

滨河相软弱土层坑内土体加固效果分析

刘俊岩, 孙美云*, 刘 燕

(济南大学土木建筑学院, 山东 济南 250022)

摘 要: 滨河相软弱土层条件下, 为控制基坑围护结构墙体的位移, 减少对周边环境的不利影响, 常采用坑内加固的方法来控制墙体的位移。以弹性地基梁法为基础进行有限元分析, 并结合现场的实测资料, 定量研究坑内土体加固对控制墙体位移的效果, 对类似工程的设计、施工具有一定的指导意义。

关键词: 基坑; 坑内加固; 位移

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2012)S0-0671-06

作者简介: 刘俊岩(1963-), 男, 山东济南人, 硕士, 校聘教授, 硕士生导师, 主要从事岩土工程设计、基坑设计及基坑监测等方面的研究与教学工作。E-mail: liujunyan@vip.sina.com。

Effectiveness of reinforcement of excavations in soft soil regions

LIU Jun-yan, SUN Mei-yun, LIU Yan

(School of Civil Engineering and Architecture of University of Jinan, Jinan 250022, China)

Abstract: In order to control the large deformation caused by the retaining structure of excavation in soft soil regions, and to reduce the adverse effect of the surrounding environment, the improvement of soils is an effective measure to control the deformation. Based on the elastic foundation beam theory, finite element analysis is performed. Compared with the measured data, the influence of soils is studied. It may have a certain guiding significance for the design and construction of similar projects.

Key words: excavation; reinforcement; deformation

0 引 言

在滨河相软弱土层条件下, 基坑支护选型以及围护结构的位移问题, 受到岩土工程界的广泛关注。在土质较软的情况下, 基坑被动区的侧向抵抗力不足, 随着基坑的开挖, 不可避免地会产生较大的围护墙体位移。当墙体位移超过设计要求时, 不仅会对基坑自身带来安全隐患, 还会影响到周边建筑物以及地下管线的正常使用^[1]。坑内土体加固在有效控制围护结构位移的同时, 可节约成本, 降低造价。本文以济南地区一实际工程为例, 研究坑内加固对基坑墙体位移的影响, 通过结合理论分析与实际监测数据, 定量研究坑内加固对控制围护墙体位移的作用, 对于相似土质情况下, 坑内加固技术的应用有更好的推广和借鉴意义。

目前, 基坑坑内加固是基坑工程界专家学者研究的热点, 也取得一定的成果。蔡伟铭^[2]通过理论分析证明了加固被动区土体比加固支护结构后方的主动区土体更为有效。王欣等^[3]用平面有限元法对悬臂式支护结构以及单支撑支护结构的基坑被动区加固问题作较

为深入的研究, 得出连续式加固形式要比间隔式加固效果好的结论。熊巨华等^[4]认为在一定的加固深度范围内, 被动区土体加固可有效减小围护墙的最大水平位移; 水泥掺入比越大, 效果越明显, 加固深度约为墙体入土深度的 1/3 效果最好; 超过此深度, 效果不明显。秦爱芳等^[5]对上海等软土地区基坑工程中注浆加固的类型、材料、工法进行了探讨; 着重对坑底被动区土体注浆加固的形式、深度、宽度进行了研究。罗战友等^[6]以弹性地基梁法为基础建立了基坑的有限元模型, 并分析了坑内土体的加固深度及加固程度对围护结构变形的影响。

1 工程概况

拟建工程位于济南城区北部, 毗邻小清河, 结构形式为框剪结构, 拟采用独立柱基。场地地形平坦, 场区属小清河冲积—山前平原地貌单元, 土质软弱, 地下水埋藏较浅, 地下水静止水位埋深 1.0 m 左右, 属

收稿日期: 2012-08-25

*通讯作者

于第四系孔隙潜水,周边环境对基坑降水敏感,降水影响范围较大。

地层条件如下为

①杂填土(Q4ml):黄褐色—灰褐色,湿—很湿,松散,主要为建筑垃圾。场区普遍分布,厚度约1.00~4.50 m。重度 $\gamma=17\text{ kN/m}^3$;黏聚力 $c=5\text{ kPa}$;内摩擦角 $\varphi=10^\circ$ 。

