩身水平位移减小速率显著降低，可见在一定范围内增大桩径可有效减少桩体水平变形，但桩径超过一定限度后减少变形的作用不大，同时增加桩径会增加工程成本，图中可看到桩身最大水平位移点所在位置变化范围很小，始终在桩体深度 8 m 附近。

从表 1 可看出改变桩径大小对控制桩体水平变形还是比较有效的，特别在桩径较小时，桩径增大可明显减小桩身水平位移，当桩径由 0.6 mm 增加到 1 mm 时，桩体最大水平变形从 235 mm 减小到 80.1 mm，可见增大桩径可以有效的控制支护结构水平变形。相对变化量可以看到桩体最大位移并不是按固定比率减少，而是比率不断在下降。即桩径较小时增大单位桩径变形减小显著，桩径增大后因桩径增大而减少的位移会越来越小。最后为单位桩径对控制桩身水平变形的贡献值，此值随桩径增大而不断减小。当桩径大于 1.1 m 以后，桩径增大对基坑变形影响不显著，综合安全和经济的考虑，桩径为 1.1 mm 为宜。

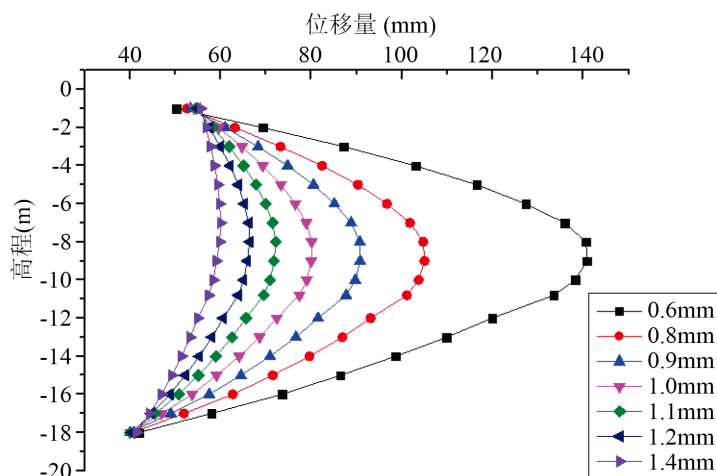


Figure 2. Comparison of horizontal displacement of pile under different pile diameters

图 2. 不同桩径条件下的支护桩水平位移曲线

4.2. 围护桩嵌固深度对基坑变形的影响

围护桩嵌固深度是基坑支护结构设计的重要参数，不少基坑事故原因是支护桩嵌固深度不足，致使围护结构的倾斜和倒塌。通过研究不同桩长下基坑变形的发展规律有助于我们改进设计方案，更合理的利用资源和更有效的控制基坑变形。

为了进一步模拟支护桩嵌固深度变化对支护结构的影响，在原设计方案其他参数不变的情况下，取支护桩嵌固深度 1 m、3 m、5 m、7 m、9 m、11 m 六种情况进行了研究。取工况 5 结束后的基坑变形进行分析，详见图 3 和图 4。

从由图 3 可看出支护桩当嵌固深度较小时，桩底水平变形较大，嵌固深度加大后，桩底水平变形维持在一个较低的水平。桩身水平位移随嵌固深度的增加不断减小，但 5 m 到 11 m 区间范围内变化不大，说明此区间嵌固深度是有保证的，嵌固深度减小到 3 m 时，桩底水平位移和桩身最大水平位移增大速率明显加大，并表现出一定的踢脚现象。说明此时嵌固深度较小，基坑内的土体抗力不能支挡构的变形，支护桩底部变形迅速加大。可以发现，随嵌固深度的加大，支护桩上部位移变化不大，桩体中部和下部位移变化明显比上部大。基坑底部变化最为明显。

