

大型沉井实测下沉阻力分析

穆保岗¹, 王岩², 朱建民¹, 龚维明¹, 欧阳祖亮³

(1. 东南大学土木工程学院, 南京 210096; 2. 无锡市民用建筑设计研究院有限公司, 江苏 无锡 214072;
3. 中交第二公路工程局有限公司, 西安 710065)

摘要:大型沉井下沉过程中摩阻力和底部的端阻力分布是沉井下沉可行性的主要控制因素, 基于大直径桩和中、小型沉井的研究成果已不适用。结合马鞍山长江公路大桥南锚碇大型沉井下沉过程的实时监测数据, 分析了大型沉井基础下沉机理和下沉过程中的受力特性, 验证了不同地基极限承载力公式在沉井工程中的适用性; 对比沉井下沉至不同深度时, 底面阻力和井壁侧摩阻力的大小及分布规律, 对现行规范建议的侧摩阻力的计算公式和分布特征进行初步修正, 结论可供大型沉井工程借鉴和参考。

关键词:大型沉井; 下沉可行性; 侧阻力分布; 端部阻力分布

中图分类号: TU473.2

文献标志码: A

文章编号: 1674-4764(2012)SI-0107-09

Analysis of Large Caisson Sinking Measured Resistance

MU Baogang¹, WANG Yan², ZHU Jianmin¹, Gong Weiming¹, OUYANG zuliang³

(1. Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Design Research Institute Co., Ltd. Wuxi civil, Wuxi 214072 Jiangsu China; 3. CCCC Second Highway Engineering Co., Ltd, Shaanxi 710075, China)

Abstract: In the sinking process of large-scale caisson, the distribution of the shaft friction and the end resistance is the main controlling factor of the sinking feasibility, but the research based on large-diameter piles and small or medium-scale caissons are no longer applicable. With the real-time monitoring data of the south anchorage caisson sinking process of Yangtze River Highway Bridge in Ma An Shan, this paper analyses the underlying principles and the mechanical characteristics in the sinking process of the large-scale caisson foundation, Verify the applicability of different formulas of the foundation ultimate bearing capacity in the of the caisson; Contrast sink to different depths, the value and the distribution rules of the shaft friction and the end resistance, this paper also modifies the formulas and distribution characteristics of the shaft friction proposed by current specifications, and the conclusions are suitable for reference of similar scale projects.

Key words: Large Caisson; The feasibility of sinking; Lateral resistance distribution; end resistance distribution

沉井的应用有着悠久的历史,它最早是由古老的掘井作业发展而成的一种施工方法。在罗马帝国的全盛时期跨越泰伯河(Tiber)的桥已经采用了沉井施工,荷兰人也曾使用浅而简易的沉井建造堤岸。我国近现代最早应用类似沉井技术施工的成功实例在1894年2月,由詹天佑亲自主持修筑的天津滦河大桥,此后是20世纪30年代由我国著名桥梁专家茅以升主持设计建造的钱塘江大桥。20世纪以来,随着越江、跨海、海峡大桥的兴建,中国、日本和西方各国大力发展深水基础,大型沉井作为深水基础的主要形式之一,获得了突破性的发展。表1为沉井作为深水基础在国内外桥梁工程中的部分应用情况,其中近年来以中国的建设数量和规模为甚。

沉井基础的首要关键技术是确保其平稳下沉,探讨沉井下阻力的分布规律是研究沉井基础下沉可行性的重要内容,也是各类助沉措施的理论基础。但是由于沉井下沉过程中施工环境的复杂性、多样性和变异性,影响着沉井在下沉过程中的荷载分布,使沉井在整个下沉过程中始终处于一个

表1 国内外部分沉井建设参数

建造年份	国家	工程名称	平面尺寸 /m	下沉深度 /m
1936	美国	旧金山-奥克兰大桥主塔锚碇沉井	43.5 * 28	73.28
1938	加拿大	师们大桥北塔锚碇沉井	36.57 * 20	12.7
1938	美国	新格林维尔桥两主塔锚碇沉井	36 * 24	58(62)
1995	中国	江阴大桥北锚碇	69 * 51	58
1998	日本	明石海峡大桥1号锚碇	直径80	65
2003	中国	海口世纪大桥主墩	29.8 * 18.6	40.6
2007	中国	泰州长江大桥中塔	58.4 * 44.4	76
2007	中国	泰州长江大桥北锚碇	67.9 * 52	57
2007	中国	泰州长江大桥南锚碇	67.9 * 52	41
2008	中国	南京长江四桥北锚碇	69 * 58	52.8
2010	中国	马鞍山长江大桥北锚碇	60.2 * 55.4	51
2010	中国	马鞍山长江大桥南锚碇	60.2 * 55.4	51

