

引用格式:党昱敬,方士正,张义,等.囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力计算[J].工业建筑,2026,56(4):166-177. DANG Yujing, FANG Shizheng, ZHANG Yi, et al. Calculation of Pullout Capacity for Under-Reamed Ground Anti-Floating Anchors with Capsule[J]. Industrial Construction, 2026, 56(4): 166-177 (in Chinese). DOI: 10. 3724/j. gyjzG24090602

囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力计算

党昱敬^{1,2} 方士正^{1,2} 张 义^{1,2} 薛子洲^{1,2} 李建可^{1,2}

(1. 中冶建筑研究总院有限公司,北京 100088;2. 中国京冶工程技术有限公司,北京市岩土锚固工程中心,北京 100088)

摘 要 作为抗浮锚固体的囊式扩体抗浮锚杆,因关键部件由工厂制造并通过现场快速组装工艺实现快捷编锚施工,使施工质量得以保证,以其所具有的大锚力、小变形和多重防腐功能等显著特点,在抗浮锚固工程中得到普遍应用并受到广大工程技术人员青睐。为规范囊式扩体抗浮锚杆设计、施工和质量检验,T/CECS 1259—2023《囊式扩体锚杆技术规程》已于2023年6月1日颁布执行。针对当前工程设计人员关注的囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力确定以及荷载-位移特性等问题,结合对囊式扩体抗浮锚杆现场试验结果的分析,同时引用砂土和黏性土中锚定板计算抗拔极限承载力标准值,分别提出了囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力预测方法和计算式,探讨了作为抗浮锚固体的囊式扩体抗浮锚杆不施加预应力的可行性,为囊式扩体抗浮锚杆作为抗浮结构锚拉构件的工程设计提供参考。

关键词 囊式扩体抗浮锚杆;极限抗拔承载力;荷载-位移特性;锚定板;预应力;锚拉构件;工程设计

Calculation of Pullout Capacity for Under-Reamed Ground Anti-Floating Anchors with Capsule

DANG Yujing^{1,2} FANG Shizheng^{1,2} ZHANG Yi^{1,2} XUE Zizhou^{1,2} LI Jianke^{1,2}

(1. Central Research Institute of Building and Construction, MCC Group, Beijing 100088, China; 2. Beijing Geotechnical Anchorage Engineering Center, China Jingye Engineering Co., Ltd., Beijing 100088, China)

Abstract: As a type of anti-floating anchor, under-reamed ground anti-floating anchors with capsule features factory-manufactured key components and on-site rapidly assembly technology, enabling efficient construction and reliable quality control. They have been widely used in anti-floating anchoring engineering and are favored by many engineers and technicians because of their remarkable features, such as large anchoring force, small deformation, and multiple anti-corrosion functions. In order to standardize their design, construction, and quality inspection, the *Technical Specification for Under-reamed Ground Anchors with Capsule* (T/CECS 1259-2023) was promulgated and implemented on June 1, 2023. Addressing key concerns in engineering design, such as determining the ultimate pullout capacity and load-displacement characteristics of under-reamed ground anti-floating anchors with capsule, this paper analyzed the field test results. Based on existing methods for calculating the characteristic ultimate pullout capacity of the anchor plates in sand and clay, this study proposed respective prediction methods and calculation formulas for the ultimate pullout capacity of under-reamed ground anti-floating anchors with capsule. The feasibility of their application without prestress was discussed, offering design guidance for using them as structural tension members in anti-floating engineering.

第一作者:党昱敬,正高级工程师,国家注册土木工程师(岩土),主要从事地基与基础工程、岩土工程和城市地下工程方面的科研、设计、施工和咨询工作。
电子信箱:dyj765@sina.com
收稿日期:2024-09-06

Keywords: under-reamed ground anti-floating anchors with capsule; ultimate pullout capacity; load-displacement characteristics; anchor plate; prestressing; tension member; engineering design

0 引言

具有多重防腐功能的囊式扩体锚杆新技术体系的研发,突破了国内外扩体锚固技术瓶颈^[1]。自 2008 年以来,已在全国 100 多个工程中应用,工程效果良好,社会和经济效益显著。作者团队针对囊式扩体抗浮锚杆在建筑物抗浮工程中的应用、囊式扩体抗浮锚杆在抗浮工程中的锚固设计、囊式扩体抗浮锚杆与抗拔桩以及传统等直径全黏结型锚杆和高压喷射扩孔锚杆的技术经济性价比,进行了探讨分析^[2-5]。规范囊式扩体抗浮锚杆设计、施工和质量检验的 T/CECS 1259—2023《囊式扩体抗浮锚杆技术规程》^[6],已于 2023 年 6 月 1 日颁布执行。本文结合对囊式扩体抗浮锚杆现场试验结果的探讨分析及在相关研究成果基础上^[7-8],提出了囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力预测方法和计算式,以及作为抗浮锚固体的囊式扩体抗浮锚杆不施加预应力的可行性,为发展囊式扩体抗浮锚杆的极限承载力理论提供借鉴,也为囊式扩体抗浮锚杆作为抗浮结构锚拉构件的工程设计提供参考。

1 囊式扩体抗浮锚杆现场试验

1.1 试验概况

为降低锚杆的用钢量、减少钻孔工作量,囊式扩体锚杆筋体采用高强度的预应力螺纹钢筋。同时,与筋体采用钢绞线需要预张拉才能实现完全平

直相比,预应力螺纹钢筋无需预张拉,也能实现与各部位接触紧密和居中。因此筋体采用预应力螺纹钢筋的囊式扩体抗浮锚杆结构构造相对简单,且锚固节点的防水性能更有保障,工程实践中应用较为普遍^[2-5]。因此现场试验囊式扩体抗浮锚杆筋体采用 1 根 $\phi 40$ 、PSB1080 级预应力螺纹钢筋。

现场试验场地位于北京市朝阳区管庄镇^[9]。囊式扩体抗浮锚杆各层土的物理力学性能参数和设计参数、囊式扩体抗浮锚杆设计长度范围内第四纪沉积层典型地基土层构成见表 1 和图 1。

囊式扩体抗浮锚杆现场试验按照 GB 50086—2015《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》^[10]对锚杆的基本试验规定和要求进行。现场试验加载系统由反力梁、千斤顶、液压油泵、压力环、位移监测系统和锚杆上部锁定机构组成,如图 2 所示。

1.2 试验结果分析

根据试验场地囊式扩体抗浮锚杆设计长度范围内地基土层构成情况和每层地基土的物理力学性能参数,参考既往工程实践经验并进行工程类比后,初步估算囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力特征值 R_a 取 680 kN,最大试验荷载取 1360 kN(为抗拔承载力特征值的 2 倍)。试验过程中,通过对 1 号和 2 号囊式扩体抗浮锚杆施加最大荷载为 1360 kN 的现场试验数据分析,判定抗拔承载力具有较大潜力,因

表 1 囊式扩体抗浮锚杆试验场地地基土物理力学性能参数

Table 1 Physical and mechanical performance parameters of foundation soils at the test site for under-reamed ground anti-floating anchors with capsule

