

文章编号: 1008—2786(2000)增—0039—05

深基坑土钉墙支护结构的现场测试研究

赵其华， 彭社琴， 刘治安， 王兰生
(地质灾害防治与地质环境保护国家专业实验室， 四川 成都 610059)

摘 要: 结合某深基坑土钉墙支护工程, 开展了系列现场测试, 包括土钉的应变测试、基坑地表位移测试及基坑土体的变形破坏现象调查等。通过现场测试研究, 获得了土钉体在承压过程中的受力特点。并探讨了土钉支护结构在不同土层中的适宜性, 为土钉计算设计理论的完善提供了试验资料和分析依据。

关键词: 土钉; 现场测试; 应变
中图分类号: TD353.6 TU473.2 **文献标识码:** A

土钉支护技术迄今尚未形成较成熟的设计理论、计算方法^[1,2], 造成这种结果的原因在于人们对土钉体、面层、被加固土体的作用机理及其相互作用效用等缺乏较深入的探究。针对上述问题, 结合成都某大厦深基坑土钉支护工程, 系统开展了土钉的应变测试、基坑地表的位移监测和基坑土体变形破裂观测等现场研究工作, 获得了在深基坑开挖过程中, 土钉内部应变的变化以及不同土层中土钉的应变分布规律等第一性资料, 并据此探讨了土钉的作用机制、土钉体应变变化规律和土钉在不同土层中的适宜性。

1 工程概况

拟建大厦位于成都市市中区。场地东面临街, 其余三面紧邻建筑物。场地地形平坦, 相对高差不超过 0.7 m。该工程设计基坑深度为 9.5 m, 基坑支护为临时工程, 基坑四周皆由土钉墙支护(图 1)。

场地揭露地层从上到下依次为: 1. 杂填土; 2. 粉质粘土及粘土; 3. 中砂, 厚 0.6 m~3.1 m; 4. 卵石, 厚 10 m~16 m; 5. 泥岩。

土钉墙采用 II 级钢管($\varphi=48\text{ mm}$)作为插筋材料。尾部 2 m 为花管, 设计土钉入土倾角为 15° , 土钉在空压机推动下顶入土层。土钉墙由 6 排土钉组成。土钉在水平和垂直方向上的间距分别是 2 m 和 1.5 m, 由上而下 6 排土钉的设计长度分别是 10 m、9 m、9 m、8 m、7 m、6 m。第一排土钉距地面 1.1 m~1.3 m。

2 测试方案

现场测试内容包括: 土钉体的应变测试、基坑地表位移监测、基坑壁土体的变形破裂观测等。1. 土

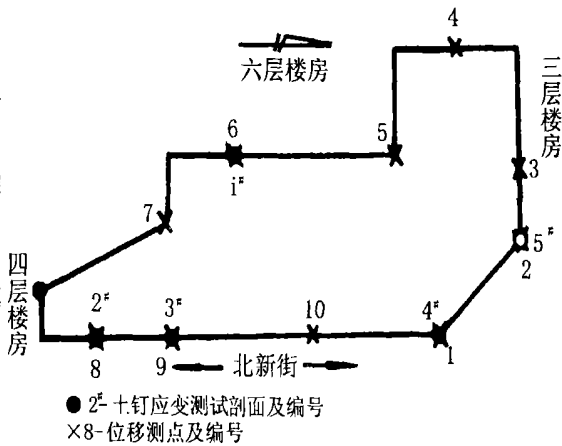


图 1 基坑周边环境及测点布置图
Fig. 1 Pit boundary and testing point

钉体应变测试: 根据场地地质条件、基坑周边荷载特点及施工特点, 共布置了 5 个应变测试剖面(图 1); 2. 基坑顶部位移监测: 沿坑壁周边先后布置了 10 个监测点(图 1), 布置原则为与应变测试剖面及潜在的危险区域尽可能一致。测试仪器为红外线监测仪; 3. 变形破裂观测: 主要观测基坑附近地表随施工进行产生裂缝的时间、位置、分布、发育等, 为潜在破裂面提供宏观依据, 为施工提供信息指导。

3 测试成果分析

3.1 土钉应变测试结果

土钉应变测试有助于了解土钉的受力状态的变化以及荷载变化与施工过程的关系, 可以揭示钢管和混凝土对土钉受力状态的联合影响。由于篇幅所限, 下面仅就 1[#]、2[#]、3[#]剖面的测试成果进行介绍。