动态不确定的过程中。长期以来,沉井设计中采用的阻力分布模式和现行规范给出的建议模式,均是由大直径桩的下沉机理分析,或者针对中小沉井得出的^[1-3]。随着沉井基础向更大平面尺寸、更深下沉深度方向的迅速发展,有限的针对大型沉井基础现场监测成果表明,下沉阻力的分布规律与多种因素有关,现行的计算模式与实际分布情况存在较大差异^[4-9]。

尤其是随着近年来大跨径桥梁的蓬勃发展,平面尺寸和入土深度不断加大,现有的基于中小沉井的研究成果已经不适用于大型或超大规模沉井的控制,且制约了大型沉井技术的应用。因此有必要研究大型沉井下沉过程中的受力状态,为其下沉提供可靠的理论基础。

1 大型沉井的研究现状

目前,国内外学者主要通过物理模拟、数值模拟、现场实测对沉井的内力、受力性能、周围土体的应力应变等方面进行了研究。

1.1 物理模拟

1980年,Hogervorst进行了三个足尺的吸力式沉井锚的现场试验以研究沉井的安装特点,测得了它的轴向力和侧摩阻力^[11]。

1986年,Tjelta等进行了两个沉井的贯入试验,观察了端阻力和井壁摩擦力,获得与沉井安装和运行相关的不确定因素^[12]。

1993年,Dyvik等在北海岸的天然软粘土上进行了四个小型沉井模型试验,观察了小型沉井在静载和循环荷载下的变化情况^[13]。

2002年,Luke在正常固结土中进行了7次室内试验,研究沉井在轴向力作用下的性能。试验的吸力式沉井模型是用阳极化处理的外径为100mm的铝管制成的,试验得出了一些有益于沉井设计的结论和建议^[14]。

1.2 数值模拟

Cao在2002年用ABAQUS软件对在离心条件下受到轴向荷载下的吸力式沉井的受力性能进行模拟,饱和透水土的模型用修正了的cam-clay模型模拟,土和沉井的接触面被定义为软件的标准程序中的接触面选项,计算沉井的响应与从离心试验测得的响应基本一致^[15]。

Handayanu用ABAQUS的轴对称单元和不对称的荷载建立有限元模型,来模拟吸力式沉井在受到垂直上升力和倾斜力的状况,土体被假设成透水性介质模拟,采用cam-clay模型,并把有限元模拟的结果和Cauble、EI-Gharbawy提出的实验室结果进行了比较,两者比较吻合^[16]。

Erbrich在1994年用ABAQUS来模拟计算固定近海钢平台基础的吸力式沉井的承载力,采用标准Drucker-Prager和Drucker-Prager/cap的塑性模型来模拟密砂的非线性,模拟结果证明了该方法可以用来预测沉井基础承载力^[17]。

Sukumarn和McCron等用ABAQUS建立了轴向、侧向荷载在不排水条件下的吸力式沉井基础的二维和三维模型,用来预测沉井基础的承载力。将软粘土看作理想弹塑性模型采用Mises模型评估土体和沉井基础承载力的性状。研究了荷载倾斜、锚索位置和长径比对沉井的影响,并和Mur-

ff、Hamilton、Matlock提出的极限解相比较,认为有限元分析可以预测吸力式沉井基础的承载力^[18]。

1.3 现场实测

国内沉井施工期的现场实测发现沉井下沉期间井壁侧摩阻力和刃脚端阻力的大小及分布规律与传统的设计理论差别较大,受施工期行为的影响较大,并针对不同的测试对象回归分析了分布特征^[5-8]。

数字化监测技术的发展为实时监测提供了可行性。黄金枝等针对大型沉井下沉施工的特征,应用数字化监测技术,给出了动态优化控制的实现和支持系统^[19]。

黄醒春、寇新建等以上海浦东污水治理二期SB泵站大型沉井为工程背景,通过建立PHOTO数字化摄影测量解析系统,首次将近景化摄影测量方法实用于大型沉井施工全过程的位移监测^[20]。

基于光纤光栅传感网的现代测试技术手段也开始在沉井实测中尝试^[21]。

1.4 小结

综上所述,国外早期研究的主要对象为吸力式沉井、室内模型和数值研究,这可能与海外近年来的深水环境下石油开采平台发展有关。国内的研究多集中于市政工程中、小型沉井基础的整体稳定、受力机理、周围土体的应力应变、沉井的强度及变形等方面。随着大型水利工程及大跨径桥梁建设的兴起,涉及大型沉井施工期的行为影响分析开始增多^[6,8,9,22]。