岩土编号	岩性	土层状态	密度 $\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	天然孔隙比 e	标准贯入 $N/\text{击}$	液性指数 I_L	固结快剪		锚固段极限黏结强度标准值 f_{mg}/kPa
							黏结力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\circ)$	
①	素填土	稍密	1.80				10	10.0	
②	粉质黏土	中—密实	1.97	0.65	9	0.24			65
② ₁	粉土	密实	2.01	0.58	11	0.00	20	19.5	86
② ₂	粉质黏土	硬可塑	1.87	0.89		0.36			60
③	粉质黏土	可塑	2.00	0.70		0.50	17	9.3	55
④	粉土	密实	2.03	0.59	17	0.20	20	29.0	65
④ ₁	粉细砂	密实	2.00		45		0	30.0	65
④ ₂	粉质黏土	可塑	1.99	0.77	19	0.45	24	13.2	60
⑤	粉质黏土	硬可塑	2.04	0.60	14	0.27	14	17.5	60

注:地下水位标高为 24.500 m(埋深 3.0 m)。

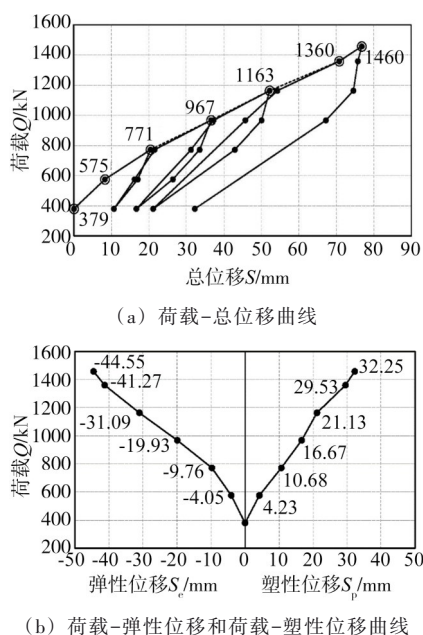


图 5 3号囊式扩体抗浮锚杆多循环张拉现场试验结果

Fig. 5 Multi-cycle tension field test results: under-reamed ground anti-floating anchor with capsule No. 3

和式(1b)计算^[10]:

$$\Delta L = \frac{PL}{E_s A_s} \times 0.9 \quad (1a)$$

$$\Delta L = \frac{PL}{E_s A_s} \quad (1b)$$

式中: P 为张拉荷载; L 为自由段长度(4000 mm)或自由段与1/3锚固段长度之和(8000 mm); E_s 为预应力螺纹钢筋弹性模量, 2.0×10^5 MPa; A_s 为预应力螺纹钢筋截面面积, 1256.6 mm^2 。据此由式(1a)和式(1b)计算的结果见表3。

由图3~5及表3可知:1)在同级荷载作用下,1~3号囊式扩体抗浮锚杆 $Q-S$ 曲线包络图极为相似,塑性位移均近似呈线性变化。2)1~3号囊式扩体抗浮锚杆 $Q-S$ 曲线均属于缓变形曲线,且在每级荷载和最大荷载作用下,在规定的持荷时间内位移增量均小于1.0 mm。3)在最大荷载作用下,1~3号囊式扩体抗浮锚杆的弹性位移分别为37.11, 42.50, 44.55 mm,该弹性位移满足最大试验荷载作

用下,弹性位移应大于自由段长度理论弹性伸长值的90%,且应小于自由段长度与1/3锚固段之和的理论弹性伸长值的要求^[10]。

由此表明,囊式扩体抗浮锚杆现场试验结果既满足GB 50086—2015相关规定要求^[10],又具有以下显著特点:1)1~3号囊式扩体抗浮锚杆在最大荷载作用下,总位移量分别为65.79, 78.24, 70.80 mm,其中塑性位移分别为28.68, 35.74, 29.53 mm,塑性位移小且均近似呈线性变化,说明其抵抗剪切变形的能力较强,具有较好的适应性。2)1~3号囊式扩体抗浮锚杆的 $Q-S$ 曲线呈缓变形曲线特点,揭示了深埋囊式扩体抗浮锚杆荷载-总位移特征曲线的单调上升性状及其应变硬化特征,这与等直径锚杆的 $Q-S$ 曲线存在荷载峰值与应变软化特征有着本质区别^[11],而这种应变硬化力学特性决定了囊式扩体抗浮锚杆拥有更大的承载力与更良好的变形控制能力。3)与相同长度的等直径全黏结性锚杆相比,由于囊式扩体抗浮锚杆独特的结构设计形式,使其在较小的变形下具有较高的抗拔承载力^[11]。

工程实践和研究表明,作为抗浮锚固体的囊式扩体抗浮锚杆,锚头总位移(变形)满足设计允许位移值时,囊式扩体抗浮锚杆单锚抗拔承载力特征值 R_a 通常是相同长度等直径全黏结型锚杆单锚抗拔承载力特征值 R_a 的2~3倍,最大可达4倍。因此当抗浮锚固体采用囊式扩体抗浮锚杆时,相较于抗浮锚固体采用相同长度等直径全黏结型锚杆,其布置密度大大降低、布置形式更为灵活和分布更为均匀,同时也大大减少了防水底板柔性防水节点的穿透点^[2,11]。

2 囊式扩体抗浮锚杆工作特性探析和极限抗拔承载力预测

试验研究表明,当囊式扩体抗浮锚杆的扩体锚固段顶端至地表的距离与囊式扩体锚固段的直径之比大于9时,因能有效调动和增大锚固体周边土体的抗剪强度,对提高抗拔承载力具有显著功

表 3 囊式扩体抗浮锚杆理论弹性伸长值

Table 3 Theoretical elastic elongation values of under-reamed ground anti-floating anchor with capsule

锚杆编号	张拉荷载/kN	4 m长自由段理论弹性伸长值的90%/mm	4 m长自由段与1/3锚固段长度之和的理论弹性伸长值/mm
1号	1360	19.49	43.29
2号	1360	19.49	43.29
3号	1460	20.92	46.47

效^[11]。第1节现场试验的分析结果,也充分佐证了这一点。

为便于更直观探析囊式扩体抗浮锚杆的工作特性及抗拔承载力的性质和机理,本节将图3(a)、图4(a)和图5(a)现场试验 $Q-S$ 曲线转换一种表现形式,并将三者绘制在一起,如图6所示。

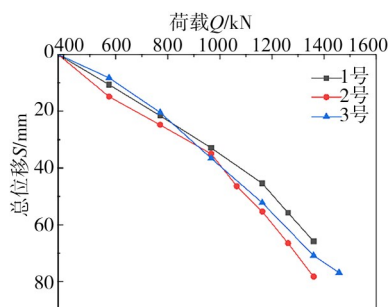


图6 现场试验 $Q-S$ 关系曲线

Fig. 6 Curves of load versus total displacement ($Q-S$) from field tests

锚固段通长带隔离套管预应力螺纹钢筋呈压力型预应力锚杆承载机理^[6],锚固段顶端部分带隔离套管预应力螺纹钢筋呈拉力型预应力锚杆承载机理,设置隔离套管的长短与施加预应力控制位移(变形)效果和上部结构设计对锚头总位移限值要求有关^[6,10]。而带与不带隔离套管预应力螺纹钢筋的囊式扩体抗浮锚杆在结构筋体配置设计和抗拔承载力计算上没有区别^[5]。