(1) 1[#]剖面 在第一剖面, 第 1、2、3、5 排土钉上均安设了应变计。但由于部分应变计存在防潮处理效果欠佳及施工中受破坏等问题, 因此仅在第 1、3 排土钉上获得了部分应变计的测试资料。

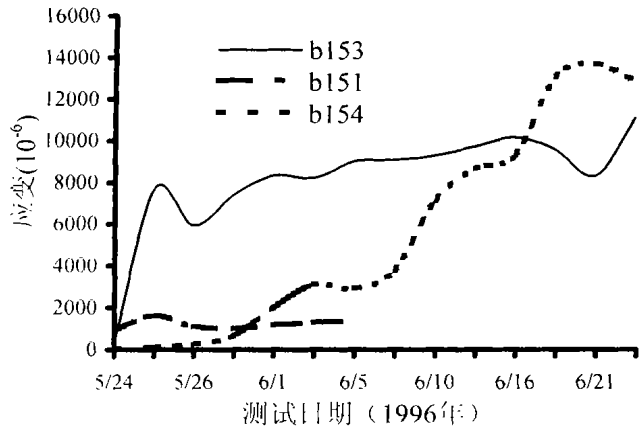


图 2 1[#]剖面第三排土钉应变—时间曲线
Fig. 2 Strain with time curve of second row nail in section 1[#]

图 2 是该剖面上第三排土钉应变随时间的变化曲线。此排开始测试时, 第一排土钉上的应变计已遭破坏而失效。其中 b151, b153, b154 应变计分别距基坑壁 6.5 m、2.5 m 和 0.5 m。该排土钉 1996 年 5 月 22 日安设, 直至 6 月 5 日才灌浆。由图可见, 土钉应变随时间增大而增大, 其中 b154 号应变计在灌浆前后变化特点不同。灌浆前, 该点应变增长缓慢, 而灌浆后, 应变迅速增加, 甚至超过了 b154 号应变计。b153 除在安设初期迅速增大外, 此后变化不大, 呈较稳定的状态, 即使在灌浆前后也无明显变化。而 b151 号应变计在灌浆

前量值较小与 b154 接近, 灌浆后该应变计失效。

该剖面地层主要由呈硬塑状态的亚粘土和密实卵石组成。从土钉的应变测试结果看, 土钉的受力, 在初期表现为沿杆长中部承力大, 而两端较小, 随着开发过程的进行及时间的增长, 土钉中的应变分布趋于均匀。

(2) 2[#]剖面 该剖面中获得的应变资料包括第一排土钉的 1 号、3 号(b51, b53)应变计和第二排土钉的 1 号(b61)应变计, 他们分别距基坑壁为 8.0 m、4.0 m 和 7.0 m。图 3 显示, 无论是第一排土钉还是第二排土钉, 应变随时间的变化均较复杂, 但总体有增大的趋势。该剖面第二步开挖始于 5 月 25 日, 5 月 27 日完成, 并于 5 月 29 日安设第三、四排土钉, 但未灌浆。可见应变值在第二步开挖过程中有一定增加, 但增量不大。而应变沿土钉杆长的分布也大致呈均布状态, 且与 1[#]剖面应变结果相比应变值较低。这可能与该处为井点降水的汇集点而导致该处土体的含水量增大, 土钉范围内土体多达可塑至软塑状态有关。

(3) 3[#]剖面 共获得第一排土钉 5 个应变计及第二排土钉 2 个应变计的监测资料。其中第一排土钉(图 4)b41、b42、b43、b44、b45 应变计分别距基坑壁土为 8.5 m、6.5 m、4.5 m、2.5 m 和 0.5 m, 而第二排土钉(图 5)应变计分别距基坑壁为 7.5 m、5.5 m。

图 4 显示, 土钉受力初期, 以 b41 应变计处应变最大, 而其他应变计处应变较小, 当第二步开挖后,

地表距基坑壁约 6 m 处出现裂缝, 并产生明显错位, 此时, 除 b42 应变计以外, 其他点处应变均略有降低。但随着第三、四排土钉的安设并灌浆, 地表位移增量明显减少, 而应变有所增加。该土钉上的应变分布可分为两段: 1) 对应地表裂缝带处为高应变区, 表现为 b41、b42 应变绝对值增大, 而 b42 的负应变值可能与土钉的局部弯曲变形有关, 它处于土体破裂面附近, 与地表裂缝位置相吻合; 2) 裂缝带以内, 即 b43、b44、b45 三点处应变值较小, 且波状起伏, 整体沿土钉成均匀分布, 而第四点处应变值波动幅度最大, 也与靠近裂缝有关。