②粉质黏土(Q4al):黄褐色,流塑—软塑;见贝壳片,韧性中等,干强度中等,无摇震反应,稍有光泽。厚度约0.4~2.70 m,层底埋深约2.00~4.30 m。重度 $\gamma=18.3\text{ kN/m}^3$;黏聚力 $c=16\text{ kPa}$;内摩擦角 $\varphi=6.2^\circ$ 。

③粉质黏土(Q4al):灰黑色—灰褐色,软塑;见贝壳碎片,稍有腥味,韧性中等,干强度中等,稍有光泽,无摇震反应。场区普遍分布,厚度约0.6~3.50 m,层底埋深约4.40~6.60 m。重度 $\gamma=18.4\text{ kN/m}^3$;黏聚力 $c=22\text{ kPa}$;内摩擦角 $\varphi=9.2^\circ$ 。

④粉土(Q4al):灰色,稍密,很湿;见铁锰质浸染及灰兰条纹,偶见姜石,韧性低,干强度低,摇震反应中等。场区普遍分布,厚度约2.00~4.10 m,层底埋深:6.70~9.50 m。重度 $\gamma=18.8\text{ kN/m}^3$;黏聚力 $c=7\text{ kPa}$;内摩擦角 $\varphi=19.3^\circ$ 。

⑤黏土(Q4al):灰褐色,可塑—软塑;含腐殖质,韧性高,干强度高,光滑。场区普遍分布,厚度约0.80~4.20 m,层底埋深:8.30~11.50 m。重度 $\gamma=17.3\text{ kN/m}^3$;黏聚力 $c=22\text{ kPa}$;内摩擦角 $\varphi=8.2^\circ$ 。

⑥粉质黏土(Q4al):浅灰色,可塑—硬塑;见较多的铁锰结核,土质较均匀,韧性中等,干强度中等,无摇震反应,稍有光泽。场区普遍分布,厚度约1.00~5.10 m,层底埋深:11.00~13.40 m。重度 $\gamma=19\text{ kN/m}^3$ 。

⑦粉质黏土(Q3dl+pl):棕黄色,可塑—硬塑;见较多的铁锰结核及少量岩石风化碎屑物,韧性中等,干强度中等,稍有光泽,无摇震反应。场区普遍分布,厚度约5.60~7.00 m,层底埋深:17.50~19.50 m。重度 $\gamma=19.5\text{ kN/m}^3$ 。

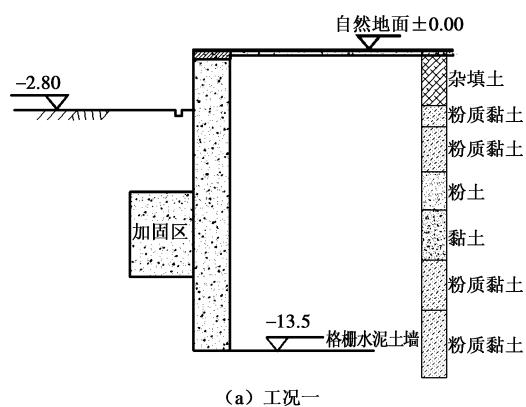
基坑挖深6.25 m,长106.6 m,宽92.2 m。降水目标水位为坑底0.5 m。拟建建筑西侧毗邻使用中的小区围墙和住宅楼,需重点保护,其他三面基坑周边距离周边建筑物和道路相对较远。在充分考虑安全性和经济性的基础上,西侧采用桩锚支护,其他三面采用格栅水泥土墙+锚杆+坑内加固支护,基坑四周做封闭的水泥土搅拌桩止水帷幕,降水采用止水帷幕内管井降水疏干,坑内采用水泥土搅拌桩加固,加固宽度3 m,深4 m。

