

土-岩二元介质深基坑吊脚桩支护优化设计

平 扬¹, 吴 楠², 朱珍德², 蒋志坚¹, 程 实²

(1. 深圳市水务规划设计院, 广东 深圳 518008; 2. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098)

摘要:基于深圳观澜河深基坑工程,采用大变形数值模拟方法,分析了吊脚桩的力学性能与变形稳定性。结果表明:吊脚桩上部不同倾角锚索锚固效果顺序为 $20^{\circ}>25^{\circ}>15^{\circ}$;坑壁横向位移随着下部桩体嵌岩部分桩前预留平台宽度增加而逐渐减少;位移监测结果与计算结果吻合较好。最优化分析表明,上部锚索倾角为 20° 、桩前预留平台宽度为1.2 m时锚固支护效果最好。

关键词:土-岩二元介质;吊脚桩;深基坑;优化设计;深圳观澜河

中图分类号: TU473.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1006-7647(2014)S2-0022-03

随着城市建设的快速发展,大型工程逐渐向地下空间扩展,基坑开挖深度越来越深,深基坑的稳定性及支护体系的有效性受到工程设计人员越来越多的关注。在我国南部沿海地区,深基坑表层为各类软土,而深部为风化岩体,常需要采用桩基础,若开挖深度较大,则极易形成吊脚桩。评价吊脚桩支护效果,优化吊脚桩支护参数可为该类深基坑的稳定性评价提供依据^[1-3]。

刘红军等^[4]以青岛市凯悦深基坑为例,利用Plaxis有限元软件模拟基坑开挖过程,对其进行变形及安全稳定性分析,得出基坑位移主要发生在土体深度范围内,双排吊脚桩桩锚支护体系具有较大刚度,能够有效控制基坑变形及桩体位移的结论。毕经东等^[5]基于青岛地铁宁夏路车站基坑支护工程,对吊脚桩的计算方法进行了分析探讨。肖武权等^[6-7]利用随机反分析方法等对吊脚桩基坑支护的优化进行了探讨。由于当前规范及经验仍将吊脚桩作为一种工程缺陷进行分析,因此对该类支护体系的有效性与稳定性缺少深入研究。

本文基于深圳观澜河调蓄池深基坑支护工程,采用Lagrange快速差分计算方法,探讨了吊脚桩基坑支护锚索的最优倾角以及最优桩前预留平台宽度,以期该类工程的力学分析与支护设计提供参考。

1 工程概况与计算模型

1.1 工程背景

深圳观澜河调蓄池位于观澜河右岸,观澜应急

污水厂对面,占地面积约 $2.6\times10^4\text{ m}^2$,主体采用全地下室方案,地下地板埋深15.9~21.7 m;场地西侧为观澜河,距离约为30 m,东侧靠近观澜高尔夫球场宿舍楼,距离约为12 m,南侧较陡,北侧平坦,无建筑。场地上部土层由第四系人工杂填土层(Q_{4s})、冲洪积层(Q_{4al+pl})、风化残坡积土层(Q_{el+dl})组成。人工填土厚度多在1~2 m,冲洪积层总厚度2.5~7.8 m,粉质黏土层厚1.0~7.0 m,饱和,可塑状,局部含砾。粉质黏土以下为侏罗系塘厦组砂岩,自上而下风化程度逐步降低。

工程采用冲孔灌注桩,桩直径为1.0~1.2 m,桩间中心距1.3~1.8 m,长度深入风化岩体约1.3~1.8 m。为了保证排桩稳定,桩间注浆加固,并采用锚索进行支护。现场开挖及桩、锚杆分布如图1、2所示。



(a) 上部土体中的支护 (b) 下部岩体中的支护

图1 基坑开挖支护示意图

1.2 数值计算模型

选取基坑中的典型剖面,建立一个长为50 m,宽为6.6 m,深为20.9 m的计算模型,如图3所示。然后利用拉格朗日快速差分软件,把坑内的土-岩二元介质结构分为6层,逐层进行开挖。计算模型共