图 5 反映, 应变随时间增大, 但波状起伏较大, 且增减变化不同步, 但趋势一致。总体仍沿土钉呈均匀分布。第二步开挖后, 应变皆明显加大(图 4)。可见 b41、b42 的应变绝对值与 b81、b82 接近。

第二、三剖面处的地层结构类似, 主要由呈可塑至软塑状的粉质粘土及下伏中密卵石层组成。由于沿基坑外侧距坑壁 4 m ~ 5 m 处有一排水沟通过, 故该地段局部表土层呈软塑至流塑状态。结合图 4、图 5 可以看出, 地表有明显变形破坏区内土钉的应变值相对较低, 且大致呈均匀分布, 而裂缝区以外, 即处于相对稳定土层段土钉的应变值较大。土钉中应变的这一分布特征与该处土体的稠度状态明显相关。

3.2 地表位移监测成果

地表位移监测资料可以为评价坑壁土体的稳定、调整施工进度、方案等提供重要依据。这里结合上述应变测试剖面, 介绍 6、8、9 三个测点的资料及位移随时间的变化曲线。图 6 是 6 号点的位移随时间的变化曲线。从图中可以看出, 该处地表位移较小, 且平行基坑壁方向的位移变化明显大于垂直于基坑壁方向的位移情况。位移值于 5 月 15 日开始明显增大, 而对应时间段土钉的应变值明显减小, 但随后又继续增大。这一结果表明, 当地表产生一定位移时, 土钉中的应变在初期有降低趋势, 随着应力的调整, 土钉中的应变则又进一步增加。显然, 土钉的安设有效抑制了土体的变位。

图 7 是 8、9 号点的位移随时间的变化曲线。其中第 8 号点位于 2 号应变测试剖面的地表, 9 号点位于 3 号测试剖面的地表。从图中可以看出, 从 5 月 22 日起至 6 月 5 日, 8 号点的位移从 7 mm 增大到 38

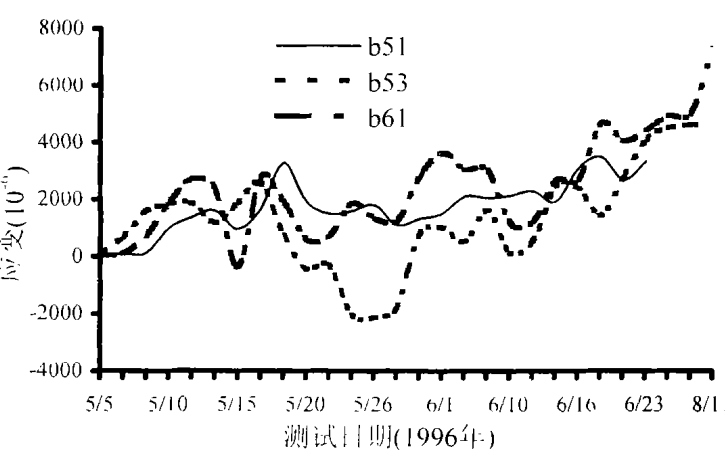


图 3 2#剖面第一、二排土钉应变—时间曲线
Fig. 3 Strain with time curve of first and second row nail in section 2 #

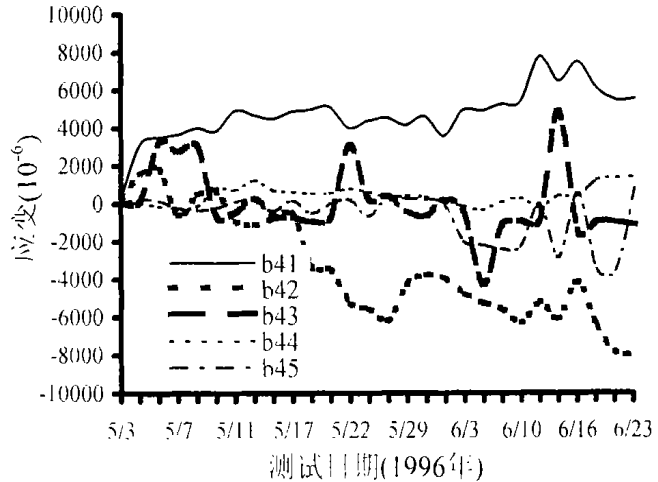


图 4 3#剖面第一排土钉时间—应变曲线
Fig. 4 Strain with time curve of first row nail in section 3 #