水泥土搅拌桩施工使用双轴搅拌机,单桩直径

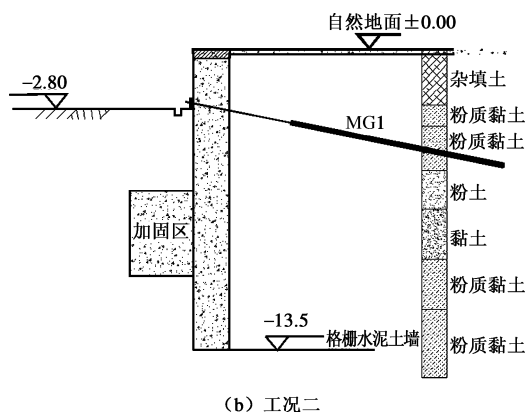
700 mm,相邻桩搭接宽度200 mm。固化材料采用42.5普通硅酸盐水泥,单位水泥掺入量不小于原状土重量的18%,水灰比0.5。水泥土龄期28 d的无侧限抗压强度应大于2.0 MPa。

水泥土搅拌法加固具有施工工期短、效率高的特点;并且在施工过程中,不振动、不排污、不挤土、不污染环境以及施工机具简单、加固费用低等优点。

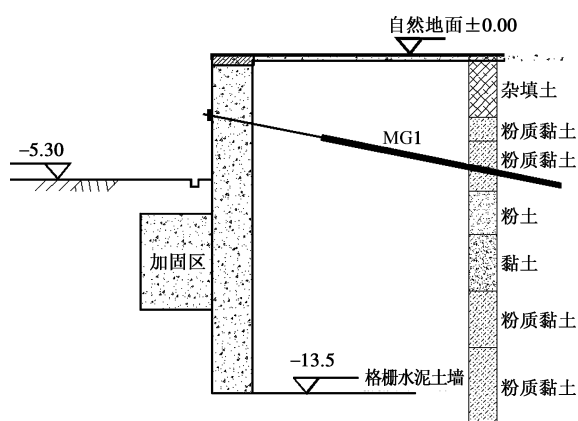
工况一:开挖第一层土,挖深至2.8 m;工况二:加设第一道锚杆(水平间距1.5 m,竖向间距2.5 m,入射角 15° ,总长15 m,锚固段10 m);工况三:开挖第二层土,挖深至5.3 m;工况四:加设第二道锚杆(水平间距1.5 m,竖向间距2.5 m,入射角 15° ,总长12 m,锚固段8 m);工况五:开挖第三层土,挖深至6.25 m。