从表1可以看出,随着我国跨海跨江通道的修建,桥梁跨径不断提升,作为锚碇或深基础的沉井尺寸大都超过了50m,其施工控制方式不同于中小沉井,研究和工程实践表明其阻力分布不同于普通规模的沉井,国内外关于大型沉井下沉阻力的试验、监测工作开展的尚不充分。

2 沉井下沉阻力的理论分析

在下沉过程中,沉井受到的作用力主要有:沉井与井内设备的自重、水的浮力、井底端部土体反力(刃脚及隔墙)、井侧壁水土压力以及由此产生的侧摩阻力。

2.1 刃脚、隔墙反力的理论计算

根据静力平衡分析,为保证沉井顺利下沉,作用在刃脚上的平均压力应等于或略大于刃脚下和隔墙下土体的极限承载力。

$$R_b = G - N_w - R_f \geq (1.15 \sim 1.25)R_{mp} \quad (1)$$

式中:

R_b ——作用在刃脚和隔墙上的平均压力(kN);

R_{mp} ——刃脚踏面上土的极限承载力(kN);

因此,控制沉井下沉可行性的关键在于求得任意深度下土的极限承载力。国内外学者针对此种贯入力作用下的受力特性做了很多研究工作^[23-25],主要有三种分析方法:极限平衡法、滑移线法和极限分析法。其中,重土滑移线法有精确解,但目前的研究仍不能严格证明其是否为完全解,因此在工程应用时受到一定的限制;极限分析方法理论严密,但由于是在变分原理的基础上进行的,难以扩展到复杂边界和分层土体的应用中去;极限平衡法相对简单,且许多解都

已经以图形或表格的形式汇总,易于为工程设计人员接受和掌握,故目前仍以 Terzaghi 理论公式应用广泛。

根据弹性楔体的平衡条件, Terzaghi 理论公式地基的极限承载力为:

$$R_{mp} = qN_q + cN_c + \frac{1}{2}\gamma bN_\gamma \quad (2)$$

太沙基极限承载力公式是在条形垂直均布荷载作用,不考虑基础两侧土的抗剪强度影响的情况下求得的。实际上,基础并非都是条形的,荷载也并非都是完全垂直的,埋深范围内应考虑土的抗剪强度影响,特别是对深基础更应考虑对尺寸效应的影响^[26]。梅耶霍夫(G. G. Meyerhoff)、汉森(J. B. Hansen)、魏锡克(A. S. Vesic)等人曾考虑了上述影响,分别对承载力进行了修正,修正后的极限承载力的一般表达式为:

$$R_{mp} = cN_{c,s}d_c i_{c,g} b_c + qN_{q,s}d_q i_{q,g} b_q + \frac{1}{2}\gamma bN_{\gamma,s}d_\gamma i_{\gamma,g} b_\gamma \quad (3)$$

式中 s_c, s_q, s_γ 为基础形状修正系数; d_c, d_q, d_γ 为基础埋深修正系数; i_c, i_q, i_γ 为荷载倾斜修正系数; g_c, g_q, g_γ 为地面倾斜修正系数; b_c, b_q, b_γ 为基底倾斜修正系数; N_c, N_q, N_γ 为承载力系数;

现有的沉井研究中,文献[27]基于沉井刃脚对地基土的挤压效果,计算刃脚在任意深度下的地基极限承载力的经验公式为^[27]:

$$\overline{R_{mp}} = \gamma h k_{p1}^2 + \gamma_1 b \frac{\sqrt{k_p}}{2} (k_p^2 - 1) + 2c \sqrt{k_p} (k_p + 1) \quad (4)$$

式中: $\overline{R_{mp}}$ 为刃脚底面标高处地基的极限承载力(kPa); h 为井内刃脚踏面以上砂或土的高度(m); γ, γ_1 为井内回填土、原状土的重度(kN/m³); b 为刃脚踏面宽度(m); φ, φ_1 为分别为回填砂或土,原状土的内摩擦角; c 为原地基土的粘聚力(kPa);

被动土压力系数:

$$k_{p1} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}\right); k_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (5)$$

2.2 侧摩阻力的计算

2.2.1 现行规范中侧摩阻力的分布

对于井壁高度大于 5 m 的沉井,现行的《给水排水工程钢筋混凝土沉井结构设计规程》(CECS137:2002)对沉井井壁外侧摩阻力的分布作出了如下规定:

