DOI：10.11779/CJGE202211016

防沉板基础在软黏土地基上的抗拔特性试验研究

王 靖，韩聪聪，刘 君*，孔宪京
（大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室，辽宁 大连 116024）

摘 要：防沉板基础通常用于支撑海底结构。当位于软黏土海床表面的防沉板基础受到上拔荷载时，基底-海床土界面会产生吸力。吸力可提高基础的稳定性，但同时也增加了基础的回收难度，因此需对基底吸力进行充分研究。通过一系列室内模型试验，研究位于均质土和轻微超固结土表面的防沉板基础的抗拔承载特性，考虑的影响因素有上拔速度、土强度、土的非均质度系数以及固结度。模型基础底部装有若干孔压传感器，用来研究基底吸力形成、发展和消散规律以及基础底部不同位置处吸力的分布情况。结果表明，防沉板基础的抗拔承载力由基底吸力提供，净抗拔力和平均吸力随上拔速度增加而增加，非均质度系数和固结度对抗拔承载力有显著影响。离基底中心越近，吸力越大且消失越晚，因此基础中心是降低基底吸力的最佳开孔位置。

关键词：防沉板；抗拔承载力；基底吸力；超孔隙水压力；黏土
中图分类号：P751 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2022)11－2097－09

作者简介：王 靖(1995—)，硕士研究生，主要从事海洋岩土工程方面的研究工作。E-mail: wangjing.email@foxmail.com。

Experimental investigation on uplift behaviors of mudmats on soft clay

WANG Jing, HAN Cong-cong, LIU Jun, KONG Xian-jing
(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The subsea mudmats are usually used to support subsea structures. When the mudmat, located on the surface of soft clayey seabed, is subjected to uplift loads, the suction force is generated at the mudmat-soil interface. The suction is beneficial in improving the stability of the mudmat, but is disadvantageous in retrieving the mudmat. Therefore, it is necessary to investigate the invert suction systematically. A series of model tests are conducted to investigate the uplift capacity of the mudmat resting on the homogeneous or lightly overconsolidated clay. The factors influencing the uplift capacity are investigated, including the uplift velocity, the soil strength, the soil heterogeneity and the degree of consolidation. Several pore pressure transducers are installed at the invert of the model mudmat to measure the generation, development, distribution and dissipation of the pore water pressure. The test results show that the uplift capacity of the mudmat is provided by the invert suction. Meanwhile, the results show that the uplift capacity and the average suction at the invert of the mudmat the increase with increasing uplift velocity, heterogeneity and degree of consolidation. In addition, it is found that the suction near the centre of the mudmat invert is greater and disappears later than that at the margin. In order to reduce the invert suction through perforating, the optimal position of perforations should be set at the centre of the mudmat.

Key words: mudmat; uplift capacity; suction force; excess pore water pressure; clay

0 引 言

海底浅基础通常指埋深小于基础宽度(或直径)的基础[1]，是海洋工程中常用的海底基础形式之一。防沉板是一种不带裙板的浅基础，通常坐底于软黏土海床用来支撑水下井口、管汇节点、管汇终端等海底结构物[2-3]。出于提高经济性、保证环保性以及更新维护老旧基础设施等原因，防沉板基础设计需考虑安装、服役和回收全过程。在倾覆力矩和上拔荷载作用下，防沉板基础底部会产生基底吸力。虽然这种吸力有利于提高基础服役期的抗拔承载性能，但却阻碍基础回收。研究发现，在渗透性较低的软黏土中，基底吸力可达基础重量的两倍[4]，甚至危及驳船安全[5]。

Finn 等[6]较早研究了坐底于软黏土表面的结构物在上拔时的失效机制，假设基础上拔失效机制是一种类似于基础受压时的反向承载力破坏机制，基底吸力与基础底部的超孔隙水压力有关。Byrne 等[7]进一步研究了上拔速度对桶形基础抗拔承载力的影响，试验结

基金项目：国家自然科学基金项目（51890915，51979035）
收稿日期：2021－11－01
*通信作者（E-mail: junliu@dlut.edu.cn）

果表明基础拔出时为深部土体的承载力破坏模式，且达到完全不排水条件才能发挥最大抗拔力。Lehane 等[8]通过离心模型试验研究了方形基础在不同上拔速度下的抗拔性能，结果表明上拔速度越大，峰值抗拔力和达到峰值抗拔力所需的位移越大，达到完全不排水条件所需的上拔速度比下压时高出近两个数量级。Chen 等[9]研究了加载速度、裙板长度、偏心加载对黏土海床上带裙板浅基础抗拔力和基底吸力的影响。结果表明，偏心加载可以有效降低基底吸力从而降低抗拔力。此外，还有一些学者也开展了如何有效减小或消除基底吸力的研究工作，除偏心加载外[9]，主要的措施还有开孔[10]、喷水[11]、在基础底部铺设粗砂层和无纺土工布等[12]。

然而，针对防沉板基底吸力的产生、发展、分布及消散机理还缺乏系统性研究，不利于防沉板基础的合理设计。本文通过一系列模型试验研究了上拔速度、土强度、土的非均质度系数和固结度对基底吸力的影响规律，以期为防沉板抗拔承载力计算提供参考。