(a) 工况一



(b) 工况二



(c) 工况三

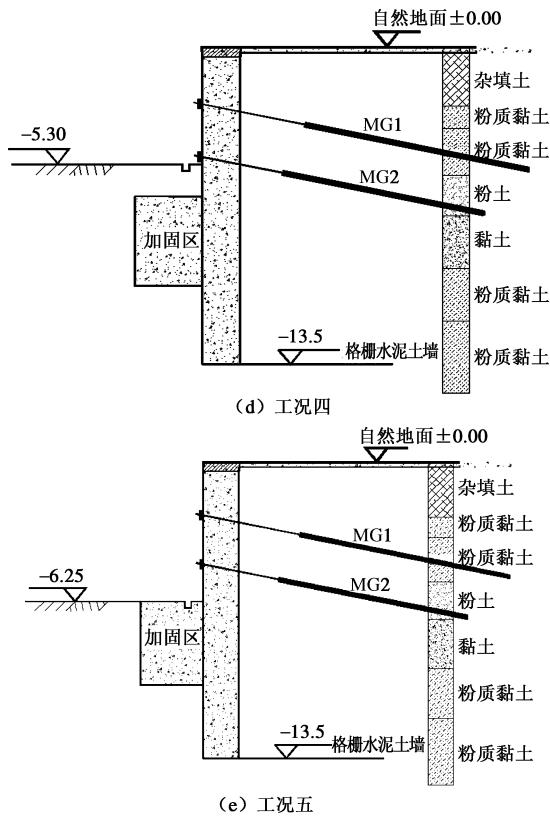


图 1 工况图

Fig. 1 Working conditions

2 加固机理分析

在工程设计中由于施工工期及成本的限制, 在软弱土层中若基坑的深度不大, 采用单锚式围护结构, 往往土体位移过大。因此常采用基坑坑内土体加固, 以提高和改善基坑内侧土体物理力学指标, 从而达到控制围护结构墙顶位移的目的。但是, 如何考虑加固作用对支护结构水平位移的影响还很不明确。弹性地基梁法在深基坑支护结构设计时简便实用, 被大多规程所推荐。因此, 本文采用弹性地基梁法分析坑内土体加固对围护结构的影响^[7]。

随着开挖深度的增加, 围护墙体内外的高差不断增大, 由于卸荷以及地面荷载的作用, 围护墙体外侧土体产生向坑内运动的趋势, 并使围护墙体产生相应的位移。随着开挖深度的增加, 当土体受到的剪应力超过土的抗剪强度时, 坑底产生向上的塑性隆起并且在基坑周围产生较大的塑性区, 地面沉降也随之发生。此时基坑周围的土体已经进入塑性破坏, 主动区土体向坑内流动, 使该区土体水平方向的应力减小, 以致剪应力继续加大, 塑性区范围逐渐增加, 而被动区土体向坑内水平位移, 使该区土体水平向应力增大, 剪应力也继续加大, 同样也增大塑性区域的范围。坑内被动区土体的塑性开展, 将直接影响到支护结构的位移大小。由此可见, 坑内被动土体的力学性质对支护

结构的变形起到很大作用。为此通过坑内加固提高土体的强度, 改善基坑土体的力学性能。加固以后围护结构的两侧的塑性区域得到明显的控制, 从根本上控制了围护墙体的位移^[8]。

基坑支护结构的受力如图 2 所示, 以水泥土挡墙为例, 取基坑单位长度分析, F_a 为主动土压力, F_p 为被动土压力, 挡墙变形可分为平移 u 和绕墙体底部的转动角 θ , 则墙身任一深度 z 处的水平位移为^[9]

$$U = u + \theta(h + h_1 - z) \quad (1)$$

被动土压力的计算采用 m 法, 由地基的水平反力系数 $K = mz$ 得^[9]

$$\begin{aligned} F_p &= \int_h^{h+h_1} KUdz \\ &= \int_h^{h+h_1} m(z-h)[uz + \theta(h+h_1-z)]dz \\ &= muh_1^2/2 + m\theta h_1^3/6 \end{aligned} \quad (2)$$

设坑内加固体宽 B , 高 h_1 , 不计其竖向摩擦力, 则其受力如图 3 所示, 后侧与围护结构体相连, 受到支护结构所受被动土压力的反力 F'_p , 加固体前侧的被动土压力 F'_{p1} , 加固体与周围土体及下部土体间的摩擦力 f_c 和 f_w ^[9]。

当坑内土体未加固时, 坑底下深 h_1 的范围内提供的被动土压力为^[9]

$$F_p = Mmu + Nm\theta \quad (3)$$

式中, $M = h_1^2/2$, $N = h_1^3/6$, 当挡墙前土体进行加固后, 设平移为 u' , 绕墙体底部的转动角为 θ' , 加固体提供的被动土压力为^[9]