1)当沉井外侧为直壁时,假定摩阻力随入土深度线性增大,并且在 5 m 深处增大到最大值 f_k ,5 m 以下保持常值,如图 1(a)所示;

2)当井壁外侧为阶梯形时,在 5 m 深处增到(0.5~0.7) f_k ,5 m 以下不变,在台阶处增大到 f_k ,如图 1(b)所示。

图 1(a)所示为主要用于井壁外侧无台阶的沉井,目前采用较多;图 1(b)所示沉井主要由于井壁外侧台阶以上的土体与井壁接触并不紧密,可在空隙中灌砂助沉。

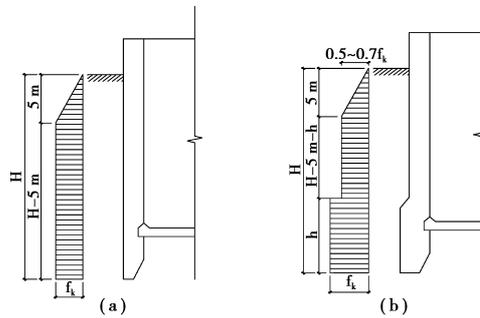


图 1 摩阻力沿井壁外侧的分布图形

2.3 稳定系数和下沉系数

沉井下沉所受的阻力,主要包括沉井外壁与土体的侧面摩阻力、刃脚踏面和隔墙下土体的正面阻力两种。实际工程中一般用稳定系数来保证沉井接高期间的稳定性,用下沉系数法来验算沉井的下沉条件。

$$K_s = (G - N_w) / (R_f + R_b) \quad (6)$$

$$K = (G + G' - F) / (R_f + R_1 + R_2) \quad (7)$$

式中

K_s 为下沉系数; K 为稳定系数; G 为沉井自重(kN); G' 为施工荷载,一般按沉井表面 2 kPa 进行计算; N_w 为井壁排出的水重,即水的浮力(kN)。当采用排水下沉时, $N_w = 0$; R_b 为下沉期间,沉井的刃脚反力(kN),当刃脚底面和斜面的土方被挖空时, $R_b = 0$ 。下沉中,刃脚底面和斜面的土方被取走,因此在计算下沉系数时,一般取 $R_b = 0$; R_f 为沉井侧面的总摩阻力(kN); R_1 为接高期间,沉井刃脚踏面及斜面上土的支承力(kN); R_2 为接高期间,沉井隔墙下土的支承力(kN)。

下沉系数 K_s 取值时针对工程下沉速度的具体情况区别对待,工程中的 K_s 取值一般为 1.15~1.25,位于淤泥质土层和沉井下沉速度快时, K_s 取小值,位于其他土层中, K_s 取大值。

工程中沉井接高期间,为防止地基承载力不足而初期就发生突沉,要求稳定系数 $K < 1$,一般取 0.8~0.9。当 $K > 1$ 时,说明地基土的极限承载力有限,不足以支承巨大的沉井重量,需要进行地基处理,以提高地基承载力,从而保证沉井首次接高期间的稳定性。计算所得的下沉系数过大,沉井的稳定系数则往往不易满足上述要求。

实际上,沉井阻力的量值及分布规律还远未了解清楚。例如:在上海从施工实践中发现多数中小沉井的下沉系数小于 1.0,一般在 0.75~0.90 之间,多数为 0.7~0.85,仅少数大于 1.0。而在泰州桥、南京长江四桥、马鞍山长江大桥大型沉井的下沉系数计算中,首次下沉的理论值远大于 1,但都能下沉到设计标高,看起来甚至是不合逻辑的,显然是由于阻力分布计算不符合客观的实际情况所致。

3 马鞍山长江大桥南锚碇沉井下阻力的实测

3.1 南锚碇概况

马鞍山长江大桥南锚碇采用沉井,平面尺寸为 60.2 m × 55.4 m(第一节沉井长和宽分别为 60.6 m 和 55.8 m)的矩形

截面,沉井高 48 m,共分 9 节,第 1 节为钢壳混凝土沉井,其余为混凝土沉井,平面布置为 25 个井孔。

第一节钢沉井高为 8 m,壁厚 2.0 m~2.4 m,底部设有 1.8 m 高刃脚,刃脚踏面宽 0.2 m。沉井第 2~8 节段为钢筋混凝土沉井,第 8 节和第 9 节分别高 5.5 m 和 4.5 m,其余各节均高 5.0 m。第二节井壁厚 2.4 m,隔墙厚 2.2 m;3~8 节段井壁厚 2.2 m,隔墙厚 2.2 m。南锚沉井的剖面图和结构图分别见图 2。