1 抗拔承载力和基底吸力的计算

深海海床通常为正常固结或轻微超固结黏土，不排水抗剪强度随深度线性增加。深度 z 处的不排水抗剪强度一般表示为 $s_u(z) = s_{um} + kz$，其中 s_{um} 为海床表面的土强度，k 为土强度梯度，如图 1 所示。埋深为 w 的防沉板上拔时受到的力包括：上拔荷载 F_u，基础埋深引起的超载 $\gamma' wA$（γ' 为土的有效重度，A 为基础底面积），基底吸力 $\bar{p}A$（$\bar{p}$ 为基底平均吸力），基础在水中的有效重量 G' 以及摩擦力 f。由于侧面积很小，摩擦力可以忽略不计，则下式成立：

$$F_u = \bar{p}A - \gamma' wA + G' \quad 。 \tag{1}$$

需要说明的是，后续试验基于式（1）计算抗拔力时，土的有效重度取作 4 kN/m^3（含水率试验确定）。

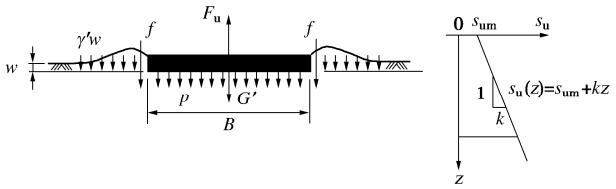


图 1 防沉板基础竖向上拔受力分析

Fig. 1 Forces on mudmat during uplift

已有研究发现，浅基础上拔时的失效机制可以看作反向承载力破坏机制[6, 13-14]。根据基础下压的失效机制[15]，位于海床表面的防沉板基础的抗拔承载力 q_u：

$$q_u = N_c s_{um} - \gamma' w \quad , \tag{2}$$

式中，N_c 为抗拔承载力系数。式（2）的最后一项是对超载的修正，也称土体作用在基础上的浮力。

防沉板基础上拔时的净抗拔力 F_{net} 可表示为

$$F_{net} = F_u - G' = \bar{p}A - \gamma' wA = q_u A \quad 。 \tag{3}$$

本文所有图表中，将孔压传感器测得的总孔隙水压力减去基础底面的静水压力得到超孔隙水压力，负值表示吸力。基底平均吸力 $\bar{p}$ 近似取作基底所有孔压传感器测得的负超孔隙水压力 p_i（i 为第 i 号孔压传感器）的代数平均值。

2 模型试验设计

2.1 防沉板基础模型

图 2 是防沉板基础示意图，模型由铝制成，长 L= 200 mm，宽 B= 100 mm，厚度为 10 mm。模型比尺为 1∶50，对应原型防沉板尺寸为 5 m×10 m。模型上预留安装孔压传感器（型号 HM91，量程±20 kPa，精度 0.5%FS）的圆孔。为确保基础底面与土样充分接触，模型底部加工为平缓圆弧，基础中心位置比边缘厚 0.5 mm。基底粗糙度约为 6.4 μm，相对粗糙。

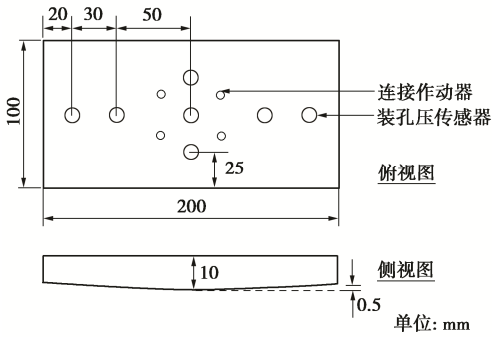


图 2 防沉板模型示意图

Fig. 2 Diagram of model mudmat

2.2 试验装置

试验布置如图 3 所示。模型箱的尺寸为长×宽×高 =2 m×0.37 m×0.4 m，作动器与防沉板之间连接力传感器（型号 KD24s，量程 200 N，精度 0.1%FS）。伺服电机控制作动器以力控和位移控两种方式加载。

2.3 土样制备和土强度测量

采用高岭土(Spes-white kaolin)模拟海床软黏土，分别用水力梯度法和压载法制备正常固结和均质土样，通过改变水头高度控制正常固结土样的强度梯度，通过改变压载来调整均质土样的强度。刮去正常固结土样表层部分高度土体即可获得表层具有一定强度的轻微超固结土样。采用直径为 D_B = 24 mm 的球型触探仪测量土的不排水抗剪强度，如图 4 所示。因球表面偏于光滑，摩擦系数取为 0.3，根据 Einav 等[16]的塑性分析结果取承载力系数 N_B =12。用无量纲速度 $V = vD_B/c_v$ 来判断排水条件[17]，其中 v 为贯入速度，c_v 为土的固结系数（一维固结试验测得竖向应力为 12.5

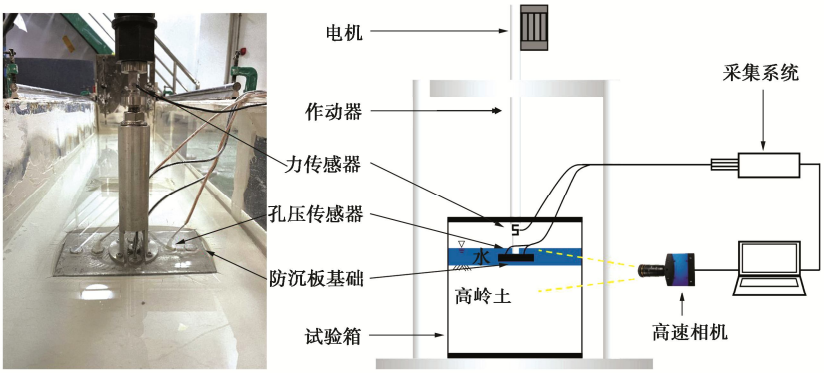


图 3 试验设备布置照片及示意图

Fig. 3 Photos and schematic diagram of layout of test equipment

kPa 时对应的固结系数 $c_v = 4\ m^2/a$），当 $V > 30$ 时为完全不排水条件。本试验采用的贯入速度为 4.25 mm/s，则无量纲速度 $V = 804 > 30$，确保得到的是不排水抗剪强度。图 4（a）是第 3 组土样 5 个测点不排水抗剪强度随深度的变化规律，图 4（b）展示了触探仪测点位置。可以发现，各位置处的土强度基本一致，可以表示为 $s_u = 0.23 + 2.19z$，但为了更准确地分析，防沉板试验位置处的土强度取为附近两组测试结果的平均值。

