

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2015.06.004

土钉墙支护基坑对邻近地下管线的影响

王树和¹, 郑政², 张举兵¹, 姚玮¹

(1. 北京科技大学 土木与环境工程学院土木系, 北京 100083; 2. 中国五洲工程设计集团有限公司, 北京 100053)

摘要: 为了研究基坑开挖支护过程对邻近地下管线的影响, 在分析土钉墙、管线与土的相互作用以及基坑开挖的数值模拟方法的基础上, 建立了三维非线性有限元模型, 比较分析了不同的管线与基坑距离、管线埋深、土钉长度、土钉间距和管线周围土体性质下, 地下管线位移的分布与变化规律。结果表明: 在基坑拐角以外 10 m ~ 20 m 范围内会出现远离基坑向水平位移, 此处水平向曲率变化最大; 粉土下水平位移约为砾质黏土下水平位移的 4 ~ 5 倍; 随着管线埋深的增大, 竖向位移减小, 而水平位移增大, 在坑底达到最大值; 在坑底位置, 粉土水平位移约为砾质黏土的 10 倍; 竖向位移最大时, 粉土约为砾质黏土的 7 倍。

关键词: 土钉墙; 基坑开挖; 有限元分析; 管线

中图分类号: TU471.8

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2015)06-0019-06

Impact on Adjacent Buried Pipelines Caused by Pit Excavation with Soil-nailing Walls

WANG Shuhe¹, ZHENG Zheng², ZHANG Jubing¹, YAO Wei¹

(1. School of Civil and Environmental Engineering, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China;

2. China Wuzhou Engineering Group, Beijing 100053, China)

Abstract: In order to study the impact on adjacent buried pipelines during pit excavation and the construction of soil-nailing walls, a three-dimensional nonlinear finite element model was built based on the interaction between soil-nailing wall, pipelines and soil mass. According to the comparison of the simulation results and the on-site measured data, the error was within 15%, which proved the reliability of this model. The main factors influencing the displacement of pipelines were studied including the distance between the pipelines and the pit, buried depth, soil-nail length, spacing and properties of the soil mass. Results indicate that the outward horizontal displacement of the pipelines occurs within the range of 10 m ~ 20 m outside the pit corners which results in a large change of horizontal curvature; the horizontal displacement under silty clay was 4 ~ 5 times larger than that under gravel clay; with the increasing of buried depth, the vertical displacement decreases while the horizontal displacement increases and reaches its largest value at the bottom of the pit where the horizontal displacement of silty clay was 10 times higher than that of gravel clay; the largest vertical displacement of silty clay was 7 times greater than that of gravel clay.

Keywords: soil-nailing wall; foundation pit excavation; finite element analysis; pipeline

基坑开挖可能导致临近地下管线变形或破裂。掌握开挖对附近管线的作用机理及施工具有指导作用。目前关于基坑开挖对邻近管线影响的研究中, 其支护多采用地下连续墙形式。土钉支护施工简单, 造价低廉, 应用非常普遍^[1]。

土钉墙由土钉、钢筋混凝土面层及被加固土体组成, 形成以其自身强度和刚度承受和抵抗侧向荷载的支护体系, 弥补了土体抗拉、抗剪强度低的弱点, 使开挖坡面稳定, 从而起到加固土体的作用。不过相对于地下连续墙等其他支护体系, 土钉墙的抗

侧刚度较小,对土体的位移约束较弱,随着基坑的开挖,在应力重新分布的过程中,常会引起基坑周围较大的土体侧移和沉降,当基坑周围存在预埋管线时,更易发生管线的破坏。尽管目前对土钉支护基坑开挖的土体支护位移^[2]、稳定^[3]、设计方法^[4]、破坏模式^[5]等多个方面进行了研究,但研究对象局限于支护结构本身和周围土体,而对土钉墙支护下基坑开挖对邻近地下管线位移的影响尚缺乏研究。

本文建立了土钉墙支护、土体和地下管线相互耦合的整体三维有限元数值模型,分析开挖过程中,土钉支护参数、管线地下位置、土体参数对邻近地下管线位移的影响。

1 非线性有限元模型

1.1 基本假定

根据问题性质,特做如下假定:

