

基于极限平衡原理的螺旋锚抗拔承载力理论计算分析

张天忠¹, 邵先锋², 李先纯¹, 邹本为³, 刘志鹏⁴

(1. 国网安徽省电力有限公司, 安徽 合肥 230061; 2. 国网安徽省电力有限公司建设分公司;
3. 安徽华电工程咨询设计有限公司; 4. 河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室)

摘要: 竖向上拔荷载作用下螺旋锚抗拔承载力计算是螺旋锚设计的重要环节; 基于极限平衡原理, 在总结已有破坏面假定的基础上, 考虑桩型和土性参数影响, 提出了极限状态下螺旋锚单锚竖向抗拔复合破坏面, 根据最大最小值原理确定破坏面函数中的未知参数及其函数表达式; 建立螺旋锚抗拔极限承载力理论计算公式; 通过与已有模型试验和现场试验的对比分析, 验证所建立理论模型的准确性和可靠性。然后分析锚盘直径、首层叶片埋深等因素对螺旋锚抗拔极限承载力的影响规律。研究结果表明所建立的理论计算方法可以较为有效地计算螺旋锚极限抗拔承载力。

关键词: 螺旋锚; 极限平衡原理; 竖向抗拔; 极限承载力; 理论分析

1 前言

近年来, 在电力和通信线塔基础、输送管道基础以及建筑物基础中, 螺旋锚有着越来越广泛的运用。螺旋锚承载性能优越, 尤其是承受竖向上拔荷载作用有着十分卓著的表现。针对螺旋锚竖向抗拔承载特性问题, 相关研究人员开展了系列研究, 并取得了一些成果; Mors 通过模型试验得出了螺旋锚上拔破坏面理论, 螺旋锚单锚在上拔过程中桩周土体的破坏面为斜面, 总体类似一个倒置的圆台, 且破坏面与竖向的夹角为 $\varphi/2$ (φ 为内摩擦角), 抗拔承载力为倒置圆台内部土体的重量; Downs and Chieuzzi 指出破坏面为倒置圆台, 并假定破坏面与竖向夹角为 30° ; Ilamparuthi 等在不同密实度砂土中开展了螺旋锚上拔试验, 确定单锚抗拔承载力的主要影响因素包括锚盘直径、深埋率和砂土密实程度等。密实砂土中, 浅埋单锚的破坏面为沿着锚片边缘弯曲延伸至地表的破坏面, 破坏面与竖向的夹角约为 $\varphi/2$; 深埋锚的破坏面呈气球状, 破坏面与竖向的夹角约为 0.8φ , 破坏面不会延伸至地表; Balla 开展不同直径的半圆形单锚上拔试验, 提出了曲面破坏理论, 认为曲面与地面夹角为 $45^\circ - \varphi/2$, 并认为单锚抗拔承载力为滑裂面上的土体抗剪强度和滑裂面内土体重量之和; Macdonald 通过分析浅埋和深埋

工况, 认为浅埋条件下单锚上拔破坏面为斜面, 且破坏面与竖向的夹角为 $\varphi/2$, 但在深埋条件下其破坏形式假定为直径 $1.75D$ (D 为锚盘直径) 的圆柱形破坏面; Clemence and Veeart 分析了浅埋和深埋下的上拔破坏面形式, 并考虑了剪切面的剪切强度, 认为破坏面为斜面, 且斜面与竖向夹角为 φ , 浅埋时该斜面一直延伸到地面, 而深埋时该斜面只会延伸到锚片以上 $2D \sim 3D$ 的范围; Chattopadhyay and Pise 假定破坏面与锚片边缘相切且呈对数螺旋线形式, 破坏面一直延伸至地表, 与地面夹角 $45^\circ - \varphi/2$; Saedy 认为破坏面为对数螺旋线, 在浅埋条件下, 破坏面从锚片边缘直接延伸至地表, 而在深埋条件下, 破坏面则会根据土体的密实程度不同向锚片以上延伸一定的高度; 陈万鹏基于 Pasternak 地基模型与 $p-y$ 曲线法, 研究了复杂荷载作用下桩基受力与变形特性, 同时也根据多层地基中桩身荷载传递机理和基本假定, 研究了轴向荷载作用下单桩的非线性沉降性能。

