引用格式：张权，鲍俊立，周怡，等. 粉质黏土中倾斜螺旋锚受力性能及变形计算研究[J]. 工业建筑，2026，56(4)：187-198. ZHANG Quan，BAO Junli，ZHOU Yi，et al. Research on the Mechanical Properties and Deformation Calculation of Inclined Helical Anchors in Silty Clay[J]. Industrial Construction，2026，56(4)：187-198 (in Chinese). DOI：10.3724/j.gyjzG24050801

粉质黏土中倾斜螺旋锚受力性能及变形计算研究

张　权[1,2]　鲍俊立[3]　周　怡[3]　王志博[4]　郭咏华[5]　屈讼昭[2]

（1. 中原工学院建筑工程学院，郑州　450000；2. 河南城建学院土木与交通工程学院，河南平顶山　467000；3. 国家电网河南省电力公司，郑州　450000；4. 国家电网开封供电公司，河南开封　475000；5. 中国电建集团河南省电力勘测设计院有限公司，郑州　450000）

摘　要　近年来，随着高压输电线路、海洋风电的逐步扩展和开发，螺旋锚已在建筑、电力等领域得到了应用，其对基础承载性能和使用场景提出了更高的需求。然而，当前螺旋锚基础承载力计算模型仅针对砂土和黏土提出。土质条件中同时存在较大的黏聚力c和内摩擦角φ时，承载力计算式的适用性未经过充分的论证。因此，对粉质黏土中的倾斜螺旋单锚展开了原位试验研究和数值分析，阐明倾斜螺旋锚拉压荷载作用下的传力路径，揭示其在复杂成层土中的失效模式，论证了当前承载力计算方法对粉质黏土的适用性，基于t-z曲线法建立螺旋锚竖向变形计算模型。结果表明：螺旋锚钻入造成的土体扰动，使得下压承载力高于上拔承载力；上拔、下压工况下顶部锚盘承担的荷载占比约为15%；按DL/T 5219—2023《架空输电线路基础设计技术规程》计算承载力时，同时考虑c和φ是不合适的，而是需要分开考虑；通过对提出的螺旋锚竖向变形理论计算式修正之后，承载力和实际承载力吻合较好时，计算的竖向变形和荷载-位移曲线吻合好，预测精度高。

关键词　粉质黏土；倾斜螺旋单锚；原位试验；数值分析；t-z曲线法

Research on the Mechanical Properties and Deformation Calculation of Inclined Helical Anchors in Silty Clay

ZHANG Quan[1,2]　BAO Junli[3]　ZHOU Yi[3]　WANG Zhibo[4]　GUO Yonghua[5]　QU Songzhao[2]

(1. *Shool of Civil Engineering and Architecture*, *Zhongyuan University of Technology*, *Zhengzhou* 450000, *China*; 2. *School of Civil Engineering and Transportation*, *Henan University of Urban Construction*, *Pingdingshan* 467000, *China*; 3. *State Grid Henan Electric Power Company*, *Zhengzhou* 450000, *China*; 4. *State Grid Kaifeng Power Supply Company*, *Kaifeng* 475000, *China*; 5. *China Electric Power Construction Group Henan Electric Power Survey & Design Institute*, *Zhengzhou* 450000, *China*)

Abstract: In recent years, with the gradual expansion and development of high-voltage transmission lines and offshore wind power, spiral anchors have been applied in fields such as construction and power engineering. Therefore, higher demands have been put forward for the basic load-bearing performance and usage scenarios. However, the current calculation model for the basic bearing capacity of helical anchors is only proposed for sand and clay. When the soil exhibits cohesive force and internal friction angle simultaneously in the soil conditions, the applicability of the bearing capacity calculation formula has not been fully validated. Therefore, this study conducted in-situ experimental research and numerical analysis on inclined helical single anchors in silty clay, elucidated the force transmission path under the tension and compression loads of inclined helical anchors, revealed the failure modes in complex stratified soils, demonstrated the applicability of the current bearing capacity calculation methods for silty clay, and established a vertical deformation calculation model for helical anchors based on the t-z

第一作者：张权，硕士研究生，主要从事螺旋锚承载机理方面研究，1436966514@qq.com。

通信作者：屈讼昭，博士，副教授，硕士生导师，主要从事钢结构力学性能、微观断裂损伤机理及螺旋锚力学性能方面研究，qusongzhao@huuc.edu.cn。

收稿日期：2024-05-08

© 2026 工业建筑

curve method. The results indicated that the soil disturbance caused by helical anchor drilling resulted in a higher compressive bearing capacity than an uplift bearing capacity. The load borne by the top anchor plate under upward and compression conditions accounted for about 15% of the total load. When calculating the bearing capacity according to the regulation, it was not appropriate to consider both c and φ simultaneously; instead, they should be considered separately. When the corrected bearing capacity matched the actual bearing capacity well, the calculated vertical deformation and load displacement curves matched well, and the theoretical formula demonstrated high prediction accuracy.

Keywords: silty clay; inclined helical anchor; in-situ test; numerical simulation; *t-z* curve method

0　引　言

螺旋锚基础由螺旋锚盘和空心锚杆组成,通过在锚杆顶施加下压力和扭矩,将其直接旋入土体中,减小了对原状土以及环境的破坏[1],并且所需设备比较轻便,安装迅速且噪声较小[2]。螺旋锚盘还可以提供显著的承载力,竖向承载性能明显优于传统桩基[3-4],即在提供相同承载力情况下,螺旋锚尺寸更小、施工更加便捷。故螺旋锚基础在早期常常用于软弱地基中,如Maplin Sands灯塔[5]。随着对螺旋锚基础认识的加深,现已被应用于海洋工程、输电线路、风力电机、光伏产业等领域[6-9]。

许多学者从理论分析、原位试验、模型试验、数值模拟等角度入手,对螺旋锚进行了大量研究,得出了很多相关的结论。李逸奇等[10]对砂土中螺旋锚锚周土体滑动面连续演化规律进行数值分析,研究了多叶片螺旋锚上拔力学模型和上拔承载力计算方法。史旦达等[11]基于1 g模型试验,研究了松砂中双叶片螺旋锚的上拔承载性能,分析了埋深比和叶片间距的影响以及螺旋锚上拔时锚周土体的变形和破坏规律,并提出相应计算式。陈俊锋等[12]基于黄土地区螺旋锚原位试验及数值模拟,获取了螺旋单锚极限承载力,分析了螺旋锚内力变化规律和影响因素的影响,建立了黄土地区深埋螺旋锚竖向拉拔极限承载力计算方法。Yu等[13]采用CEL(Coupled Eulerian-Lagrangian)方法研究了不排水软化黏土(应变软化)中单叶片螺旋锚的承载性能,结果表明应变软化和安装扰动等因素对螺旋锚承载性能影响很显著。Yuan等[14]通过CEL方法并考虑了砂土应变软化对螺旋锚进行研究,提出简化破裂面并通过极限平衡法提出抗拔承载力计算式。

