

引用格式: 鄂天龙, 张毅明, 冯杨州, 等. 自重湿陷性黄土中螺旋锚上拔承载特性试验与理论研究[J]. 工业建筑, 2026, 56(6): 217–228. E Tianlong, ZHANG Yiming, FENG Yangzhou, et al. Experimental and Theoretical Research on Uplift Bearing Characteristics of Helical Anchors in Self-Weight Collapsible Loess[J]. Industrial Construction, 2026, 56(6): 217–228 (in Chinese). DOI: 10. 3724/j. gyjzG24112901

自重湿陷性黄土中螺旋锚上拔承载特性 试验与理论研究*

鄂天龙¹ 张毅明² 冯杨州¹ 张 权² 屈讼昭² 黄林柯¹ 张毅军³ 杨 健¹ 郭咏华⁴
(1. 国网甘肃省电力公司, 兰州 730030; 2. 河南城建学院土木与交通工程学院, 河南平顶山 467036; 3. 甘肃送变电工程有限公司, 兰州 730030; 4. 中国电建集团河南省电力勘测设计院有限公司, 郑州 450199)

摘 要 为了研究自重湿陷性黄土中螺旋锚的上拔承载性能, 基于某特高压工程对湿陷性黄土中的螺旋锚开展原位试验研究和耦合的欧拉-拉格朗日方法(CEL)数值仿真, 揭示了湿陷性黄土中螺旋锚在上拔荷载作用下的力-位移关系, 阐明了锚盘周围土体应力、应变分布模式及随锚盘间距改变的发生规律, 明确了湿陷性黄土中螺旋锚的失效模式, 建立了针对不同位移控制条件下的承载力计算式。结果表明: 当螺旋锚极限状态受位移控制时, 建议忽略土体内摩擦角对承载力的贡献; 螺旋锚上拔荷载作用下, 底锚率先出现最大应变, 然后是中间锚盘, 最后向上延伸逐步扩大到整个区域; 锚盘间距为 $1D$ (D 为锚盘直径) 时, 螺旋锚发生盘间土整体剪切失效; 螺旋锚间距为 $3D$ 时, 螺旋锚发生单盘独立失效; 螺旋锚间距为 $2D$ 时, 螺旋锚失效模式介于两者之间; 盘间土整体剪切法计算承载力与 $10\%D$ 法确定的试验承载力吻合较好; 采用盘间土整体剪切破坏和盘周土局部失效两种破坏模式对应计算承载力最小值与 50 mm 确定的试验承载力吻合较好。

关键词 自重湿陷性黄土; 螺旋锚; 受力性能; 失效模式; 轴向承载力

Experimental and Theoretical Research on Uplift Bearing Characteristics of Helical Anchors in Self-Weight Collapsible Loess

E Tianlong¹ ZHANG Yiming² FENG Yangzhou¹ ZHANG Quan² QU Songzhao² HUANG Linke¹
ZHANG Yijun³ YANG Jian¹ GUO Yonghua⁴

(1. State Grid Gansu Electric Power Company, Lanzhou 730030, China; 2. School of Civil Engineering and Transportation, Henan University of Urban Construction, Pingdingshan 467036, China; 3. Gansu Transmission and Transformation Engineering Co., Ltd., Lanzhou 730030, China; 4. China Electric Power Construction Group Henan Electric Power Survey & Design Institute, Zhengzhou 450199, China)

Abstract: To investigate the uplift bearing performance of helical anchors in self-weight collapsible loess, in-situ experiments and CEL numerical simulations were conducted on helical anchors embedded in collapsible loess, based on an ultra-high voltage project. This study revealed the force-displacement relationship of helical anchors under uplift load in collapsible loess, clarified the stress and strain distribution patterns of the soil surrounding the helical plates, and elucidated how these patterns varied with the spacing between helical plates. Furthermore, the failure modes of helical anchors in collapsible loess were identified, and a bearing capacity calculation formula tailored to different displacement control con-

* 国家自然科学基金项目(52208165); 河南省自然科学基金青年基金项目(222300420105); 河南城建学院学术技术带头人培养项目(YCJXSJSDTR202202); 河南省高等学校青年骨干教师培养计划(2024GGJS125)。

第一作者: 鄂天龙, 硕士, 高级工程师。

通信作者: 屈讼昭, qusongzhao@huuc.edu.cn。

收稿日期: 2024-11-29

ditions was established. The results indicated that when the limit state of helical anchors was governed by displacement, the contribution of soil internal friction angle to bearing capacity could be neglected. During uplift, the maximum strain initially occurred in the bottom helical plate, followed by the intermediate helical plate, and gradually extended upward to encompass the entire region. When the spacing between helical plates was $1D$ (D =anchor plate diameter), the helical anchor experienced overall shear failure of the soil between plates. Conversely, at a spacing of $3D$, independent failure of individual helical plates occurred. At a spacing of $2D$, the failure mode of the helical anchor lay between these two extremes. The bearing capacity calculated using the overall shear method for soil between helical plates agreed well with the experimental bearing capacity determined by the $10\%D$ method. Additionally, the minimum calculated bearing capacity, which incorporates both the overall shear failure of soil between helical plates and local failure of soil around helical plates, agreed well with the experimental bearing capacity determined by a 50 mm displacement criterion.

Keywords: self-weight collapsible loess; helical anchor; mechanical properties; failure mode; axial bearing capacity

与传统桩基相比,螺旋锚具有不需要大规模土方开挖、对土层扰动较小、无需复杂的混凝土浇筑和养护等优点^[1-2],能够提供良好的抗拉、抗压、抗侧力和抵抗倾覆力矩的能力^[3],它已由最初主要用于承受轴心拉伸荷载,扩展至承受压力和水平荷载的结构^[4]。在输电线路、风力发电及管道基础等领域得到了广泛应用^[5]。

螺旋锚通常由锚盘和锚杆组成,锚盘以特定间距焊接在锚杆上,锚杆底部设有尖头以方便安装^[6]。根据不同使用条件,螺旋锚的锚杆和螺旋盘的直径、螺旋盘的间距以及嵌入深度等尺寸会有所变化,承载性能计算方法与传统桩基有显著不同。Trofimenkov等^[7]最早提出了螺旋锚的通用分析方法,建立了单盘螺旋锚的承载能力分析模型。随后,Adams等^[8]将这一方法推广至多盘螺旋锚。Mitsch等^[9]以及Mooney等^[10]引入了圆柱形剪切分析方法,认为所有锚盘协同受力。

近年来,螺旋锚在提高轴向承载力和改进安装工艺方面取得了显著进展^[11-13]。然而,Merifield^[14]指出,螺旋锚的承载性能受土壤条件(在安装过程中可能发生变化)和自身几何特性的显著影响。现有的设计方法仍不够完善,对螺旋锚的力学性能研究仍需进一步深化^[15]。尤其国内外的研究主要集中在砂土^[5,9,16]和黏土^[10,15,17]条件下螺旋锚的承载性能。

随着国家“3060双碳目标”的不断深化,首条以清洁能源输送为主的电力外送通道——宁夏—湖南±800 kV特高压直流输电工程启动建设,该输电线路经过甘肃湿陷性黄土地区。螺旋锚的高承载力和无水化作业成为了该地区输电塔基础的首选形式。然

而,陈俊锋等^[18]对黄土地区螺旋锚基础承载力进行了试验研究,表明土体性质对螺旋锚基础承载力有较大影响。螺旋锚是否能够应用于湿陷性黄土地区输电线路的建设成为此次工程中的主要难题。