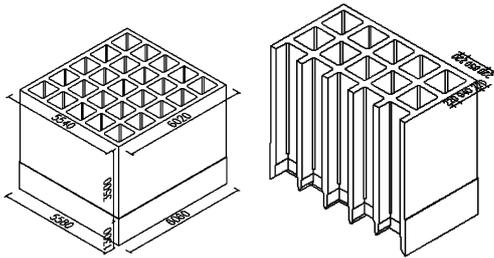


图 2 南锚沉井剖面图(单位:cm)

3.2 隔墙底部土压力计

在竖向荷载作用下,沉井基础主要通过基底承担自重和上部荷载。沉井隔墙反力客观反映了沉井的受力情况,是沉井下沉过程中的重要监控指标。

由于隔墙底端宽度只有 0.2 m,采用的仪器为南瑞的差阻式土压力计,隔墙底部土压力计选用南瑞 NZTY-30B 型差阻式土压力计,量程 3 MPa。

监控点布置在最外一圈的隔墙处。其中 101、103、105、107 为分区隔墙的端部,102、104、106、108 为普通隔墙的端部。具体布设见图 3。

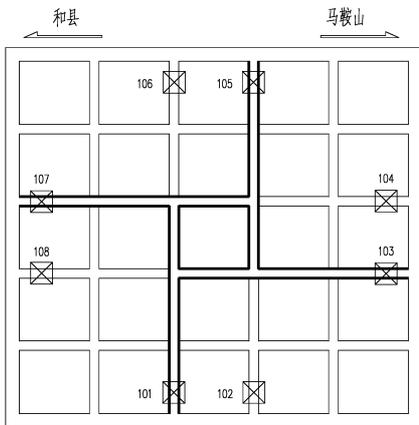


图 3 沉井隔墙底部土压力计布置图

3.3 侧壁土压力计

沉井侧壁土压力反映了沉井的受力情况,是沉井下沉设计和施工过程中的重要参数。通过埋设监控仪器来获取土压力数据,可为沉井下沉预测中的侧摩阻力计算、施工预警信息等提供较为准确可靠的资料,土压力计仪器布置在顺桥向的前壁和后壁,在 2-7 节中布置,侧壁土压力计选用南瑞 NVTY-30BG1 型振弦式土压力计,量程 3 MPa。

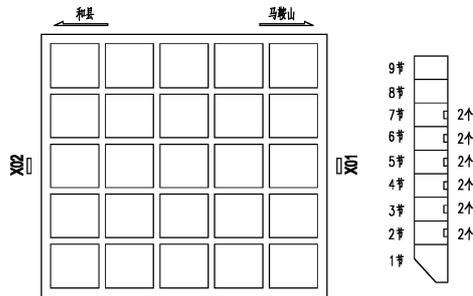


图 4 沉井侧壁土压力计布置图

3.3 下沉曲线及分析

马鞍山长江公路大桥南锚碇沉井分三次下沉,第 1、2、3、4 节接高一次,降排水下沉;第 5、6 节接高后不排水下沉;第 7、8、9 节接高后不排水下沉。

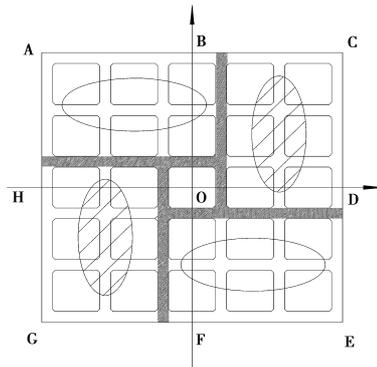


图 5 沉井分区开挖施工顺序

沉井开挖初期采用分区对称开挖,后期采用“大锅底”开挖,开挖顺序见图 5。为确保沉井安全平稳下沉,在整个下沉过程中,对沉井平面进行了沉井几何姿态的观测。

第一次排水下沉自 2010 年 7 月 17 日开始,下沉时刃脚标高为 +4.500 m,到 8 月 14 日第一次下沉结束,对应的刃脚标高 -12.164 m,历时 29 天,共下沉了 16.664 m。期间穿过的土层分别为粉土、粉质粘土、粉砂、细砂等,土层较为松软,所以下沉速率较快,平均下沉速率为 574 mm/d,下沉曲线如图 6 所示。