综上所述, 尽管针对竖向上拔荷载作用下螺旋锚的承载力理论计算方法方面的研究已有不少; 但是, 在螺旋锚抗拔达到极限状态时的破坏面假定上存在一定的分歧。因此, 该文拟在总结已有破坏面假定的基础上, 建立螺旋锚单锚竖向抗拔达到极限状态时考虑桩型和土体性质的含未知参数的复合破坏面, 并根据最大最小值原理确定破坏面函数中的未知参数及破坏面

收稿日期: 2019-12-10 (修改稿)

基金资助: 国家电网安徽省电力公司资助项目 (2018-keji015)

作者简介: 张天忠, 男, 大学本科, 高级工程师, E-mail: zhangtz0375@ah.sgcc.com.cn

的函数表达式;基于此推导螺旋锚抗拔极限承载力理论计算公式;通过与模型试验和现场试验结果的对比分析,验证该文所建立理论模型的准确性和可靠性。然后分析锚盘直径、首层叶片埋深等因素对螺旋锚抗拔承载特性的影响规律。

2 理论模型的建立

2.1 基本假定

工程实践表明:竖向上拔达到极限状态时,螺旋锚锚片上部钢管周边以及锚片之间一般会有土体带出破坏,土体破坏形式为剪切破坏。因此,假设在极限状态下,螺旋锚锚片上部破坏面为对数螺旋线,破坏面从锚片边缘一直延伸至地表,螺旋线形式含待定参数 N 。该部分破坏面与地表夹角为 $30^\circ - \varphi/2$,与钢管夹角为 90° 。锚片下部钢管部分由于较短,故假设为桩-土接触面剪切破坏,具体螺旋锚单锚破坏面形式示意图如图 1 所示。

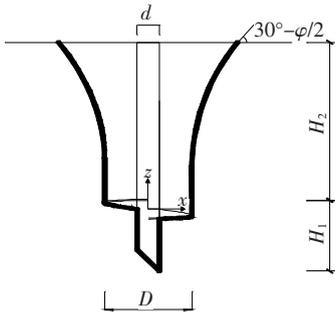


图 1 单锚盘螺旋锚破坏面形式

2.2 控制方程和公式推导

如图 1 所示,以高度为 z 处,厚度 ΔZ 的单元作为受力微元,对各个单元的受力状态进行分析,继而沿着深度方向对各个单元进行积分并加上锚盘下部土体对钢管的剪应力便可求得螺旋锚的极限承载力。螺旋锚极限抗拔承载力:

$$P_u = T_1 + T_2 + G \quad (1)$$

式中: T_1 为对数螺旋线破坏面上的切应力竖向分力之和; T_2 为锚片下部土体对钢管的剪应力之和; G 为对数螺旋线破坏面内土体自重。

当 $0 < z < H_2$ 时,

$$dz/dx = \tan(30^\circ - \varphi/2)(H_2/z)^N \quad (2)$$

对上式进行积分可得:

$$x = \frac{D}{2} - \frac{z(z/H_2)^N}{(N+1)\tan(\varphi/2 - 30^\circ)} \quad (3)$$

坐标轴 z 高度处与水平向夹角为 α 的应力面切应

力为:

$$\tau = \frac{\sigma_p - \sigma_z}{2} \sin(2\alpha) \quad (4)$$

其中:

$$\sigma_z = (H_2 - z)\gamma \quad (5)$$

$$\sigma_p = K_0 \sigma_z \quad (6)$$

式中: γ 为土体重度; K_0 为静止侧压力系数,它是土体在无侧向变形条件下侧向有效应力和自重应力之比, K_0 一般由试验确定,此处 $K_0 = 1 - \sin\varphi$ 。