本文对湿陷性黄土中单螺旋锚受力性能开展原位试验研究和数值分析,阐明该形式螺旋锚的受力性能,明确现有设计方法对其竖直承载能力评估的适用性,提出相应的设计建议,为单螺旋锚在湿陷性黄土地区输电塔基础中的应用提供理论参考依据。项目研究成果已成功应用于工程中,并受到新华社等媒体广泛报道^[19]。

1 试验研究

1.1 地质条件及螺旋锚试件

1.1.1 地质条件

该试验场地以黄土梁峁、低中山地貌为主,地形起伏较大,高差100~300 m不等,沟壑纵横,山地与断谷、盆地相间分布,大部分地段被改为梯田,地表植被以农作物为主。沿线上覆地层主要以第四系黄土(粉土)、粉质黏土为主,下伏基岩主要为第三系泥岩。线路经过地区为半干旱半湿润季风气候区,降水量一般,地下水补给以大气降水为主,地下水埋深较大,可不考虑长期地下水位对杆塔基础设计及施工的影响。该场地黄土(粉土)土层较厚,需考虑湿陷性,湿陷等级为Ⅲ—Ⅳ级(严重—很严重)。为了充分论证螺旋锚在湿陷性黄土中的承载性能,分别在两个不同的位置开展原位试验。

场地一(N0804)和场地二(N0809)地貌属黄土梁,微地貌为黄土台阶地,塔基同处同一平台,高差

不大,场地地形地貌如图 1 和图 2 所示。试验场地详细地质参数如表 1 和表 2 所示。



图 1 N0804 场地地貌
Fig. 1 N0804 site topography



图 2 N0809 场地地貌
Fig. 2 N0809 site topography

1.1.2 螺旋锚试件

试验包含了 10 个受拉模式螺旋锚试件,具体信息如表 3 所示,试桩螺旋锚材质为 Q420,除 TT4 外锚杆总长度均为 17.1 m,锚盘个数为 6 个。螺旋锚深径比均 ≥ 5 ,盘间距为 2~3 倍的盘径,表中螺旋锚试件命名的方式为:锚盘数量+D+锚盘直径+受力模式(拉为“T”)。本次试验均为直锚,螺旋锚安装采用全机械化施工。

螺旋锚在上拔荷载作用下的破坏机理取决于顶部螺旋盘的嵌入深度。与圆盘锚类似^[20],根据失效机制的不同通常将螺旋锚分类为深锚或浅锚。当螺旋盘(多盘螺旋锚为顶部锚盘)安装相对深度 H/D (D 为螺旋盘直径, H 为螺旋盘的嵌入深度) 大于一定临界值时被视作深锚。Trofimenkov 等^[7] 基于单盘螺旋锚原位抗拔试验提出埋深的临界值在黏土中等于 $(4\sim 5)D$ 和在砂土中等于 $(5\sim 6)D$ 。本项目中的螺旋锚相对深度均 $\geq 5D$,为深锚。

1.2 加载制度

现场采用螺旋锚作为临时反力桩,竖向反力梁端部通过螺栓与反力桩连接。螺旋锚顶部的竖

表 1 试验场地地质参数(N0804)
Table 1 Geological parameters of the test site (N0804)

岩土描述	岩土物理及工程特性指标推荐值				压缩模量 E_s/MPa	极限侧阻力标准值 q_{sik}/kPa	极限端阻力标准值 q_{pk}/kPa
	天然密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	承载力特征值 f_{ak}/kPa			
①粉土(黄土):黄褐色,风积成因,稍湿,稍密,土质均匀,具虫孔及大孔隙,垂直节理发育,局部含有结核层;层厚 0~11.4 m	1.40	25	22	120	6	40~45	1000
②粉土(黄土):黄褐色,风积成因,稍湿,中密,土质均匀,空隙较发育,含白色钙质菌丝,局部含有结核层,垂直节理发育;层厚 11.4~19.3 m	1.60	30	23	140	8	65	1600
③泥岩:棕红/褐红色,泥质胶结,厚层状结构,裂隙极为发育,岩芯呈碎块状、黏土状;层厚 19.3~25.0 m	2.00	60	25	300	12	140	2000

表 2 试验场地地质参数(N0809)
Table 2 Geological parameters of the test site (N0809)

岩土描述	岩土物理及工程特性指标推荐值				压缩模量 E_s/MPa	极限侧阻力标准值 q_{sik}/kPa	极限端阻力标准值 q_{pk}/kPa
	天然密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	承载力特征值 f_{ak}/kPa			
①粉土(黄土):黄褐色,风积成因,稍湿,稍密,土质均匀,具虫孔及大孔隙,垂直节理发育,局部含有结核层;层厚 0~10.0 m	1.40	25	22	120	6	40~45	1000
②粉土(黄土):黄褐色,风积成因,稍湿,中密,土质均匀,空隙较发育,含白色钙质菌丝,局部含有结核层,垂直节理发育;层厚 10.0~15.0 m	1.60	30	23	140	8	65	1600
③泥岩:红褐色,湿,可塑,土质均匀,等级中,干强度高,切面略有光泽;层厚 15.0~25.0 m	1.90	40	20	150	7	70	1300
④泥岩:棕红/褐红色,泥质胶结,厚层状结构,裂隙极为发育,岩芯呈碎块状、黏土状;层厚 25.0~30.0 m	2.00	60	25	300	12	140	2000

表3 螺旋锚试件参数
Table 3 Parameters of helical anchor specimens

对应 场地	编号	序号	锚盘 个数	锚盘 直径/ mm	锚杆 外径/ mm	锚盘 间距/ mm	下部锚盘 底面埋深/ m
N0804	TT1	6D860T	6	860	180	2432	16.468
	TT2	6D860T	6	860	180	2432	16.468
	TT3	6D860T	6	860	180	2432	16.468
	TT4	1D860T	1	860	180	—	4.300
N0809	TS1	6D860T	6	860	180	2432	16.468
	TS2	6D860T	6	860	180	2432+ 1672	13.428
	TS3	6D860T	6	860	180	2432+ 1672	13.428
	TS4	6D860T	6	860	180	2432+ 1672	13.428
	TS5	6D860T	6	860	180	2432	16.468
	TS6	6D860T	6	860	180	2432	16.468

向荷载利用千斤顶加载,如图3所示。螺旋锚静载试验采用慢速荷载维持法,加载按照分级依次递增,每级加载120 kN至少保持2 h,加载至锚杆顶部竖向位移超过10%锚盘直径或桩顶沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的2倍且经24 h尚未达到相对稳定标准即停止加载,随后分级进行卸载,每级卸载量取加载时分级荷载的2倍,逐级等量卸载。试验中利用压力表测定千斤顶油压换算得到施加的荷载,竖向千斤顶量程为3200 kN。螺旋锚竖向位移通过安装在螺旋锚顶部的位移传感器测量。

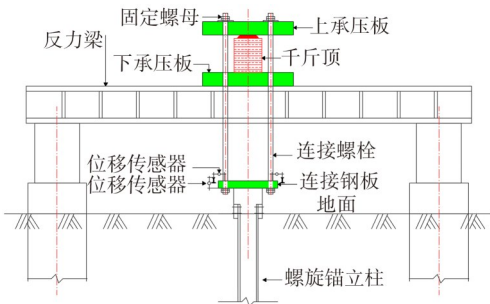


图3 螺旋锚上拔试验装置
Fig. 3 Uplift test setup for the helical anchor

1.3 试验结果

根据试验中记录的荷载及对应的位移,绘制出各螺旋锚试件的荷载-位移曲线,如图4、5所示。图中纵向坐标轴为在整体直角坐标系中施加在螺旋锚顶部的荷载,横向坐标轴为螺旋锚顶部对应的上拔位移。可知,本区域湿陷性黄土中的螺旋锚上