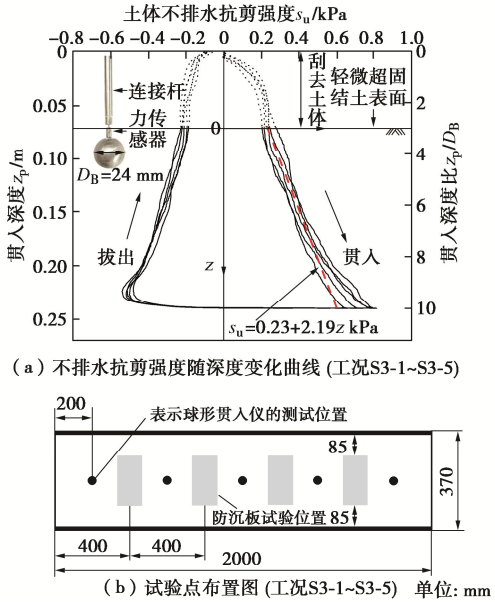


图 4 不排水抗剪强度随深度变化曲线及球型触探仪的测点

Fig. 4 Undrained shear strength of soil versus penetration depth and test points of ball penetrometer

对于黏土－结构相互作用模型试验，为保证 1g 条件下试验相似性，需要对土强度按照几何比尺进行折减，以确保模型和原型的应力比 $s_u/\gamma' B$ 相似。以本试验所用均质土样为例，不排水抗剪强度为 0.21～0.38 kPa（表 1），对应的原型强度为 10.5～19.0 kPa，在常规海床表层土强度范围（5～30 kPa）内。在一个土样中可以设置 4，5 个防沉板上拔试验，工况 S3-1—S3-5 试验点布置见图 4（b）。防沉板边缘至模型箱侧壁的距离为 85 mm（0.85B），该距离已足够大可以忽略边界效应，相关论证参见 3.5 节。

2.4　试验步骤

试验流程主要包括基础下压安装、静置（超孔隙水压力消散）和基础上拔 3 个阶段，具体步骤如下：

（1）前期准备：在土样表层添加 5 cm 厚的水层，确保整个试验过程防沉板基础都浸于水中，从而保证孔压传感器透水石处于饱和状态。

（2）安装阶段：以 0.1 mm/s 的速度控制基础下压，待力传感器的示数突然增大（即模型接触到土表面）时将位移控制加载模式切换为力控加载，施加的荷载大小为 $7As_{um}$。对于放置于土表面的浅基础，其极限下压承载力系数约为 6～8，且随着非均质度系数的增加而增加，本试验取为 7。安装结束后基础的埋置深度大约为（0.1～0.2）B。

（3）固结阶段：保持荷载不变待超孔压消散。

（4）上拔阶段：将作动器从力控重新切换至位移控制，以设计速度将基础向上拔出，直至完全脱离土表面。

3　试验结果分析

3.1　试验工况及典型试验结果

模型试验共 6 组 25 个工况，工况设置及结果见表 1。S1，S2，S3，S4 主要研究上拔速度、土强度和土体非均质度系数对基底吸力和抗拔承载力的影响。这 4 组试验基础安装之后的固结度都在 60%～62%内，固结度通过实测沉降曲线与 Feng 等[3]的数值结果对比得到，固结度的分析将在 3.5 节讨论。S5，S6 主要研究固结度对基底吸力和抗拔承载力的影响。

典型工况 S4-5 的结果如图 5 所示，图 5 中显示了整个试验过程净抗压/拔力、位移以及基底不同位置处的超孔隙水压力随时间的变化情况。从图 5（a）可以

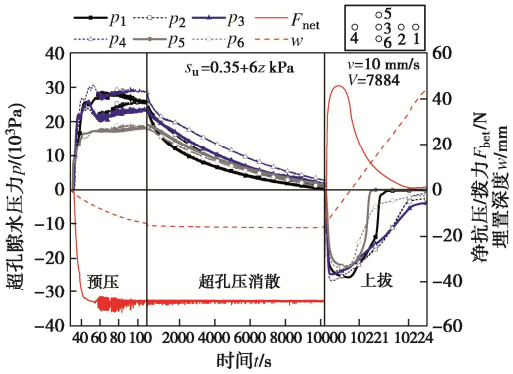
表 1 模型试验工况

Table 1 Details of model tests

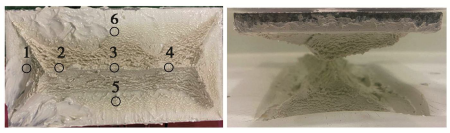
影响因素	试验编号	土强度 s_u/kPa	非均质度系数 $\kappa = kB/s_{um}$	上拔速度, v/(mm·s^{-1})	固结度 U/%	净抗拔力 F_{net}/N	平均吸力 $\bar{p}$ /Pa	峰值上拔位移 d_p/m
上拔速度, 土强度	S1-1	0.21	0	0.010	60~62	16.84	−983.6	2.60
	S1-2			0.100		17.61	−1196.7	3.49
	S1-3			1.000		22.35	−1541.4	7.38
	S1-4			10.000		23.65	−1358.6	8.66
	S2-1	0.35~0.38	0	0.010		29.75	−1710.8	5.16
	S2-2			0.100		30.96	−1933.1	7.95
	S2-3			1.000		36.98	−2169.4	11.95
	S2-4			10.000		41.81	−2714.6	20.63
上拔速度, 非均质度系数	S3-1	0.23+2.19z	0.95	0.010	60~62	18.33	−1093.8	4.47
	S3-2			0.100		21.88	−1547.5	6.08
	S3-3			1.000		26.00	−1783.1	9.91
	S3-4			10.000		28.85	−1780.1	9.79
	S4-1	0.35+6z	1.71	0.001		23.17	−1359.9	1.03
	S4-2			0.010		27.64	−1814.4	1.60
	S4-3			0.100		34.41	−2098.8	6.18
	S4-4			1.000		42.26	−2426.5	4.99
	S4-5			10.000		45.13	−2376.9	9.13
固结度	S5-1	0.19+2.7z	1.42	10.000	65	24.51	−1285.7	5.20
	S5-2			10.000	91	28.24	−1346.9	5.60
	S5-3			10.000	92	27.89	−1419.5	6.90
	S6-1	0.25+3z	1.2	10.000	0	28.38	−1553.3	8.00
	S6-2			10.000	35	30.20	−1607.7	8.20
	S6-3			10.000	51	35.68	−1940.1	4.80
	S6-4			10.000	78	36.41	−1706.0	4.40
	S6-5			10.000	97	39.71	−1992.1	6.00

