

# Experimental Study on Uplift Behavior of Excavation Foundations in Clay-Silt Foundation

Yuanjun Xia<sup>1</sup>, Taiping Gan<sup>1</sup>, Wenzhi Yang<sup>2</sup>, Zengzhen Qian<sup>1</sup>

<sup>1</sup>School of Engineering and Technology, China University of Geosciences, Beijing

<sup>2</sup>Geotechnical Engineering Laboratory, China Electric Power Research Institute, Beijing

Email: 1320264707@qq.com

Received: Sep. 4<sup>th</sup>, 2019; accepted: Sep. 18<sup>th</sup>, 2019; published: Sep. 25<sup>th</sup>, 2019

## Abstract

The transmission tower foundation is an important part of the overhead transmission line, which is mainly subjected to uplift, compressive and horizontal loads. Uplift load is the main factor to evaluate the bearing performance of the tower foundation. Therefore, the tower foundation test on uplift bearing capacity in the layered foundation is carried out. The uplift load-displacement curves of three excavation foundations and the cracks of soil around the foundation are obtained. The load-displacement curve characteristics, ultimate bearing capacity and failure mode of the foundation in clay-silt foundation are analyzed. For the foundation top plane, the load-displacement curve develops slowly. The greater the depth of the foundation in the clay-silt foundation, the stronger its ability to resist deformation. The method of the ultimate bearing capacity of the excavation foundation and its corresponding displacement is sorted,  $L_1-L_2$  method > norm method > tangent intersection method > slope tangent method. The norm method is most suitable for the ultimate bearing capacity of the excavation foundation. As the foundation depth increases, the influence range of the macroscopic crack on the foundation surface first decreases and then stabilizes; the depth of the macroscopic crack gradually decreases; the failure mode of the excavation foundation is overall failure.

## Keywords

Clay-Silt Foundation, Excavation Foundations, Bearing Characteristics, Ultimate Bearing Capacity, Failure Mode

## 黏土 - 粉土地基掏挖基础抗拔试验研究

夏元军<sup>1</sup>, 甘太平<sup>1</sup>, 杨文智<sup>2</sup>, 乾增珍<sup>1</sup>

<sup>1</sup>中国地质大学(北京), 工程技术学院, 北京

<sup>2</sup>中国电力科学研究院有限公司, 岩土工程研究室, 北京  
Email: 1320264707@qq.com

收稿日期: 2019年9月4日; 录用日期: 2019年9月18日; 发布日期: 2019年9月25日

## 摘要

杆塔基础是架空输电线路的重要组成部分, 主要承受上拔、下压和水平荷载, 其中抗拔荷载是评价杆塔基础承载性能的主要因素, 因此开展了分层地基中杆塔基础抗拔承载性能的现场试验研究。本文根据3个掏挖基础的基顶上拔荷载位移曲线和基础周围土体裂缝的开展, 分析了黏土-粉土地基掏挖基础基顶荷载位移曲线特性、极限承载力取值和地基破坏模式。结果表明: 基础的荷载位移曲线为缓变型, 基础埋深增大, 其抵抗变形的能力越强; 掏挖基础极限承载力及其对应位移的取值方法按大小排序为 $L_1$ - $L_2$ 法 > 规范法 > 双直线交点法 > 初始直线斜率法, 其中规范法最适合掏挖基础的极限承载力取值; 随着基础埋深增加, 基础地表宏观裂缝的影响范围先减小后趋于稳定, 剖面宏观裂缝的延伸深度逐渐减小, 基础的破坏模式为整体破坏。

## 关键词

黏土-粉土地基, 掏挖基础, 承载特性, 极限承载力, 破坏模式

Copyright © 2019 by author(s) 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

杆塔基础是架空输电线路的重要组成部分, 掏挖基础是一种应用广泛的杆塔基础类型, 其主要承受上拔、下压和水平荷载, 其中抗拔荷载是评价掏挖基础承载性能的主要因素, 因此开展了对分层地基中掏挖基础抗拔承载性能试验研究。掏挖基础是利用机械或人工在天然土中直接挖(钻)成所需要的基坑, 将钢筋骨架和混凝土直接浇注于基坑内而成的基础。掏挖基础可以充分发挥原状土地基承载性能, 弃土弃渣少, 水土流失量较少, 对环境破坏小, 因此被广泛用于高压输电线路中。