以上研究主要是针对砂土、黏土土质中螺旋锚单一荷载承载特性,而针对同时具有黏聚力和内摩擦角的粉质黏土中螺旋锚的承载性能研究却很少[15-17]且相关承载力计算方法不统一[18-19]。本文将对粉质黏土中倾斜布置的螺旋单锚进行原位试验研究,并建立数值模型,揭示螺旋锚在复杂成层土中破坏模式及荷载分布规律,基于*t-z*曲线法建立螺旋锚竖向变形计算模型。本文的研究成果将确保粉质黏土中的螺旋锚基础在外荷载作用下的可靠性,对该新型基础的推广应用、提高建筑工业化水平具有重要意义。

1　试验概况与结果

1.1　地质概况

本项目基于开封某220 kV送出工程,试验场地地势平坦开阔,属于黄淮冲积平原。该场地土质以第四系冲洪积成因的粉质黏土、粉土及砂土为主,具体物理指标如表1所示。

表1　试验场地土质物理指标

Table 1　Soil physical indicators for test sites

土壤种类	土层厚度/m	天然密度ρ/(g·cm^{-3})	黏聚力c/kPa	内摩擦角φ/(°)	压缩模量E_s/kPa	泊松比ν
粉质黏土	2.5	1.8	10	7	1000	0.35
粉土	8	1.8	7	17	2000	0.25
粉质黏土	4.5	1.9	16	9	2000	0.25
粉土	3	1.95	13	19	2500	0.3
细砂	13	2.2	—	25	3000	0.25
粉质黏土	3	1.95	23	14	6000	0.20

1.2　试件参数

螺旋锚采用 Q355 级钢制作，试验包含拉、压等两种受力模式，具体参数信息如表 2 所示，所有螺旋锚锚盘间距约为 3*D*（满足锚盘螺距的整数倍），深径比≥5，为深埋锚。试件命名方式为：锚盘数量+D+锚盘直径+受力模式（拉为 T，压为 C）。试件为空间倾向角度均为 5.6°（与输电塔塔腿保持一致）的倾斜螺旋单锚，安装方式采用机械化施工扭进土体之中（图 1），在旋入土体之前调整摆放角度。

表 2　试件参数

Table 2　Specimen parameters

编号	试件	锚杆长度 *L*/m	锚杆外径 *d*/mm	锚杆壁厚 *t*/mm	锚盘直径 *D*/mm	锚盘个数 *n*/个	锚盘间距 *S*/mm	底部锚盘埋深 *H*/m
1	3D960T	12.5	180	20	960	3	2736	12.0
2	3D960C	12.5	180	20	960	3	2736	12.0
3	3D1020T	12.5	180	22	1020	3	3040	12.0
4	4D1020T	15.0	180	20	1020	4	3040	14.5
5	3D1020C	12.5	180	22	1020	3	3040	12.0
6	4D1020C	15.0	180	20	1020	4	3040	14.5



图 1　螺旋锚机械施工

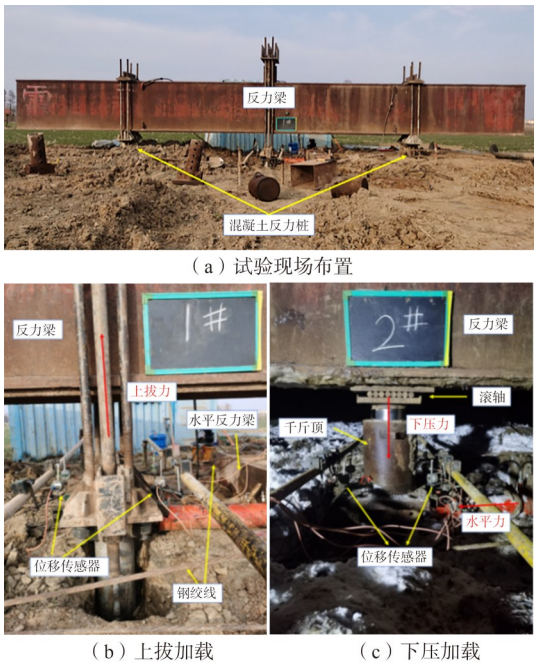
Fig. 1　Mechanical installation diagram of a helical anchor

1.3　加载制度

螺旋锚上拔、下压试验现场采用现浇混凝土灌注桩作为反力桩，钢制工字梁作为竖向反力梁和水平反力梁，竖向反力梁通过地脚螺栓与反力桩连接，水平反力梁通过钢绞线与反力桩连接，利用量程为 5000 kN（竖向反力）、1000 kN（水平反力）的油压千斤顶施加荷载，如图 2 所示。通过控制竖向油泵和水平油泵的加载比例，实现对倾斜螺旋锚施加轴向荷载。

加载制度采用快速荷载维持法[15-17]，每级加载大小为 60 kN 并保持 10 min，加载至锚顶变形达到锚盘直径的 10% 停止加载，按照以上分级依次递增并记录相关数据，分级加载完毕后立即卸载。螺旋锚竖向和水平位移通过安装在螺旋锚顶部的位移传感器记录位移数据。

结合 BS 8004：1986 *Code of Practice for Foundations*[20] 中关于桩基极限状态按照 10% 桩体直径的依据和美国土木工程协会 ASCE 中论文[21]关于螺旋锚 10% 盘径作为极限状态的论述等，建议螺旋锚在试验时可采用 10% 锚盘直径作为极限状态的控制条件。



（a）试验现场布置

（b）上拔加载　　（c）下压加载

图 2　螺旋锚加载方案

Fig. 2　Helical anchor loading scheme

1.4　试验结果

根据试验记录的荷载与位移数据绘制相应的荷载-位移曲线，如图 3 所示，图中，*x* 轴代表位移传感器测得的竖向位移，*y* 轴代表液压千斤顶施加在螺旋锚顶端的竖向荷载。其中，5 号锚由于在试验中拉断的原因，拉拔位移在 75 mm 时停止。

由图3所示，螺旋锚上拔、下压荷载-位移曲线主要分为3个阶段：1）近似线性变化阶段，该阶段为初始加载阶段，表明土体正处于弹性状态，曲线近似为一条直线；2）非线性变化阶段，该阶段曲线斜率略小于线性变化阶段，表明土体正处于弹塑性阶段；3）近似线性变化阶段，该阶段曲线斜率略微变大，此阶段较小的荷载即产生较大的变形，说明土体正在破坏。图3所示的下压荷载-位移曲线均高于上拔荷载-位移曲线，原因为螺旋锚在钻入安装过程中，将上层土搅碎，土体扰动所致。

试验所得螺旋锚竖向静载荷试验的荷载-位移曲线为缓变型曲线。对于缓变型曲线，应根据指定的位移确定试验承载力。根据Q/GDW 10584—2022《架空输电线路螺旋锚基础设计技术规范》[19]规定，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，最大加载时总位移量不大于15~25 mm，本项目取25 mm为螺旋锚在基础作用力标准值作用下对应的最大变形。规范[18]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；可取锚盘直径的10%并考虑锚杆弹性变形量的位移量所对应的荷载值。土层侧压力系数则取关于当前土层及以上土层内摩擦角的加权平均值，取值详见规范[18]第12章。将试验结果和规范计算结果列于表3。经过对比，10%盘径承载力与规范[18]计算极限值比值的平均值为0.76。可见规范[18]中的公式计算结果（SILT）偏大于试验结果，并且规范中上拔承载力计算值普遍明显低于下压承载力。