由图 4 可以看出，支护桩嵌固深度 $D = 1$ m 时，桩身位移最大值为 130 mm； $D = 7$ m 时，桩身位移最大值为 75 mm； $D = 11$ m 时，桩身位移最大值为 84 mm。当嵌固深度小于某一临界深度后(本列为 7 m)，随着支护桩入土深度的增加，桩身最大位移随嵌固深度变化曲线表现为急剧下降，当嵌固深度大于某一临界深度后(本列为 7 m)，随着入土深度的增加，桩身位移最大值稳定于某一固定值，不再变化。说明临界嵌固深度的确定，不仅可以有效的减小基坑的变形，还可以节省工程造价。本列在进行基坑设计优化时，嵌固深度可以从 9 m 减小到 7 m。因此在进行基坑设计优化时，嵌固深度的确定显得尤为重要。

4.3. 支撑刚度对基坑变形的影响

支撑的刚度是支撑体系的重要参数，和基坑支撑体系的工作性能直接相关。支撑刚度过小，支撑体系不能为支护桩提供有力支撑，会致使支护桩水平变形过大，甚至会造成基坑工程事故；支撑刚度过大，会使支撑轴力很大，容易造成支撑体系的失稳以及局部破坏。因此研究基坑支撑刚度变化对基坑变形的影响很有必要。

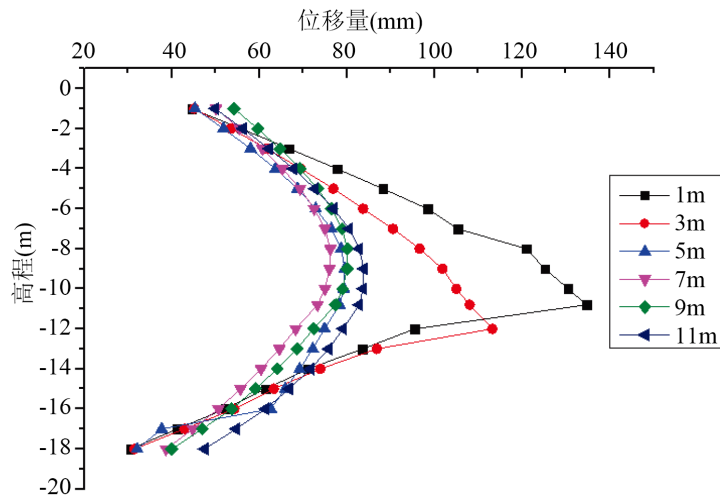


Figure 3. Comparison of horizontal displacement of pile under different depths of retaining pile
图 3. 不同嵌固深度的桩身水平位移对比图

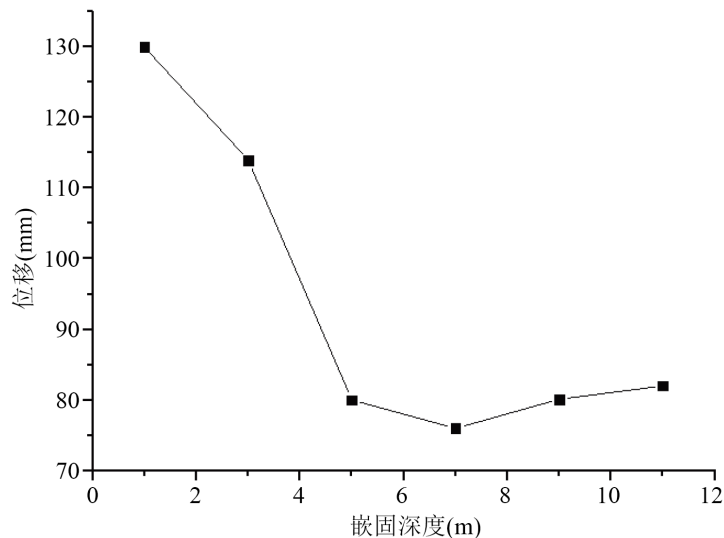


Figure 4. The maximum displacement varies with the embedded depth of the pile
图 4. 最大位移随桩嵌固深度变化图

当基坑支撑布置形式确定后大小就已确定。此时支撑参数与材料弹性模量及横截面几何尺寸有关。本次以有限元模拟模型为基础，保持其他计算参数不变，仅改变支撑的刚度(分别把支撑刚度调整为设计刚度的 0.5 倍、0.8 倍、1 倍、2 倍、4 倍、8 倍)，分析对基坑变形的影响。取工况 5 结束后的基坑变形进行分析，详见下图 5 和图 6。