近年来, 国外学者通过数值模拟、模型试验和真型试验方法, 对掏挖基础的抗拔承载力进行了大量的研究[1] [2] [3] [4]。在国内, 崔强[5]以黄土地基中9个掏挖基础为研究对象, 揭示了掏挖基础与其周围土体在抗拔承载特性方面的差异。文献[6] [7]对掏挖基础在上拔力和水平力共同作用下的承载性能进行了研究。刘文白[8]通过原型试验, 对掏挖基础的破坏机理进行了研究。鲁先龙[9]在大量的戈壁地基掏挖基础现场试验基础上, 采用归一化荷载-位移双曲线模型对试验结果进行拟合, 得到了较好的拟合结果。但是以上研究均以单一土层为研究对象, 对分层地基中掏挖基础研究较少。本文根据掏挖基础现场抗拔试验, 分析了黏土-粉土地基中掏挖基础的基顶荷载位移曲线特性、极限承载力、基础周围土体的破坏。

## 2. 试验方案

### 2.1. 场地概况

本次实验场地位于北京市房山区。该场地属于平原地貌类型, 基础影响深度范围内为第四纪冲洪积

层, 主要由粉土、黏土组成, 具有成层分布特点。场地土体黏聚力、内摩擦角、天然重度、含水率和塑性指数, 见表 1。

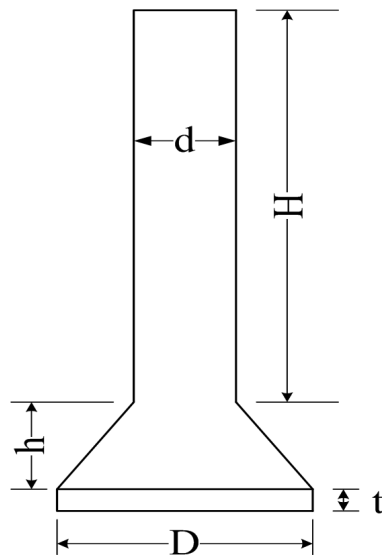
**Table 1.** Physical and mechanical properties of soil at the test site  
**表 1.** 试验场地土的物理力学性质

土层	深度范围/m	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	天然重/(kN/m <sup>3</sup> )	含水率/%	塑性指数 I <sub>p</sub>
黏土	0~2	90	34.8	18.23	13.4	11
粉土	2~6	26.9	34	15.13	9.9	8.5
黏土	>6	90	34.8	18.23	13.4	11

注: 确定塑性指数 I<sub>p</sub> 时, 液限以 76 g 瓦氏圆锥仪入土 10 mm 为准。

## 2.2. 试验基础设计

试验基础结构见图 1, 基础尺寸见表 2。图中 H 为掏挖基础立柱高度, h 为掏挖基础扩底高度, t 为扩大端圆台高度, d 为立柱直径, D 为扩大端直径。通常定义基础抗拔深度(H + h)与底板直径(D)的比值为深径比, 记为 λ。



**Figure 1.** Geometrical dimensions of excavation foundations  
**图 1.** 掏挖基础结构

**Table 2.** Dimensions of foundations  
**表 2.** 基础尺寸

基础编号	D/m	d/m	H/m	h/m	t/m	λ
T1	2	0.8	3.4	0.6	0.2	2
T2	2	0.8	5.4	0.6	0.2	3
T3	2	0.8	7.4	0.6	0.2	4