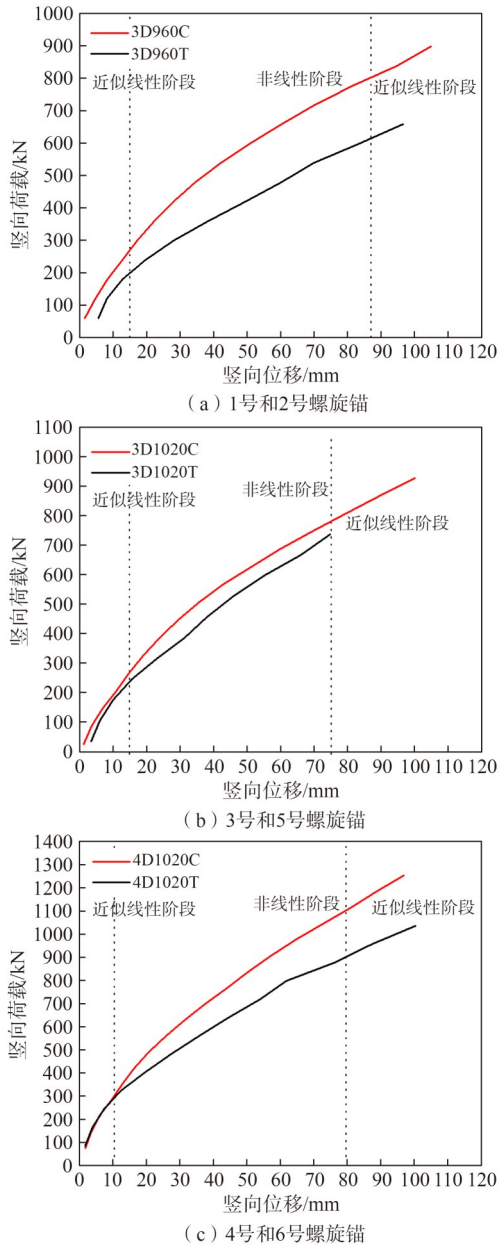


图3　螺旋锚锚顶荷载-位移曲线

Fig. 3　Load-displacement curves at the top of helical anchors

2　数值模拟与验证

螺旋锚在钻入施工过程中需要克服周边土体带来的摩擦力，从而极易造成粘贴在螺旋锚试件表面的应变片磨损破坏。原位试验获得螺旋锚在荷载作用下锚杆的受力及锚盘变形等信息难度较大。为了研究螺旋锚周围土体的破坏模式和各锚盘荷载分布情况，本文建立精细化有限元模型，对螺旋锚的承载性能进行数值模拟分析[22-23]。

2.1　有限元模型建立

采用商用数值模拟软件ABAQUS建立锚-土有限元模型，为了提高计算收敛性，采用耦合的欧拉-拉格朗日（CEL）[13,24]求解方法，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4为锚-土整体有限元模型，将螺旋锚设置为刚体，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。锚-土相互作用被设置为通用接触，法向接触采用硬接触，切向采用罚接触且罚系数为0.25。模型整体尺寸为12D×12D×22D，螺旋锚底部距离边界至少为5D，螺旋锚周围6D×6D土体为网格加密区，网格加密区尺寸为D/32；渐变区土体网格为D/32~D；土体纵向中间加密区网格尺寸为D/32；土体最上方空气层（厚度D）纵向网格尺寸为D/4。

表 3　规范[18]计算承载力值

Table 3　Bearing capacity values calculated by codes

试件	10% 盘径承载力/kN	50 mm 试验承载力/kN	盘间剪切				独立盘失效					数值模拟极限值(10%盘径)/kN	数值模拟/试验结果
			规范计算极限值 SILT/kN	黏土/kN	砂土/kN	粉质黏土(按黏土)、粉土(按砂土)/kN	规范计算极限值 SILT/kN	黏土/kN	砂土/kN	粉质黏土(按黏土)、粉土(按砂土)/kN	粉质黏土(按黏土)、粉土(按砂土)的修正/kN		
3D960C	850	590	1997.07	378.48	1618.75	1683.02	2313.57	303.20	1926.05	1569.59	740.60	905	1.06
3D960T	660	424	1008.91	340.69	668.30	732.58	1603.00	265.85	1337.48	927.95	535.93	892	1.35
3D1020C	970	650	2241.21	417.18	1824.2	1893.29	2399.94	325.78	2074.53	1741.26	822.46	932	0.96
4D1020C	1300	840	4286.63	463.56	3823.29	3897.1	5271.21	339.67	4932.09	4743.48	2010.72	1225	0.94
3D1020T	/(拉断)	580	1018.21	376.34	641.94	696.72	1663.81	287.19	1376.99	868.71	524.95	930	—
4D1020T	1049	680	1397.39	495.19	902.27	959.18	3281.61	373.02	2909.15	2426.09	1123.65	1232	1.17
						平均值							1.10
						标准差							0.17

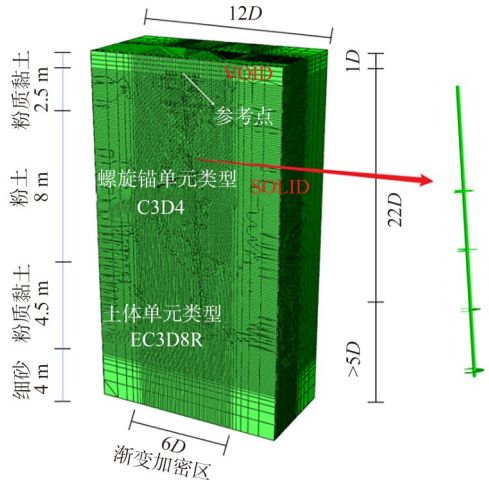


图 4　有限元模型

Fig. 4　Finite element model

螺旋锚采用 Q355 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 2 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 所示。求解器采用动力显式，加载速度为 0.05 m/s，求解时长 2 s。

2.2　数值分析验证

将本文数值模拟结果与试验结果进行比较，如图 5 所示。可见：1 号锚结果吻合较差，而 2 号锚吻合较好，有限元模拟上拔和下压承载力较为接近；对于螺旋锚基础，当顶盘埋深与盘径比值大于 5 时，其上拔和下压承载力理应基本相当[12-13]；而 1 号锚与 2 号锚承载力差别较大的原因应该是 1、2 号锚位成层土变化较大以及钻入对土体削弱影响螺旋锚上拔承载力等因素共同作用；其余螺旋锚整体吻合情况较好。如表 3 所示，数值分析结果与试验结果比值的平均值为 1.10，标准差为 0.17，说明本文数值模型准确性较高，分析方法可靠。