拔-位移曲线在10%*D*变形范围内基本保持线性,试验最终因基础达到最大变形而终止,螺旋锚基础并未真正达到极限承载力状态。

根据Q/GDW 10584—2022《架空输电线路螺旋锚基础设计规范》^[21]中第11.3.2条规定以及相应的条文说明可知,对螺旋锚进行工程检测时最大加载量不应小于基本组合效应下基础作用力设计值的0.75,说明最大加载量相当于标准组合下基础作用力;最大加载时总位移量不大于15~25 mm,是为了保证极限状态时既满足承载能力要求又满足正常使用的变形要求,结合国外工程关于基础最大变形小于1 in(1 in=2.54 cm)的规定,本文以25 mm作为螺旋锚在基础作用力标准值作用下对应的最大变形。与此同时,基于Q/GDW 10584—2022^[21]附录E.1.2条规定:当轴向荷载与位移关系曲线呈现缓变特征时,基础轴向极限承载力宜取轴向位移为50 mm所对应的荷载值;可取位移量(考虑锚杆弹性变形量)为锚盘直径10%时对应的荷载值。本项目取50 mm作为螺旋锚极限位移。

针对螺旋锚试件的荷载-位移曲线,分别将基础力标准值及对应变形、基础力设计值及对应变形、25 mm变形及对应荷载、50 mm变形及对应荷载和10%*D*变形及对应荷载标注在图4和图5中。通过对比可知,试验曲线50 mm位移对应的竖向荷载除以安全系数1.45后,与曲线25 mm位移对应竖向荷载基本一致,故螺旋锚安全系数取1.45是合适的;螺旋锚基础作用力设计值小于50 mm对应荷载/1.45×1.35的平均值,基础作用力标准值小于25 mm对应荷载平均值,故设计螺旋锚满足极限承载力和变形的要求。

根据DL/T 5219—2023《架空输电线路基础设计规范》^[22]中关于螺旋锚上拔极限承载力计算方法,将螺旋锚设计分析公式计算结果、基础作用力和试验结果列于表4,可见规范^[22]计算结果与试验结果偏差较大。

2 数值仿真

为了对湿陷性黄土地区螺旋锚承载性能开展深入研究,采用商用数值模拟软件ABAQUS建立锚-土有限元模型,利用耦合的欧拉-拉格朗日(CEL)^[23-24]求解方法提高计算效率,该法适用于求解大变形问题,避免因网格畸变而影响计算的收敛性^[25]。图6为锚-土整体有限元模型,将螺旋锚

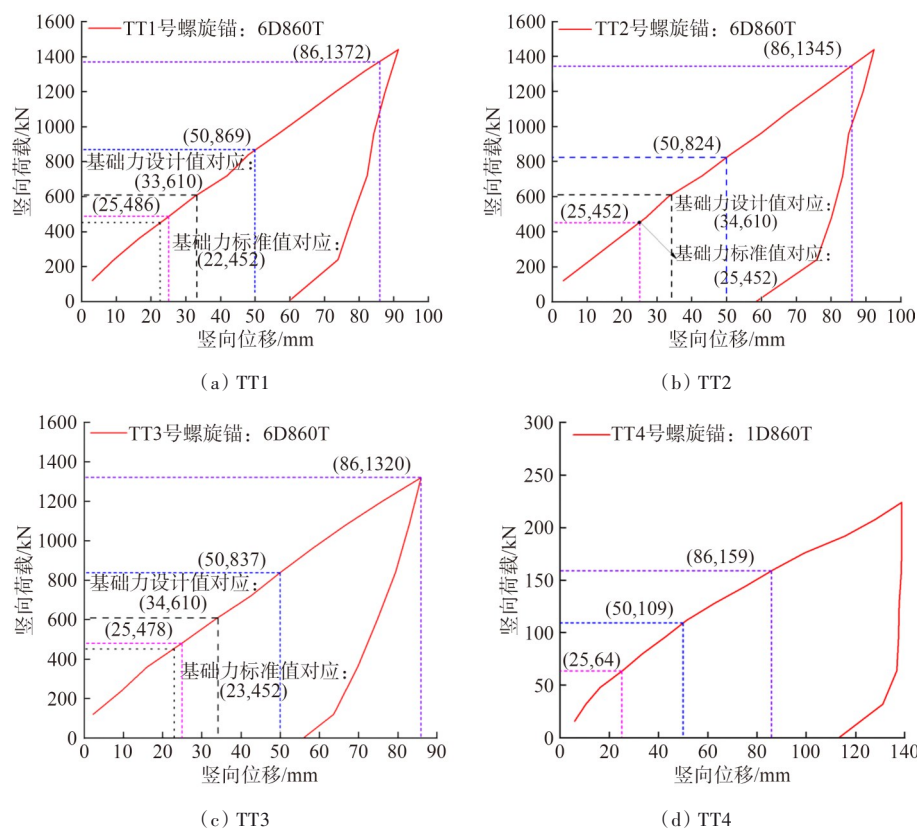


图 4 螺旋锚荷载-位移曲线(N0804)

Fig. 4 Load-displacement curves of helical anchors (N0804)