(1) 管段采用钢筋混凝土线性本构模型,忽略管段间联接的影响;(2) 假定每一次开挖后,立即进行支护,土钉立即受力,进行下一步开挖时,基坑土体已稳定。

1.2 土体的本构模型

土体为弹塑性介质,符合 Mohr - Coulomb 模型的要求,且与其他模型相比,Mohr - Coulomb 模型考虑了土体受压和受拉强度显著不同的特点,对一般的岩土体力学性质都有很好的模拟。

Mohr - Coulomb 屈服准则的控制方程为^[6]:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi - 2c\cos\varphi = 0 \quad (1)$$

式中: c 为土体的黏聚力; φ 为内摩擦角; c 、 φ 值可以通过试验测定。 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 分别为第一、二、三主应力。

对于弹塑性体,其应力增量和应变增量的关系可表示为:

$$\{\Delta\sigma\} = [D^{\text{ep}}]\{\Delta\varepsilon\} \quad (2)$$

其中, $\{\Delta\sigma\}$ 为应力增量向量, $\{\Delta\varepsilon\}$ 为应变增量向量, $[D^{\text{ep}}]$ 为弹塑性矩阵,具体表达式详见文献^[7]。本文根据土体的本构模型,选取 MIDAS 软件中的实体单元模拟土体,如图 1 所示。

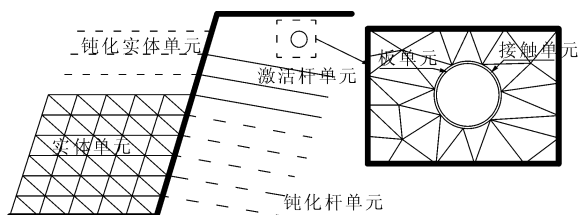


图 1 有限元模型示意图

1.3 土钉墙支护体系的模拟

在土钉支护体系中,土体自身因存在一定的黏聚力和摩擦力而具有一定的抗滑力,随着开挖深度的增加,当滑楔体有下滑的趋势时土钉才被动受力。土条受力为土体自重 ΔW ,滑楔体下滑力与滑裂面抗滑力不是一对平衡力,他们之间的不平衡力 ΔF 被分配到土钉上,称为有效下滑力。如图 2 所示。

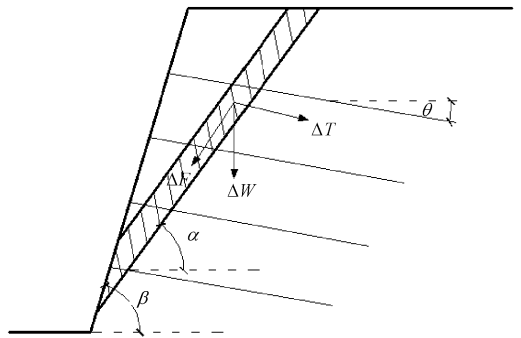


图 2 滑裂面受力示意图

根据滑楔体受力平衡,土钉中的拉力为^[8]:

$$\Delta T = \frac{\Delta F}{\cos(\alpha + \theta) + \sin(\alpha + \theta)\text{tg}\varphi} \quad (3)$$

式中: α 为滑裂面倾角; θ 为土钉倾角; φ 为土的内摩擦角。

由于支护面层与土钉相连,土钉拉力使面层与土体间产生土压力。同时,滑楔体的有效下滑力被多排土钉拉力共同承担,使得面层的土压力较小,加之面层本身刚度较低,所以在工程设计上,只有构造要求,而不考虑支护面层的受力^[9]。Juran 等^[10]提出的土钉墙机动分析方法也认为面层主要起到维持基坑开挖面局部稳定性作用,并不考虑其在土体整体稳定中的受力。

根据上述受力机理,本文忽略支护面层的作用,将其看成土体,不单独设置单元。土钉主要受拉,认为土钉与周围土体有相同的结点位移,没有相对滑动^[11]。选取 MIDAS 软件中的杆单元,该单元只承受轴向拉力,杆端只具有三个方向线位移,单元节点位移与土单元节点位移一致,在 MIDAS 软件中,该单元专门用于模拟土体中锚杆的力学行为,如图 1 所示。

1.4 地下管线及其与土的相互作用模拟

管壁是薄壳结构,可以将其直接划分为薄壳单元,也可以将其近似看成由一系列折板组成,可采用板单元模拟,当单元尺寸控制在一定范围内,可以很好地模拟结构的面内应力和弯曲应力,本文在 MIDAS 中采用平板单元模拟。