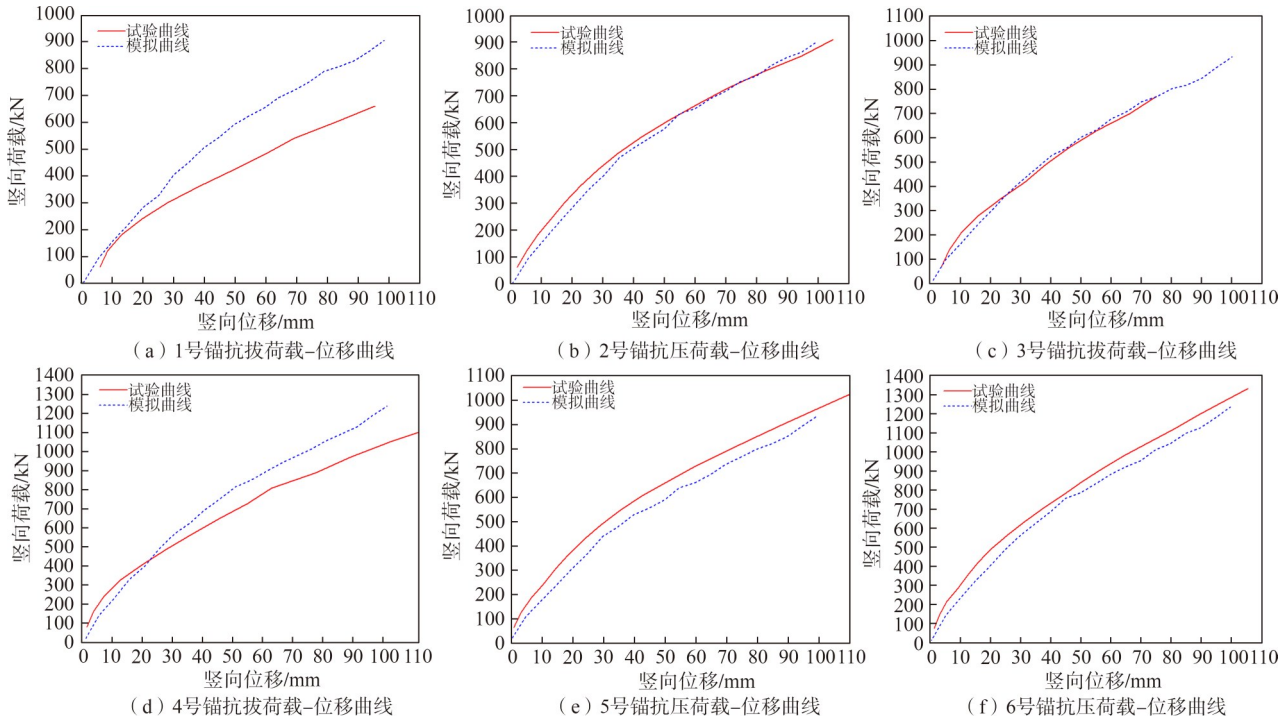
2.3　螺旋锚失效模式分析

通过螺旋锚锚盘周围土体的应力状态，揭示螺旋锚在受载时的失效模式。如图 6 所示，当基础拉拔至 25 mm 时，螺旋锚底部锚盘最先出现较大的应力集中区，其他锚盘并未出现较大的应力，其主要原因为下方土体较硬导致拉拔时出现较大的应力。随着拉拔位移增加，上部锚盘周围土应力也逐渐增大。直至拉拔到 100 mm，螺旋锚每个锚盘均出现明显的应力集中区，表明螺旋锚的锚盘独自受力，结合等效塑性应变云图(图 7)可知，塑性应变较高的区域主要集中在锚盘周围，呈现很典型的独立破坏模式。当螺旋锚下压荷载作用时，如图 8 所示：位移加载至 25 mm，仍为最下部锚盘最先出现较大应力集中区；随着下压位移的增加，上方各锚盘周围土体也陆续出现较大的应力。由等效塑性应变云图可知(图 9)，塑性应变较高的区域亦集中在锚盘周围，表现出明显的独立破坏模式。其他螺旋锚破坏模式类似。

如图 6、8 所示，由于成层土体的复杂性，各锚盘的应力分布并不均匀，并非锚盘越深所承担的荷载越大。并且各个锚盘附近土体应力分布相对独立，与规范[18]中整体剪切模型明显不同。