## 2.3. 加载系统及加载方法

根据试验基础的预估极限承载力和基顶位移大小等因素, 设计了上拔试验加载系统, 如图 2 所示。

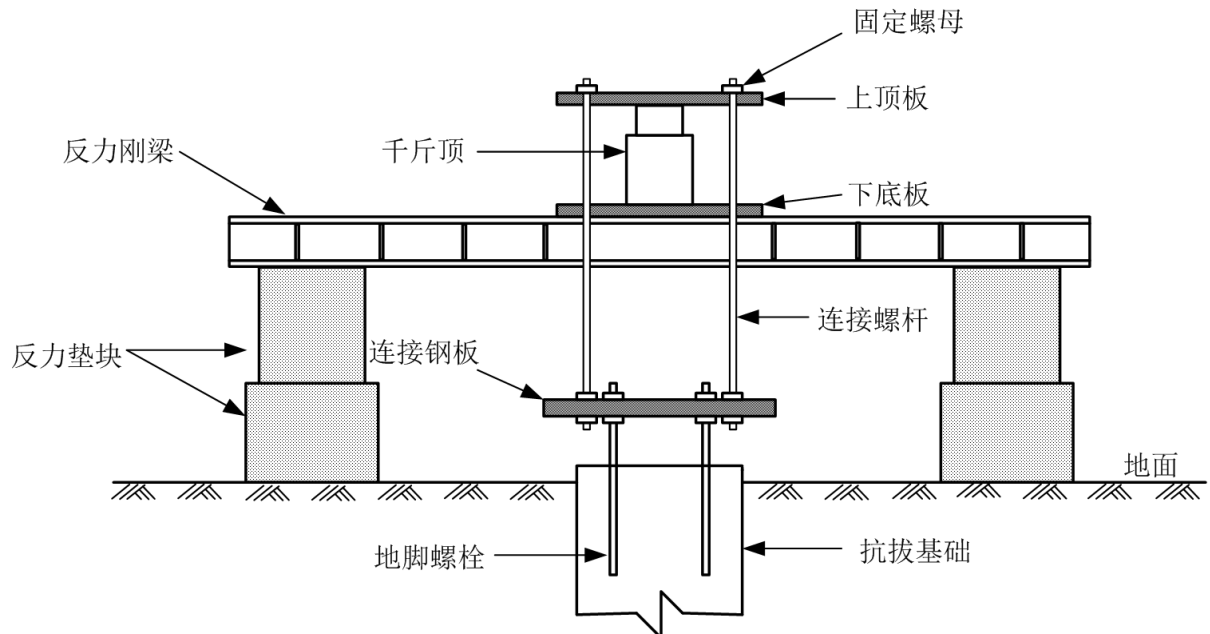


Figure 2. Loading system of test  
图 2. 试验加载系统

试验加载方式采用慢速维持荷载法[10]。试验基础分级加载，取基础预测极限荷载值的 1/10 作为第一级荷载值及各级荷载的增量。第一次加载为 2 级，之后按荷载增量逐级加载，直至基础完全破坏。

### 3. 试验结果与分析

#### 3.1. 基础荷载位移特性

在上拔荷载作用下，黏土 - 粉土地基掏挖基础的基顶荷载 - 位移曲线形态相似，为缓变型，见图 3。整个加载过程可划分为 3 个时期。

1) 加载初期，掏挖基础立柱段的侧摩阻力发挥主要作用，随着荷载增加，侧摩阻力沿着立柱逐渐向下发展；在立柱段摩阻力未完全发挥时，扩大端通过压缩上部土体开始发挥作用，此时的地基土体主要发生弹性变形。在该阶段，基顶荷载位移曲线近似呈线性，荷载随基顶位移增大而迅速增大，在整个加载过程中该阶段的荷载增速最快。

2) 加载中期，上拔荷载主要由立柱段侧摩阻力、扩大头段阻力和基础自重组成，地基土体变形增大，大都处于弹塑性状态。在该阶段，荷载位移曲线变缓，呈非线性变化，荷载增速逐渐减小。

3) 加载后期，地基土体变形急速增大，大部分土体处于塑性状态。该阶段，荷载位移曲线近似成一条直线，随着位移进一步增加，荷载增速快速减小，此时基础达到极限破坏状态。

由图 3 可以看出，在基顶荷载较小时，T1、T2 和 T3 的基顶荷载位移曲线基本一致，位移排序为  $T1 > T2 > T3$ ，但相差不大。随着荷载增加，荷载位移曲线出现明显差别，T1、T2、T3 的基顶位移依次减小，位移差值呈增大趋势。由此可见，黏土 - 粉土地基中掏挖基础的埋深越大，其抵抗变形的能力越强。

#### 3.2. 极限承载力

试验桩的 Q-S 曲线为缓变型，分别采用初始直线斜率法、双直线交点法、 $L_1$ - $L_2$  法[11]和规范法[12]来确定桩的极限抗拔承载力。表 3 为不同方法所确定的极限抗拔承载力及其对应的位移。