从由图 5 中可看出，各个不支撑刚度下支护桩水平变形总体呈现顶部和底端变形较小，中间变形较大的弓形变形特点，说明在不同的支撑刚度水平下支护桩的变形形式基本相同，随着基坑内支撑刚度的不断增大，支护桩水平位移逐步减小。桩身水平位移最大点位置逐步下移，原因可能是支撑刚度的增大，使支撑体系对支护桩上部的约束加大，变形就向约束较弱的方向移动。

由图 6 可以看出，增大内支撑刚度对控制支护桩水平位移有一定作用，但是增大内支撑刚度对水平

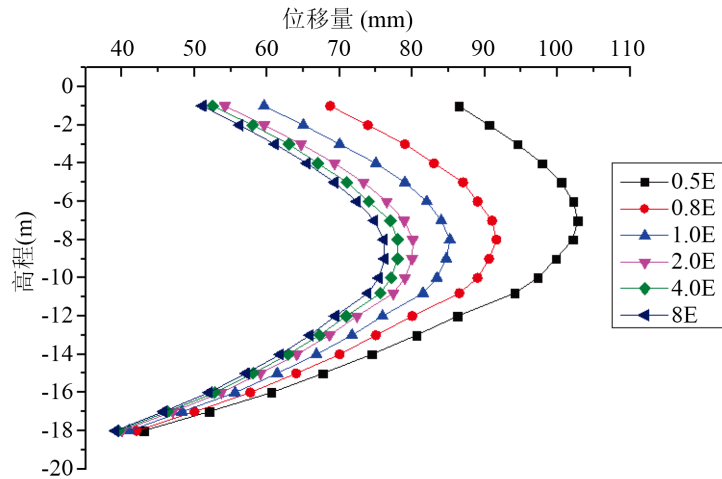


Figure 5. Comparison of horizontal displacement of pile under different depths of support stiffness
图 5. 不同支撑刚度下的桩身水平位移曲线

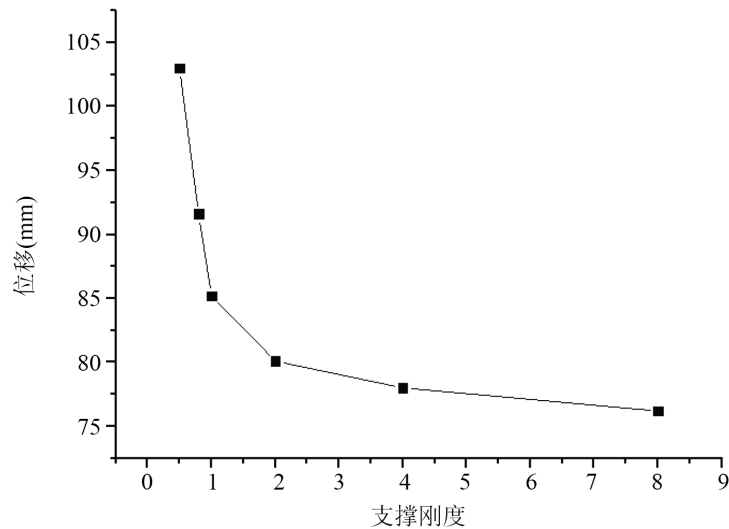


Figure 6. The maximum displacement varies with internal support stiffness
图 6. 最大位移随内支撑刚度变化图

变形的控制具有明显的边际效益递减现象。当内支撑刚度在 0.5 倍至 2 倍设计刚度区间范围内变化时，桩体最大水平变形量为 24 mm，效果还是非常明显的。当内支撑刚度从 2 倍增加到 8 倍时，最大水平变形相对变化率小，相比较此时需要投入的较大成本造价，得到的工程效益是可忽略的，可以认为是不经济的。基坑内支撑刚度在设计刚度 2 倍至 8 倍范围变化时，增大刚度对减小支护桩水平变形的效果越来越不明显。支撑刚度由设计值 0.5 倍增大到 2 倍，减小支护桩水平变形的效果明显。在进行基坑设计优化时，可将支撑刚度提设置为设计值 2 倍。