已知:

$$\tan\alpha = \tan(30^\circ - \varphi/2)(H_2/z)^N \quad (7)$$

可求得:

$$\sin\alpha = \frac{(H_2/z)^N \tan(30^\circ - \varphi/2)}{\sqrt{(H_2/z)^{2N} \tan^2(\varphi/2 - 30^\circ) + 1}} \quad (8)$$

$$\sin(2\alpha) = -\sin\{2\arctan[\tan(\varphi/2 - 30^\circ) \cdot (H_2/z)^N]\} \quad (9)$$

故深度 z 处某一单元破坏面切应力竖向分力为:

$$\tau_y = \frac{(H_2/z)^N \tan(30^\circ - \varphi/2)}{\sqrt{(H_2/z)^{2N} \tan^2(\varphi/2 - 30^\circ) + 1}} \cdot \frac{\sigma_p - \sigma_z}{2} \cdot \{-\sin\{2\arctan[\tan(\varphi/2 - 30^\circ) \cdot (H_2/z)^N]\}\} \quad (10)$$

积分得破坏面内土体重量以及破坏面上切应力之和:

$$T_1 + G = \int_0^{H_2} (\tau_y \cdot 2\pi x + \gamma \pi x^2) dz \quad (11)$$

锚片下部土体对钢管的切应力为:

$$T_2 = \int_{-H_1}^0 (1 - \sin\varphi)\gamma \tan\varphi (H_2 - z) dz \quad (12)$$

式中: φ 为土体内摩擦角。

综上可得,对于单锚片螺旋锚,其极限抗拉承载力:

$$P_u = \int_0^{H_2} (\tau_y \cdot 2\pi x + \gamma \pi x^2) dz + \int_{-H_1}^0 (1 - \sin\varphi)\gamma \tan\varphi (H_2 - z) dz \quad (13)$$

式中: τ_y 的计算参照式(10); x 的计算参照式(3);其余参数根据实际工程状况确定。

上述公式仅适用于锚片数量为 1 的情况。当锚片数 ≥ 2 时,需考虑锚片之间土体的破坏形式。此处,假定锚片之间土体破坏面为圆柱形剪切面,圆柱底面直径为 D (锚片直径),如图 2 所示。该假定确定的公式仅适用于锚片间距 $\leq 3D$ 的状况。

圆柱形剪切面切应力采用 β 法计算,即切应力之和:

$$T_3 = \int_{-H_3}^0 \pi D K_0 \sigma_z \tan\varphi dz \quad (14)$$

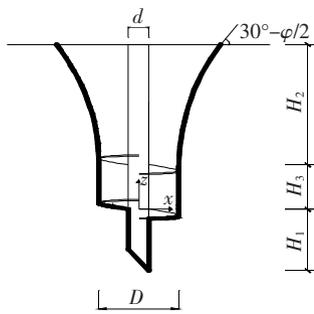


图2 多锚盘螺旋锚破坏面形式

$$\sigma_z = \gamma(H_2 - z) \quad (15)$$

锚片下部土体对钢管的切应力为:

$$T_2 = - \int_{-H_1-H_3}^{-H_3} \gamma \tan \varphi (H_3 + z) dz \quad (16)$$

而破坏面内部土体重量以及破坏面切应力之和不变,故此时螺旋锚极限抗拔承载力为:

$$P_u = T_1 + T_2 + T_3 + G \quad (17)$$

即:

$$P_u = \int_0^{H_2} (\tau_y \cdot 2\pi x + \gamma \pi x^2) dz +$$

$$\int_{-H_3}^0 \pi DK_0 \sigma_z \tan \varphi dz - \int_{-H_1-H_3}^{-H_3} \gamma \tan \varphi (H_3 + z) dz \quad (18)$$

实际工程应用过程中所使用的螺旋锚,不论锚盘数量多少,其最底层锚盘距离端部都极近,即 H_2 近似为零,故一般不考虑 T_2 。

2.3 计算步骤与过程

根据上述公式求解,在螺旋锚形状尺寸以及土层性质已知的情况下,螺旋锚极限承载力还与参数 N 有关。基于最大最小值原理,总存在一个 N 使得求出的极限承载力最小,即最危险的破坏滑动面。故可以通过编程求得极值状况下的未知数 N ,从而求解极限抗拉承载力。