随着基坑开挖,土体发生位移,由于地下管线与土体的材料性质差异较大,二者之间可能会发生滑移,脱离和接触的闭合与张开现象,文献[12]采用弹性地基梁模型对此进行模拟。本文采用 MIDAS 软件中的无厚度接触面单元进行模拟^[13],这种单元由管壁和土体接触面上位置重合的节点间假想的一弹簧组成,弹簧没有长度而有切向和法向刚度以模拟二者间的相互作用。

1.5 基坑开挖过程模拟

基坑土体开挖前,土体处于受力平衡状态,具有初始应力和位移。开挖中,根据挖去单元上一步应力状态,计算出结点力反向施加于开挖面上,以模拟土体被挖走的过程。这种反向施加的结点力就是该开挖步的开挖荷载。许多学者对开挖荷载的计算进行了研究,提出了较为合理的计算方法^[14]。

在第 i 步开挖荷载 $\{f_i\}$ 作用下,由于问题的非线性性质,根据 Newton - Raphson 算法,将施加的荷载分解为许多小的荷载增量,对于每一个荷载增量 $\{\Delta f_i\}$,采用土体第 $i - 1$ 步位移 u_{i-1} 相对应的刚度 K_{i-1} 来计算土体的线性位移增量、应变增量、应力增量和结点力增量,并和前一荷载增量步的结果累加,得到总的结点力 $\{P_i\}$,由累加应变根据土体的弹塑性本构关系可得到各个单元的应力,进一步得到结点力 $\{P_{ia}\}$ 。如果残差:

$$\{RP_i\} = |\{P_i\} - \{P_{ia}\}| \quad (4)$$

满足收敛条件,则进行下一个荷载增量的计算,否则说明原刚度矩阵 $[K_{i-1}]$ 不满足要求,需根据土体的本构关系进行修正,重新计算 $\{\Delta f_i\}$ 下的位移增量、应变增量和节点力增量,直到满足收敛条件以后,再进行下一步荷载计算。施加完成所有荷载增量的计算,就得到 $\{\Delta f\}$ 作用下逐步累加的节点力和节点位移,然后再减去初始位移,就得到了整个开挖过程引起的位移增量。在 MIDAS 中具有单元的钝化和激活功能,以模拟结构体系的不断变化。将被挖出的土体单元钝化,模拟土层被挖走的工况,而将土钉单元激活,模拟每一层土钉的增设,如图 1 所示。

2 模型验证

文献[15]给出了一实际土钉墙支护工程,基坑边坡坡度为 1:2,土钉水平和竖向间距均为 1.3 m,坡面挂 $\Phi 6.5 @ 200 \times 200$ 钢筋网,喷 100 mm 厚 C20 混凝土。土钉端头用 $\Phi 16$ 通长钢筋连接。土钉墙计算模型如图 3 所示,土层物理参数见表 1。

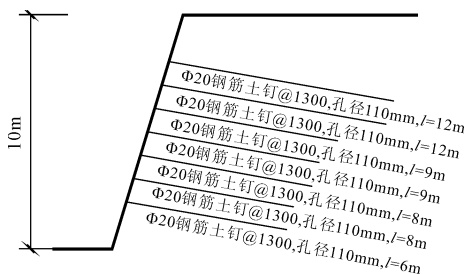


图 3 支护剖面图

表 1 土性参数

土类	层厚 /m	重度 /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	体积模量 K/MPa	剪切模量 G/MPa	黏聚力 c/kPa	泊松比 μ	摩擦角 $\varphi/(\text{°})$
素填土	2.91	18.0	12.0	4.5	18	0.33	15
耕土	0.58	18.5	12.0	4.5	20	0.33	14
含砂粉质黏土	1.99	18.0	18.3	8.3	30	0.30	13
淤泥黏土	1.20	17.0	12.0	4.5	14	0.33	10
可塑砂质黏土	8.84	18.5	16.7	7.7	23	0.30	20
硬塑砂纸黏土	7.66	18.5	18.3	8.3	24	0.28	23

文献[15]采用 FLAC^{3D} 软件建模拟拟基坑,计算位移。本文采用 MIDAS 建模,分析基坑周围的地面沉降量,与实测结果及文献中的模拟结果进行对比如表 2 所示。