由图1可知,在第1节所述的囊式扩体抗浮锚杆现场试验案例中,其结构设计在锚固段顶端设有4 m长自由段。通过第1节对囊式扩体抗浮锚杆现场试验结果分析和对图6中 $Q-S$ 曲线呈缓变形曲线趋势的判断,在3号囊式扩体抗浮锚杆施加最大荷载1460 kN基础上,该地基土层通过调整囊式扩体抗浮锚杆结构筋体级别或直径后,囊式扩体抗浮锚杆的抗拔承载力仍具有一定潜力。在工程实践中,由于受囊式扩体抗浮锚杆抗拔极限承载力标准值计算式偏于安全的影响,将按2倍估算的抗拔承载力特征值拉力作为最大荷载进行的基本试验,极少达到破坏性试验标准。这种现象说明,在不了解囊式扩体抗浮锚杆承载与变形关系的情况下,以锚头总位移量不大于设计允许值所确定的囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力特征值,是控制囊式扩体抗浮锚杆在一个与抗拔承载力的极限状态相差较大的条件下服役的情况,也就是说囊式扩体抗浮锚杆的抗拔安全系数通常都大于2。由此可知,囊式扩体抗浮锚杆定性的承载机理描述是不能满足工程设计

需求的,工程设计人员更加关注的是囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力的预先确定方法和锚杆变形量的预测方式,以及满足设计允许锚头总位移(变形)值所确定的囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力特征值的抗拔安全系数。

鉴于此,为进一步了解第1节中囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力的潜力和荷载-位移特性,作者首先基于图6现场试验 $Q-S$ 关系曲线特征,根据预测单桩极限承载力常用的二次多项式回归法理论^[7],对具有代表性的3号囊式扩体抗浮锚杆现场试验数据进行二次多项式回归分析。通过建立描述囊式扩体抗浮锚杆承载力和变形量关系的回归函数式,既可实现在较少试验测量数据的基础上,预测囊式扩体抗浮锚杆未知的承载力值,也可在现场试验数据的基础上,通过已知或未知的锚头位移值计算相应的承载力或通过已知或未知的锚杆承载力获得相应的锚头位移量,使囊式扩体抗浮锚杆的试验数据不单只能用于验证囊式扩体抗浮锚杆的承载力特征值,还能够基于试验数据描述锚杆宏观的荷载-总位移关系,求得荷载-位移特性,获取更多的数据。为了进一步说明二次多项式回归法预测结果的适用性,以及更直观地分析和探讨囊式扩体抗浮锚杆作为抗浮锚固体的抗拔承载力和变形特征,将3号囊式扩体抗浮锚杆现场试验数据二次多项式回归曲线和1~3号现场试验实测曲线进行对比,见图7。可知,二次多项式回归曲线与1~3号囊式扩体抗浮锚杆现场试验曲线极为相似,说明其具有较强的工程适用性,其回归函数式见式(2)。

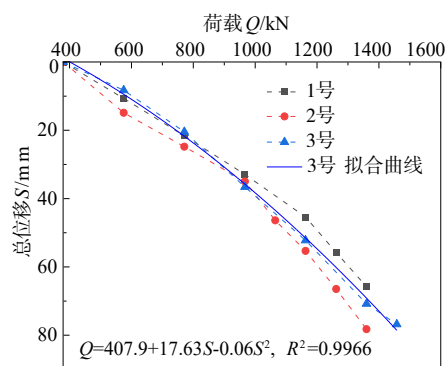


图7 拟合的 $Q-S$ 关系曲线

Fig. 7 Fitted $Q-S$ curves

$$Q = 407.9 + 17.63S - 0.06S^2 \quad (2)$$

$$R^2 = 0.9966 \approx 1$$

式(2)中的极值,即为囊式扩体抗浮锚杆的破

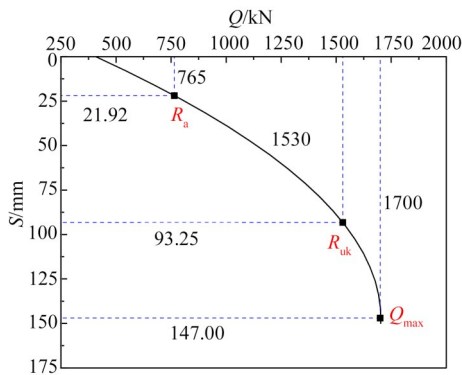
坏荷载 $Q_{\max}$ 。对式(2)一次求导,有:

$$\frac{dQ}{dS} = 17.63 - 0.12S = 0$$

$$S = 17.63 / 0.12 = 147 \text{ mm}$$

S 为 147 mm 是 Q 的预测最大值对应的位移,即 $Q_{\max} = 407.9 + 17.63 \times 147 - 0.06 \times 147^2 = 1702.97 \approx 1700 \text{ kN}$ 。

图 8 为基于式(2)绘制的宏观的荷载-总位移关系曲线,其具有以下 3 个特点:1)按 10 级加载考虑,则极限抗拔承载力 R_{uk} 至破坏荷载 $Q_{\max}$ 之间 $Q-S$ 曲线呈明显陡直下降趋势。2)抗拔安全系数按 2 考虑,则抗拔承载力特征值 R_a 至极限抗拔承载力 R_{uk} 之间 $Q-S$ 曲线呈明显的弹塑性变形趋势;3)张拉初始荷载至抗拔承载力特征值 R_a 之间 $Q-S$ 曲线呈明显的线性变形趋势。



注: R_a 为抗拔承载力特征值; R_{uk} 为极限抗拔承载力; $Q_{\max}$ 为破坏荷载。

图 8 基于试验数据的锚杆宏观荷载-位移关系

Fig. 8 Macroscopic load-displacement relationship of the anchor derived from test data

试验研究^[12]表明,建筑地基在荷载作用下由于承载力不足而产生剪切破坏,其破坏形式可分为整体剪切破坏、局部剪切破坏和冲剪破坏 3 种,图 9 为地基呈整体剪切破坏形式的荷载-位移特征曲线^[12]。可知,呈整体剪切破坏的地基变形的发展分为 3 个阶段:1)线性变形阶段(OA 段), OA 段 $P-S$ 曲线基本呈线性关系,相应于 A 点的荷载称作临塑荷载,以 P_{cr} 表示。2)弹塑性变形阶段(AB 段), AB 段 $P-S$ 曲线不再保持线性关系,相应于 B 点的荷载称作极限荷载,以 P_u 表示。3) $P-S$ 曲线陡直下降阶段(BC 段),通常称作完全破坏阶段,相应于 C 点的荷载称作破坏荷载^[12]。

对比图 8 和图 9 的 $Q(P)-S$ 曲线变化特征,说明囊式扩体抗浮锚杆竖直抗拔力的性质和机理与基础承受竖直压力呈整体剪切破坏的地基承载力有

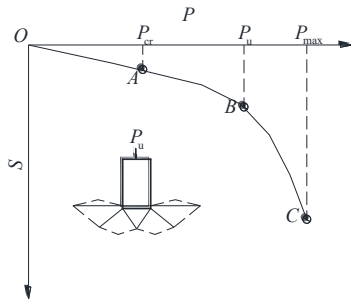


图 9 地基整体剪切破坏形式的荷载-位移曲线

Fig. 9 Load displacement curve of the overall shear failure mode of the foundation