2.4　荷载分配规律

将锚杆设置为变形体，对 1、2 号和 4、6 号螺旋锚进行分析，并提取每个锚盘上下锚杆的轴力。图 10 展示了 3 盘、4 盘螺旋锚锚盘的荷载占比随位

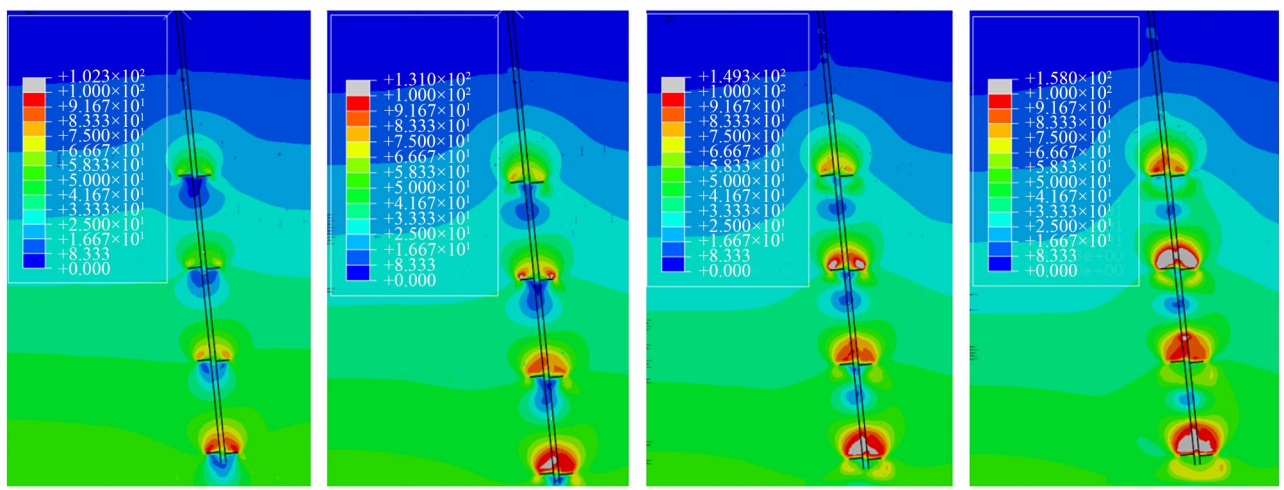


（a）1号锚抗拔荷载–位移曲线　（b）2号锚抗压荷载–位移曲线　（c）3号锚抗拔荷载–位移曲线

（d）4号锚抗拔荷载–位移曲线　（e）5号锚抗压荷载–位移曲线　（f）6号锚抗压荷载–位移曲线

图5　试验结果与数值分析结果对比

Fig. 5　Comparison of test results with numerical analysis results



（a）25 mm　（b）50 mm　（c）75 mm　（d）100 mm

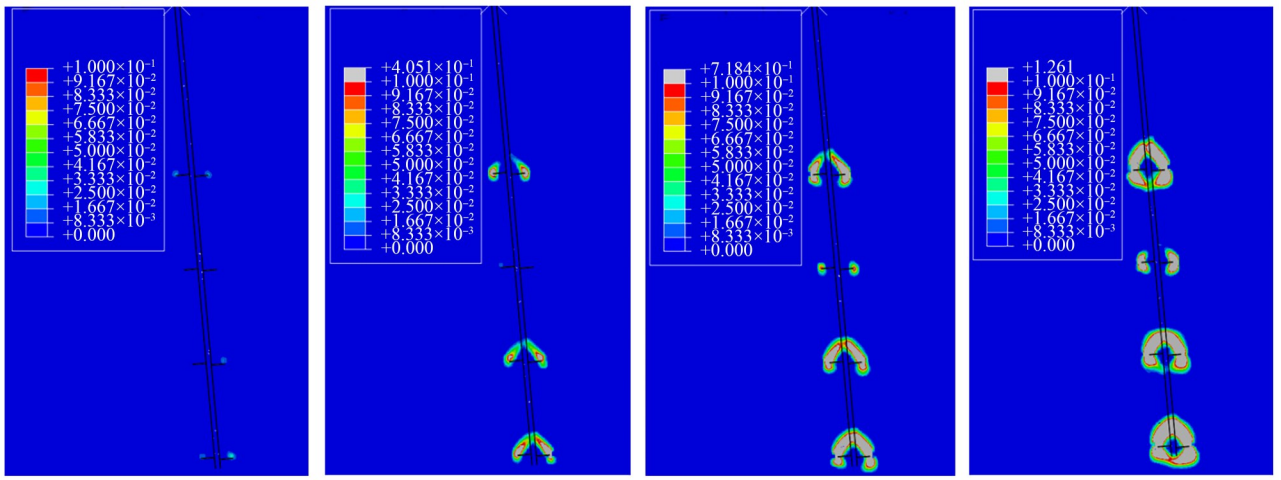
图6　4号锚Mises应力云图　MPa

Fig. 6　Anchor No. 4 Mises stress contours

移的变化曲线，表4、5展示了3盘锚、4盘锚各盘所分配荷载占比。其中，P1盘对应为底盘。本次数值模拟记录了螺旋锚基础力标准值对应准确位移30 mm和基础力设计值对应准确位移45 mm，以及50 mm和100 mm（约10%D）时锚盘荷载占比。不同位移下锚盘提供的承载力占基础总承载力70%以上，说明螺旋锚基础的主要承载力由锚盘提供。

对于3盘锚，当位移小于10%D时，上拔和下压荷载作用下顶部盘所分配的荷载均最大。随着变形的增大，当达到10%D时，顶部盘附近的土体破坏，分配的荷载下降，中间盘分配荷载达到最大。在上拔和下压荷载作用下，顶盘分配的荷载均较小，中间两盘（P2和P3）为主要受力盘。

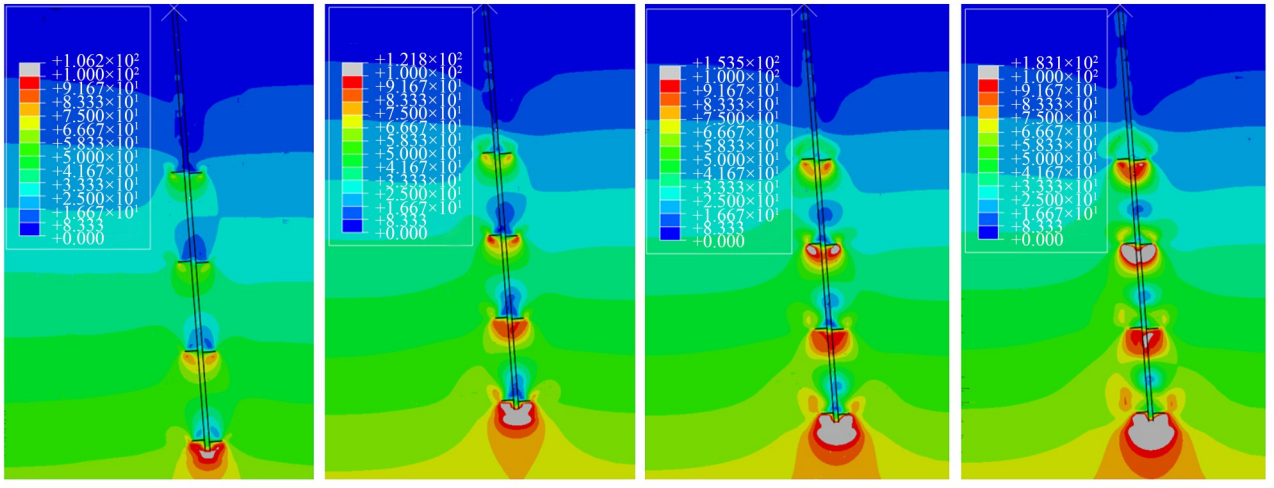
对于4盘锚，当位移小于10%D时，上拔和下压荷载作用下，顶盘所分配的荷载均最小，随着变形的增大，荷载分配比例约为10%（上拔）、15%（下压）。上拔工况下，中间两盘为主要受力盘，下压工况下，除顶盘外，其他3盘所分配荷载均较大。



（a）25 mm　（b）50 mm　（c）75 mm　（d）100 mm

图 7　4 号锚等效塑性应变云图

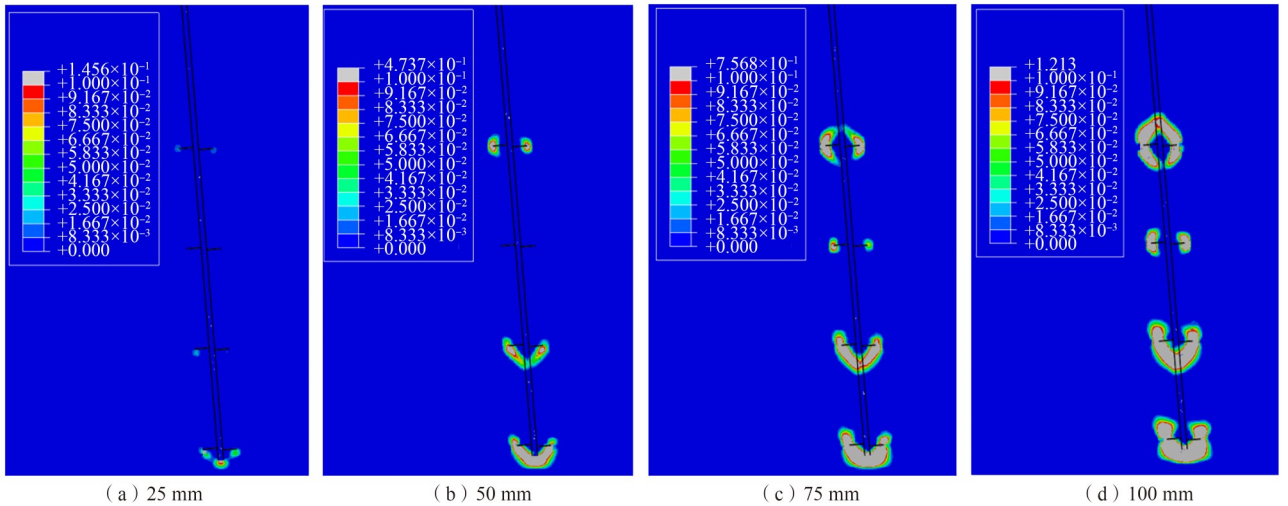
Fig. 7　Equivalent plastic strain contours for anchor No. 4