看出：①安装阶段，防沉板基础逐渐被压入土中，土骨架中的孔隙水来不及排出，产生正超孔压，阻力逐渐增大直至达到预计荷载；②固结阶段，荷载保持不变，超孔压逐渐消散，基础的沉降位移逐渐趋于稳定；③上拔阶段，净抗拔力和负超孔压随着上拔位移增大到峰值后再逐渐减小，这是因为基底和土体之间逐渐出现裂隙，吸力不断降低，当基础完全脱离土体后，净抗拔力等于基底带起的土楔重量，负超孔压趋于零。将 S4-5 的抗拔承载力 q_u=2256.5 Pa 与平均吸力 $\bar{p}$ = −2376.9 Pa 对比可发现，$|\bar{p}/q_u| \approx 1.05$，而且在整个上拔阶段，平均吸力与净抗拔力的比值都接近 1，表明防沉板基础的抗拔承载力由基底负超孔压表现出的吸力提供，当吸力消失，抗拔承载力随之消失。

观察上拔阶段不同位置孔压的变化可发现，整个上拔过程中负超孔压与净抗拔力的变化趋势一致，但不同位置处负超孔压的发展情况有所区别，外侧靠近基础边缘的负超孔压最先消失(p_1，p_5 和 p_6)，接着内侧靠近基础中心的负超孔压逐渐消失(p_2，p_3 和 p_4)。在上拔过程中，基础底部的土体受拉并产生向上的位移，当吸力消失时，基底与土体分离。图 5（b）是工况 S4-5 上拔结束后基底吸起的土楔照片，从土楔形状也可以验证试验结果，位于基础中心附近的 PPT2，PPT3 和 PPT4 位置处吸起的土楔最厚，而位于基础边缘附近的 PPT1，PPT5 和 PPT6 位置处吸起的土楔较薄，也间接说明这 3 处吸力消失的时间较早。



（a）净抗压/拔力和超孔隙水压力随时间的变化情况



（b）上拔结束后基底带起的土楔

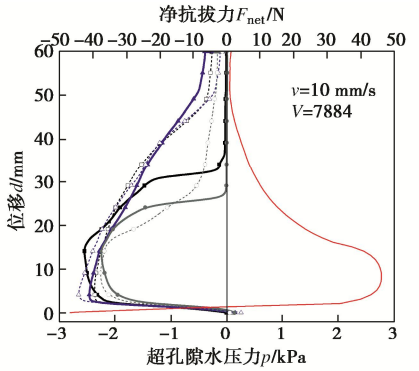
图 5 工况 S4-5 上拔试验结果(上拔速度 10 mm/s)

Fig. 5 Results of case S4-5 (uplift velocity of 10 mm/s)

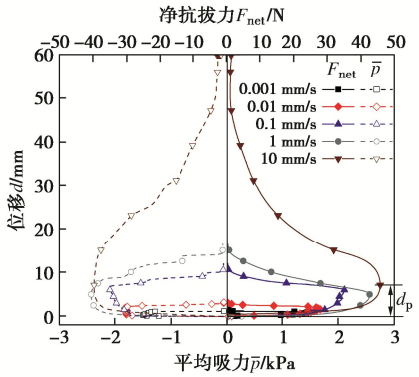
3.2 上拔速度的影响

图 6（a）显示了 S4-5 的净抗拔力 F_{net} 和负超孔压 p 与上拔位移 d 的关系，结果显示，外侧传感器的吸

力总是比内侧的消失得更早，且外侧吸力稍小于内侧，这可能与不同位置处的排水路径长度不同有关。基底内侧的排水路径较长，因而内侧的吸力发展更充分。图 6（b）为 S4-1，S4-2，S4-3，S4-4，S4-5 净抗拔力和平均吸力随上拔位移的变化曲线，净抗拔力和平均吸力在整个上拔过程的发展规律表现出很好的一致性，证明防沉板基础的抗拔承载力来自基底吸力。另外，随着上拔速度的增加，峰值净抗拔力和平均吸力增大，且峰值上拔位移 d_p（图 6（b））也越增大，吸力持续的位移更长。



（a）工况S4-5净抗拔力和吸力随上拔位移变化



（b）不同上拔速度下净抗拔力和吸力对比

图 6 不同上拔速度的试验结果(S4 组试验)

Fig. 6 Test results under different uplift velocities (Group S4)

从图 7 给出的峰值净抗拔力和平均吸力（工况 S1，S2，S3，S4）随上拔速度的变化规律可以看出：峰值净抗拔力和平均吸力随上拔速度的增加而增大。即使是以最慢速度 0.001 mm/s（工况 S4-1）上拔仍会产生吸力，表明土体处于部分排水状态，此时的峰值抗拔力为最大速度 10 mm/s（工况 S4-5）上拔时的 51%，这意味着减小上拔速度可以减小基底吸力。

图 7 还显示，当上拔速度从 1 mm/s 增加至 10 mm/s 时，峰值抗拔承载力继续提高，S2 组试验中平均吸力也继续提高；但 S1，S3 和 S4 组试验中平均吸力却有微小程度的降低，这不符合客观物理规律。试验前后均对孔压传感器的饱和性进行了测试，证明透水石和感压元件之间不掺气泡，这就排除孔压传感器不饱和导致的测量误差。可能的一种解释是孔压传感器布置个数不足，因此基于 6 个孔压传感器代数平均值得到的吸力不能完全反映基底吸力的分布情况，如果在试验中增加传感器个数，可进一步提高平均超孔压的估测精度。