从表 2 可以看出,地面沉降量的实测值与计算值基本吻合。相对误差分别为 15.1%、12.7%,两个软件计算结果也基本一致。通过对比分析可知本文数值分析方法所得结果能够反映工程实际。

表 2 地面沉降实测值与计算值对比

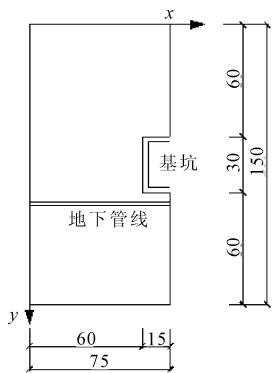
最大位移	沉降值/mm			本文计算误差/%
	FLAC ^{3D} 法	实测值	MIDAS 法	
水平	31.1	34.3	29.8	15.1
竖直	27.7	26.6	30.5	12.7

3 管线位移影响因素分析

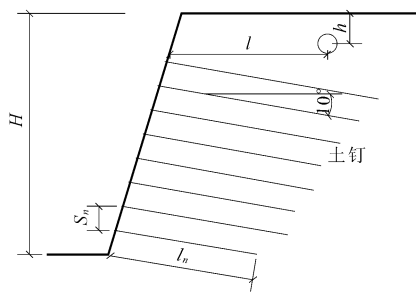
3.1 基坑情况

为了研究各种因素对管线位移的影响,假设某基坑工程采用土钉墙支护结构,基坑坑底为 30 m × 30 m。以管线方向为 x 轴,垂直管线方向为 y 轴,基坑中心的 x 轴坐标为 75 m,坐标原点位于基坑有限元模型边缘,具体尺寸见图 4(a)。基坑开挖深度 $H = 10$ m,放坡角度为 1:0.3。土钉墙面层厚度为 100 mm,内配钢筋网 $\Phi 6.5 @ 200 \times 200$,采用 C20 混凝土,重度为 25 kN/m^3 ,弹性模量 $E = 2.25 \times 10^4 \text{ MPa}$,泊松比 $\mu = 0.17$ 。土钉孔径为 120 mm,灌注

M15 砂浆, 重度为 18 kN/m^3 , 弹性模量 $E = 10 \text{ MPa}$, 泊松比 $\mu = 0.35$, 内设 $\Phi 20$ 钢筋, 土钉插入角度为 10° 。土钉长度 $l_n = 6 \text{ m}$, 10 排, 间距 $S_n = 1.0 \text{ m}$, 菱形布置, 如图 4(b) 所示。预埋管线为混凝土管, C20 混凝土, 管线外径 $d = 0.5 \text{ m}$, 管壁厚 50 mm , 管线平行于基坑边缘。周围土体假设为均质土, 分别考虑粉



(a) 基坑平面图(单位: m)



(b) 土钉墙剖面图

图 4 基坑算例示意图

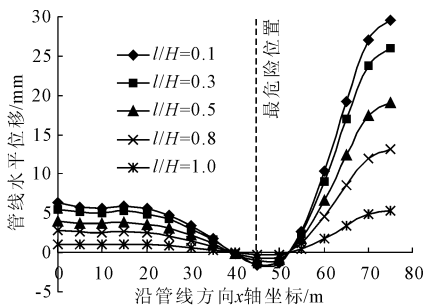
根据相关研究, 基坑开挖引起土体位移的范围约为基坑深度的 4~5 倍。所以在进行数据分析时, 计算范围取为: $150 \text{ m} \times 150 \text{ m} \times 40 \text{ m}$ 。采用本文第 2 节论述的计算模型及计算方法对该基坑在开挖过程中对管线位移的影响因素进行计算分析。

3.2 地下管线位置的影响

图 5 为土体为粉土(参数见表 3), 基坑深度 $H = 10 \text{ m}$, 地下管线埋深 $h = 4 \text{ m}$, 管径 $d = 0.5 \text{ m}$ 的情况下, 分析地下管线与基坑的水平距离对地下管线位移的影响, 粉土土体性质如表 3 所示。