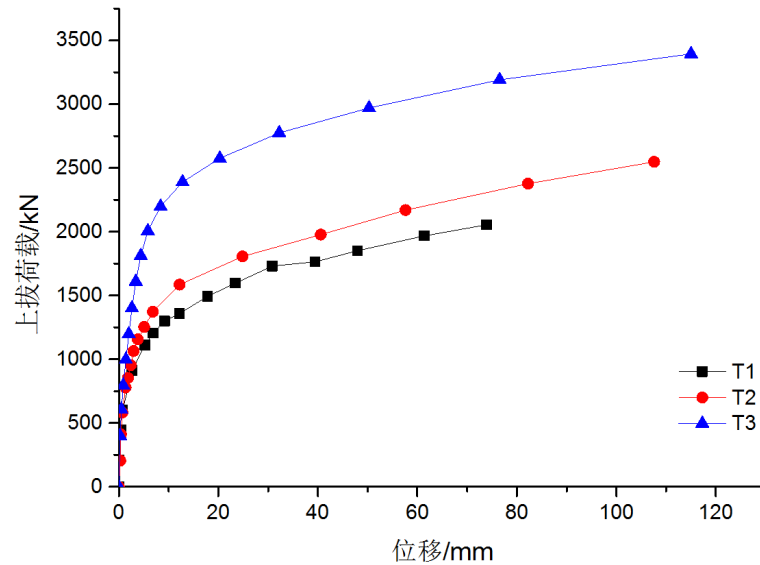


Figure 3. Load vs. displacement curves of foundation top plane

图 3. 基顶荷载位移 - 曲线

Table 3. Ultimate bearing capacity and displacement of foundations

表 3. 基础极限承载力及其对应位移

基础编号	取值方法	极限承载力/kN	基顶上拔位移/mm
T1	初始直线斜率法	1112.5	5.2
	双直线交点法	1494	17.84
	规范法	1600	25
	L <sub>1</sub> -L <sub>2</sub>	1851	47.98
T2	初始直线斜率法	1267.6	5.3
	双直线交点法	1756.9	22
	规范法	1800	25
	L <sub>1</sub> -L <sub>2</sub>	2170	57.64
T3	初始直线斜率法	1950.1	5.4
	双直线交点法	2680.4	26.5
	规范法	2651	25
	L <sub>1</sub> -L <sub>2</sub>	2971	50.3

记初始直线法得到的极限承载力值及其对应的位移为  $T_{STU}$  和  $s_{STU}$ ；记双直线交点法取得的极限承载力值及其对应的位移为  $T_{TIU}$  和  $s_{TIU}$ ；记规范法取得极限承载力值及其位移为  $T_G$  和  $s_g$ ；记  $L_1$ - $L_2$  法取得的极限承载力值及其对应的位移为  $T_{L2}$  和  $s_{L2}$ 。为了方便比较，将不同的取值方法得到的极限承载力值与  $L_1$ - $L_2$  法取得的极限承载力值相比[13]。表 4 给出了承载力比值结果及位移分析结果。通过表 4 可以发现：按极限承载力取值大小对 4 种取值方法进行排序， $L_1$ - $L_2$  法 > 规范法 > 直线交点法 > 初始直线斜率法；位移大小排序与极限承载力排序相同。

$L_1$ - $L_2$  法的位移过大，超过多数建筑物可允许的变形量，且通过现场观察发现，地表明显隆起且裂缝开展较多，地基土体破坏明显，土体进入塑性破坏状态；初始直线斜率法的位移过小，通过现场观测发现