（a）25 mm　（b）50 mm　（c）75 mm　（d）100 mm

图 8　6 号锚 Mises 应力云图　MPa

Fig. 8　Anchor No. 6 Mises stress contours



（a）25 mm　（b）50 mm　（c）75 mm　（d）100 mm

图 9　6 号锚等效塑性应变云图

Fig. 9　Equivalent plastic strain contour plots for anchor No. 6

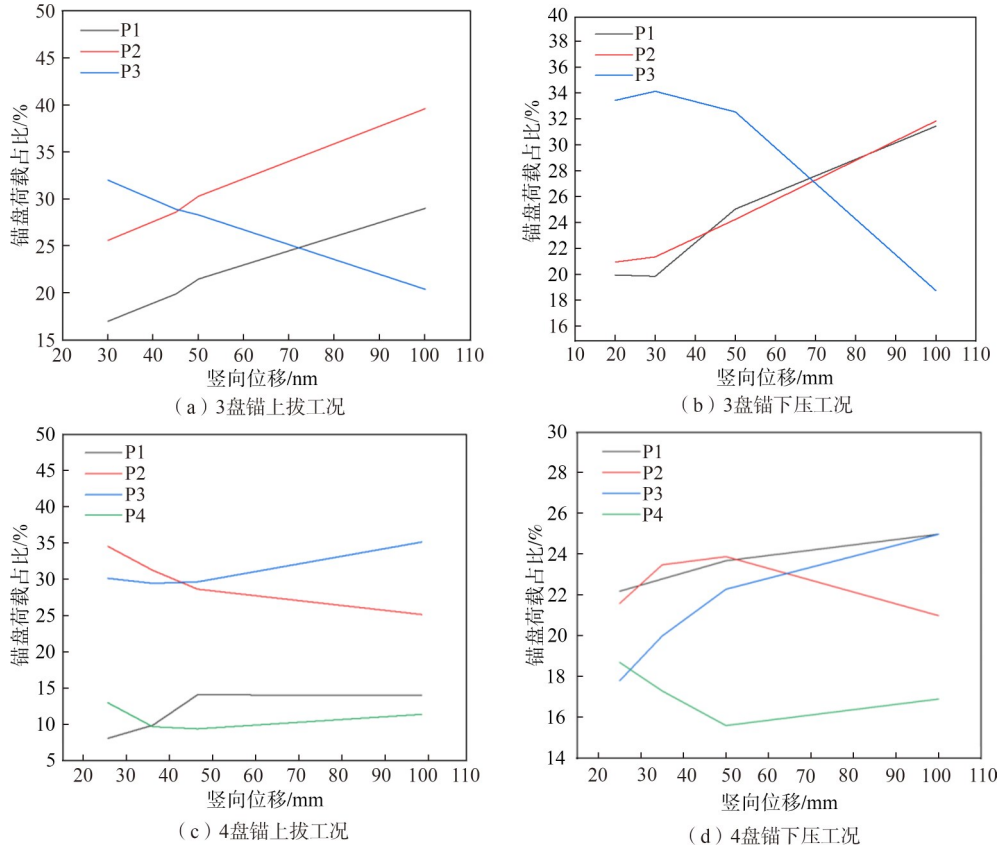


图 10　3盘锚和4盘锚螺旋锚荷载占比

Fig. 10　Load share of helical anchors for three-disc and four-disc anchors

2.5　承载力计算方法

1）规范[18]提供的计算承载力公式来源于IEEE691线路基础导则。该导则把地基土划分为黏性土和无黏性土，黏性土又细分为clay和silt。clay汉译为具有强黏塑性的细粒土，即通常意义上的黏土。而silt汉译为沉积在河口或港口的泥沙、淤泥以及粉砂等。对于clay，承载力计算式仅考虑黏聚力c，对于silt，承载力公式考虑黏聚力c和内摩擦角φ。而规范[18]仅将silt计算式作为各类土承载力计算的通式，认为c和φ对黏性土均有贡献。本文所涉及土质为粉质黏土、粉土和砂土，依据IEEE691导则对于“clay”仅考虑c，粉土和砂土按照无黏性土考虑。

2）结合表3规范[18]计算承载力值所示，同时考虑c和φ时，规范[18]计算结果远大于试验值和数值模拟值。此时，同时考虑c和φ显然不合适。对于无黏性土仅考虑φ时，上拔承载力计算要远小于下压承载力计算值。通过研究规范[18]中关于无黏性土承载力计算式发现，对结果影响最显著的为锚盘端阻。而对锚盘上拔、下压端阻计算值间差异影响最大的为系数N_q。Chance公司[26]的建议公式为：

$$N_q = 0.5(12\varphi)^{\varphi/54} \tag{1}$$

与规范[18]中的N_q推荐曲线相比，公式计算结果与深度无关，其在28°以内系数整体变化幅度不大。如表3所示，利用此系数计算得到的螺旋锚承载力与试验结果和数值分析结果整体吻合较好，并且上拔和下压承载力计算差异相较规范[18]明显减小。

表 4　3盘螺旋锚锚盘分配荷载比例

Table 4　Load distribution ratios for three-disc helical anchors

位移/mm	编号	P1（底盘）	P2	P3（顶盘）	编号	P1（底盘）	P2	P3（顶盘）
30基础力标准对应值		0.53	0.80	1.00		0.60	0.63	1.00
45基础力设计对应值	2号	0.69	0.99	1.00	1号	0.58	0.63	1.00
50	3D960T	0.71	1.00	0.93	3D960C	0.77	0.75	1.00
100		0.73	1.00	0.52		0.99	1.00	0.59

表 5　4盘螺旋锚锚盘分配荷载比例

Table 5　Load distribution ratios for four-disc helical anchors

位移/mm	编号	P1(底盘)	P2	P3	P4(顶盘)	编号	P1(底盘)	P2	P3	P4(顶盘)
30基础力标准值(对应)		0.23	1.00	0.87	0.38		1.00	0.97	0.80	0.84
40基础力设计值(对应)	6号	0.32	1.00	0.94	0.31	4号	0.97	1.00	0.85	0.74
50	4D1020T	0.47	0.97	1.00	0.32	4D1020C	0.99	1.00	0.93	0.65
100		0.40	0.72	1.00	0.32		1.00	0.84	1.00	0.68

3　竖向变形理论计算方法研究

实际工程中的基础通常采用位移限制条件作为极限状态。t-z(t代表侧阻值,z代表竖向位移)曲线法是以求解平衡微分方程的方法实现基础竖向变形的理论分析。通过采用非线性刚度曲线模拟土壤中的非线性应力-应变特性,这些刚度曲线包括土-桩接触面摩擦力的t-z曲线法和桩端承载力的Q-z(Q代表端阻值,z代表竖向位移)曲线。刚度曲线根据每次迭代时所求解的位移计算得出。