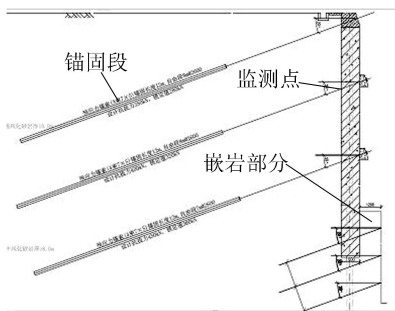


图2 锚索及监测点布置

建立 53 415 个单元,计算中的本构模型采用 Mohr-Coulomb 模型,岩体物理力学计算参数见表 1。

表 1 岩体物理力学计算参数

类别	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/($^{\circ}$)	孔隙比	压缩模 量/MPa	承载力/ kPa
河流 冲积土	183	16	16	0.78	4.2	70 ~ 110
风化岩	226	80	33			600 ~ 1 800

2 数值优化分析

2.1 无支护基坑数值模拟

在不设立支护的情况下直接对土体进行开挖,土-岩二元介质的上部大范围土体受到扰动,坑壁外大约 11.0 m 范围内的土体沿图 4 所示的滑移面曲线向坑内发生明显垮塌,危及工程安全。

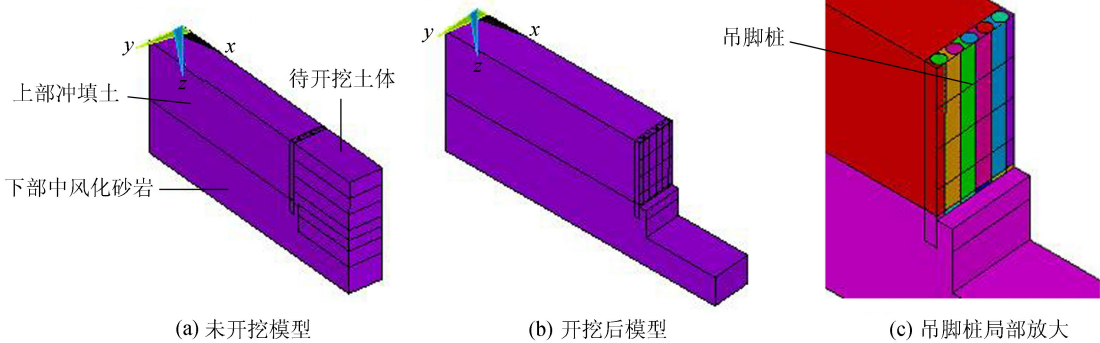


图3 计算模型

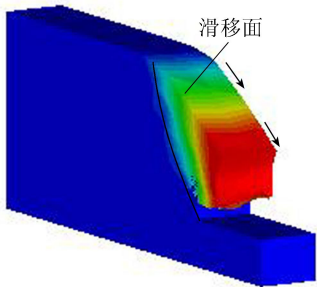


图4 未支护开挖示意图

2.2 锚索倾角对吊脚桩支护效果的影响

根据预期工程设计,分别在坑底标高为 15.6 m、12.1 m、8.1 m 的冠梁上设立 3 层锚索,锚索的锁定

值为 280 ~ 360 kN,在下部岩层中设立 3 层锚杆。本文主要模拟上层土体中锚索倾角分别为 15°、20°、25°时对应的坑壁横向位移,并寻求最优锚索倾角。

锚索倾角为 25°时,坑底标高为 8.0 ~ 12.0 m 处的土体横向位移最大,为 38 ~ 40 mm,横向位移等值线分布相对较为稀疏,以最大横向位移发生处向外呈弧形分布,如图 5(a) 所示。

锚索倾角为 20°时,坑底标高为 6.0 ~ 12.0 m 处的土体横向位移最大,为 35 ~ 38 mm,横向位移等值线分布相对比较紧密,锚索支护作用效果比较显著,如图 5(b) 所示。