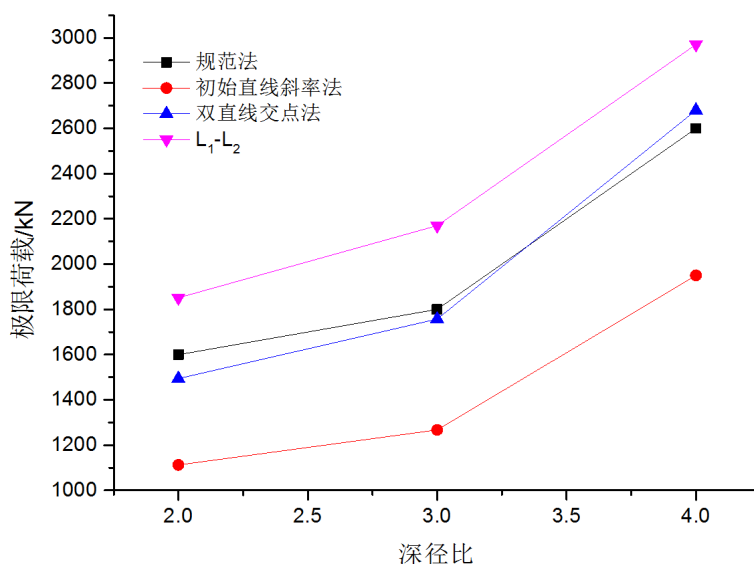
当基顶位移在 5.3 mm 左右时, 地表无明显隆起和裂缝, 基础无破坏现象, 地基土体发生弹性变形, 此时地基的承载能力没有充分发挥。双直线交点法和规范法的取值大小近似, 地基及基础变形无明显区别, 地基土体处在弹塑性状态。通过表 4 可以法现, 规范法的标准差及变异系数明显小于双直线交点法, 这表明规范法的取值更加稳定可靠。综上, 规范法较适合黏土 - 粉土地基掏挖扩底基础的极限承载力确定。

**Table 4.** The ratio of the ultimate bearing capacity to the TL2 and the displacement of foundations

**表 4.** 试验基础极限承载力与 TL2 的比值及位移分析结果

项目名称	$T_{STU}/T_{L2}$	$T_{TU}/T_{L2}$	$T_G/T_{L2}$	$s_{STU}/mm$	$s_{TU}/mm$	$s_g/mm$	$s_{L2}/mm$
最大值(Max)	0.66	0.81	0.89	5.4	26.5	24.8	57.64
最小值(min)	0.58	0.9	0.83	5.3	17.84	20.29	47.98
均值(mean)	0.61	0.84	0.86	5.3	22.11	22.83	51.97
标准差(S.D)	0.03	0.04	0.03	0.08	3.54	1.88	4.12
变异系数(COV)	5.03	5.3	2.98	1.54	16	8.26	7.92

图 4 是不同方法取得的上拔极限荷载与深径比关系曲线。图中曲线形态相似, 呈非线性增加关系, 随着桩的深径比增加, 曲线斜率增大, 即极限承载力增速变大。采用规范法取值, 掏挖基础深径比由 2 增加到 3, 桩的极限承载力增加了 12%, 深径比由 3 增加到 4, 桩的极限承载力增大了 47%。T1、T2 基础埋置在相同的土层中, 随着基础立柱长度的增加, T3 基础的扩大端延伸到土层性质较好的黏性土中, 所以出现基础埋深增加相同而极限承载力增幅却明显增大的现象, 即出现图 3 和图 4 中的曲线关系。掏挖基础的极限承载力由基础自重、桩侧摩阻力和扩大端阻力组成, 其中扩大端提供的抗拔阻力在掏挖基础的极限承载力中占比较高, 而扩大端提供的抗拔阻力由其周围土体对其反作用力提供, 因此扩大端所处土层的性质对基础的极限承载力影响显著。



**Figure 4.** Curves of load-depth-diameter ratio

**图 4.** 荷载 - 深径比关系曲线

### 3.3. 破坏模式

通过土体开挖的方式获得桩周土体裂缝, 开挖至宏观裂缝消失深度, 见图 5。





Figure 5. Section plane of soil around pile  
图 5. 桩周土体剖面图



Figure 6. Crack of surface  
图 6. 地表裂缝图

对于掏挖基础上拔破坏, 基础周围土体裂缝自扩大端向地表开展, 最终开展到地表(图 6)且在基础周围土体中形成细小裂缝和宏观裂缝。宏观裂缝清晰、肉眼明显可见且连续性较好, 见图 5; 微观裂缝细小、不明显可见且无连续性。