1)平衡微分方程。

根据隔离体的力平衡条件,确定如下方程,阐明了外加荷载向桩侧摩擦和桩体变形的传递机制,如图 11 所示。

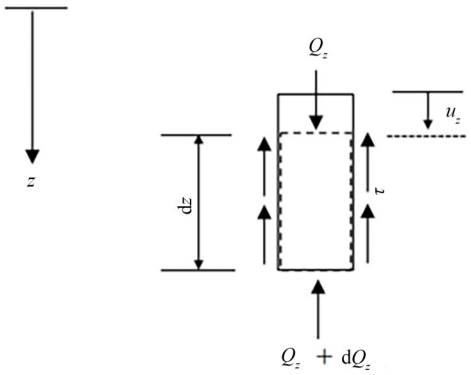


图 11　桩身隔离体受力示意

Fig. 11　Force diagram of an isolated segment of the pile

$$Q_z = Q_z + \mathrm{d}Q_z + \tau C\mathrm{d}z \tag{2a}$$

$$-\frac{\mathrm{d}Q_z}{\mathrm{d}z} = \tau C \tag{2b}$$

式中:Q_z为桩身在深度z处的内力;τ为深度z处桩土接触面单位摩擦力;C为深度z处桩计算单元的周长。

对于轴心受力的梁单元,式(3)可用来描述桩计算单元轴力与变形的关系:

$$Q_z = -EA\frac{\mathrm{d}u_z}{\mathrm{d}z} \tag{3}$$

式中:E为桩计算单元在深度z处的弹性模量;A为桩计算单元在深度z处的横截面面积;u_z为桩计算单元在深度z处由施加轴力产生的位移。

对式(3)关于z求导,并代入式(2),可得到桩土微分方程为:

$$EA\frac{\mathrm{d}^2u_z}{\mathrm{d}z^2} = \tau C \tag{4a}$$

$$-EA\frac{\mathrm{d}^2u_z}{\mathrm{d}z^2} + \tau C = 0 \tag{4b}$$

对于轴心受力桩,桩计算单元的自重与施加的外荷载相比可以忽略不计。

2)桩体轴向刚度。

假设桩体在轴向荷载作用下呈现理想弹塑性。在弹性范围内,每个桩体单元的刚度$k_{\mathrm{pile,axial}}$按式(5)计算。

$$k_{\mathrm{pile,\,axial}} = \frac{E_{\mathrm{pile}}A_{\mathrm{pile}}}{L_{\mathrm{pile}}} \tag{5}$$

式中:E_{pile}为桩的弹性模量;A_{pile}为桩单元的横截面面积;L_{pile}为桩单元长度。

3)土体荷载传递机制。

a. 表面摩擦力。

利用t-z曲线确定每个土体接触单元的刚度$k_{\mathrm{soil,\,shear}}$,得到与当前迭代的土体位移对应的接触面单位摩擦力。

$$T = L_{\mathrm{segment}}k_{\mathrm{soil,\,shear}} \tag{6}$$

式中:L_{segment}为每个桩段的长度;T为每个桩段的总表面摩擦力。

桩段的总表面摩擦力T由式(7)计算。

$$T = \tau A_{\mathrm{s,\,ext}} \tag{7}$$

式中:τ为土体单位表面摩擦力;$A_{\mathrm{s,\,ext}}$为桩单元外部与土体接触的表面积。

标准截面的桩段外表面积是该桩段的长度乘以基于等效直径的理论圆周长。等效直径是指能产生与截面面积相同的圆形面积的直径。

b. 桩端阻力-典型截面。

桩段的端部承载阻力(Q)由式(8)计算。

$$Q = qA_{\mathrm{teo}} \tag{8}$$

式中:q为单位面积时的端部阻力;A_{teo}为桩尖的横截面积。

c. 桩端阻力-土塞和非土塞情况。

当开口管桩发生土塞时，桩端荷载全部传递至整个桩体外径围成的横截面（A_{plugeged}）内的土壤中，如图12(a)所示。如果考虑桩趾处的荷载传递机制，即由桩横截面积（$A_{\text{unplugeged}}$）上的土壤和桩身内部土壤移动产生的内表面摩擦力（τ_{internal}）组成，则表现出非土塞状态，如图12(b)所示。对于黏性土，重塑的抗剪强度被用来计算内表面摩擦力，因为管内的土已经从其原位状态被扰动了。

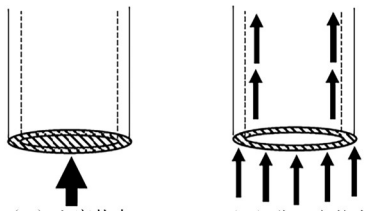


图12　桩端阻力传递机制

Fig. 12　Transmission mechanism of pile tip resistance

考虑到土塞情况，用式(9)计算桩端阻力 Q_{plugged}。

$$Q_{\text{plugged}} = qA_{\text{plugged}} \tag{9}$$

式中：A_{plugged}为桩端处的全面积或堵塞的横截面积。

式(10)用于计算考虑非土塞情况下的桩端阻力 $Q_{\text{unplugged}}$。

$$Q_{\text{unplugged}} = qA_{\text{unplugged}} + \tau_{\text{internal}} A_{\text{s, int}} \tag{10}$$

式中：τ_{internal} 为内表面摩擦力；$A_{\text{unplugged}}$ 为桩端非土塞的横截面面积；$A_{\text{s, int}}$ 为管桩内部的桩段在剪切力下与土体接触的表面积。

对于任何有可能堆积压实土体的截面，如空心形状，都要考虑土塞和非土塞的情况，从而考虑改变末端承载阻力的截面面积。由于嵌入长度远远大于横截面积，因此典型的桩是以塞式条件来考虑端部承载力的。

4)土体弹簧模型。

API[27]提供了计算黏土中的打入式桩的极限侧摩擦力和极限端承载阻力的计算方法，以及侧摩擦力(t-z)载荷传递曲线和端部承载(Q-z)载荷传递曲线的建议。

对于黏土中的打入桩，单位极限侧摩擦力（τ_{ult}）的计算式为：

$$\tau_{\text{ult}} = \alpha c_{\text{u}} \tag{11}$$

式中：α为无尺寸系数；c_{u}为计算点土壤的不排水抗剪强度。

无尺寸系数α，有：

$$\alpha = 0.5\psi^{-0.5} \quad \psi \leqslant 1.0, \alpha \leqslant 1.0 \tag{12a}$$

$$\alpha = 0.5\psi^{-0.25} \quad \psi > 1.0, \alpha \leqslant 1.0 \tag{12b}$$

其中　$\psi = c_{\text{u}}/\sigma_{\text{e}}$

式中：σ_{e}为计算点的有效土压力。黏土的单位极限端承载力(q)由式(13)计算。

$$q = 9c_{\text{u}} \tag{13}$$

式中：c_{u}为桩尖的不排水抗剪强度。

对于砂土中的打入式桩，极限侧摩擦力（τ_{ult}）可通过式(14)计算。

$$\tau_{\text{ult}} = K\sigma_{\text{e}} \tan\delta \tag{14}$$

式中：K为横向土压力系数；σ_{e}为计算点的有效土应力；δ为桩与土之间的摩擦角，定义为(φ-5°)。

极限端承阻力q由式(15)计算。

$$q = \sigma_{\text{v}} N_{\text{q}} \tag{15}$$

式中：σ_{v}为桩尖上的有效土压力；N_{q}为无尺寸承载力系数。

4　理论计算结果验证

根据第3章所提供的竖向位移计算方法，计算上拔（下压）标准值、设计值对应竖向变形。根据2.3节论述及应力云图所示，螺旋锚的失效模式为独立破坏模式，各锚盘之间的相互影响可以忽略不计，故不对螺旋锚各锚盘进行折减。由图13及表3可知，1号、2号、3号、5号螺旋锚竖向变形与荷载-位移曲线吻合较好且修正之后计算的承载力与10%盘径对应的承载力吻合较好，而4号与6号螺旋锚计算位移吻合情况不好且修正后计算的承载力与10%盘径对应的承载力吻合不好。