锚索倾角为 15°时,坑底标高为 7.0 ~ 11.0 m 处

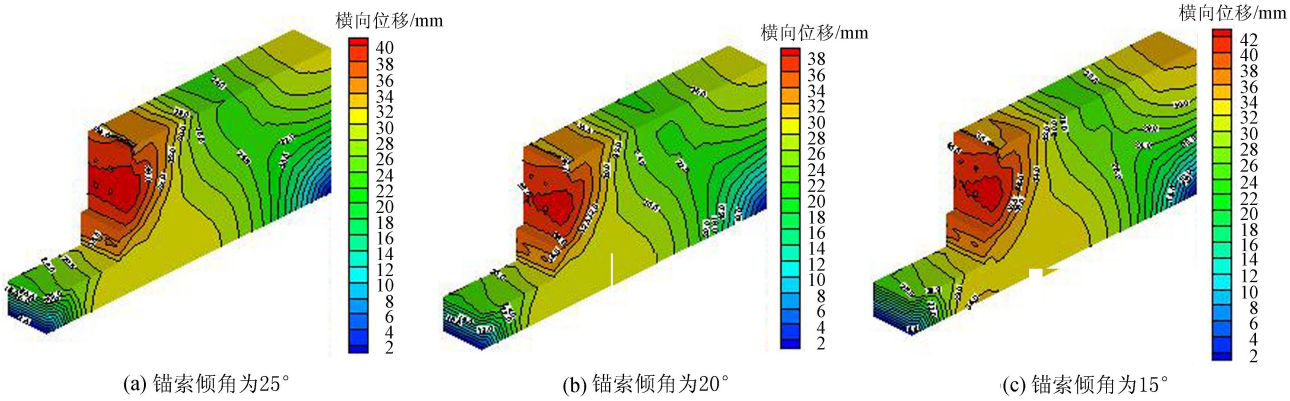


图5 不同锚索倾角对应的坑壁横向位移

的土体横向位移最大,为40~42mm,横向位移等值线分布相对较为稀疏。与锚索倾角为25°时的土体横向位移相比,横向位移在40mm范围内的面积明显增大,支护效果略差于锚索倾角为25°时,远差于锚索倾角为20°时的支护效果,如图5(c)所示。

通过将坡顶位移和冠梁位移的工程观测数据与3种锚索倾角的数值计算位移对比(图6),可以发现最大位移发生在上部土体的冠梁附近区域,锚索倾角为20°时支护效果最好,在误差允许范围内,实测数据与数值模拟值吻合较好。

2.3 桩前预留平台宽度优化模拟

由于锚索倾角为20°时,桩的横向位移最小,锚索加固效果最好,因此将所有上部锚索倾角取20°固定值,改变桩前预留平台的宽度(分别取0.6m、

1.2m、1.8m),通过对比桩前岩体平台塑性区的开展范围寻求预留平台宽度的最优解。

桩前预留平台宽度为0.6m时,预留岩石部分高应力分布区域比较大,在吊脚桩土端部的部分产生大量岩体塑性区(图7(a))。当桩前预留平台宽度为1.2m时,在吊脚桩土端部岩体未发现明显的塑性区(图7(b))。

由图8可知,桩前预留平台宽度为0.6m时,整个基坑的中下部土-岩二元介质处于大位移状态,支护效率不明显;当平台宽度为1.2m,横向位移大幅度减少,下部岩体部分横向位移变形明显减少,因此支护效果提高显著;平台宽度增大为1.8m时,与1.2m情况相比变化不大。