$$F'_p = Mm'u' + Nm'\theta' \quad (4)$$

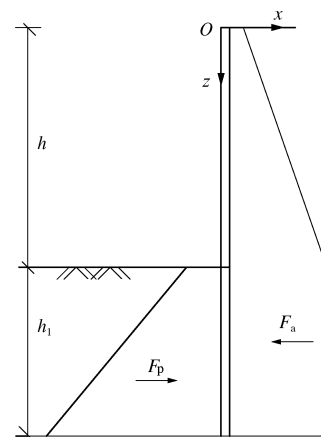


图 2 围护结构受力图

Fig. 2 Forces on retaining structure

3 结果分析

图 4 为基坑计算坑顶水平位移曲线与实测水平位移曲线对比图。比较计算所得曲线与实测曲线, 可以看出, 对于坑底加固的情况, 计算所得位移在坑顶处

大于实测位移达 5 mm, 该偏差与宽度、深度某些计算参数的选取、计算模式以及施工工况的变化有关。从图中可以看出, 计算曲线和实测曲线基本是吻合的, 总趋势是相同的; 当加固范围约为坑深的 1/2~2/3 时, 加固后的位移曲线与不加固的位移曲线比较, 位移值减小约 1/2, 加固效果明显。由类似工程未加固实测曲线与未加固计算曲线相比较发现, 实测值要大于计算值, 但大致趋势相吻合。

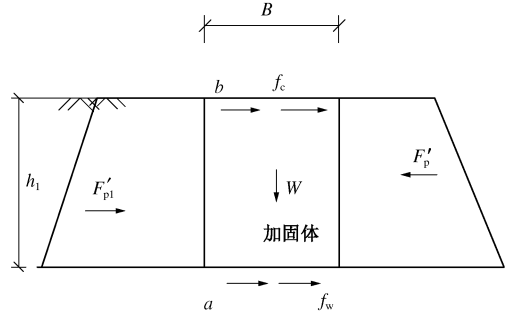


图 3 加固体受力图

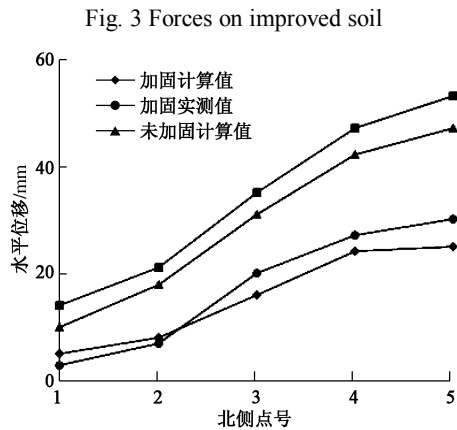


图 4 坑顶水平位移实测与计算曲线对比

Fig. 4 Comparison between measured and calculated horizontal displacements

图 5 为基坑加固与否的深层水平位移曲线对比图, 由有限元计算所得加固和不加固时该点的侧向位

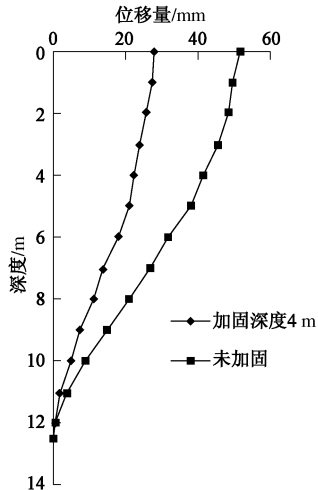


图 5 侧向位移曲线对比

Fig. 5 Comparison of lateral displacements

移曲线对比可以看出, 加固深度为 4 m 时最大水平位移为 24 mm, 而未加固的最大水平位移为 49 mm, 由此可见, 当加固宽度、深度为坑深的 1/2~2/3 时, 不同深度处, 加固后水平位移减少了约 1/2, 加固效果明显。

由图 6 和图 7 可知, 围护结构的位移随着加固深度和宽度的增大而减小, 但当加固深度超过 4 m (坑深的 2/3) 宽度超过 3 m (坑深的 1/2) 之后, 位移的变化幅度减弱。即坑内加固体存在一个临界的范围, 当加固范围超过临界值之后, 加固效果不明显。在经济最合理的情况下, 要达到支护效果最好, 需要通过计算确定一个合理的加固范围。如果加固范围太小, 容易造成围护墙体位移过大, 影响基坑自身安全以及周边建筑物和地下管线的正常使用; 如果加固范围过大, 又会造成浪费。因此需要合理地确定加固范围。