表 3 土性性质参数

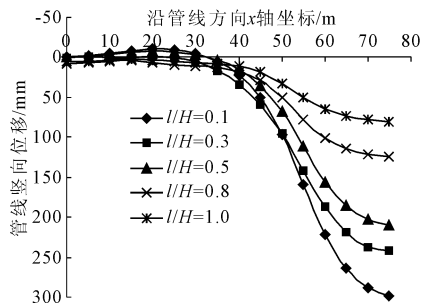
土类	重度 ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	饱和重度 ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模量 E/MPa	泊松比 μ	黏聚力 c/kPa	摩擦角 $\varphi/(\circ)$
粉土	18.2	19.0	5.5	0.27	10	10
粉质黏土	18.6	19.2	10.5	0.35	15	12
砾质黏土	20.0	21.5	40.0	0.40	20	25



(a) 管线水平位移

由图 5(a)、图 5(b) 可见, 最大水平和竖向位移都出现在基坑中部的位置。管线水平、竖向位移随着相对水平距离 l/H (l 为管线距基坑的距离, H 为基坑深度) 的增大而减小, 在基坑中部的位置达到最大值。当 $l/H = 0.1$ 时, 最大水平位移 $\delta_{\text{hmax}} = 29.51 \text{ mm}$, 最大竖向位移 $\delta_{\text{vmax}} = 299.12 \text{ mm}$ 。同时反映出管线在基坑拐角点以外 $10 \text{ m} \sim 20 \text{ m}$ 范围, 出现远离基坑方向的水平位移, 此处由于曲线的曲率变化最大, 是地下管线最危险的部位, 如图 5(a) 所示。

图 6(a)、图 6(b) 为研究在相同支护参数条件下, 土体性质对管线最大位移的影响。土体介质为粉土时, 管线位移最大, 粉质黏土次之, 砾质黏土最小。土体参数的改变并没有改变管线位移的变化趋势, 随着 l/H 的增大而减小。当土体为粉土时, 管线最大水平位移 $\delta_{\text{hmax}} = 29.51 \text{ mm}$, 最大竖向位移 $\delta_{\text{vmax}} = 299.12 \text{ mm}$ 。相对砾质黏土时位移分别增大 4.1 倍和 5.6 倍。



(b) 管线竖向位移

图 5 管线与基坑的距离对其位移的影响

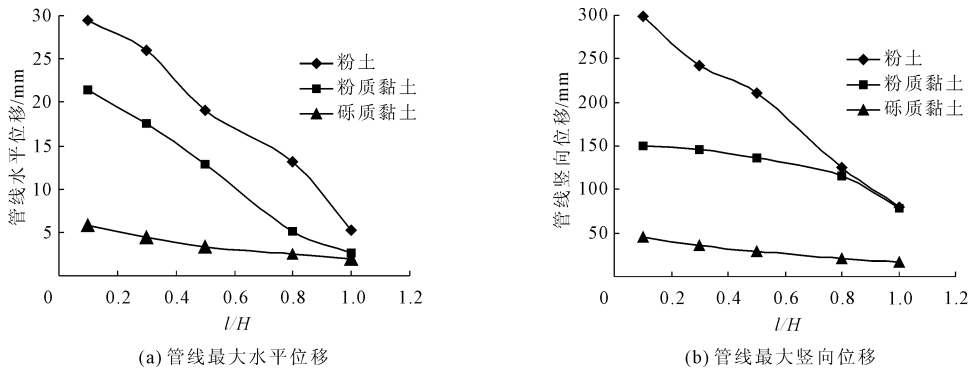


图 6 不同土体性质和管线水平距离下的位移

图 7 土体为粉土, 基坑深度 $H = 10\text{ m}$, 地下管线距离基坑边缘距离 $l = 1\text{ m}$, 管径 $d = 0.5\text{ m}$ 时, 分析管线不同埋深 h 对其位移的影响。

由图 7(a)、图 7(b)可知, 管线水平位移随着 h/H 的增大而增加 (h 为管线埋深, H 为基坑深度), 竖向位移随着 h/H 的增大而减小, 埋深对水平位移影响更大, 当 $h/H = 1.0$ 时, $\delta_{\text{hmax}} = 100.98\text{ mm}$; $h/H = 0.2$ 时 $\delta_{\text{vmax}} = 346.32\text{ mm}$, 即在坑底位置的管线, 水平位移最大, 而竖向位移最小, 随着埋深的增加, 在基坑拐角位置, 远离基坑方向的水平位移逐渐减小, 并变为朝向基坑向位移, 破坏危险性逐渐减