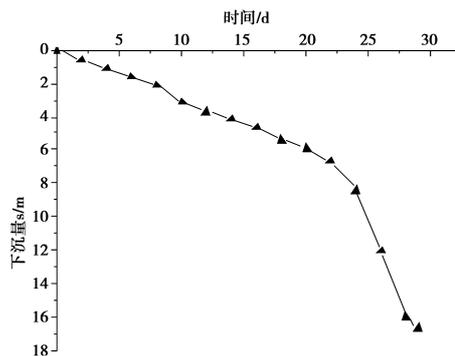


图 6 第一次下沉曲线

从图 6 可以看出,刚开始下沉时,由于启动阻力较大的

原因,7月17日至7月24日前8天下沉了2.144 m,平均下沉速率为268 mm/d,还不到平均下沉速率的一半。但是随后下沉速率有所增大,尤其是到了本次下沉的最后阶段,8月11日至8月13日仅仅3天的时间下沉了3.909 m,平均下沉速率达到1 303 mm/d,此后下沉速率趋于缓慢,逐渐至第一次下沉到位。

第二次不排水下沉于2010年9月24日开始,对应的刃脚标高为-12.979 m(第二次接高期间,沉井在自重以及下沉惯性的作用下下沉了0.815 m)。到10月16日本次下沉结束,对应的刃尖标高为-23.530 m,历时23天,下沉了10.551 m,平均下沉速率为459 mm/d,下沉曲线如图7所示。

从图7中可以看出,第二次下沉速率基本上比较稳定,没有出现像第一次下沉那样较大的波动,这主要是因为本次下沉穿过的土层为一层较厚的细砂,下沉阻力基本没有出现较大的变化。但是刚开始时,下沉速率稍小,这与重新下沉的启动阻力较大有关。相对于第一次下沉速率574 mm/d,第二次的平均下沉速率较小,主要原因是第二次下沉穿过的土层为细砂层,与粉土和粉质粘土层相比,下沉阻力较大的缘故。