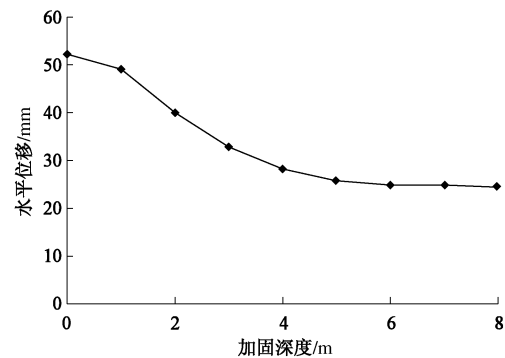


图 6 围护结构最大水平位移随加固深度的变化规律

Fig. 6 Variation of maximum lateral displacement with improved depth

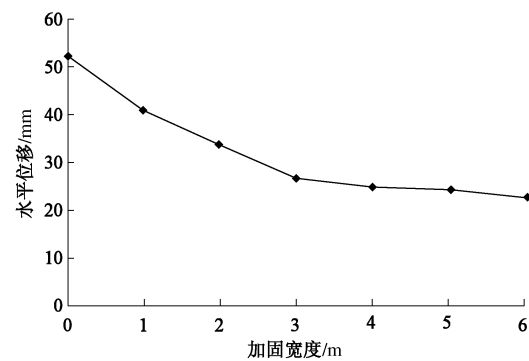


图 7 围护结构最大水平位移随加固宽度的变化规律

Fig. 7 Variation of maximum lateral displacement with improved width

图 8 和图 9 分别为水平位移和竖向位移时程曲线图, 基坑北侧共布置 5 个观测点, 由图 8 和图 9 可以看出, 该部位基坑坡顶的变形具有如下特点:

(1) 基坑北侧#3 观测点位置的坡顶水平位移最大值为 38 mm, 沉降也近最大, 最大值为-9.9 mm,

主要是因为该部位位于基坑北侧中间位置,场地较宽敞,有施工机械堆载与施工振动荷载影响,另外,位于中间部位,受空间约束作用影响小。

(2) #4 观测点的基坑坡顶水平位移和竖向位移较大,水平位移为 33 mm,竖向位移为-8.5 mm,主要因为该部位东侧为车道,土方开挖车不断经过造成的。锚杆对土体的水平向变形的约束能力要大于其对土体沉降的约束能力,同时也受中间部位施工振动荷载影响,水平位移和竖向位移均较大。

(3) 基坑西北角的#5 观测点,处于基坑边角上,水平位移和竖向位移均最小,水平位移为 21 mm,竖向位移为-6 mm,主要是受空间约束作用比较明显。

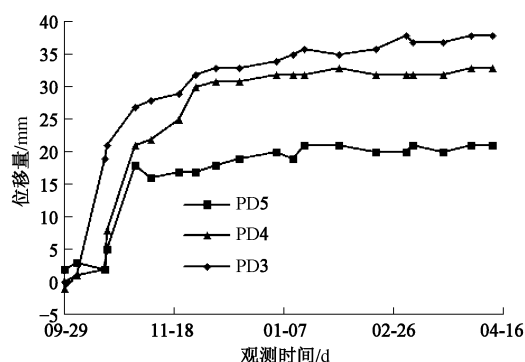


图 8 水平位移时程曲线图

Fig. 8 Time histories of horizontal displacement

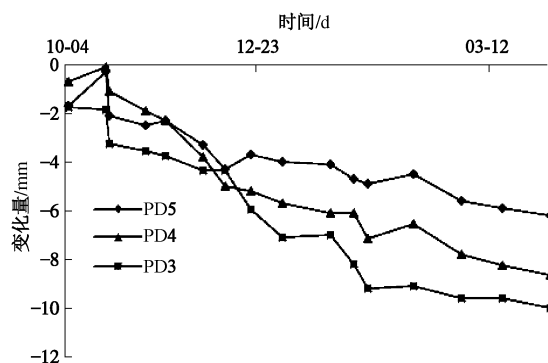


图 9 竖向位移时程曲线图

Fig. 9 Time histories of vertical displacement

由上面两个图整体分析可看出,在开挖期间,由于施工不合理,支护不及时,各点变化比较明显,呈直线渐近增长,在前期累计位移已经达到 25 mm,随着后期锚杆施工做垫层,各点的变形量还在增长,但逐步趋于稳定,到后期,曲线平稳,并且各点变化趋势接近一致。