小。

图 8(a)、图 8(b)在相同支护参数条件下, 三种不同性质的土体对管线最大位移的影响。通过对比, 粉土的弹性模量小于其他两种土体, 根据相关文献资料^[5,16], 影响管线位移的主要因素是管线周围土体弹性模量, 弹性模量越大管线位移越小, 反之亦然。从图 8 看到, 粉土条件下, 管线水平和竖向位移均大于管线在另外两种黏土中的位移, 最大水平位移出现在坑底, 管线在粉土中的水平位移是砾质黏土的 10 倍; 而最大竖向位移出现在 $h/H = 0.2$ 处, 管线在粉土中的竖向位移是砾质黏土的 7 倍。

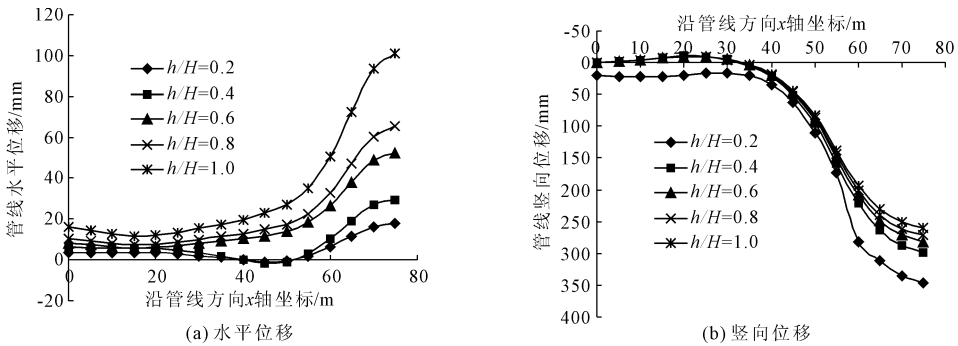


图 7 管线埋深对其位移的影响

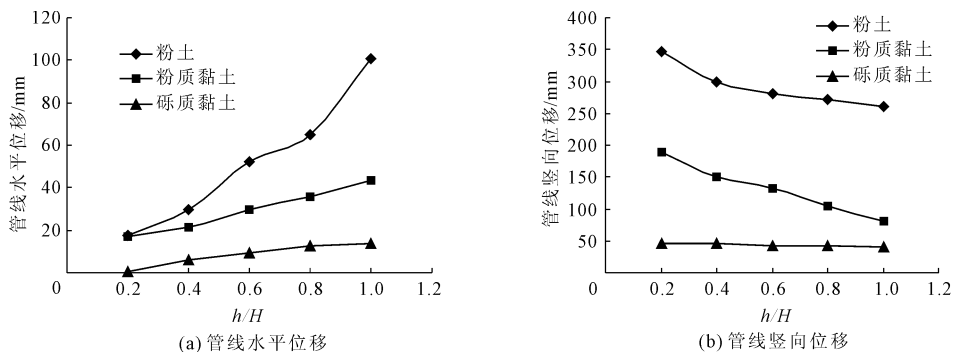


图 8 不同土体性质和管线埋深下的位移

3.3 土钉长度、间距的影响

图 9、图 10 分别为地下管线距离基坑边缘 $l = 1$

m , 埋深 $h = 4\text{ m}$, 管径 $d = 0.5\text{ m}$, 土钉间距 S_n 和土钉长度 l_n 与地下管线最大位移的关系。

由图 9 可以看出, 管线水平、竖向位移随着 S_n 的增大而增大。当 $S_n = 2.0$ m 时, 最大水平位移 $\delta_{hmax} = 66.26$ mm, 最大竖向位移 $\delta_{vmax} = 333.21$ mm。随着 S_n 的增加, 土钉之间的土体约束减弱, 引起土