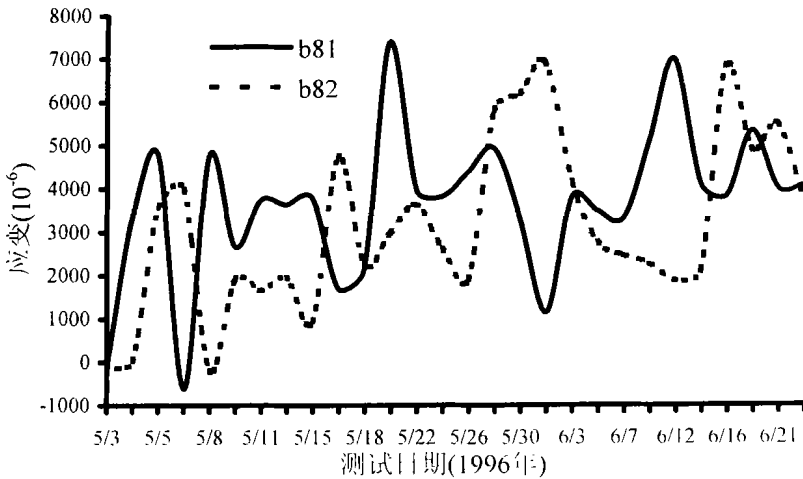


图 5 3#剖面第二排土钉时间—应变曲线
Fig. 5 Strain with time curve of second row nail in section 3#

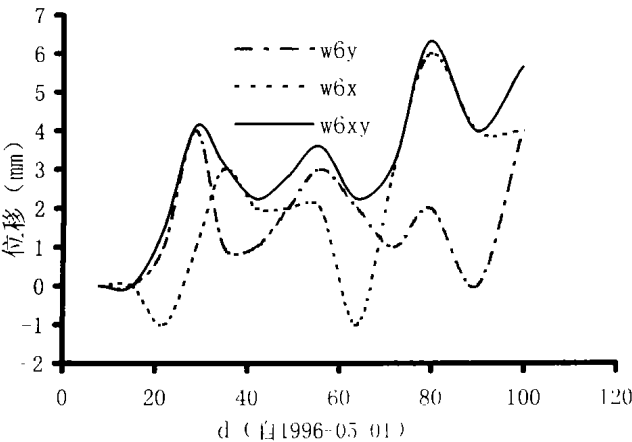


图 6 6#点位移—时间曲线
Fig. 6 Displacement-time curve of point 6

mm, 而 9 号点的位移则从 7 mm 增大到 21 mm, 这期间地表出现明显破裂缝。这一现象的出现主要与该地段第二步开挖过程(一次性开挖深度达 3.5 到 4 m)有关。直至 6 月 5 日第三、四排土钉安设并灌浆后, 地表位移增量才趋于减小, 但直至工程结束, 地表位移一直在缓慢增加。

4.3 地表变形破坏现象

该工程基坑开挖

过程中, 1 号应变测试剖面附近土体稳定性较好, 无明显变形破坏现象; 2、3 号应变测试剖面附近, 则出现由沿坑壁长约 8.5 m 宽约 1.5 m 的滑塌破坏; 4、5 号应变测试剖面附近则以局部土体的倾倒式破坏为主。

5 结论与认识

现场测试成果表明, 土钉的受力情况不仅与其穿越的地层性质、所支护坑壁原有的变位情况有关, 而且受施工中多因素(如分步开挖高度, 各工序之间的衔接情况, 施工荷载等)的显著影响。参照上述分析和计算^[3,4], 具体可以得出如下主要结论或认识。