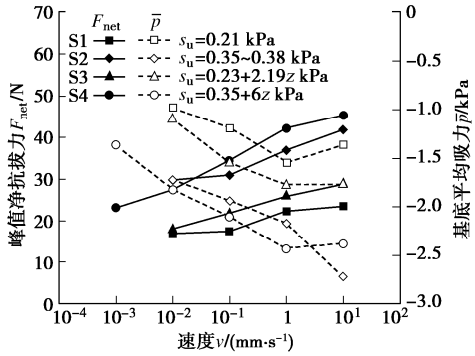


图 7 上拔速度对净抗拔力和基底平均吸力的影响

Fig. 7 Effects of pull-out velocity on net uplift force and average suction at foundation invert

图 8 给出了抗拔承载力系数 N_c 与无量纲速度 V(V= vB/c_v)的关系，本文取 c_v=4m^2/y。若达到完全不排水条件，则能够产生完整的反向承载力机制。试验中最小上拔速度 0.001 mm/s 对应的无量纲速度为 0.79，N_c = 3.5，表明土体能发挥部分吸力，处于部分排水状态。最大上拔速度 10 mm/s 对应的无量纲速度为 7884，从图 8 可看出，N_c 仍有增加的趋势，表明该速度仍未达到完全不排水条件，但部分工况(S1，S2 和 S4)的抗拔承载力系数随无量纲速度的增加速率已有明显变缓的趋势，说明此速度对应于部分排水条件且已接近完全不排水条件。Lehane 等[8]曾开展速度范围超过 5 个数量级的方形基础上拔离心试验，结果表明基础上拔时达到完全不排水条件所需的上拔速度比下压时高出两个数量级。图 8 还对比了 Chen 等[9]的离心试验结果，他们提出浅基础上拔时达到不排水条件对应的 V 需要达到 10^4 以上，比下压时要高出 3 个数量级。结合前人研究结果可知防沉板基础上拔时需要很高的无量纲速度才能达到完全不排水条件，远大于其下压时达到不排水条件所需的无量纲速度（V> 30～100[17]）。造成这种差异的原因可能是控制防沉板基础上拔时排水条件的因素与控制锚固基础、深基础或防沉板基础下压时排水条件的因素不同，本质区别是排水路径的长短不同以及防沉板基础–海床土界面之间能否形成利于基底超孔压消散的通道。如图 9 所示，当防沉板基础下压时，基底超孔压的消散受到远端孔压场的控制，排水路径与基础自身的尺寸相比较长，且下压过程中基础与土体接触越来越紧密，无法形成裂缝以释放超孔压；而防沉板基础上拔时基底超孔压

的消散受近端孔压场控制，基础与土体在上拔过程中会逐渐分离，二者之间的界面不断形成裂缝从而促进自由水进入，导致负超孔压消散，而负超孔压的大小又决定了基底吸力的大小，基底吸力减小会进一步加速基础与土体分离，两种作用相互叠加共同促进，因而达到完全不排水条件所需的速度远高于下压情况。

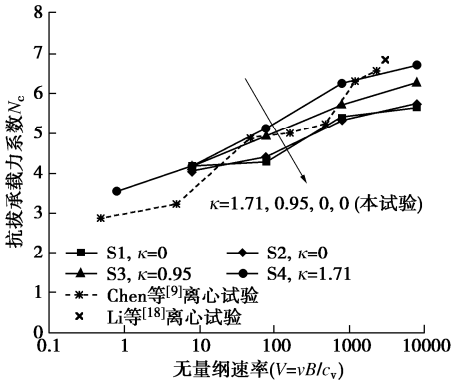


图 8 抗拔承载力系数随无量纲速度和非均质系数的变化

Fig. 8 Evolution of uplift capacity factor with normalized pull-out velocity and soil heterogeneity

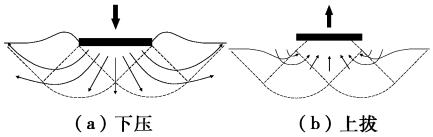


图 9 超孔压消散示意图

Fig. 9 Schematic diagram of excess pore pressure dissipation

3.3 防沉板上拔时吸力消失机制及基底孔压分布

图 10 绘制了所有工况峰值抗拔承载力 q_u 与相应的平均吸力 $\bar{p}$ 之间的关系。通过前面分析可知防沉板基础的抗拔承载力由基底吸力提供，如果基底吸力分布均匀，则通过不同位置孔压传感器测得的负超孔压求代数平均值得到的平均吸力 $\bar{p}$ 与抗拔承载力 q_u 的比值$|\bar{p}/q_u|$应等于 1，但结果显示大部分比值大于 1，最大比值和平均比值分别为 1.41，1.17。试验中孔压传感器主要集中在防沉板基础的两条对称线上，靠近基础中心的测点较多，可判断，靠近基底中心的吸力相较于基底边缘的吸力更大。虽然试验中布设的孔压传感器未能完全反映基底任意位置的吸力，但说明：在防沉板基础上开孔可以有效降低抗拔承载力，但是大量的开孔会使抗压承载力下降。为了优化防沉板基础的设计，最大程度提高其抗压与抗拔承载力的比率，需合理安排开孔位置。由本文试验结果可以推测，当开孔率一定时，在基础中心及附近开孔更有利于吸力释放和基础回收。

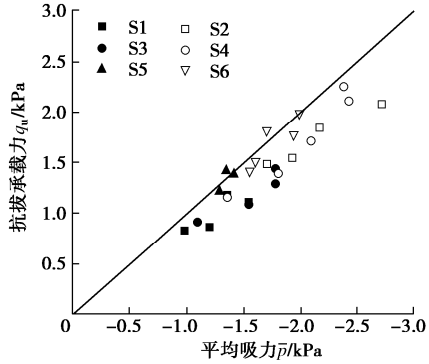


图 10 抗拔承载力与平均吸力的关系

Fig. 10 Relationship between uplift resistance and average suction

3.4 土强度与非均质度的影响

图 8 还显示了 S1，S2，S3，S4 抗拔承载力系数 N_c 随土体非均质度系数的变化关系。在均质土中，相同上拔速度的前提下，不排水抗剪强度越大，对应的抗拔承载力也越大（表 1）；然而对应的承载力系数却基本相同（图 8）。与均质土相比，相同上拔速度的前提下，防沉板在非均质土中的抗拔承载力系数偏高一些，且 N_c 随非均质度系数 $\kappa(\kappa=kB/s_{um})$的增加而略微增加。对于轻微超固结土，不排水抗剪强度随深度线性增加，下层土体强度高意味着孔隙比小，有利于保持吸力从而提供更高的抗拔力。