理论上来说上述算法是能够求解的,但是其求解过程相当复杂。因此,该文中对上述计算方法进行简化,即取 $N=1 \sim 10$ (N 取整数),分别计算不同的 N 对应的极限抗拔承载力。将所得结果中的最小值作为最终计算结果。

3 理论模型的验证与分析

为了对比验证该文所建立的理论计算模型的准确性和可靠性;针对已有文献现场实测与模型试验资料,开展算例分析与验证。

3.1 Tsuha C H C 模型试验

Tsuha C H C 等在 $1\,000\text{ mm} \times 500\text{ mm} \times 1\,200\text{ mm}$ 模型槽中开展了圆盘锚上拔模型试验研究。试验用土为的帕拉尔河砂,土体比重 $G_s = 2.64$,中值粒径 $d_{50} = 0.3\text{ mm}$,不均匀系数 $C_u = 1.88$,曲率系数 $C_c = 0.96$, $\rho_{d\max} = 1.70\text{ g/cm}^3$, $\rho_{d\min} = 1.44\text{ g/cm}^3$,砂土内摩擦角 41° 。所用圆盘锚锚盘数均为 1,锚杆直径均为 22.5 mm 。由于圆盘锚和螺旋桩在受力性能上十分接近,故可用于该文计算公式的验证。

该节选取 5 根圆盘锚进行验证,圆盘锚尺寸和极限承载力实测值如表 1 所示。

表 1 圆盘锚尺寸及抗拔承载力

编号	叶片直径/ mm	叶片埋深/ mm	极限抗拔 承载力/kN
1	100	191	0.181
2	125	284	0.520
3	150	296	0.674
4	200	405	1.800
5	400	554	5.980

3.2 郝冬雪模型试验

郝冬雪等开展了砂土中螺旋锚上拔承载特性模型试验研究,该文引用其数据对理论计算公式进行验证。

试验所用砂土为超细石英砂,砂土物理特性指标:比重 $G_s = 2.65$,中值粒径 $d_{50} = 0.17\text{ mm}$,不均匀系数 $C_u = 1.63$,曲率系数 $C_c = 0.97$, $\rho_{d\max} = 1.774\text{ g/cm}^3$, $\rho_{d\min} = 1.461\text{ g/cm}^3$,砂土内摩擦角 32° 。模型槽为 38 mm 厚不锈钢板制作,内部长 \times 宽 \times 高为 $650\text{ mm} \times 390\text{ mm} \times 325\text{ mm}$ 。螺旋锚采用预埋的方式,底片锚板距槽底 20 mm 。为避免撒砂过程中锚片对下面土样产生影响,多锚片螺旋锚采用预埋再连接的方式。锚盘直径 $D = 20\text{ mm}$,锚杆直径 $d = 4.7\text{ mm}$ 。锚杆光滑,忽略锚杆与土体间的摩擦力。

选取两根螺旋锚进行验证,螺旋锚尺寸及对应极限承载力实测值如表 2 所示。

表 2 螺旋锚尺寸及抗拔承载力

编号	叶片个数/ 个	叶片间 距/mm	首叶埋 深/mm	极限抗拔 承载力/N
1	2	30	120	21
2	2	60	240	35

3.3 算例验证

将 7 根锚的参数代入该文计算公式中进行验证,所

得计算结果和实测值的对比如表 3 所示。由表 3 可知:理论计算值和测量值相近,表明该文提出的理论计算方法适用于砂土中螺旋锚单锚的上拔极限承载力计算。

表 3 极限承载力计算与实测结果对比

模型试验	编号	极限承载力/kN		误差/%
		计算值	实测值	
Tsuha C H C 模型试验	1	0.198	0.181	+9.3
	2	0.600	0.520	+15.4
	3	0.738	0.674	+9.5
	4	1.870	1.800	+3.9
	5	6.300	6.000	+5.0
郝冬雪 模型试验	1	0.018	0.021	-14.0
	2	0.040	0.035	+14.3