相似之处。试验研究表明,锚定板抗拔力的性质和机理与呈整体剪切破坏的地基承载力也有相似之处^[13]。

图 8 按分 10 级考虑加载,则极限抗拔承载力 R_{uk} 取破坏荷载 $Q_{\max}$ 前一级荷载,抗拔承载力特征值 R_a 取值考虑抗拔安全系数取 2^[10,12]。由此可知,当囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力特征值 R_a 取 680 kN 时,抗拔安全系数为 2.25 (1530/680) > 2; 同时也可通过式(2)计算当囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力特征值 R_a 取 680 kN 时所对应的锚头总位移量,即可把 $Q = 680 \text{ kN}$ 代入式(2),求得对应的锚头总位移量 $S = 16.34 \text{ mm}$ 。由图 8 可知,之所以不取锚头总位移量为 21.92 mm 所对应的荷载 765 kN 为囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力特征值 R_a ,主要是因为想通过增加抗拔安全系数以减少蠕变产生的不利影响。

由图 3(a)、图 4(a)和图 5(a)可知,1~3 号囊式扩体抗浮锚杆在 400 ~ 771 kN 范围内呈线性变化。因此为验证上述式(2)所计算的锚头总位移量的合理性,根据图 3(a)、图 4(a)和图 5(a),通过内插法计算 1~3 号囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力特征值取 680 kN 时所对应的锚头总位移量分别为 16.54, 20.20, 14.79 mm, 锚头总位移量平均值为 17.18 mm。由此可知,式(2)计算值 (16.34 mm) 和试验值 (17.18 mm) 基本吻合。因 1~3 号囊式扩体抗浮锚杆塑性位移均呈线性变化,同理计算 1~3 号囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力特征值取 680 kN 时所对应的锚头塑性位移量分别为 9.21, 10.36, 7.69 mm, 锚头塑性位移平均值为 9.09 mm。由此可知,在囊式扩体抗浮锚杆正常使用状态下,锚杆所受拉拔力不超过锚杆抗拔承载力特征值 680 kN,实际可能发生的锚杆最大总位移量为 20.20 mm,此时锚杆对应的最大塑性位移量不超过 10.36 mm,这种量级的锚杆变形对于抗浮地下结构来说是可以承受的^[14]。由

于囊式扩体抗浮锚杆结构设计中锚固段顶端设有4 m长自由段,若针对囊式扩体抗浮锚杆施加一定应力水平的预应力,还能够进一步削减锚杆的总位移量^[14]。

基于既往作者对囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力机理浅析及现场试验研究^[2-5],以及上述对囊式扩体抗浮锚杆工作特性的探讨分析,囊式扩体抗浮锚杆技术优势可归纳为以下3点:1)囊式扩体抗浮锚杆所呈现的大锚力、小变形的显著特点使其具有较高的抗拔刚度,既有利于大底盘基础上主、辅楼的变形协调,又极易满足上部结构设计对锚头总位移(变形)的限值要求。2)囊式扩体抗浮锚杆的锚头总位移小、塑性位移与总位移之比小于0.5和塑性位移呈线性变化的显著特点,使其具有较强抵抗剪切变形的能力。3)囊式扩体抗浮锚杆荷载-总位移曲线呈缓变形曲线的显著特点,使其在以总位移满足不大于上部结构设计允许值选取抗拔承载力特征值时,具有较高的抗拔安全系数,且在最大和各级荷载作用下,在规定的持荷时间内位移增量均小于1.0 mm,不会导致因蠕变而影响囊式扩体抗浮锚杆安全工作,说明囊式扩体抗浮锚杆的可靠性相对更高。

3 囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力计算

囊式扩体抗浮锚杆是具有“支承-摩擦”复合作用的锚杆,与等直径抗浮锚杆的极限抗拔承载力仅由单一锚固体表面与周围地层的摩擦力提供不同,囊式扩体抗浮锚杆的极限抗拔承载力则由扩体端的端承力和与周围地层的摩擦力(包括非扩体和扩体锚固段)提供,如图10所示。囊式扩体抗浮锚杆是在单一高压喷射扩孔锚杆的基础上,采用组合式施工方法施工而成。其主要特点是对囊仓内进行水泥注浆,可使由高压喷射形成扩体锚固段的大部分体积水泥土被充满水泥浆的囊袋挤向四周,由于水泥结石体的强度远大于高压喷射工艺扩体段水泥土,能够保证扩体锚固段的结构强度有效发挥,从而确保扩体锚固段锚固体不会先于地基土发生破坏;由于扩体锚固段和端部承载盘不产生相对位移,可将扩体锚固段和端部承载盘视为一体,因此囊式扩体抗浮锚杆这种独特的结构设计,使其扩体部分的刚度达到锚定板的作用效果。

试验研究结果表明,囊式扩体抗浮锚杆的极限抗拔承载力与岩土性质、扩体锚固段埋深和外形几

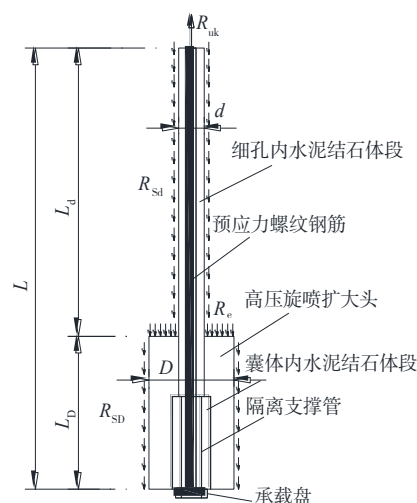


图10 支承-摩擦复合型囊式扩体抗浮锚杆结构示意图

Fig. 10 Schematic diagram of the support-friction composite cylindrical expansion anti-floating anchor structure

何尺寸密切相关^[11]。目前学者们对其承载力力学机制和工作形状还在不断探索研究和完善中。一般认为土体的端承力是囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力的主要来源,通常其扩体锚固段承载力(包括地层界面的侧摩阻力 R_{sd} 和端承力 R_e)对囊式扩体抗浮锚杆抗拔极限承载力标准值 R_{uk} 的贡献率在80%以上,而非扩体锚固段地层界面的侧摩阻力 R_{sd} 提供的抗力,对囊式扩体抗浮锚杆抗拔极限承载力标准值 R_{uk} 的贡献率仅在20%以内,如图11所示^[11]。

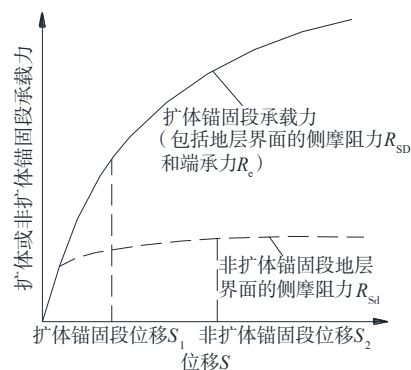


图11 扩体与非扩体锚固段抗力贡献示意

Fig. 11 Load-resistance contribution of under-reamed and non-under-reamed anchor segments