图 11 显示了 S1-4，S2-4，S3-4，S4-5，S5-1 和 S6-3 的抗拔承载力系数 N_c 与土体非均质度系数 κ 的关系，所有工况固结度 U 均为 60%左右，上拔速度均为 10 mm/s，防沉板基础的埋深 w/B 约为 0.1～0.2。结果表明，抗拔承载力系数随土体非均质度系数的增加基本呈线性增加。Feng 等[2]的有限元计算也表明，长宽比为 $L/B=2$ 的矩形防沉板基础的抗压承载力随非均质度系数增加而增加，另外基础的初始埋深越大对应的承载力系数越大。值得注意的是，试验的抗拔承载力系数小于 Feng 等[2]有限元计算的抗压承载力系数，原因将在 3.5 节进行讨论。

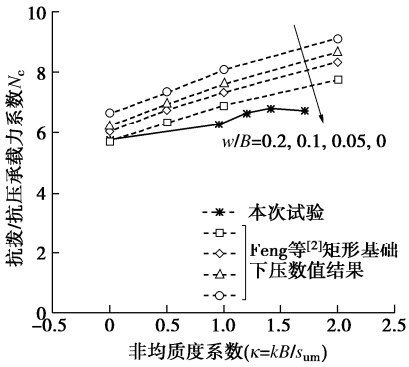


图 11 非均质度系数对抗拔/抗压承载力系数的影响

Fig. 11 Effects of soil heterogeneity on uplift/bearing capacity factor

3.5　固结度的影响

图 12 所示为工况 S6-1，S6-2，S6-3，S6-4，S6-5 的固结度 U 与时间因数 T_v 的关系。固结度 U 根据每一时刻的沉降位移 w_c 与最终达到稳定的沉降位移 w_f 的比值进行确定，时间因数 $T_v=c_v t/B^2$，其中 t 为时间。Feng 等[3]在数值模拟中基于修正剑桥模型研究了黏土海床表面防沉板基础的固结沉降过程。为了确定每个工况的固结度，将试验结果与 Feng 等[3]提供的固结沉降曲线进行对比，试验结果与有限元模拟的结果能够很好的吻合。S6-1，S6-2，S6-3，S6-4，S6-5 的固结度分别为 0，35%，51%，78%和 97%，上拔速度均为 10 mm/s，通过前面的分析可知，此速度对应于部分排水条件且已经接近完全不排水条件。对应 $U-T_v$ 曲线可以判断，S1，S2，S3，S4 中固结度为 60%～62%。

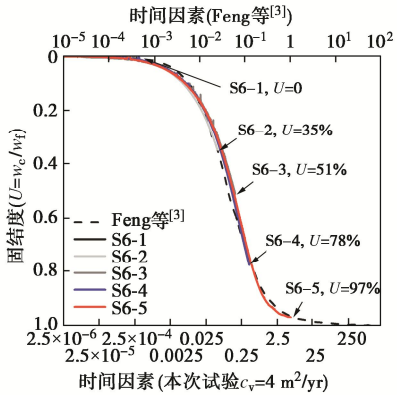


图 12　固结度与时间关系曲线

Fig. 12 Degrees of consolidation versus time

图 13 是 S5-1，S5-2，S5-3 和 S6-1，S6-2，S6-3，S6-4，S6-5 的抗拔承载力系数 N_c 和基底平均吸力 $\bar{p}$ 随固结度 U 的变化情况。可看出，N_c 随着 U 的增加而增加，且两组试验结果具有很好的重复性。Li 等[18]开展的裙板式圆形基础固结度试验也得到了类似的规律。本试验固结度为 0（N_c= 5.88）和接近完全固结（N_c= 7.77）的抗拔承载力系数之比为 0.76∶1，可见固结度对基础的抗拔承载力有显著影响。防沉板基础的抗拔承载力由基底吸力提供，基底平均吸力也随固结度的增加而增加，且由于 S6 土样的土强度大于 S5，抗拔承载力较大，基底平均吸力也更大，这与 3.2 节得出的结论相同。值得注意的是，当埋深 w/B= 0.1，非均质度系数 κ= 1.2（S6 土样）时，Feng 等[2]有限元计算得到的防沉板基础的抗压承载力系数为 7.7，本文试验中固结度达到几乎 100%时，抗拔承载力系数才与有限元计算得到的抗压承载力系数相当。

3.4 节的图 11 中也显示当固结度为 60%左右，上拔速度为 10 mm/s 时得到的抗拔承载力系数均小于 Feng 等[2]有限元计算得到的抗压承载力系数，原因可

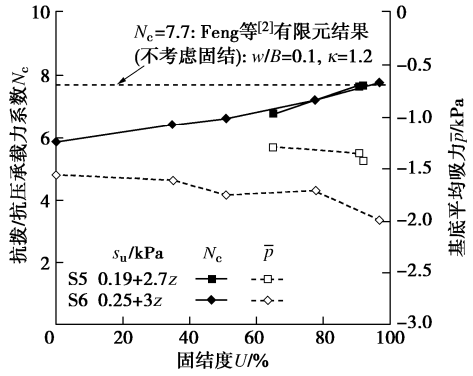


图 13　固结度对抗拔承载力系数和基底吸力的影响

Fig. 13 Effects of degree of consolidation on uplift capacity factor and invert suction