在掏挖基础上拔过程中会出现大量的微观裂缝。现场观察发现, 剖面宏观裂缝两侧均发现细小的微观裂缝。因此可推断出本次实验的宏观裂缝并不是地基破坏的边界。

在上拔过程中, 通过对地表宏观裂缝观察发现: 裂缝在弹塑性阶段开始出现, 自桩土交界面向外出现放射状径向裂缝并缓慢向外延伸; 当径向裂缝延伸到一定程度时, 在相邻径向裂缝的末端之间出现裂缝, 将径向裂缝相互连接, 最终在地表形成围绕基础的环状裂缝, 地基破坏, 见图 6。综上, 可将掏挖扩底基础的地表裂缝发展过程划分为无裂缝阶段、放射状裂缝开展阶段和环状裂缝开展阶段。

图 7 为 T1、T2、T3 桩周上部土体宏观裂缝剖面图。自地表沿着裂缝向下开挖发现: 地表裂缝向着桩身的方向, 斜向下延伸, 最后相交于桩身等直径段, 见图 5。T1、T2、T3 基础的地表环状裂缝半径分别为 2.36 m、1.66 m、1.68 m。据此可以发现: 在黏土-粉土地基中, 随着深径比的增加, 地表宏观裂缝的影响范围先减小后趋于稳定。T1、T2、T3 裂缝自地表向下延伸深度分别是 2.75 m、1.63 m、1.25 m。据此可以发现: 在黏土-粉土地基中, 随着深径比的增加, 剖面宏观裂缝延伸深度逐渐减小。

掏挖基础的上拔破坏模式可分为整体破坏模式[14][15][16]和局部破坏模式[17]。综上, 通过基础周围上部土体裂缝和已有研究成果, 可推测出黏土-粉土地基掏挖基础的上拔破坏模式为整体破坏。

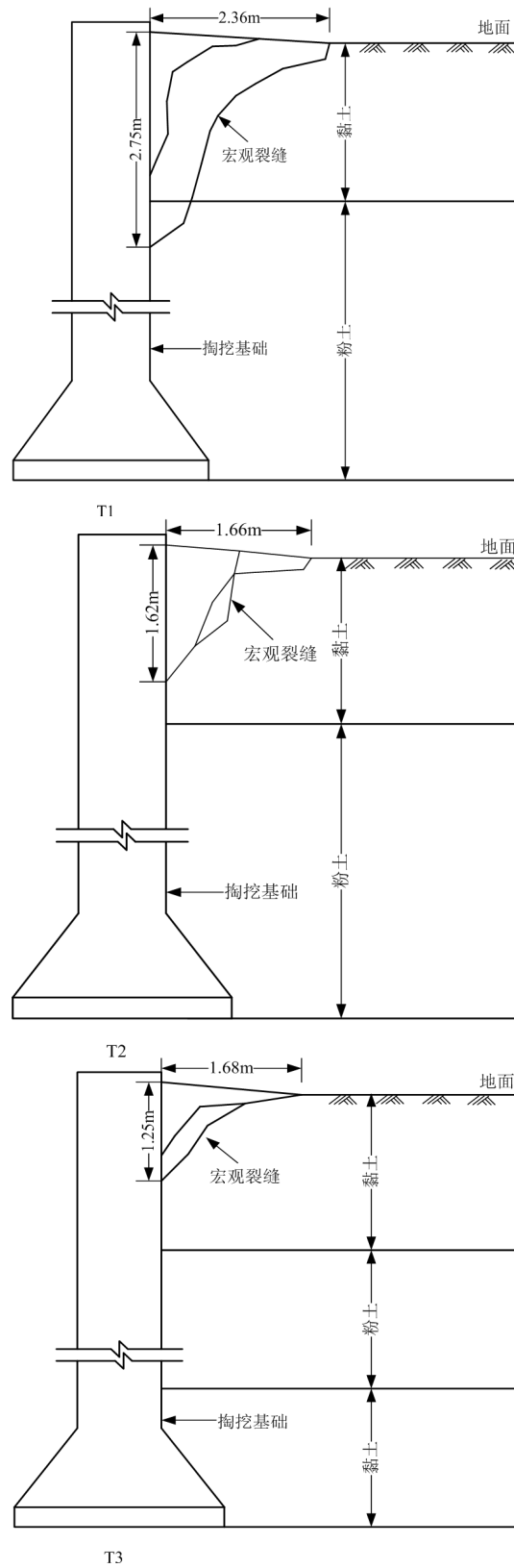


Figure 7. Crack of soil around the pile  
图 7. 桩周土体裂缝



## 4. 结论

1) 黏土 - 粉土地基掏挖基础的上拔荷载位移曲线为缓变型, 且埋深对荷载位移曲线类型无影响。基础埋深越大, 其抵抗变形的能力越强。

2) 在黏土 - 粉土地基中, 按极限承载力取值的大小对几种方法进行排序,  $L_1-L_2$  法 > 规范法 > 双直线交点法 > 初始直线斜率法。位移排序与极限承载力一致。规范法较适合黏土 - 粉土地基掏底基础的极限承载力取值。