4 结 论

由计算和工程实践可知,坑内加固提高了土体的

强度,改善了基坑土体的力学性能,使基坑坑内和坑周土体塑性区范围明显缩小,在减少基坑坑底隆起量,限制和减少基坑水平位移的同时,也减小了坑外地层的沉降值和沉降影响范围。

(1)通过采用传统计算方法及有限元方法计算分析,表明坑内加固支护方案是可行的。

(2)围护结构的侧向位移随加固深度和宽度的增大而减小,当加固深度超过一定的值后,位移的变化幅度不明显。当加固宽度为坑深的 1/2,深度为坑深的 2/3 时即坑内加固的一个临界范围,超过临界加固范围后,加固的效果增长不明显,反而造成经济浪费。因此确定合理的加固深度及宽度既保证基坑的安全,又达到节省造价的目的。

参考文献:

- [1] 刘建航,侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997: 2 - 30. (LIU Jian-hang, HOU Xue-yuan. Handbooks of foundation pit[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997: 2 - 30. (in Chinese))
- [2] 蔡伟铭. 加固基坑支护被动区土体的效果分析[C]// 中国建筑学会地基基础学术委员会 1994 年会议论文集, 成都, 1994. (CAI Wei-ming. Result analysis of reinforcement in passive area in foundation pit[C]// China Architecture Foundation Academic Committee, Chengdu, 1994. (in Chinese))
- [3] 王 欣, 谢康和. 关于挡土结构被动区加固性状的若干研究[J]. 地基处理, 1999, 1(3): 16 - 21. (WANG Xin, XIE Kang-he. Behavior research of bracing structure in passive area reinforcement[J]. Ground Improvement, 1999, 1(3): 16 - 21. (in Chinese))
- [4] 熊巨华, 吴凤仙. 基坑工程中 m 值与被动区水泥土加固宽度的关系[J]. 地下工程与隧道, 1999(2): 19 - 21. (XIONG Ju-hua, WU Feng-xian. The relationship between “ m ” and reinforcement width of passive area in foundation pit[J]. Subway Engineering, 1999(2): 19 - 21. (in Chinese))
- [5] 秦爱芳, 李永圃, 陈有亮. 上海地区基坑工程中的土体注浆加固研究[J]. 土木工程学报, 2002, 1(2): 69 - 82. (QIN Ai-fan, LI Yong-pu, CHEN You-liang. Research of soil grouting reinforcement in foundation pit in Shanghai[J]. Civil Engineering Journal, 2002, 1(2): 69 - 82. (in Chinese))
- [6] 罗战友, 刘 薇, 夏建中. 基坑内土体加固对围护结构变形的影响分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(增刊): 1538 - 1540. (LUO Zhan-you, LIU Wei, XIA Jian-zhong. Deformation Analysis of bracing structure under

- reinforcement in foundation pit[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(S0): 1538 - 1540. (in Chinese))
- [7] 龚晓南, 高有潮, 徐少曼. 深基坑工程设计施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998: 713 - 734. (GONG Xiao-nan, GAO You-chao, XU Shao-man. Design and construction handbooks of deep foundation pit[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1998: 713 - 734. (in Chinese))
- [8] 金晓波. 软土基坑被动区加固处理的研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2008. (JIN Xiao-bo. The study on ground treatment in passive zone in the soft clay excavation[D]. Kunming: Kunming University of Science & Technology, 2008. (in Chinese))
- [9] 简浩, 齐良锋. 挡墙坑内加固对基坑变形的影响研究[J]. 建筑结构, 2005, **35**(12): 33 - 34. (JIAN Hao, QI Liang-feng. Influences of reinforcement in foundation pit with retaining wall on foundation pit reformation[J]. Building Structure, 2005, **35**(12): 33 - 34. (in Chinese))

(本文责编 黄贤沙)