4 影响因素分析

4.1 首层叶片埋深的影响分析

为了探讨竖向上拔荷载作用下首层叶片埋深对螺旋锚极限承载力的影响,取锚杆直径 0.2 m,锚盘直径 0.4 m,螺旋锚总长 4 m,土体重度 16 kN/m^3 ,内摩擦角 2° ,锚盘数为 2,首层叶片埋深取 2~3 m 按间隔 0.1 m 选取。通过上文所述公式对螺旋锚抗拔极限承载力进行计算并绘制抗拔极限承载力和首层叶片埋深之间的关系曲线如图 3 所示。

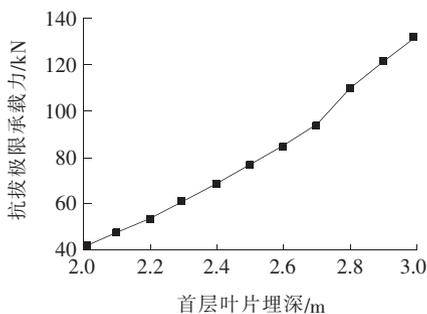


图 3 首层叶片埋深对抗拔极限承载力的影响规律

由图 3 可知:在其他条件相同的情况下,随着首层叶片埋深的增大,螺旋锚抗拔极限承载力呈上升趋势。

4.2 锚盘直径的影响分析

为了探讨竖向上拔荷载作用下锚盘直径对螺旋锚极限承载力的影响,取锚杆直径 0.2 m,螺旋锚总长 4 m,土体重度 16 kN/m^3 ,内摩擦角 2° ,锚盘数为 2,首层叶片埋深取 2 m,锚盘直径 0.3~0.6 m 按间隔 0.05 m 选取。通过上文所述公式对螺旋锚抗拔极限

承载力进行计算并绘制抗拔极限承载力和锚盘直径之间的关系曲线如图 4 所示。

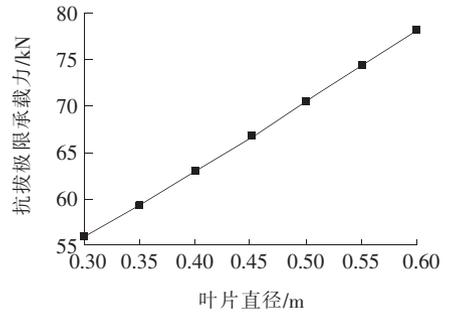


图 4 锚盘直径对抗拔极限承载力的影响规律

由图 4 可知:在其他条件相同且锚盘直径不过大的情况下,随着锚盘直径的增大,螺旋锚抗拔极限承载力呈上升趋势,且近似呈线性增长。

5 结论

基于极限平衡原理,建立了竖向上拔荷载作用下螺旋锚的极限承载力理论计算方法,并分析了首层叶片埋深和锚盘直径对螺旋锚抗拔承载特性的影响规律,得到如下结论:

(1) 尽管该文理论模型建立时的基本假定有一定的局限性,但是,该文所建立的理论模型与实际破坏情况较为符合,所推导的理论计算公式可用于工程实际对螺旋锚单锚抗拔极限承载力的估算。

(2) 在破坏面形式不变的情况下,螺旋锚抗拔极限承载力随首层叶片埋深的增大而增大,随锚盘直径的增大而增大,且变化基本呈线性。

参考文献:

- [1] Mors H. Behavior of Pole Foundations under Train Stresses Das Verhalten von Mastgruendungen bei Zugbeanspruchung[J]. Bautechnik, 1959, 36(10): 367-378.
- [2] Downs D I, Chieurrzzi R. Transmission Tower Foundations [J]. American Society of Civil Engineers Proceedings, Journal of the Power Division, 1966, 92(2): 91-114.
- [3] Ilamparuthi K, Dickin E A, Muthukrishnaiah K. Experimental Investigation of the Uplift Behavior of Circular Plate Anchors Embedded in Sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39(3): 648-664.
- [4] Balla A. The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundation for Pylons[C]. In Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, 1961: 569-576.