5. 结论

通过对依托工程建立基坑数值分析模型，分析了围护桩桩径、围护桩嵌固深度和支撑刚度三类参数对支护结构和基坑土体变形的影响，主要得到如下结论：

1) 随着围护桩桩径的增大, 桩身水平位移不断减小, 但桩径在 1.0 m~1.4 m 变化时, 桩身水平位移减小速率显著降低, 继续增大桩径, 其对于变形的约束效果不再明显。对于本依托工程, 桩径为 1.1 mm 为宜。

2) 在保证支护结构不发生“踢脚”破坏的前提下, 围护桩嵌固深度的改变对桩体上半部分的位移影响较小, 但对下部特别是嵌入土体中部分的桩体位移影响较大; 当围护桩嵌入基岩, 随着嵌固深度的增加, 桩身位移值趋于某一固定值, 不再变化。

3) 增大内支撑刚度对控制支护桩水平位移有一定作用, 但是增大内支撑刚度对水平变形的控制具有明显的边际效益递减现象, 当内支撑刚度在 0.5 倍至 2 倍设计刚度区间范围内变化时, 桩体最大水平变形量为 24 mm, 当内支撑刚度从 2 倍增加到 8 倍时, 支护桩水平变形的效果越来越不明显。在进行基坑设计优化时, 可将支撑刚度设置为设计值 2 倍。

参考文献

- [1] 杨岳华, 刘永健, 邓淑飞, 等. 沉降控制的单桩竖向承载力及其数值分析方法[J]. 公路工程, 2008(4): 133-136.
- [2] 杨光华. 深基坑支护结构的实用计算方法及其应用[J]. 岩土力学, 2004, 25(12): 188-193.
- [3] 师庭飞, 陈颖辉. 排桩支护结构反力计算方法[J]. 科学技术与工程, 2012, 12(12): 300-304.
- [4] 郭子源. 深部高应力软岩巷道开挖与支护围岩变形的 FLAC 3D 模拟[J]. 矿冶工程, 2012(2): 180-185.
- [5] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [6] 温锁林. 近距离上穿运营地铁隧道的基坑明挖施工控制技术[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 2): 451-454.
- [7] 史春乐, 王鹏飞, 王小军, 等. 深基坑开挖导致邻近建筑群大变形损坏的实测分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(增刊): 512-518.
- [8] 徐中华, 王卫东, 王建华. 逆作法深基坑对周边保护建筑影响的实测分析[J]. 土木工程学报, 2009, 42(10): 88-96.
- [9] 徐岱, 陶铸, 宋德鑫, 等. 临近地铁隧道深基坑工程实例研究[J]. 工程勘察, 2016, 44(6): 33-38.
- [10] Ou, C.Y., Liao, J.T. and Cheng, W.L. (2000) Building Response and Ground Movements Induced by a Deep Excavation. *Geotechnique*, **50**, 209-220. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.3.209>
- [11] 聂宗泉, 张尚根, 孟少平. 软土深基坑开挖地表沉降评估方法研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(8): 1218-1223.
- [12] Wang, J.H., Xu, Z.H. and Wang, W.D. (2010) Wall and Ground Movements due to Deep Excavations in Shanghai Soft Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **136**, 985-994.
- [13] Peng, F.L., Wang, H.L., Tan, Y., *et al.* (2011) Field Measurements and FEM Simulation of a Tunnel Shaft Constructed by Pneumatic Caisson Method in Shanghai Soft Ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **137**, 516-524. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000460](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000460)
- [14] 任建喜, 引合, 张琨, 等. 西安地铁车站深基坑变形规律 FLAC 模拟研究[J]. 铁道工程学报, 2011(3): 90-93.

知网检索的两种方式：

1. 打开知网页面 <http://kns.cnki.net/kns/brief/result.aspx?dbPrefix=WWJD>
下拉列表框选择：[ISSN]，输入期刊 ISSN：2326-3458，即可查询
2. 打开知网首页 <http://cnki.net/>
左侧“国际文献总库”进入，输入文章标题，即可查询

投稿请点击：<http://www.hanspub.org/Submission.aspx>

期刊邮箱：hjce@hanspub.org