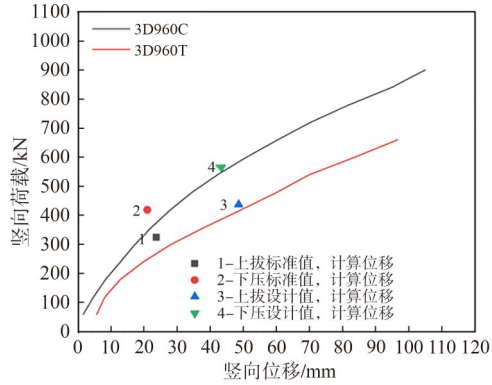
5　结束语

通过粉质黏土中螺旋锚原位试验及数值模拟研究，得出以下结论：

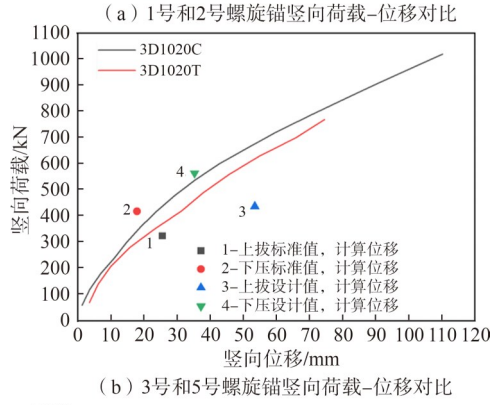
1)通过试验结果可知，下压荷载-位移曲线均高于上拔荷载-位移曲线，原因是螺旋锚钻入对土体进行了扰动。

2)通过规范计算粉土、粉质黏土中螺旋锚承载力时，同时考虑c和φ是不合适的，通过修正后计算的承载力和试验数据吻合较好。

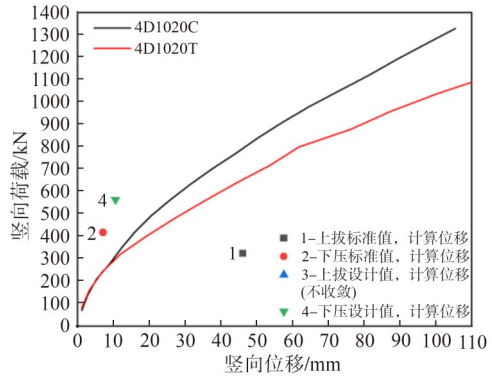
3)锚盘荷载分配曲线表明，上拔、下压工况下，由于顶部锚盘周围土体相对软弱，最上部锚盘分配的荷载占比15%左右，其他两盘（三盘）荷载分配占70%左右。



（a）1号和2号螺旋锚竖向荷载–位移对比



（b）3号和5号螺旋锚竖向荷载–位移对比



（c）4号和6号螺旋锚竖向荷载–位移对比

图 13　螺旋锚竖向荷载–位移对比

Fig. 13　Vertical load versus displacement curves of helical anchors

4)根据本文提出的竖向变形理论计算方法，当修正后计算的承载力与试验承载力(10%D)吻合情况较好时，所计算的竖向变形与荷载–位移曲线吻合较好，反之，则吻合不好。

参　考　文　献

[1] PERKO H A. Helical piles: a practical guide to design and installation[M]. Hoboken: John Wiley & Sons, 2009.

[2] BAILEY H, SENIOR B, SIMMONS D, et al. Assessing underwater noise levels during pile-driving at an offshore windfarm and its potential effects on marine mammals[J]. Marine Pollution Bulletin, 2010, 60(6): 888-897.

[3] CERFONTAINE B, KNAPPETT J A, BROWN M J, et al. A finite element approach for determining the full load-displacement relationship of axially loaded shallow screw anchors, incorporating installation effects[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2021, 58(4): 565-582.

[4] HAO D, WANG D, O'LOUGHLIN C D, et al. Tensile monotonic capacity of helical anchors in sand: interaction between helices[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2019, 56(10): 1534-1543.

[5] MITCHELL A. On sub-marine foundations; particularly the screw-pile and moorings[J]. Journal of the Franklin Institute, 1848, 45(6): 393-396.

[6] LEE J, KWON O, KIM I, et al. Cyclic pullout behavior of helical anchors for offshore floating structures under inclined loading condition[J]. Applied Ocean Research, 2019, 92: 101937.

[7] 郝冬雪，王磊，陈榕，等. 冻融循环下粉砂中螺旋锚抗拔稳定模型试验研究[J]. 岩土工程学报，2023，45(1)：57-65.

[8] FENG S J, FU W D, CHEN H X, et al. Field tests of micro screw anchor piles under different loading conditions at three soil sites[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2021, 80: 127-144.

[9] 胡伟，杨瑶，刘顺凯，等. 光伏支架螺旋桩斜向拉拔承载特性试验研究[J]. 太阳能学报，2022，43(12)：50-61.

[10] 李逸奇，胡伟，杨泉，等. 砂土中多锚片螺旋锚上拔承载力计算方法研究[J/OL]. 海洋工程，2024[2024-03-28]. http://kns.cnki.net/kcms/detail/32.1423.P.20230707.1123.002.html.

[11] 史旦达，俞快，毛逸瑶，等. 松砂中双叶片螺旋锚上拔承载及土体变形特性试验研究[J]. 岩土力学，2022，43(11)：3059-3072.

[12] 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，2024[2024-05-21]. http://kns.cnki.net/kcms/detail/61.1112.O3.20240322.1032.002.html.

[13] 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.

[14] YUAN C, HAO D, CHEN R, et al. Numerical investigation of uplift failure mode and capacity estimation for deep helical anchors in sand[J]. Journal of Marine Science and Engineering, 2023, 11(8): 1547.

[15] 张博，屈讼昭，刘光辉，等. 粉土中螺旋锚循环上拔承载特性原位试验研究[J]. 工业建筑，2023，53(12)：204-210.

[16] 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.

[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] 电力规划设计标准化技术委员会. 架空输电线路基础设计技术规程：DL/T 5219—2023[S]. 北京：中国电力出版社，2024.

[19] 国家电网有限公司科技部. 架空输电线路螺旋锚基础设计技术规范：Q/GDW 10584—2022[S]. 北京：中国电力出版社，2022.

[20] British Standards Institution. Code of practice for foundations: BS

8004:1986[S]. London:British Standards Institution,1986.

[21] LUTENEGGER A J. Cylindrical shear or plate bearing?:uplift behavior of multi-helix screw anchors in clay[M]//Contemporary Topics in Deep Foundations. 2009: 456-463.

[22] QU S, ZHANG Q, GUO Y. Experimental and numerical studies of the failure mode and mechanical performance of helices in screw piles[J]. International Journal of Civil Engineering, 2024, 22:839-857.

[23] PEREZ Z A, SCHIAVON J A, TSUHA C H C, et al. Numerical and experimental study on influence of installation effects on behaviour of helical anchors in very dense sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2018, 55(8): 1067-1080.

[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] Hubbell Power Systems, Inc. Chance technicial design manual: ANSI[S]. Centralia Missouri: Hubbell Power Systems, Inc, 2023.

[27] American Petroleum Institute. Geotechnical and foundation design considerations: ANSI/API recommended practice 2 GEO[S]. Washington D. C.:American Petroleum Institute,2014.