图11揭示了囊式扩体抗浮锚杆随着张拉力的逐级增加,杆体截面的轴力、位移和侧摩阻力不断变化。如图12所示,张拉力较小时,将张拉力直接传递到囊式扩体抗浮锚杆杆体非扩体锚固段,张拉力主要由囊式扩体抗浮锚杆杆体非扩体锚固段侧摩阻力($I:R_{sd}$)承担,此时张拉力引起的变形较小

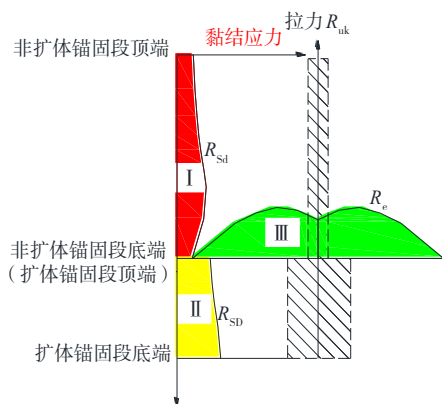


图 12 囊式扩体抗浮锚杆的传力路径

Fig. 12 Force transmission path of the under-reamed ground anti-floating anchor with capsule

且筋体与注浆体变形也基本一致。随着对囊式扩体抗浮锚杆不断施加张拉力,在非扩体锚固段变形较小的情况下,张拉力迅速由囊式扩体抗浮锚杆杆体非扩体锚固段传递到囊式扩体抗浮锚杆杆体锚固段末端,紧接着因扩体锚固段和端部承载盘开始发挥作用,囊式扩体抗浮锚杆的扩大头变截面处呈现锚定板端承效应,超出非扩体锚固段承担的张拉力,开始由囊式扩体抗浮锚杆杆体扩体锚固段侧摩阻力(II: R_{sd})和端承力(III: R_e)承担。随着由端部承载盘和扩体锚固段形成锚定板端承效应所产生位移的明显增大,使得扩体土体的端承力(R_e)贡献大于锚固段注浆体与地层界面的摩阻力(R_{sd} 、 R_{sd})。随着扩体锚固段锚定板端承效应的进一步发挥,有效调动了扩体与非扩体锚固段周边土体的抗剪强度,对于非扩体锚固段,扩体锚固段还能起到承载体的作用,使囊式扩体抗浮锚杆增加张拉力时对非扩体锚固段注浆体所产生的拉应力相应减小。这一传力变化过程,主要和筋体表面涂有环氧防腐涂层+热缩套管有关,它能显著降低筋体与注浆体的黏结强度,确保非扩体锚固段不会在岩土体剪切破坏之前发生破坏。另外,也与囊式扩体抗浮锚杆的结构形式有关。囊式扩体抗浮锚杆的这一承载方式,类似于拉压复合型囊式扩体抗浮锚杆承载机理,因此要求防腐耐久性保护构造设计所采用的筋体表面应涂环氧防腐涂层+热缩套管材料,使防护构造具有足够的强度、柔韧性和延性,以应对筋体受力产生的拉伸变形所产生的不利影响。等直径全黏结型锚杆随着荷载的增加,注浆体与地层界面黏结应力的峰值点由锚固段顶端向锚固段底端(根部)转移,锚固段顶端的黏结应力降至地层的残余

黏结应力强度水平,导致锚固段近端筋体与注浆体或注浆体与地层界面上易出现黏结效应逐步弱化甚至脱开的现象,如图 13 所示。相较于等直径全黏结型锚杆,囊式扩体抗浮锚杆的传力路径和承载力机理,既可确保锚固段注浆体不会因开裂而产生破损,达到提高锚杆的耐久性和长期有效的目的,又能因扩体锚固段的存在使整个囊式扩体抗浮锚杆的承载能力和变形控制能力得到大幅度提高。

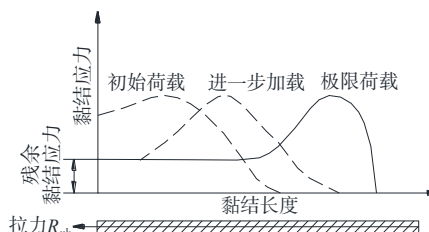


图 13 等直径全黏结型锚杆受力时黏结应力沿锚固长度分布变动

Fig. 13 Variations of bond stress distribution along the bond length of a fully-grouted uniform-diameter anchor under loads

由图 10 可知,囊式扩体抗浮锚杆的极限抗拔承载力标准值 R_{uk} 是由 R_{sd} 、 R_{sd} 和 R_e 构成。为便于工程设计方案前期估算,工程科研人员通过大量现场抗拔试验结果反算,提出了囊式扩体抗浮锚杆的端承力(R_e)和地层界面的摩阻力(R_{sd} 、 R_{sd})等承载力参数与岩土物理力学性能参数或标贯击数之间的经验关系,并建立了采用两种不同参数计算囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力计算式^[6]。基于 38 个囊式扩体抗浮锚杆试验样本对其可靠性进行验证,统计分析结果表明,两种囊式扩体抗浮锚杆的极限抗拔承载力计算式估算值均偏于安全^[6]。

由图 13 可知,等直径全黏结型锚杆随着荷载的进一步增大,破坏长度也逐渐增大,达到足够长度时,锚杆的拉力由破坏段的残余黏结力和未破坏段的黏结力平衡,不再向深处传递。由此不难理解,等直径全黏结型锚杆越长,平均摩阻力利用率越低,抗拔力引起的变形较大。由于囊式扩体抗浮锚杆的非扩体锚固段长度有限,且在上述等直径全黏结型锚杆有效传递长度以内,因此在张拉力所引起的变形较小的情况下,迅速由囊式扩体抗浮锚杆杆体非扩体锚固段传递到囊式扩体抗浮锚杆杆体锚固段末端,在扩体锚固段和端部承载盘开始发挥作用到呈整体剪切破坏前,囊式扩体抗浮锚杆锚固段周边岩土体的黏结力不会产生破坏段,使抗剪强度得以充分发挥,平均摩阻力利用率较高。由此可知,非扩体锚固段与扩体锚固段地层界面的摩阻力

(R_{sd} 、 R_{SD})大小是由锚固段长度 $L_{d(D)}$ 、锚固段直径 $d(D)$ 、锚固段与岩土体之间的极限黏结强度标准值 f_{mg} 决定的,且可由式(3)计算取得。

$$R_{sd(SD)} = \pi d(D) L_{d(D)} f_{mg} \quad (3)$$

为了和文献[6]两种囊式扩体抗浮锚杆极限承载力计算式相互印证,引用砂土中锚定板极限抗拔承载力标准值计算式计算囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力 R_{uk} ,见式(4)^[8]。

$$R_{uk} = \pi \left(d L_d f_{mg1} + D L_D f_{mg2} + \frac{D^2 - d^2}{4} \gamma h \beta_c \right) \quad (4)$$