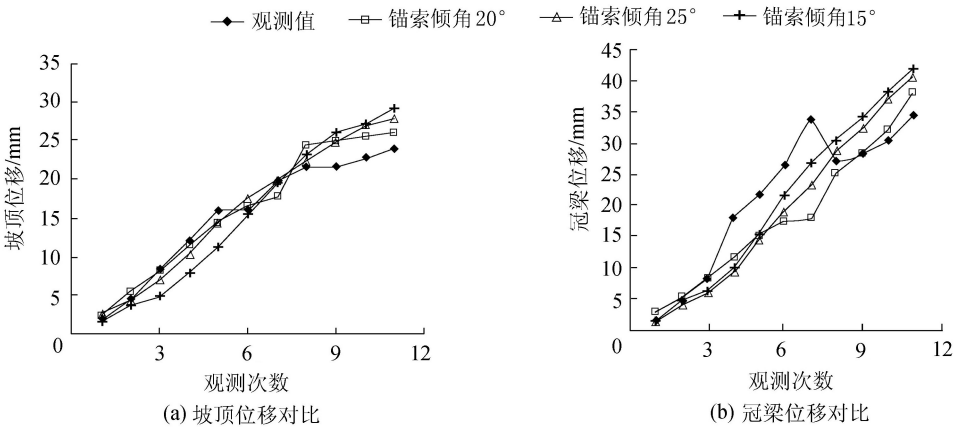


图6 坡顶、冠梁位移对比

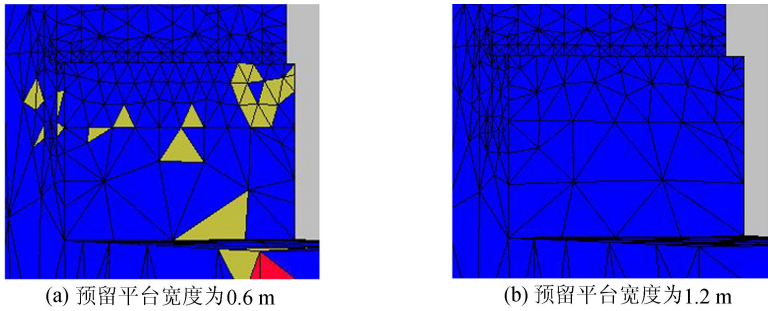


图7 桩前岩体平台塑性区开展范围

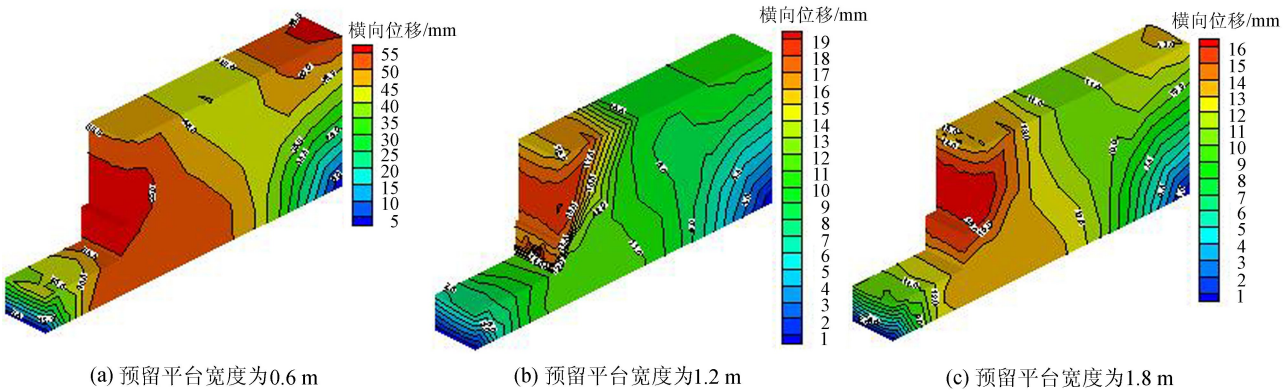


图8 不同预留平台宽度对应的坑壁横向位移

(下转第35页)

表 2 K853+990 断面简化公式计算参数

土层	土样编号	取样深度/m	孔隙比	含水率%	塑性指数	压缩模量/MPa	渗透系数/(10 ⁻⁷ cm·s ⁻¹)
1 层	K8+985-1	3.5	0.90	25.8	35		
-1 层	K8+985-2	5	1.80	65.6	38	1.44	0.414
-2 层	K8+985-3	6.5	1.59	58.1	40	2.30	1.710
-3 层	K8+985-4	8	1.55	56.2	47	2.40	0.493
-4 层	K8+985-5	9.5	2.05	74.7	43	1.91	0.769
-5 层	K8+985-6	11	1.67	58.4	37	1.98	0.329
-6 层	K8+985-7	12.5	1.37	49.7	37	2.44	39.600
-7 层	K8+985-8	14	1.76	64.2	46	1.85	0.804
D-1 层	K8+985-9	16	0.76	26.9	32	4.01	0.826
D-2 层	K8+985-10	18	0.70	25.6	16	6.55	0.624
D-3 层	K8+985-11	20	0.64	23.1	21	5.11	0.309