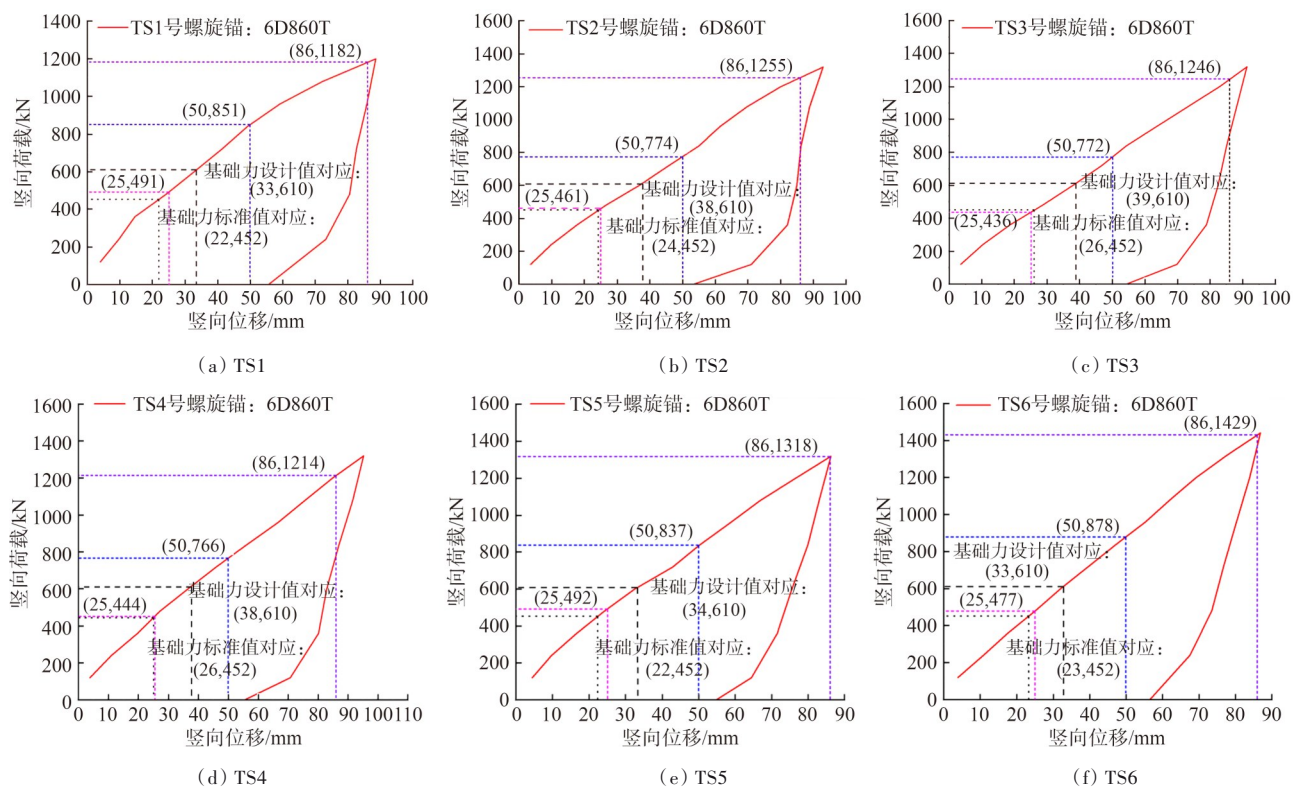


图 5 螺旋锚荷载-位移曲线(N0809)

Fig. 5 Load-displacement curves of helical anchors (N0809)

表4 螺旋锚试验结果汇总
Table 4 Summary of helical anchor test results

编号	10% 盘径 承载力 P_{10}/kN	50 mm 试验 承载力 $P_e/$ kN	25 mm 试 验承载力/ kN	规范 ^[22] 计算 极限值 $P/$ kN	规范 ^[22] 承载力计算 值(仅考虑 c) P_1 (整 体剪切失效)/kN	规范承载力计算 值(仅考虑 c) P_2 (独立盘失效)/kN	P/P_e	P_1/P_e	P_1/P_{10}	P_2/P_e	P_2/P_{10}
TT1	1369	866	480	2280.28	1066.25	852.82	2.63	1.23	0.78	0.98	0.62
TT2	1345	820	452	2280.28	1066.25	852.82	2.78	1.30	0.79	1.04	0.63
TT3	1320	837	482	2280.28	1066.25	852.82	2.72	1.27	0.81	1.02	0.65
TT4	158	108	63	414.18	181.12	181.12	3.84	1.68	1.15	1.68	1.15
TS1	1181	844	482	2329.51	1116.28	890.40	2.76	1.32	0.95	1.05	0.75
TS2	1255	772	460	1691.54	838.95	844.30	2.19	1.09	0.67	1.09	0.67
TS3	1247	747	435	1691.54	838.95	844.30	2.26	1.12	0.67	1.13	0.68
TS4	1216	765	446	1691.54	838.95	844.30	2.21	1.10	0.69	1.10	0.69
TS5	1314	832	492	2329.51	1116.28	890.40	2.80	1.34	0.85	1.07	0.68
TS6	1425	876	476	2329.51	1116.28	890.40	2.66	1.27	0.78	1.02	0.62
平均值							2.69	1.27	0.81	1.12	0.71
方差							0.47	0.17	0.14	0.20	0.16

设置为刚体,单元类型为 C3D4,土体设置为欧拉材料,单元类型为 EC3D8R。在螺旋锚顶部设置参考点与锚杆端部面耦合,在参考点处施加位移边界条件。土体模型底部施加竖向位移约束,侧面施加两个水平方向位移约束。桩-土接触面设置采用 ABAQUS 中自带的一般接触即“General Contact”,法向设置为硬接触,切向属性用罚函数定义,罚系数为 0.25。求解器采用动力显式,加载速度为 0.05 m/s,求解时长 2 s。

模型整体尺寸为 $10D \times 10D \times 22D$ (D 为锚盘直径)。为减少模型网格数量,节省计算时间,采用梯度划分的方法对欧拉土体网格进行划分,靠近静压桩附近的欧拉土体网格划分为细网格,距桩较远的欧拉土体网格划分为粗网格,如图 6 所示,螺旋锚底部距离边界至少为 $5D$,螺旋锚周围 $6D \times 6D$ 土体为网格加密区,网格尺寸约为 $D/32$,渐变区土体网格设置为 $D/32 \sim D$ 。土体纵向中间加密区网格尺寸为 $D/32$,土体最上方为厚度 $1D$ 的空气层,纵向网格尺寸为 $D/4$ 。

螺旋锚采用 Q420 级钢材,密度为 7.8 g/cm^3 ,弹性模量为 210 GPa,泊松比为 0.3,模型尺寸如表 3 所示。土体本构采用摩尔-库仑弹塑性模型,具体参数选取如表 1、2 所示。该模型采用了椭圆屈服面和相适应的流动准则,并以塑性体应变为硬化参数,适合用于分析轻、高固结土 ($OCR \leq 3$),已经被广泛应用于岩土相关的研究中^[15-18]。

2.1 数值模型验证

将数值模型计算结果与试验结果进行对比,如图 7 所示,数值分析结果与试验曲线最大差异在

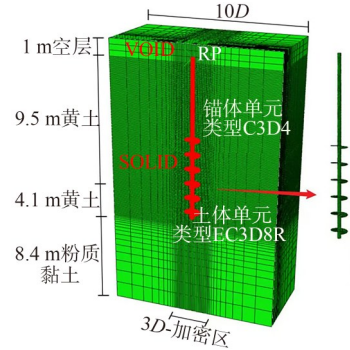


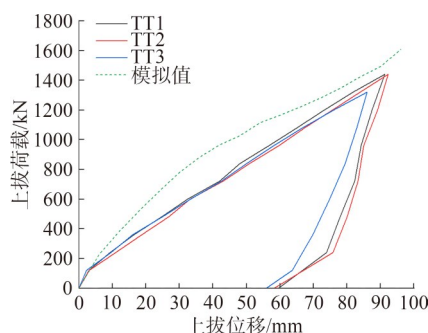
图6 有限元模型
Fig.6 Finite element model

10% 左右,吻合情况较好,验证了数值模型的正确性。

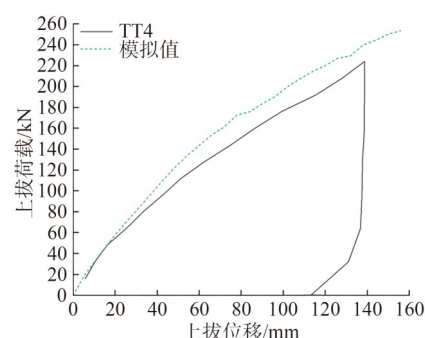
2.2 数值分析结果

利用验证后的数值模型对螺旋锚进行数值分析,其应力、应变分布如图 8、9 所示。可见,受土体重力场作用,深层土的压缩模量显著大于其他土层。由于螺旋锚简化为刚体,螺旋锚在上拔荷载作用下,最底部锚盘附近的土体首先出现了较大的应力区域,说明最底部锚盘分担荷载较大。随着螺旋锚基础竖向位移的增大,锚盘由深到浅依次出现了较大的应力区域^[16],并且随着位移增大应力区域不断增大,最终当螺旋锚轴向位移达到 $10\%D$ 时,每个盘附近均出现了较大的应力区域。