式中: d 为囊式扩体抗浮锚杆非扩体锚固段直径,取值为0.18; D 为囊式扩体抗浮锚杆扩体锚固段直径,取值为0.7; L_d 为囊式扩体抗浮锚杆非扩体锚固段长度; L_D 为囊式扩体抗浮锚杆扩体锚固段长度; f_{mg1} 为囊式扩体抗浮锚杆非扩体锚固段与岩土体之间的极限黏结强度标准值; f_{mg2} 为囊式扩体抗浮锚杆扩体锚固段与岩土体之间的极限黏结强度标准值; γ 为土体重度; h 为扩体锚固段顶端以上覆土层厚度,无自由段时, h 取 L_d ; β_c 为面承力因子,砂土的面承力因子 β_c 与 h/D 和砂土密实性有关^[8],取值为9。

式(4)中 β_c 是通过试验取得的^[8]。文献[8]通过试验发现,砂土中圆形锚锭板埋入深度 h 与板径 D 的比值(h/D)同面承力因子 β_c 间的线性关系只能维持到 $h/D=10$ 左右(囊式扩体抗浮锚杆的扩体锚固段顶端至地表的距离与囊式扩体锚固段的直径之比大于9),当 h/D 继续增加时,则面承力因子 β_c 趋于定值,不再受 h/D 的影响,而面承力因子 β_c 也随摩擦角(抗剪强度)的增加而增大。根据文献[8]试验研究结果,作者建议对于中密砂, $\beta_c=15 \sim 30$;对于密砂, $\beta_c>30$ 。

黏性土中囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力标准值 R_{uk} 计算式与上述砂土中囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力标准值 R_{uk} 计算式[式(4)]一致,不同之处仅在面承力因子 β_c 的取值。由文献[8]的试验结果发现,与上述砂土中圆形锚锭板埋入深度 h 与板径 D 之比值(h/D)同面承力因子 β_c 间的关系相比,当 h/D 大于6时,黏性土中的面承力因子 β_c 即趋于定值, $\beta_c=9$ 。因囊式扩体抗浮锚杆的扩体锚固段顶端至地表的距离与囊式扩体锚固段的直径之比大于9,笔者建议对于黏性土的面承力因子 β_c 取9。

由此可知,对囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力标准值 R_{uk} 贡献较大的端承力(R_e),不仅与扩体锚固段顶端以上覆土层厚度有关,也与扩体锚固段顶

端处地基土层岩性有关,即砂土中的端承力(R_e)高于黏性土,砂土越密实或抗剪强度越高,效果更加显著。由此也进一步说明,囊式扩体抗浮锚杆扩体锚固段顶端位于砂土中比黏性土中实现高承载力和较强的变形控制能力的技术优势更加显著。

选用本文第1节中工程案例,对式(4)的可靠性进行验证,并与T/CECS 1259—2023^[6]中所提供的两种计算方法进行比较。根据图1和表1,可得出通过式(4)和两种规范方法(静力分析法和经验参数法)^[6]计算囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力标准值 R_{uk} 的设计计算参数,分别见表4和表5。两种规范囊式扩体抗浮锚杆的极限抗拔承载力计算式和其符号含义解释详见文献[6],不再赘述。

表4 囊式扩体抗浮锚杆设计计算参数[式(4)]
Table 4 Design and calculation parameters for under-reamed ground anti-floating anchors with capsule [equation (4)]

地层编号	L_d/m	L_D/m	f_{mg1}/kPa	f_{mg2}/kPa	$\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	h/m
①					18.0	1.2
② ₂					18.7	1.1
② ₁					20.1	1.7
②	0.5		65		19.7	0.5
② ₁	0.7		86		20.1	0.7
③	5.8		55		20.0	5.8
④ ₂	2.0		60		19.9	2.0
④	1.0	0.6	65	65	20.3	1.0
④ ₁		1.4		65		

表5 囊式扩体抗浮锚杆设计计算参数(T/CECS 1259—2023 两种方法)

Table 5 Design and calculation parameters for under-reamed ground anti-floating anchors with capsule (T/CECS 1259—2023, two methods)

地层编号	L_d/m	L_D/m	f_{mg1}/kPa	f_{mg2}/kPa	q_p/kPa	$N_i/\sqrt{A}$	α_d/kPa	α_D/kPa	α_e/kPa	$N_e/\sqrt{A}$
②	0.5		65			9	4			
② ₁	0.7		86		1300	11	4		30	24.5
③	5.8		55			19	4			
④ ₂	2.0		60			19	4			
④	1.0	0.6	65	65		17	4	4		
④ ₁		1.4		65		40		3		

将表4设计计算参数代入式(4),计算得到 $R_{uk}=1516.45$ kN。由此可知,式(4)计算结果和第2节中在已知的试验数据基础上预测囊式扩体抗浮锚杆的理论极限承载力($R_{uk}=1530$ kN)基本一致,且预测方法计算值略大于计算值。由此说明,囊式扩体抗

浮锚杆极限抗拔承载力预测方法和计算式较为切合工程实际。

而根据表 5 采用规范^[6]两种方法的计算结果分别为 $R_{uk}=1089.98$ kN 和 $R_{uk}=1124.03$ kN, 分别为最大试验值 1460 kN 的 75% 和 77%。由此可知, 采用规范^[6]两种方法计算的结果均偏于安全, 与上述所引用规范^[6]得出的结论一致。

4 非预应力囊式扩体抗浮锚杆的承载能力与变形特性

本节首先针对囊式扩体抗浮锚杆结构设计中锚固段顶端设有 4 m 长自由段的作用, 及如何施加预应力进行简要叙述。预应力锚杆是一种典型的后张法预应力结构, 其基本原理如下: 锚杆的自由段长度为 l (4 m), 锚固段顶端为固定端 A, 基础基板 (或防水板) 为张拉端, 当在张拉端施加预拉力 P (施加预拉力 P 的大小应满足总位移量不大于设计允许位移值) 后, 则锚杆自由段的伸长为 Δl , 地基通过基板受压后, 产生压缩为 S , 预拉力 P 通过锚具锁定被加到锚杆中, 如图 14 所示。

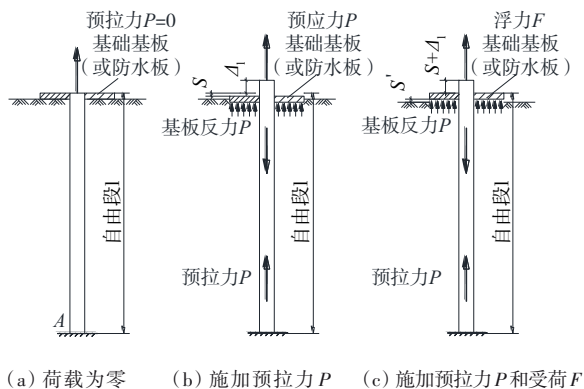


图 14 自由段为 l 的锚杆的加荷与位移

Fig. 14 Loading and displacement diagrams of an anchor rod With a free segment length of l

由此不难理解, 自由段的主要作用: 一是利用弹性伸长施加预拉力, 控制总位移, 以满足上部结构设计对锚头总位移限值要求; 二是在张拉端施加预拉力 P 后, 只有当锚杆受到的水浮力 F 大于预拉力 P 时, 锚杆才会产生位移 (变形) S' , 可确保在水浮力多次循环加载下, 囊式扩体抗浮锚杆受力处于弹性状态, 不会因塑性变形累积导致锚杆失效而影响结构的安全稳定和正常使用。