3) 随着埋深增加, 黏土 - 粉土地基扩底基础地表宏观裂缝的影响范围先减小后趋于稳定, 剖面宏观裂缝延伸深度逐渐减小。黏土 - 粉土地基中掏挖基础的上拔破坏模式为整体破坏。

上述结论是基于黏土 - 粉土地基中开展原型试验而获得, 对于其它地质土体条件, 还需进一步的研究。

## 基金项目

中央高校基本科研业务费专项资金资助(2652017069)。

## 参考文献

- [1] Nazir, R., Moayedi, H., Pratikso, A., *et al.* (2015) The Uplift Load Capacity of an Enlarged Base Pier Embedded in Dry Sand. *Arabian Journal of Geosciences*, **8**, 7285-7296. <https://doi.org/10.1007/s12517-014-1721-3>
- [2] Dickin, E.A. and Leung, C.F. (1992) The Influence of Foundation Geometry on the Uplift Behaviour of Piles with Enlarged Bases. *Canadian Geotechnical Journal*, **29**, 498-505. <https://doi.org/10.1139/t92-054>
- [3] Dickin, E.A. and Leung, C.F. (1990) Performance of Piles with Enlarged Bases Subject to Uplift Forces. *Canadian Geotechnical Journal*, **27**, 546-556. <https://doi.org/10.1139/t90-070>
- [4] Chae, D. and Cho, W. (2012) Uplift Capacity of Belled Pile in Weathered Sandstones. *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, **22**, 297-305.
- [5] 崔强, 周亚辉, 童瑞明, 等. 上拔扩底基础与地基土体承载特性差异性分析[J]. 岩土力学, 2016, 37(A2): 476-482.
- [6] 赵瑜, 靳彩, 胡志远, 等. 湿陷性黄土地区送电线路铁塔掏挖式基础试验研究[J]. 华北水利水电学院学报, 2001, 22(2): 1-6.
- [7] 乾增珍, 鲁先龙, 童瑞铭. 上拔水平力组合荷载作用下混凝土扩展基础承载性能试验[J]. 防灾减灾工程学报, 2012, 32(5): 573-578.3.
- [8] 刘文白, 周健. 扩底桩的上拔试验及其颗粒流数值模拟[J]. 岩土力学, 2004, 25(A2): 201-206.
- [9] 鲁先龙, 乾增珍, 童瑞铭, 等. 戈壁地基扩底掏挖基础抗拔试验及其位移计算[J]. 岩土力学, 2014, 35(7): 1871-1877.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ106-2014. 建筑基桩检测技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.
- [11] 鲁先龙, 程永锋, 包永忠, 等. 杆塔掏挖基础抗拔研究进展及其设计规范的修订[J]. 中国电力, 2013, 46(10): 53-59.
- [12] 国家能源局. DL/T5219-2014. 架空输电线路基础设计技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2005.
- [13] 鲁先龙, 乾增珍, 崔强. 黄土地基掏挖扩底基础抗拔实验研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(3): 647-652.
- [14] Majer, J. (1955) Zur berechnung von zugfundamenten. *Ostereichische Bauzeitschrift*, **10**, 85-90.
- [15] Murray, E.J. and Geddes, J.D. (1987) Uplift of Anchor Plates in Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, **113**, 202-215. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1987\)113:3\(202\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1987)113:3(202))
- [16] Meyerhof, G.G. and Adams, J.I. (1968) The Ultimate Uplift Capacity of Foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, **5**, 225-244. <https://doi.org/10.1139/t68-024>
- [17] 黄茂松, 王向军, 吴江斌, 等. 不同桩长扩底抗拔桩极限承载力的统一计算模式[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(1): 63-69.