沉降问题。根据有限元数值模拟可知,采用夯扩桩进行路基加固处理方案,可以有效减少软土地基路堤的沉降,使工后沉降满足高速公路的使用要求。

4 结 语

对沿海高速公路路面沉降现状及软土地基灾害变形进行了调查,分析了影响沿海高速公路施工期及运营期沉降大小的各种因素。针对沿海高速公路灌云路段 K853+990 断面,采用夯扩桩支托技术进行地基加固,采用分层总和法进行沉降计算。计算结果表明,若不进行地基处理,在不加铺的情况下该断面还将产生约 29.0 cm 的工后沉降量;若采用路面加铺,工后沉降量将更大;采用夯扩桩支托技术处治之后,路堤工后沉降量为 3.1 cm,比不处理地基降低了 25.9 cm。

参考文献:

[1] 沈保汉. 我国夯扩桩的发展现状[J]. 工业建筑,2004,34(2): 45-49.

(上接第 24 页)

3 结 论

- a. 吊脚桩受力时,最大基坑壁横向位移发生在土体中部的冠梁附近区域,不同倾角锚索支护效果顺序为 20°、25°、15°,随下部桩体嵌岩部分桩前预留平台宽度的增加,坑壁的横向位移逐渐减小。
- b. 吊脚桩上部锚索倾角为 20°,下部桩前平台预留宽度为 1.2 m 时即可保证桩底的稳定性。
- c. 现场变形监测结果与变形计算结果对比表明,两者吻合较好,最大变形位于桩顶部,均在 40 ~ 50 mm 之间,表明数值计算得到的结果可用于指导工程实践。

参考文献:

[1] 应宏伟,章丽莎,谢康和,等. 坑外地下水位波动引起的

[2] 郑玉辉,陈追田,王惠昌. 复合载体夯扩桩在复杂地基工程中的应用[J]. 土工基础,2008,22(5): 25-27.

[3] 仇凯斌,介玉新,李广信,等. 复合载体夯扩桩承载力性状有限元分析[J]. 工程力学,2002,19(3): 90-94.

[4] 李广信,王继忠. 复合载体夯扩桩最优桩距的研究[J]. 工业建筑,2002,32(1): 29-31.

[5] GB50202—2002 建筑地基基础工程施工质量验收规范[S].

[6] JGJ/T135—2001 复合载体夯扩桩设计规程[S].

[7] 高玉峰,黎冰,刘汉龙. 车辆荷载作用下公路软基沉降的拟静力计算方法研究[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(增刊2).

[8] SAKAI A, SAMANG L, MIURA N. Partially-drained cyclic behavior and application to the settlement of a low embankment road on soilty-clay[J]. Soils and Foundations, 2003,43(1): 33-46.

[9] 杨晖,车辆荷载作用下复合路基沉降研究的现状[J]. 交通科技,2001(1): 64-47.

[10] 李世壮,车辆荷载作用下复合路基的沉降研究[J]. 长春工程学院学报:自然科学版,2002(2): 33-35.

(收稿日期:2014-09-21 编辑:周红梅)

基坑水土压力响应[J]. 浙江大学学报:工学版,2014(3): 492-497.

[2] 刘焕存,黎良杰,王程亮,等. 紧临地铁站基坑支护设计与变形控制[J]. 岩土工程学报,2012,34(增刊1): 654-658.

[3] 陈军. 深基坑支护工程的设计、施工与监测[J]. 湖南大学学报:自然科学版,2002,29(增刊1): 117-121.

[4] 刘红军,王亚军,姜德鸿,等. 土岩组合双排吊脚桩桩锚支护基坑变形数值分析[J]. 岩石力学与工程学报,2011,30(增刊2): 4099-4103.

[5] 毕经东,张自光. “吊脚桩”支护型式应用及计算方法分析[J]. 石家庄铁路职业技术学院学报,2013,12(1): 28-32.

[6] 肖武权,冷伍明. 深基坑支护结构设计的优化方法[J]. 岩土力学,2007,28(6): 1201-1204,1211.

[7] 杨林德,时蓓玲,杨超. 基坑变形及其安全性的随机预测[J]. 同济大学学报:自然科学版,2002,30(4): 403-408.

(收稿日期:2014-09-03 编辑:刘晓艳)