能有以下 3 点。

（1）排水条件的影响：有限元计算假设完全不排水条件，而试验中的最大上拔速度未能达到完全不排水条件。

（2）软化效应的影响：防沉板基础预压过程对土体的扰动使得土强度由于软化效应而降低。球型触探仪测量土强度的结果（图 4）显示，拔出过程得到的土强度约为贯入过程的 77%。Einav 等[16]提出了软化后的土强度 $s_{u,softening}$ 与未扰动土强度 s_u 的关系：

$$s_{u,softening}=\left[\delta_{rem}+(1-\delta_{rem})e^{-3\xi/\xi_{95}}\right]s_u \quad , \qquad (4)$$

式中，δ_{rem} 为完全重塑土强度与未扰动土强度之比，反映了土强度衰减的最终程度，ξ 为累积塑性应变，ξ_{95} 为达到 95%重塑时所需要的累积塑性应变。

本文还采用基于小变形的网格重剖分和插值技术(Remeshing and Interpolation Technique with Small Strain, RITSS)的大变形有限元方法[19]模拟了防沉板基础在海床表面的下压过程，考虑土体的应变软化效应。将防沉板基础简化为条形基础，从正常固结土表面下压 1 倍基础厚度，计算中 B= 5 m，α =0.4 (α 为基础-土体界面摩擦系数)，δ_{rem}=0.33，ξ_{95}=21，s_u = 3+2z (κ=3.33)，计算得到的抗压承载力系数为 7.49。Gourvenec 等[20]通过小变形有限元计算了埋深为 w/B = 0.1 的条形基础在不同非均质度黏土中的抗压承载力系数，通过插值可以得到当 α = 0.4，κ = 3.33 时对应的承载力系数为 7.74，略微大于本研究考虑软化对应的承载力系数。图 14 是 RITSS 方法计算得到的软化后与未扰动土强度比 $s_{u,softening}/s_u$ 等值线图，可看出应变软化集中在基础边缘附近，土强度最大降低 2%，表明虽然基础下压会使局部土体的土强度由于软化效应而降低，但影响并不大。从图 14 中还可以发现，基底扰动土体范围向防沉板两侧延伸约 B/4，因此图 4 所示的试验点布置情况可以忽略边界效应的影响。

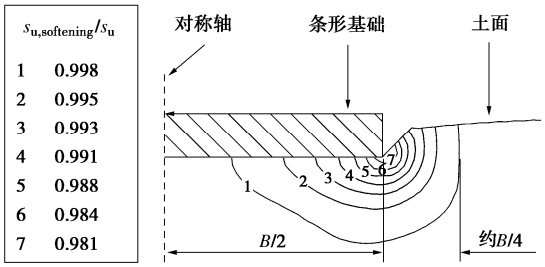


图 14 基础下压过程周围土强度分布

Fig. 14 Isogram of strength ratio of soil during penetration of mudmat

（3）土强度各向异性的影响：Liu 等[21]比较了各向同性和各向异性土中桩靴基础的承载力，对于粗糙和光滑的桩靴基础，承载力分别降低了 9%，3%，说明基础承载力会受到土强度各向异性的影响。土体应力状态不同所能发挥的土强度大小也不同，三轴压缩、单剪以及三轴拉伸应力状态对应的土强度分别为 s_{uTC}，s_{uSS}，s_{uTE}，三者大小关系为 $s_{uTC}>s_{uSS}>s_{uTE}$。本试验土强度采用球型触探仪测量，在贯入过程中球型触探仪上中下部分的土体分别对应三轴拉伸、单剪和三轴压缩应力状态，因此测量到的土强度可近似看作 3 种应力状态对应土强度的均值：

$$\bar{s}_u = \left(s_{uTC} + s_{uTE} + s_{uSS}\right)/3 \quad , \tag{5}$$

式中，$\bar{s}_u$ 为平均土强度。防沉板基础上拔时基底土体的应力状态更接近三轴拉伸，表现出的土强度小于 $\bar{s}_u$。图 15 是 Ladd[22]实测的黏土在不同应力状态下的不排水抗剪强度比 s_u/σ'_{vc}（σ'_{vc} 为竖向有效应力），图中的实线表示三种应力状态下不排水强度比的均值。

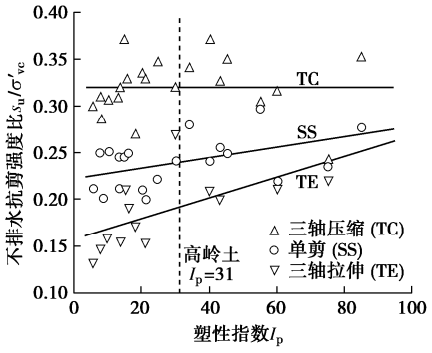


图 15 黏土不排水抗剪强度数据[22]

Fig. 15 Database of undrained shear strength of clay [22]

本次试验采用的高岭土（液限 I_L = 65%，塑限 I_P = 34%）的塑性指数为 31%，参考 Ladd 提供的数据可大致估算出 $s_{uTE}\approx 0.76\bar{s}_u$。若把上拔过程中地基土的应力状态全部视作三轴拉伸状态，则实际发挥的土强度约为球型触探仪测得土强度的 76%。Feng 等[2]有限元计算中使用 Tresca 准则，土体为各向同性材料，土强度对应 $\bar{s}_u$，则考虑土强度各向异性后得到的抗拔承载力约为 5.85，与固结度为 0 的 S6-1 得到的抗拔承载力系数 5.88 相差不超过 1%。

实际上，上拔过程中防沉板基础底部土体的应力状态并非全部都是三轴拉伸状态，若将上拔时土体实际发挥的土强度 s_{uUP} 视为球型触探仪测得土强度 $\bar{s}_u$ 的折减值，折减系数设为 a，b 和 c，分别表示排水条件、软化效应和土强度各向异性的影响，则

$$s_{uUP} \approx abc\bar{s}_u \quad , \tag{6}$$

式中，a< 1，b≈ 0.98，0.76<c<1。

4 结 论

通过模型试验研究了防沉板基础在竖直上拔过程中的基底吸力和抗拔承载特性，考虑了上拔速度、土强度、土的非均质度系数以及固结度的影响，得到以下 3 点结论。

（1）防沉板基础的抗拔承载力主要由基础底部负超孔隙水压力所表现出的吸力提供，吸力大小随上拔速度的增加而增大，上拔速度决定了排水条件，对于防沉板基础的上拔来讲，达到完全不排水条件所需的无量纲速度 V (V= vB/c_v)远大于基础下压所需的无量纲速度。另外，抗拔承载力系数随非均质度系数和固结度的增加而近似线性增加。