基于导管注浆的现役高速公路不均匀 沉降处治技术研究

祝争艳¹, 袁青泉²

(1. 江苏高速公路工程养护技术有限公司, 江苏 南京 211106; 2. 江苏京沪高速公路有限公司)

摘要:在役高速公路路面不均匀沉降直接影响路面的力学响应,并决定了路面的长期使用性能和路面寿命,通过数值模拟和工程实践相结合的方法,研究了导管注浆在现役高速公路不均匀沉降处治问题上的应用。结果表明:相比于原不均匀沉降路段,经过直径6 cm,长3.5、4.0、5.0 m 3种导管长度注浆后,路面结构内部沉降量逐渐减小,但随着导管长度的增加,路面结构内部沉降量减小的幅度有限,因此导管不宜过长。工程实践表明:导管长度大于4.5 m时,即可以在黏土层内注浆时,均可以有效减小路面结构内部沉降,提高路基整体强度。相比未处治段落,经导管注浆处治后,路面沉降得到了有效控制。

关键词:沥青路面; 不均匀沉降; 导管注浆; 数值模拟

目前,对于在役高速公路软基路段不均匀沉降,虽然采用过多种处治方法进行养护,但处治方法缺乏针对性,在运营一段时间后仍出现平整度不足、线形较差的问题。结合收集的沿海高速公路历年不均匀沉降处治资料,路面不均匀沉降目前通常采用的加铺罩面处治方案,只能在短期内起到恢复路面线形的作用,且成本高、有效期短,因此需研究经济性好、长效的路面不均匀沉降养护技术。针对该问题,该文提出采用导管注浆方法对高速公路不均匀沉降进行处治,结合有限元模拟对其技术理念、作用机理及关键影响因素进行深入分析,并进行试验段试验和效果分析,提高软基路段沥青路面处治技术水平、改善高速公路沥青路面不均匀沉降。

1 计算模型及参数

模型选取一长 $l=20$ m的路段进行有限元分析,其横断面如图1所示。其中,路面厚76 cm(沥青面层18 cm,水稳基层38 cm,底基层20 cm),路床80 cm,路堤约为120 cm。采用Ansys建立该路面的三维有限元实体模型,各层路面的材料属性如表1所示。路面沉降主要是由于淤泥层的含水率不一致所导致,因此有限元模型可简化模拟为弹性模量沿路面断面纵向逐渐变化,采用随机函数自动生成弹性模量,其变化范围为0.5~2.5 MPa。导管是内径为60 mm的钢管,从底基层向下延伸,导管的弹性模量取为1.95 GPa,

[5] Macdonald D F. Uplift Resistance of Caisson Piles in Sand[D]. Nova Scotia Technical College, 1963.

[6] Celemece S P, Veesaert C J. Dynamic Pullout Resistance of Anchors in Sand[J]. Proceedings - Annual Allerton Conference on Circuit and System Theory, 1977: 389 - 397.

[7] Chattopadhyay B C, Pise P J. Breakout Resistance of Horizontal Anchors in Sand[J]. Soils and Foundation, 1986, 26(4): 16 - 22.

[8] Saeedy H S. Stability of Circular Vertical Anchors[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1987, 24(3): 452 - 456.

[9] 陈万鹏. 考虑应力扩散的复杂受荷桩非线性分析方法[J]. 中外公路, 2017(5).

[10] 陈万鹏, 罗忠涛. 多层地基中摩擦型单桩沉降分析的传递矩阵法[J]. 中外公路, 2017(6).

[11] Tsuha C H C, Aoki N, Rault G, et al. Evaluation of the Efficiencies of Helical Anchor Plates in Sand by Centrifuge Model Tests[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2012, 49(9): 1102 - 1114.

[12] 郝冬雪, 陈榕, 符胜男. 砂土中螺旋锚上拔承载特性模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015(1).