体位移的增加, 进而导致管线位移明显增大。粉土时管线位移对土钉间距变化最敏感, 尤其是水平位移。而在砾质黏土中, 土钉间距的变化对管线位移的影响最小。

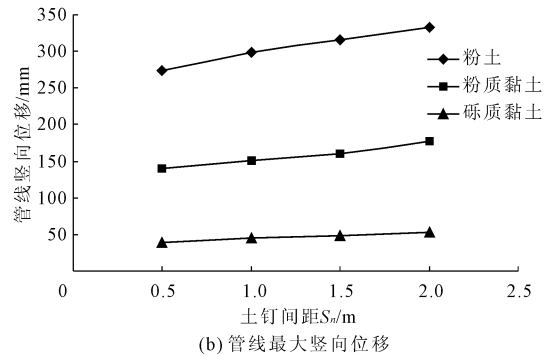
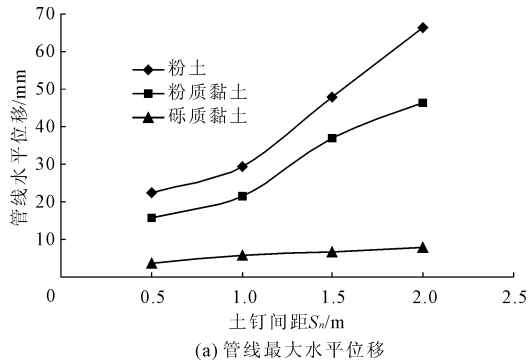


图 9 土钉间距对管线位移的影响

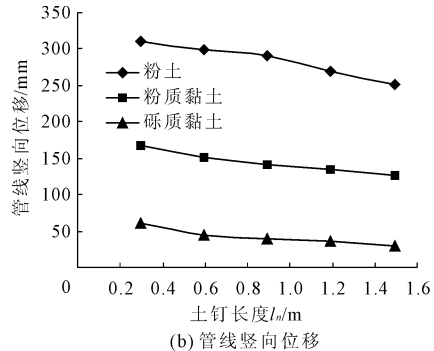
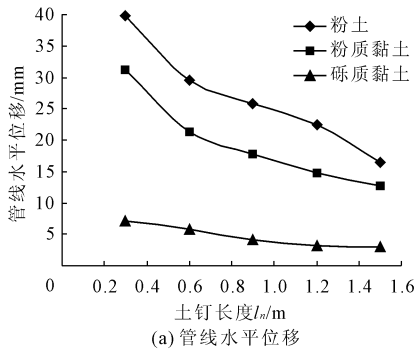


图 10 土钉长度对管线位移的影响

由图 10 可以看出, 管线水平、竖向最大位移随着 l_n 的增大而减小。这是由于增加土钉长度, 可以更好的约束管线周围的土体, 有效减小基坑周围管线的位移。土钉长度的变化对管线竖向位移的影响比对水平位移的影响要大的多, 当 $l_n/H = 0.3$ 时, $\delta_{hmax} = 39.81$ mm, $\delta_{vmax} = 310.20$ mm。

4 结 论

(1) 提出了一种土钉墙支护基坑开挖邻近管线位移计算的有限元模型, 实测结果表明了本文模型的可靠性。

(2) 随着管线水平距离的减小, 其水平位移、竖向位移均增大; 在基坑拐角以外 10 m ~ 20 m 范围内会出现远离基坑向水平位移, 管线水平向曲率变化最大, 最危险。土体弹性模量对管线位移影响明显, 粉土时水平位移最大, 约为砾质黏土时位移的 4 ~ 5 倍。

(3) 随着管线埋深的增大, 竖向位移减小, 而水平位移增大, 在坑底达到最大值。竖向位移最大时, 粉土约为砾质黏土的 7 倍, 而水平位移在坑底粉土

约为砾质黏土的 10 倍。

(4) 土钉长度和土钉间距对管线的位移有明显影响, 管线位移随着土钉间距的增大而增大, 随着土钉长度的增加而减小。粉土时管线位移对土钉间距和长度变化较砾质黏土更敏感。

参考文献:

- [1] 程良奎. 岩土锚固研究与新进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(21): 3803-3811.
- [2] 叶俊能, 王立峰. 土钉墙开挖性状的有限元分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(S2): 528-531.
- [3] Du Xiuli, Zeng D. Structural physical parameter identification based on evolutionary simplex algorithm and structural dynamic response[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, 2: 225-236.
- [4] 王曙光, 段启伟, 李钦锐. 基于增量法的土钉墙支护设计方法研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(S2): 327-330.
- [5] 贺若兰, 李 宁, 张 平. 土钉支护结构破坏模式和加固机制分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(1): 197-202.

(下转第 74 页)