（2）通过分析不同位置处吸力的发展、分布及消散规律发现，位于基础中心附近的吸力大于基础边缘处的吸力，且基础中心处的吸力持续时间较边缘处的更长。基础-海床土界面在上拔过程中产生裂缝涌入自由水而致使吸力消失，可预测在基础中心及附近开孔比在其他位置开孔更有利于吸力的释放。

（3）对于防沉板基础，一些学者建议按照完全发挥反向承载力的机制来考虑其抗拔承载力，这是偏于危险的。防沉板基础上拔和下压时的孔压消散机制不同，上拔时难以达到完全不排水条件，且由于土强度各向异性的影响，使得上拔时土体实际表现出的土强度小于三轴压缩应力状态的土强度或通过球型触探仪测得的平均土强度。试验结果表明，当固结度为 0 时防沉板基础的抗拔承载力比抗压承载力约小 24%。

参考文献：

[1] American Petroleum Institute. RP 2A-WSD: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms-working stress design [M]. Washington: API Publishing Services, 2002.

[2] FENG X, RANDOLPH M F, GOURVENEC S, et al. Design approach for rectangular mudmats under fully three-dimensional loading[J]. Géotechnique, 2014, **64**(1):

51 – 63.

[3] FENG X, GOURVENEC S. Consolidated undrained load-carrying capacity of subsea mudmats under combined loading in six degrees of freedom[J]. Géotechnique, 2015, **65**(7): 563 – 575.

[4] BOUWMEESTER D, PEUCHEN J, VAN der Wal T,et al. Prediction of breakout force for deep water seafloor objects [C]// Proceedings of the Offshore Technology Conference. Houston, 2009.

[5] REID M. Re-deployable Subsea Foundations[D]. Cambridge: University of Cambridge, 2007.

[6] FINN W D, BYRNE P M. The evaluation of the break-out force for a submerged ocean platform[C]// Proceedingsofthe Offshore Technology Conference. Houston, 1972.

[7] BYRNE P M, FINN W D L. Breakout of submerged structures buried to a shallow depth[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1978, **15**(2): 146 – 154.

[8] LEHANE B M, GAUDIN C, RICHARDS D J, et al. Rate effects on the vertical uplift capacity of footings founded in clay[J]. Géotechnique, 2008, **58**(1): 13 – 21.

[9] CHEN R, GAUDIN C, CASSIDY M J. Investigation of the vertical uplift capacity of deep water mudmats in clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2012, **49**(7): 853 – 865.

[10] 刘　润, 孔金鹏, 刘孟孟, 等. 饱和软黏土中开孔防沉板基础上拔特性研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(8): 1427 – 1434. (LIU Run, KONG Jin-peng, LIU Meng-meng, et al. Uplift behaviors of perforated mudmats in soft saturated clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(8): 1427 – 1434. (in Chinese))

[11] 冯国栋, 刘祖德, 俞季民, 等. 海泥对海洋工程沉垫底面吸附力的试验研究[J]. 武汉水利电力学院学报, 1981(1): 1 – 10. (FENG Guo-dong, LIU Zu-de, YU Ji-min, et al. Experimental study on the suction force beneath the marine cushion [J]. Engineering Journal of Wuhan University, 1981(1): 1 – 10. (in Chinese))

[12] 韩丽华, 姜　萌, 张日向. 海洋结构物沉箱吸附力的试验模拟[J]. 港工技术, 2009, **6**(6): 43 – 45. (HAN Li-hua, JIANG Meng, ZHANG Ri-xiang. Experiment simulation of absorption force of marine structure caisson[J]. Port Engineering Technology, 2009, **6**(6): 43 – 45. (in Chinese))

[13] GOURVENEC S, ACOSTA-MARTINEZ H E, RANDOLPH M F. Experimental study of uplift resistance of shallow skirted foundations in clay under transient and sustained concentric loading[J]. Géotechnique, 2009, **59**(6): 525 – 537.

[14] RANDOLPH M F, GAUDIN C, GOURVENEC S M, et al. Recent advances in offshore geotechnics for deep water oil and gas developments[J]. Ocean Engineering, 2011, **38**(7): 818 – 834.

[15] MARTIN C M, RANDOLPH M F. Applications of the lower and upper bound theorems of plasticity to collapse of circular foundations[C]// Proceedings of 10th Int Conf on Computer Methods and Advances in Geomechanics. Abingdon, 2001.

[16] EINAV I, RANDOLPH M F. Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2005, **63**(14): 1991 – 2016.

[17] FINNIE I M S, RANDOLPH M F. Punch-through and liquefaction induced failure of shallow foundations on calcareous sediments[C]// Proceedings of the International Conference on Behaviour of Offshore Structures. Boston, 1994.

[18] LI X, GAUDIN C, TIAN Y, et al. Effects of preloading and consolidation on the uplift capacity of skirted foundations[J]. Géotechnique, 2015, **65**(12): 1010 – 1022.

[19] HU Y, RANDOLPH M F. A practical numerical approach for large deformation problems in soil[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1998, **22**(5): 327 – 350.

[20] GOURVENEC S M, MANA D S K. Undrained vertical bearing capacity factors for shallow foundations[J]. Géotechnique Letters, 2011, **1**(4): 101 – 108.

[21] LIU J, HU Y X. The effect of strength anisotropy on the bearing capacity of spudcan foundations[J]. Computers and Geotechnics, 2009, **36**(1/2): 125 – 134.

[22] LADD C C. Stability evaluation during staged constructures [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, **117**(4): 540 – 615.