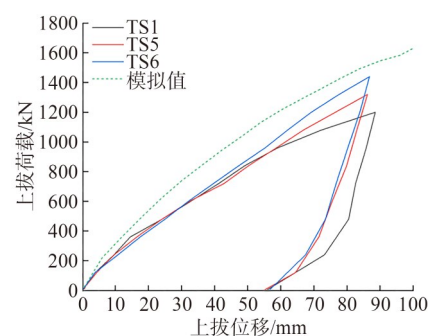
本节也对锚盘不同间距下的力学性能进行了分析,锚盘间距不同导致盘间土应力、应变分布模式显著不同,如图 8、9 所示。可见,当锚盘间距为 3 倍锚盘直径时,锚盘附近的应力、应变集中区域相



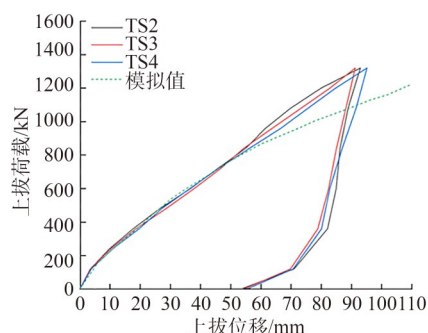
(a) 锚盘间距 3D, 6 盘锚上拔 (N0804)



(b) 锚盘间距 3D, 单盘锚上拔 (N0804)



(c) 锚盘间距 3D, 6 盘锚上拔 (N0809)



(d) 锚盘间距 2D+3D, 6 盘锚上拔 (N0809)

图7 数值分析结果与试验结果对比

Fig. 7 Comparison of numerical analysis results with experimental results

对集中于锚盘边缘处;随着螺旋锚竖向位移的增大,每个锚盘附近应力、应变集中区域逐渐增大。当螺旋锚位移达到 50 mm 时,每个锚盘附近应力、应变区域彼此独立且间距较远,呈现典型的锚盘周边

土体独立失效模式(单盘失效模式);当螺旋锚位移继续增大到 10%D 时,每个锚盘附近的应力、应变集中区域持续增大且间距逐渐减小,但以单盘失效模式为主。随着螺旋锚变形的持续加大,锚盘周围土体应力和应变集中区域不断增大,有区域贯穿的趋势。

随着锚盘间距的减小,锚盘附近的应力、应变集中区域逐渐发散,当锚盘间距减小至 2 倍盘径时,螺旋锚位移较小时锚盘间应力、应变已贯穿所有锚盘分布区域,呈现出典型的整体剪切式破坏。通过对比分析可知,锚盘间距为 2 倍盘径时,螺旋锚位移达到 75 mm 及以上时,螺旋锚基础呈现典型的整体剪切模式;盘间距为 3 倍盘径时,螺旋锚位移 10%D 以内均对应典型的单盘失效模式;当锚盘间距介于 2~3 倍盘径之间时,螺旋锚基础位移 10%D 以内的失效介于两种失效模式之间。

3 轴向承载性能研究

3.1 DL/T 5219—2023^[22]计算方法

根据规范^[22],螺旋锚基础上拔承载力按式(1)计算。

$$T_k \leq \lambda n Q_u / K_1 + G_k \quad (1)$$

式中: T_k 为螺旋锚基础上拔力标准值,kN; G_k 为桩基承台和承台上土自重标准值,kN,对稳定的地下水水位以下部分应扣除水的浮力; λ 为螺旋锚上拔组合系数,单根螺旋锚取 1.0,2 或 3 根取 0.9,4 根取 0.85,4 根以上取 0.8; n 为螺旋锚根数; Q_u 为单个螺旋锚抗拔承载力标准值,kN; K_1 为上拔承载力安全系数。

根据顶部锚盘埋深分为浅埋锚($H_1/D_p < 5$)和深埋锚($H_1/D_p \geq 5$), H_1 为顶部锚盘的埋深, D_p 为锚盘直径,本项目螺旋锚均为深埋锚。其中,根据盘间土整体剪切失效模型,DL/T 5219—2023^[22]给出了对应的承载力计算方法,计算简图如图 10 所示。单根螺旋锚上拔承载力标准值 Q_u 按式(2)计算。