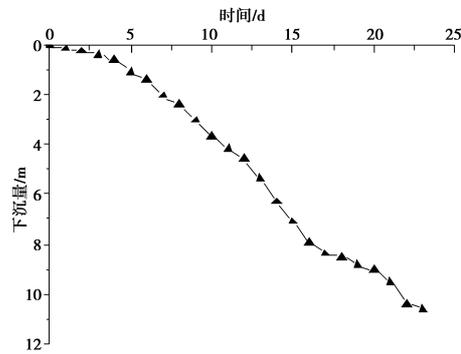


图7 第二次下沉曲线

4 下沉阻力分析

4.1 隔墙底部土压力的实测

图8所示第一次下沉期间隔墙底部土压力和入土深度之间的关系曲线。下沉过程期间穿过的土层分别为粉土、粉质粘土、粉砂、细砂层。

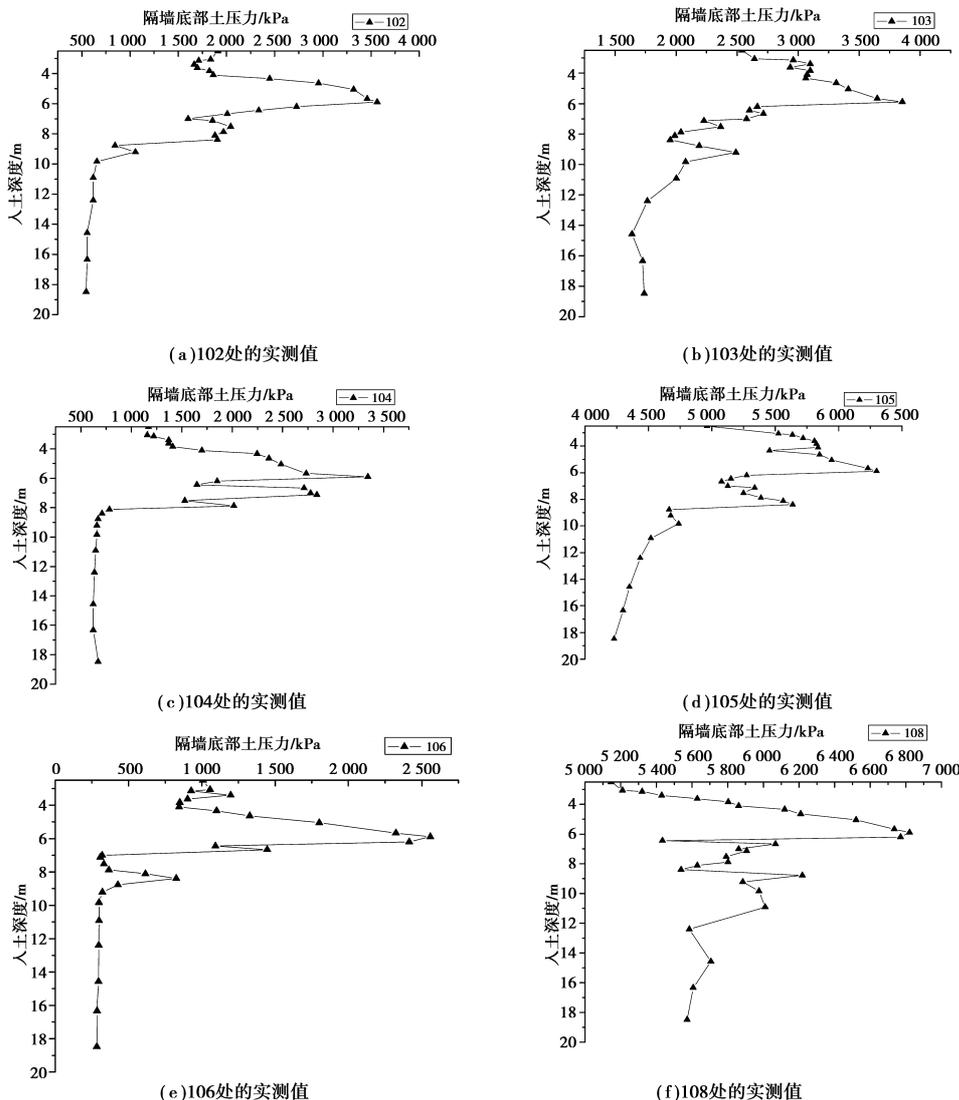


图8 隔墙底部土压力和入土深度的关系曲线(第一次下沉)