囊式扩体抗浮锚杆一般分为预应力锚杆和非预应力锚杆两类^[6]。施加预应力和不施加预应力在

结构设计中不同之处在于前者是带隔离套管预应力螺纹钢筋, 预应力螺纹钢筋在隔离套管内可自由伸缩, 称为自由段。有或无自由段的囊式扩体抗浮锚杆, 是基于施加预应力和不施加预应力考虑的, 从承载机理看两者差别不大, 且有或无自由段的囊式扩体抗浮锚杆的耐久性设计均采取相应的构造措施^[6,10]。由式 (4) 可知, 锚固段顶端不带隔离套管 (非预应力囊式扩体抗浮锚杆) 与部分带隔离套管 (预应力囊式扩体抗浮锚杆) 在抗拔承载力计算上的区别在于 h 取 L_d 。采用式 (4) 计算的非预应力囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力标准值 R_{uk} 的设计计算参数见表 6。

表 6 非预应力囊式扩体抗浮锚杆设计计算参数

Table 6 Design calculation parameters for non-prestressed bag-type expansion anti-floating anchors

地层编号	L_d/m	L_0/m	f_{mg1}/kPa	f_{mg2}/kPa	$\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	h/m
②	0.5		65		19.7	0.5
② ₁	0.7		86		20.1	0.7
③	5.8		55		20.0	5.8
④ ₂	2.0		60		19.9	2.0
④	1.0	0.6	65	65	20.3	1.0
④ ₁		1.4		65		

将表 6 设计计算参数代入式 (4), 计算得到 $R_{uk}=1270$ kN, 其中 R_{sd} 、 R_{SD} 和 R_c 为 337, 286, 647 kN, 分别占 R_{uk} 的 26.5%、22.5% 和 51%; 抗拔承载力特征值 $R_a=635$ kN ($R_{uk}/2$)。

图 14 将锚杆自由杆体长度 L 假定为理想状态下自由段长度, 且将锚固段顶端 A 也假定为固定端。由于预应力由囊式扩体抗浮锚杆锚固端周边地层的抗剪强度相平衡, 当在张拉端施加预拉力 P 后, 锚固段顶端 A 会产生向上位移, 该位移包括锚固段所产生的弹性位移和塑性位移, 且要求张拉端施加预拉力 P 所产生的弹性变形应小于自由段长度与 $1/3$ 锚固段之和的理论弹性伸长值^[10]。由此可知, 在第 1 节图 3(a)、图 4(a) 和图 5(a) 现场试验 $Q-S$ 曲线中, 每级荷载作用下的总位移既包括锚杆自由段的弹性伸长 Δl , 也包括锚固段的弹性位移和塑性位移。因此第 1 节预应力囊式扩体抗浮锚杆工程试验案例中, 扣除每级荷载作用下 4 m 长自由段的弹性位移 Δl [由式 (1b) 计算] 后, 每级荷载作用下的总位移即为锚固段的弹性位移 (S_e) 和塑性位移 (S_p)。图 15 为第 1 节预应力囊式扩体抗浮锚杆工程试验案例扣除 4 m 长自由段的弹性位移后, 拟全黏结型锚杆 (以预

应力螺纹钢筋为筋体的全长黏结型囊式扩体抗浮锚杆^[6],也叫非预应力囊式扩体抗浮锚杆)的荷载-总位移($Q-S'$)关系曲线。

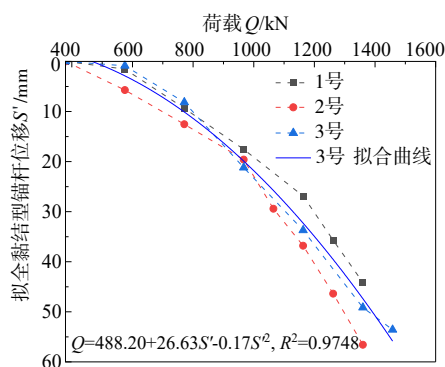


图 15 拟全黏结型锚杆荷载-总位移($Q-S'$)关系曲线

Fig. 15 $Q-S'$ curves of quasi-fully-bonded anchors

图 16 为第 1 节预应力囊式扩体抗浮锚杆工程试验案例的荷载 Q -塑性位移 S_p 关系曲线。

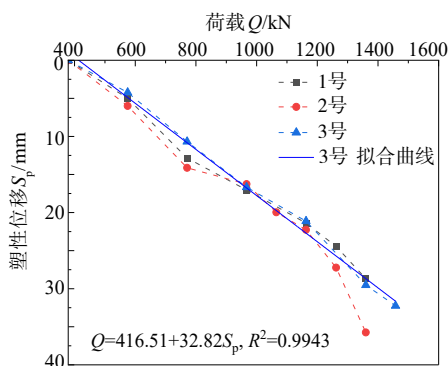


图 16 荷载-塑性位移关系

Fig. 16 Linear relationship between load and plastic displacement

图 15 和图 16 的回归函数式见式(5)和式(6)。

$$Q = 488.20 + 26.63S' - 0.17S'^2 \quad (5)$$

$$R^2 = 0.9748 \approx 1$$

$$Q = 416.51 + 32.82S_p \quad (6)$$

$$R^2 = 0.9943 \approx 1$$

通过式(5)和式(6),计算由式(4)得到抗拔承载力特征值 $R_a=635$ kN 所对应的总位移和塑性位移及最大荷载 $R_{uk}=1270$ kN 所对应的总位移和塑性位移分别为 5.72, 6.66, 39.12, 26.01 mm。由此可知,抗拔承载力特征值 $R_a=635$ kN 所产生的总位移为塑性位移,说明此时筋体与注浆体变形基本一致。最大荷载 $R_{uk}=1270$ kN 时的弹性位移为 13.11 mm (39.12-26.01),由式(1b)计算筋体表观自由长度为 2.6 m,小于 4 m (1/3 锚固段长度)。

考虑地下水位在设防水位以下起伏循环加载

和蠕变影响,在囊式扩体抗浮锚杆正常使用状态下,锚杆所受拉拔力不超过锚杆抗拔承载力特征值(635 kN),锚头总位移(变形)在服役期实际要大于 5.72 mm,且小于验收试验最大荷载 1028.7 kN ($1.62 \times R_a = 1.62 \times 635$ ^[10])所对应的总位移 24 mm [由式(5)计算],即在平衡水浮力抗拔锚固力不大于 635 kN 时,囊式扩体抗浮锚杆服役期的锚头总位移在 5.72 ~ 24 mm 之间,试验研究表明,上述量级的锚头总位移对抗浮地下结构来说是可以接受的^[14]。

通过式(5)预测破坏荷载 Q_{max} 为 1530 kN,其所对应的变形 $S=78$ mm。图 17 为基于式(5)绘制的宏观的荷载-总位移关系曲线。图 17、图 8 表明:非预应力囊式扩体抗浮锚杆竖直抗拔力的性质和机理与基础承受竖直压力呈整体剪切破坏的地基承载力也存在相似之处。