$$Q_u = Q_{u1} + Q_f + Q_s \quad (2)$$

式中: Q_{u1} 为顶部锚盘的上拔承载力标准值,kN; Q_f 为上、底锚盘间土层的摩擦阻力,kN; Q_s 为锚杆上的摩擦阻力,kN。

3.1.1 非黏性土地质条件下单根螺旋锚上拔承载力计算

1)深埋锚顶部锚盘上拔承载力 Q_{u1} 按式(3)计算。

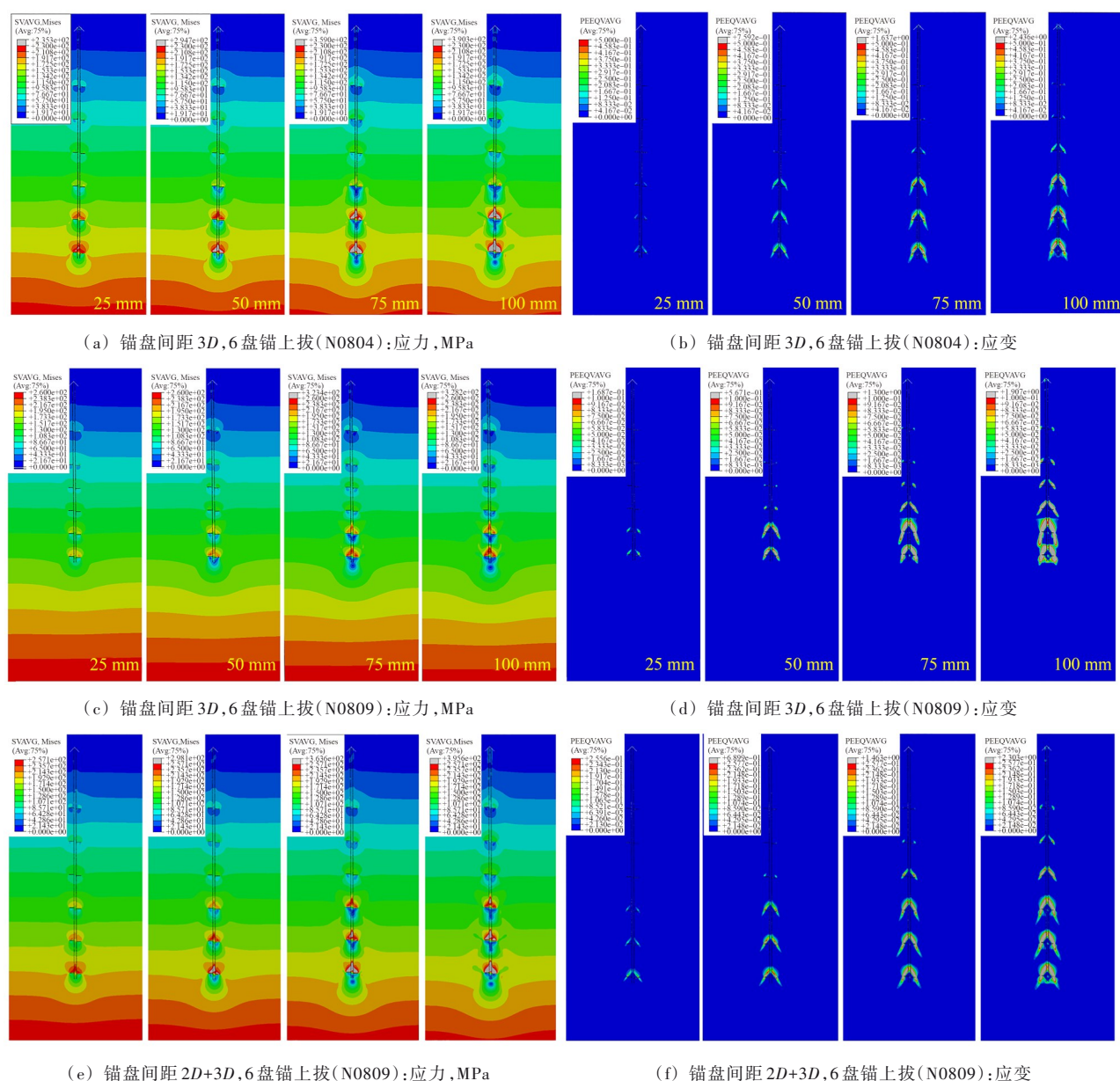


图 8 6 盘螺旋锚应力、应变分布
Fig. 8 Stress, strain distribution of 6-plate helical anchors

$$Q_{u1} = \gamma H_1 A N_{qu} \quad (3)$$

式中: A 为顶部锚盘的面积, m^2 ; N_{qu} 为顶部锚盘上拔承载力计算参数, 由试验得出, 当缺乏试验资料时可按图 11 采用。

2) 上、底锚盘间土层摩阻力 Q_f 按式(4)计算。

$$Q_f = \frac{\pi}{2} D_p \gamma (H^2 - H_1^2) K_u \tan \varphi \quad (4)$$

式中: H 为底部锚盘的埋深, m ; K_u 为侧压力系数, 缺乏试验资料时可按图 12 采用; φ 为锚盘上面土层的内摩擦角加权平均值, $^\circ$; γ 为锚盘上面土的加权平均重度, kN/m^3 。

3) 锚杆上的摩阻力 Q_s 可按式(5)计算, 对于浅埋锚: $Q_s = 0$ 。

$$Q_s = \pi D_g H_1 \left(\gamma \frac{H_1}{2} \right) K_u \tan \varphi \quad (5)$$

式中: D_g 为锚杆的外径, m 。

3.1.2 黏性土地质条件下单根螺旋锚上拔承载力计算

1) 深埋锚顶部锚盘上拔承载力按式(6)计算。

$$Q_{u1} = \lambda H_1 A N_{cu} \quad (6)$$

式中: A 为顶部锚盘的面积, m^2 ; N_{cu} 为黏性土锚盘上拔承载力计算参数, 由试验得出, 缺乏试验资料时

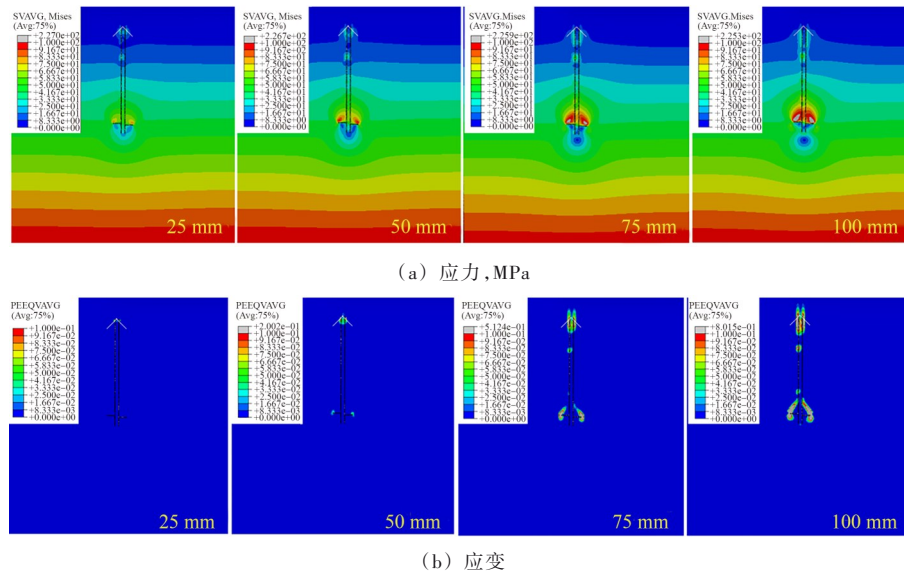


图 9 单盘螺旋锚应力、应变分布

Fig. 9 Stress, strain distribution of single-helical anchors

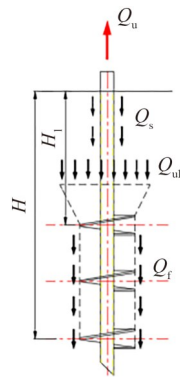
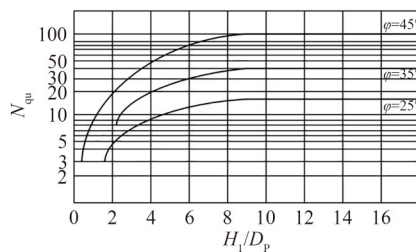


图 10 深埋锚计算简图

Fig. 10 Calculation schematic of deep embedded helical anchors

图 11 N_{qu} 取值曲线Fig. 11 N_{qu} curve

可按图 13 采用。

2) 上、下锚盘间土层摩擦力按式(7)计算。

$$Q_f = \pi c D_p (H - H_1) \quad (7)$$

式中: c 为土层的黏聚力, kPa。

3) 锚杆上的摩阻力可按式(8)计算, 对于浅埋锚: $Q_s = 0$ 。

$$Q_s = \pi c D_g H_1 \quad (8)$$

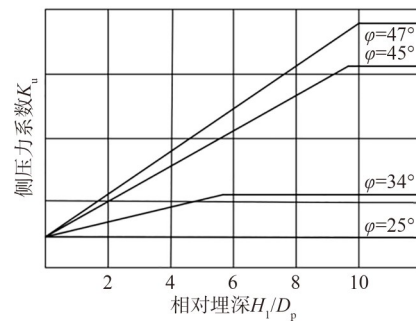
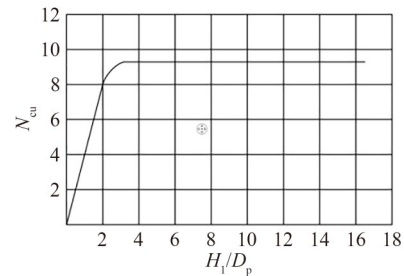


图 12 侧压系数曲线

Fig. 12 Lateral pressure coefficient curves

图 13 N_{cu} 取值曲线Fig. 13 N_{cu} curve

3.1.3 整体剪切模式下单根螺旋锚上拔承载力统一计算方法

1) 深埋锚顶部锚盘上拔承载力按式(9)计算。

$$Q_{u1} = \gamma H_1 A N_{qu} + \lambda H_1 A N_{cu} \quad (9)$$

2) 上、底锚盘间土层摩阻力按式(10)计算。

$$Q_f = \frac{\pi}{2} D_p \gamma (H^2 - H_1^2) K_u \tan \varphi + \pi c D_p (H - H_1) \quad (10)$$

3) 锚杆上的摩阻力可按式(11)计算。

$$Q_s = \pi D_g H_1 \left(\gamma \frac{H_1}{2} \right) K_u \tan \varphi + \pi c D_g H_1 \quad (11)$$