1. 随着开挖过程的进行, 土钉的应变值不断增大, 且有跳跃现象。
2. 不同土层中土钉的应变(应力)沿钉长的变化有一定差异。

1) 以硬塑至坚硬土体为主的地层中, 土钉应变沿杆长的分布初期表现为中间大两端小, 后期则表现为似均匀分布特征; 2) 在可塑至软塑, 局部呈流塑状土体中, 土钉应力(应变)沿杆长的分布总体表现为内部大, 而靠坑壁端(软塑区)的应力小, 土钉在此不能有效发挥其作用。以出现明显的破裂缝处为界, 破坏区内土钉中应变沿杆长呈似均布状, 而破坏区以外稳定土体中, 土钉应变(应力)值偏大, 推测与抵抗土体的变形破坏有关; 3) 在可塑至硬塑且垂直裂隙发育的土层中由于土体的破坏以倾倒式为主, 故土钉中的应变分布有一定特点。即应变的变化多呈跳跃状, 且以受压为主, 沿土钉总体仍呈似均布状分布, 但变化幅度偏大; 因此, 土钉不适于在呈软塑至流塑的土层中应用。

3. 出现基坑土体破坏的地段, 其地表破坏范围大致相当于三分之二基坑深度, 即 6 m ~ 7 m 范围内, 该范围与土钉中应变的峰值位置相吻合, 也是潜在破裂面发展的最大范围。

4 基坑的开挖深度应控制在其自稳高度范围内。而超挖是导致基坑土体失稳的主要原因之一。

5 为保证土钉支护结构的有效性, 施工过程中也应该注意基坑壁一定范围内土体排水及含水量的变化。土体塑性状态的恶化可直接导致土体的失稳。

6 测试获得的应变值, 换算为土钉的应力或荷载是个复杂的课题。不仅与土钉、混凝土的刚度有关, 而且与钢管、混凝土、土体的蠕变有关, 土钉的受力实质上是土钉和混凝土复合体的承力。

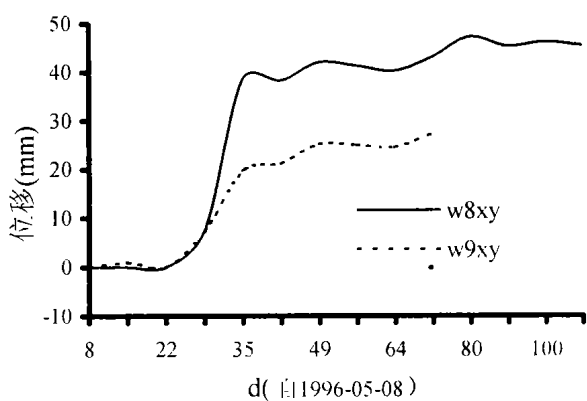


图 7 8 #、9 #点位移—时间曲线
Fig. 7 Displacement-time curve of point 8, 9

参考文献:

[1] 工程地质编写委员会. 工程地质手册(第三版)[M]. 中国建筑工业出版社. 1992
[2] 林宗元主编. 岩土工程勘察设计手册[M]. 辽宁科学技术出版社, 1996
[3] 赵其华, 王兰生. 构造重力扩展机制的地质力学模拟研究[J]. 工程地质学报, 1995, 3(1)
[4] Qihua Zhao & Lansheng Wang & Sheqin Peng. Prediction of Slope Deformation and Failure by Discrete Element Method. 30th International Geological Congress, 1996.

FIELD TESTING STUDY ON THE
SOIL NAILING SUPPORT STRUCTURE IN DEEP EXCAVATION

ZHAO Qi-hua, PENG She-qin, LIU Zhi-an, WANG Lan-sheng
(National Laboratory of Geological Hazard Prevention, Chengdu 610059)

Abstract: Soil nailing support had been widely used in deep excavation step by step as the building scale expanding. But as a new technique the mature design theory and computational method had not formed as yet. This would influence the further developing of the soil nailing support technique. In view of above problem, using in-situ test technique, the strain of soil nailing, displacement up the pit wall and deformation & failure in the ground were test and studied attentively with a deep excavation shoring by soil nailing in Chengdu, China. Many precious primary data about the nail, face wall and fasten soil mass had gained, meanwhile, the practical and efficacious field test method for nail strain was produced in the study. The force-bearing characters of the nail in its bearing process were analyzed and the adaptability of the nail system was discussed in different quality soil. All this gave precious data and analytical according for revising current design and calculation theory in supporting region.

Key words: Soil nailing, in-situ test, strain