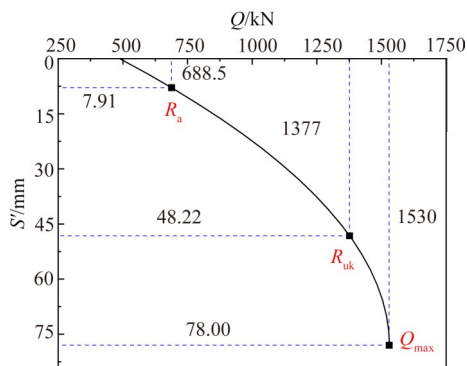


图 17 非预应力囊式扩体抗浮锚杆基于试验数据的锚杆宏观的荷载-位移关系

Fig. 17 Macroscopic load-displacement relationship of non-prestressed bladder-expanded anti-floating anchor rod based on test data

图 17 为按 10 级考虑加载,则极限抗拔承载力 R_{uk} 取破坏荷载前一级荷载^[10,12],抗拔承载力特征值 R_a 取值考虑抗拔安全系数取 2^[10]。由此可知,当非预应力囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力特征值取 635 kN 时,抗拔安全系数为 2.17 (1377/635) > 2。同时也可通过式(5)计算当囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力特征值取 635 kN 时所对应的锚头总位移量,即可把 $Q=635$ kN 代入式(5),求得对应的锚头总位移量 $S'=5.72$ mm。由图 17 可知,之所以不取锚头总位移量为 7.91 mm 所对应的荷载(688.5 kN)为非预应力囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载力特征值 R_a ,主要是想通过增加抗拔安全系数以减少蠕变产生的不利影响。

由图 14 可知,为避免因基础沉降使预应力钢筋的拉伸(Δl)得到回缩,导致预应力损失,要求在主体结构施工到基底沉降趋于稳定后张拉锁定。这样

不仅增加了降水周期,还给主体结构地下室施工带来不便,同时与没有隔离套管(不施加预应力)的锚杆和基础底板(或防水板)采用直埋式连接做法相比,也增加了防水节点做法的难度,使工程成本和工期增加。通过上述对拟全黏结型锚杆(非预应力囊式扩体抗浮锚杆)力学性能分析可知,由于其满足设计要求抗拔承载力特征值时所对应的锚头总位移仅为5.72 mm,且抗拔安全系数不小于2,说明其抵抗剪切变形的能力强,具有相对较好的适应性和抗蠕变性能。因此非预应力囊式扩体抗浮锚杆用于结构抗浮锚固设计也是可行的。

以上仅以考虑锚头变形和抗拔安全可靠性的因素,探讨非预应力囊式扩体抗浮锚杆用于结构抗浮锚固设计的可行性。由于非预应力囊式扩体抗浮锚杆不能通过施加预应力对其进行施工质量检验,因此为了确保施工质量,应在扩大验收试验检测数量的基础上,同时加大无损检测灌浆锚杆长度及注浆密实度的抽样率^[15]。

5 结束语

本文结合现场试验结果的力学性能分析并通过理论探讨,得出如下结论和建议:

1)基于囊式扩体抗浮锚杆现场试验荷载-总位移曲线呈现缓变形特点,提出了作为抗浮锚固体的囊式扩体抗浮锚杆极限承载力标准值预测方法,并与引用砂土和黏性土中锚定板极限抗拔承载力标准值计算式计算的囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力标准值进行了相互印证,两者计算结果较为接近,预测方法计算值略大于计算式计算值,且经与囊式扩体抗浮锚杆现场试验结果进行对比分析,说明囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力的预测方法和计算式较为切合工程实际。

2)根据预应力囊式扩体抗浮锚杆工作特性,针对作为抗浮锚固体的预应力囊式扩体抗浮锚杆满足设计要求抗拔承载力特征值时所对应的锚头总位移和最大试验荷载所对应的塑性位移均较小的情况,通过进一步探讨分析,提出了当囊式扩体抗浮锚杆用于抗浮结构锚拉构件时,可根据基本试验结果的力学性能分析和上部结构设计对锚头总位

移(变形)的限值要求,考虑囊式扩体抗浮锚杆无需施加预应力的可行性,达到减少防水节点做法难度和降低工程造价的目的。

3)囊式扩体抗浮锚杆设计时,首先采用本文提出的囊式扩体抗浮锚杆极限抗拔承载力计算式计算的标准值作为基本试验的最大荷载,再在基本试验数据的基础上,建立描述囊式扩体抗浮锚杆承载力和变形关系的二次多项式回归函数式,通过基于试验数据的锚杆宏观的荷载-总位移关系,求得荷载-位移特性,以获取更多的数据,使囊式扩体抗浮锚杆作为抗浮结构锚拉构件的设计更趋合理和可靠。

参 考 文 献

- [1] 刘钟,杨松,张义,等.岩土工程用可控膨胀挤压土体装置:ZL200810117836.4[P].2010-11-03.
- [2] 党昱敬,程少振.承压型囊式扩体抗浮锚杆在建筑物抗浮工程中的应用[J].施工技术,2020,49(19):1-6.
- [3] 党昱敬,程少振,柳勇,等.承压型囊式扩体抗浮锚杆在抗浮工程中的锚固设计[J].建筑科学,2023,39(7):160-167.
- [4] 党昱敬,程少振,刘天翔,等.抗拔桩与承压型囊式扩体抗浮锚杆性价比浅析[J].建筑结构,2024,54(10):145-150.
- [5] 党昱敬,程少振,薛子洲,等.囊式扩体抗浮锚杆抗拔承载机理浅析及现场试验研究[J].工业建筑,2024,54(11):219-229.
- [6] 中国工程建设标准化协会.囊式扩体抗浮锚杆技术规程:T/CECS 1259—2023[S].北京:中国建筑工业出版社,2023.
- [7] 党昱敬,张若筠.预应力高强混凝土管桩在湿陷性黄土地基中的应用设计研究[J].工程勘察,2012(5):19-23.
- [8] 程良奎.岩土工程中的锚固技术(二):岩土锚杆的设计[J].工业建筑,1994,24(2):46-51.
- [9] 卢璟春,刘钟,张义,等.岩土锚固技术的新发展与工程应用[M].2版.北京:人民交通出版社股份有限公司,2018.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部.岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范:GB 50086—2015[S].北京:中国计划出版社,2015.
- [11] 刘钟,郭钢,张义,等.囊式扩体抗浮锚杆施工技术与工程应用[J].岩土工程学报,2014,36(增刊2):205-211.
- [12] 赵明华.土力学与基础工程[M].武汉:武汉理工大学出版社,2003.
- [13] 卢肇钧,吴肖茗,张肇仲.原型锚定板抗拔力的试验与研究[C]//中国土木工程学会第四届土力学与基础工程学术会议论文集.杭州:1983.
- [14] 刘钟,张楚福,张义,等.囊式扩体抗浮锚杆在宁波地区的现场试验研究[J].岩土力学,2018,39(增刊2):295-301.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部.锚杆检测与监测技术规程:JGJ/T 401—2017[S].北京:中国建筑工业出版社,2017.