3.1.4 单盘失效模式下单根螺旋锚上拔承载力计算

可类比 DL/T 5219—2023^[22] 中的相关计算方法得到。当螺旋锚发生单盘失效时,螺旋锚基础上拔承载力可根据式(9)分别计算出每个盘的上拔承载力,然后将所有盘对应的上拔承载力和锚杆摩阻力相加即可得到,如图 14 所示。

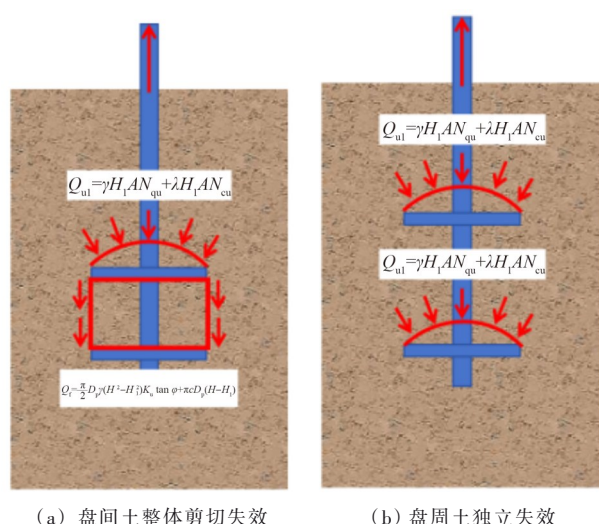


图 14 上拔承载力计算模型

Fig. 14 Calculation model of uplift bearing capacity

3.2 螺旋锚基础设计方法适用性论证

根据规范^[22]中关于螺旋锚上拔极限承载力计算方法,将螺旋锚设计分析公式计算结果和试验结果(图 4、5)列于表 4,可见规范计算结果与试验结果(10% 盘径和 50 mm)偏差较大。其中, P/P_e 平均值为 2.69, 方差为 0.47。

3.3 竖向承载力试验值与计算值差异分析

3.3.1 参数取值原因

1)本工程自重湿陷性黄土的 c 和 φ 均较大,与常见的粉质黏土相当甚至略大。单从 c 值的量值看,采用黏土公式计算相对合理。由于 c 值较大, γ 较小,长期干旱,导致黄土具有卓越的直立性。而直立性强,难以侧滑,自然状态下难以形成斜坡式的休止角,意味着无水条件下黄土内的横向应力很小,进而导致当螺旋锚位移在一定范围内, γ 以及 φ 在盘间土整体破坏中无抗力贡献。同理,由于无水条件下的黄土在无横向约束时无法自然滑落,与无黏性土的物理机理显著不同, γ 无法对盘土间的上拔、下压抗力产生贡献。因此,从土质特点上来讲,

在湿陷性黄土地区对螺旋锚承载力进行计算时不应考虑内摩擦角 φ 。

2) DL/T 5219—2023^[22] 提供的承载力计算公式的原形来源于 IEEE 691 导则^[26]。该导则将地基土划分为无黏性土、黏性土 2 类,其中的黏性土又细分为黏土和粉土,并对每类土分别给出了相应的承载力公式。由于粉土公式是无黏性土公式与黏土公式之和, DL/T 5219—2023 统一采用粉土公式作为各类土的通式。两标准公式的区别为: DL/T 5219—2023 公式黏性土的 c 和 φ 对上拔和下压计算承载力均有贡献;而在 IEEE 691 导则^[26]中, φ 并不参与黏土类土上拔承载力的计算。IEEE 691 导则^[26]中粉土汉译为沉积在河口或港口的泥沙、淤泥以及粉砂等。单纯从这些字面意思分析,湿陷性黄土不应属于粉土,而应将其分类划入黏土。因此,从公式来源来说,在湿陷性黄土地区对螺旋锚承载力进行计算时不应考虑内摩擦角 φ 。

采用忽略 φ 值影响后的 DL/T 5219—2023 公式,基于本次试验各螺旋锚的尺寸,计算得出的极限承载力与 10% D 法(未计入上盘以上锚杆的弹性变形)确定的试验极限承载力标准值均吻合得较好,且多数试验值大于计算值。由表 4 可见, P_1/P_{10} 的平均值为 0.81, 方差为 0.14; P_2/P_{10} 的平均值为 0.71, 方差为 0.16。由大量试验数据可知,试验结果表现出良好的一致性和可信度。

3.3.2 地质原因

螺旋锚竖向静载荷试验的荷载-位移曲线一般为缓变型曲线。对于缓变型曲线,根据指定的位移确定试验承载力。国际上,该位移一般取盘直径的 10% 与锚杆弹性变形值之和(简称“10% D 法”)。 Q/GDW 10584—2022^[21] 给出了 2 种位移法,一种是 50 mm 法,另一种是 10% D 法。大量试验数据均表明^[15-18], 10% D 法确定的承载力与 DL/T 5219—2023 公式计算的承载力吻合得更好。偏安全起见,本工程采用 50 mm 法确定承载力,确定值明显偏小。

地基土为自重湿陷性黄土,土质疏松、容重小,加载过程中伴随着挤密的过程。相同荷载条件下,该类土的变形相对较大。从图 7 荷载-位移曲线看, 10% D 时曲线仍未发生陡变,甚至仍大约表现为线性,尚未达到物理极限,仍有一定的强度储备。若采用 10% D 法确定基础的极限承载力标准值,可确保地基的安全。此外,该类土的物理极限,可作为未来试验研究的一个方向。

3.3.3 失效模式

根据地质情况,基于式(9)和式(10),如表5所示,当黏聚力为25 kPa时,2D盘间距相邻盘间土整体抗剪承载力116.18 kN<盘端阻130.69 kN<3D盘间距相邻盘间土整体抗剪承载力174.26 kN;当黏聚力为30 kPa时,2D盘间距相邻盘间土整体抗剪承载力139.41 kN<盘端阻156.84 kN<3D盘间距相邻盘间土整体抗剪承载力209.12 kN。根据理论计算结果,2D盘间距时为盘间土整体剪切失效,3D盘间距时为单盘失效,这与数值分析结果基本一致。

表5 螺旋锚各部分承载力

黏聚力/kPa	盘端阻/kN	盘间土抗剪承载力/kN	
		盘间距2D	盘间距3D
25	130.69	116.18	174.26
30	156.84	139.41	209.12
与端阻相比		<	>

将盘间土整体剪切和单盘独立失效两种模式下对应的理论计算承载力与试验结果对比,如图15所示。由于本项目中绝大部分螺旋锚锚盘间距均为3倍盘径,锚盘附近土局部失效承载力 P_2 与螺旋锚位移50 mm对应试验结果 P_c 吻合更好。由表4可见,两者比值 P_2/P_c 的平均值为1.12,标准差为0.20。而锚盘间土整体剪切失效承载力与50 mm位移对应试验结果比值 P_1/P_c 的平均值为1.27,标准差为0.17。考虑到试验锚中个别盘间距为2倍盘径,将以上两种失效模式下对应承载力理论计算值的最小值作为螺旋锚承载力。通过与试验结果对比,按照本文提出的螺旋锚承载力理论计算值与试验结果的比值 $\min(P_1, P_2)/P_c$ 为1.12,标准差为0.20。理论计算值与试验结果吻合很好。

综上所述,由于自重湿陷性黄土直立性强,难以侧滑,自然状态下难以形成斜坡式的休止角,当螺旋锚位移在一定范围内, γ 以及 φ 在盘间土整体破坏中无抗力贡献。当螺旋锚极限状态采用50 mm位移控制时,单盘失效模型计算结果与试验结果吻合较好;当螺旋锚极限状态采用10%D位移控制时,盘间土整体剪切失效模型计算结果与试验结果吻合较好;以上两种失效模式对应的理论计算结果均偏低与试验结果。

4 结 论

结合课题组上拔试验的成果,采用基于CEL的

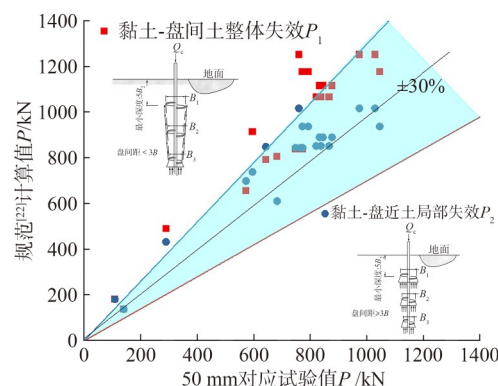


图15 螺旋锚承载力理论值与试验值对比

Fig. 15 Comparison between theoretical and experimental values of helical anchor bearing capacity

有限元方法研究了上拔荷载下螺旋锚基础的静力特性,阐述了土体的应力状态和破坏形式,得到以下主要结论:

1) 针对本工程地基土,采用DL/T 5219—2023公式计算上拔承载力时,考虑了内摩擦角(φ)的有利贡献、采用较小的极限位移确定试验值是导致计算值与试验值偏差大的主要原因。

2) 在上拔位移作用下,土体的塑性应变呈现出单向上拔荷载下的特征,底锚率先出现最大应变,然后是中间锚盘,最后向上延伸逐步扩大到整个区域。

3) 当盘间距为3D时,根据理论和数值分析结果,螺旋锚发生单盘独立失效模式,锚盘周围土体呈气泡状的局部剪切破坏。随着螺旋锚变形的加大,锚盘周围土体应力和应变集中区域不断增大,有区域贯穿的趋势。

4) 当盘间距为2D时,根据理论和数值分析结果,螺旋锚发生盘间土整体剪切失效,呈现出在锚杆周围土体的圆柱状破坏。当盘间距为2D~3D之间时,失效模式介于以上两者之间。

5) 采用DL/T 5219—2023公式,将 φ 值赋0,盘间土整体剪切法计算承载力与10%D法确定的试验承载力吻合较好;基于DL/T 5219—2023公式,采用盘间土整体剪切破坏和盘周土局部失效两种破坏模式对应计算承载力最小值与50 mm确定的试验承载力吻合较好。

本项目关于螺旋锚极限状态的研究均基于位移控制,并未真正达到承载力极限状态。自重湿陷性黄土中的螺旋锚承载力极限状态下的失效模式及计算方法,可作为未来试验研究的一个方向。

参 考 文 献

- [1] SAKR M. Installation and performance characteristics of high capacity helical piles in cohesionless soils[J]. DFI Journal-the Journal of the Deep Foundations Institute, 2011, 5(1): 39-57.
- [2] 张新春, 韩春雨, 白云灿, 等. 叶片可伸缩钢管螺旋桩结构的承载特性及设计方法[J]. 中国工程机械学报, 2018, 16(2): 130-135.
- [3] SCHMIDT R, NASR M. Screw piles: uses and considerations [J]. Structure Magazine, 2004, 23: 29-31.
- [4] LIVNEH B, EI Naggar M H. Axial testing and numerical modeling of square shaft helical piles under compressive and tensile loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(8): 1142-1155.
- [5] 何泽群, 张新春, 朱昂. 砂土中螺旋锚上拔承载力与安装扭矩之间的关系研究[J]. 应用力学学报, 2020, 37(5): 1894-1899.
- [6] Arup Geotechnics. Design of screw piles: assessment of pile design methodology [M]. London: Ove Arup & Partners Ltd., 2005.
- [7] TROFIMENKOV J G, MARUIPOLSHII L G. Screw piles used for mast and tower foundations[C]// Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal, Canada; 1965: 328-332.
- [8] ADAMS J I, KLYM T W. A study of anchorages for transmission tower foundations[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1972, 9(1): 89-104.
- [9] MITSCH M P, CLEMENCE S P. The uplift capacity of helix anchors in sand[C]// Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil. Reston, VA: American Society of Civil Engineers (ASCE), 1985: 26-47.
- [10] MOONEY J S, ADAMCZAK S, CLEMENCE S P. Uplift Capacity of Helix Anchors in Clay and Silt[M]. Reston: American Society of Civil Engineers (ASCE), 1985.
- [11] SAKR M. Lateral resistance of high capacity helical piles: case study[C]// Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical and 6th Canadian Permafrost Conference. Calgary: 2010: 402-412.
- [12] PACK J S. Design of helical piles for heavily loaded structures [C]// New Technological and Design Developments in Deep Foundations. Denver, Colorado: 2000: 353-367.
- [13] PERLOW Jr M. Helical pile acceptance criteria, design guidelines, and load test verification [M]// Advances in Geotechnical Engineering. Reston: ASCE, 2011: 94-102.
- [14] MERIFIELD R S. Ultimate uplift capacity of multiplate helical type anchors in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(7): 704-716.
- [15] 屈讼昭, 郭咏华, 王仪, 等. 大锚片螺旋锚在粉质黏土中上拔受力性能的原位试验研究及数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, 39(增刊2): 3655-3668.
- [16] 胡伟, 林天宇, 林志, 等. 砂土地基中螺旋锚上拔承载特性试验与理论研究[J]. 岩土工程学报, 2024, 46(8): 1582-1595.
- [17] 屈讼昭, 郭咏华, 王仪, 等. 大锚片螺旋锚在粉质黏土中的下压承载性能[J]. 土木与环境工程学报(中英文), 2021, 43(5): 34-44.
- [18] 陈俊锋, 杨守富, 段译斐, 等. 黄土地区螺旋锚基础承载力试验研究[J/OL]. 应用力学学报, 1-16 [2024-09-15]. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/61.1112.03.20240322.1032.002.html>.
- [19] 新华社. 螺旋锚技术助力我国特高压基础施工建设升级[EB/OL]. [2024-08-03]. <https://baijiahao.baidu.com/sid=1806350581619718997&wfr=spider&for=pc>.
- [20] DAS B M, SHUKLA S K. Earth Anchors [M]. 2nd ed. Florida: J. Ross Publishing, Inc, 2013.
- [21] 国家电网有限公司. 架空输电线路螺旋锚基础设计规范: Q/GDW 10584—2022[S]. 北京: 中国电力出版社, 2022.
- [22] 国家能源局. 架空输电线路基础设计规程: DL/T 5219—2023[S]. 北京: 中国电力出版社, 2024.
- [23] YU H, ZHOU H, SHEIL B, et al. Finite element modelling of helical pile installation and its influence on uplift capacity in strain softening clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2022, 59(12): 2050-2066.
- [24] KWON O, LEE J, KIM G, et al. Investigation of pullout load capacity for helical anchors subjected to inclined loading conditions using coupled Eulerian-Lagrangian analyses[J]. Computers and Geotechnics, 2019, 111: 66-75.
- [25] QIU G, HENKE S, GRABE J. Application of a coupled Eulerian-Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformations[J]. Computers and Geotechnics, 2011, 38(1): 30-39.
- [26] The Institute of Electrical and Electronics Engineers, Inc. (IEEE). IEEE guide for transmission structure foundation design and testing[S]. New York, USA: The Institute of Electrical and Electronics Engineers, Inc. (IEEE), 2001.