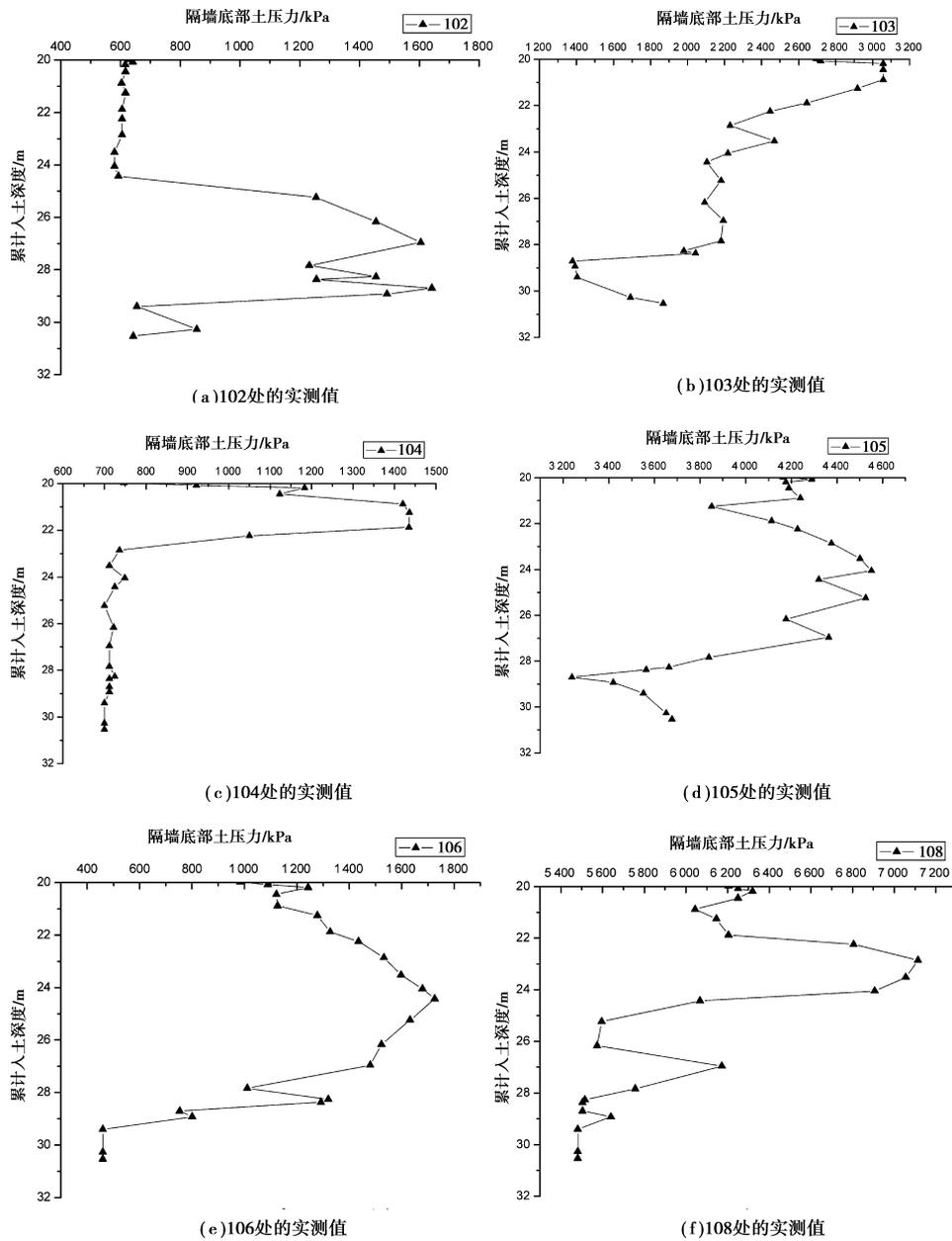


图 9 隔墙底部土压力和入土深度的关系曲线(第二次下沉)

图 9 所示沉井第二次下沉期间隔墙底部土压力和累计入土深度之间的关系曲线,期间沉井隔墙底部一直在细砂层中运动。

从图 8、图 9 可以看出,沉井基础下沉过程中隔墙底部下沉阻力的分布特征呈现前段测试值高,后期逐渐减小和稳定的趋势。

当入土深度为 2.5~6.0 m 时,下沉速度较小,隔墙底部土体主要为粉质粘土,由于土层逐步被压密,土压力大致随着入土深度缓慢增加,达到某一深度时出现极值,这一极值已经超过该土层初步确定的极限承载力值。

当入土深度为 6.0~10.0 m 时,沉井刃脚及隔墙穿越不同土层,土压力出现较大的波动。下沉后期,当入土深度为 10.0~19.2 m 时,沉井隔墙底部一直停留在细砂层中,隔墙底部土压力减小。总体而言,在下沉深度大于 10 m 后下沉趋势形成,隔墙底部土压力逐渐降低。

将下沉过程中测得的隔墙底部土压力的实测值和理论计算值进行了对比(此处略去计算详细的计算表格),将其对比曲线示于图 10。

可见隔墙底部土压力的实测值与极限平衡理论计算公式求得的理论值存在着较大的差距。在下沉初始阶段,各经典理论计算值趋于一致,但实测值远大于经典理论计算值。这个过程中沉井下陷速度很慢,多数时间可以视作近似静止状态,隔墙下的土体处于稳定的压密状态,土体的承载力呈现某种程度的强化状态。

但在下沉趋势形成后(约 10 m),基于经典平衡理论的计算值均偏大,但基于被动土压力理论的地基承载力经验公式,虽在数值上存在一定差异,却能反映下沉过程中地基承载力的变化趋势。实测值远小于经典理论值,分析其主要原因是由于沉井处于动态的下沉进程中,隔墙和刃脚附近的土体处于反复被扰动的不稳定状态,与极限平衡理论的假定条

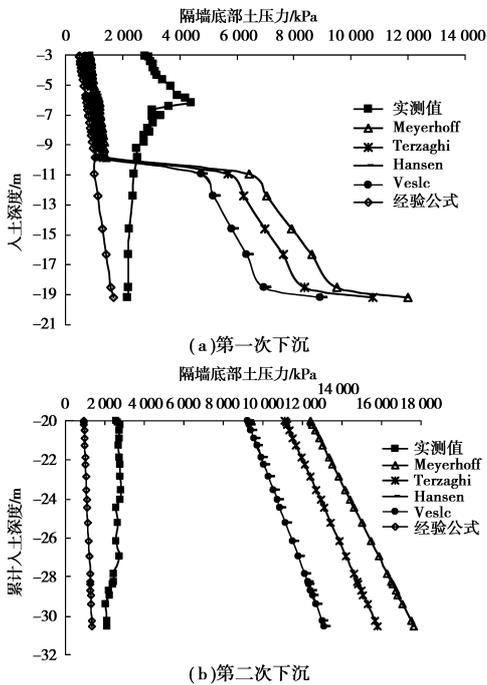


图 10 土压力实测值和理论值的对比曲线

件相差较多的缘故。

虽然测试所得的土压力不能完全等同于地基土的天然地基承载力,但测试值反映了实际的土压力分布。目前理论计算时无一例外地采用了地基承载力值来代替地基土反力,故在计算大型沉井下沉系数和接高稳定系数时,常常造成初始下沉系数理论值和稳定系数过大的假象,从而误判沉井的下沉可行性,这主要是计算采用的承载力较小的缘故。而在二次接高下沉时,又常出现下沉系数理论值小于 1,沉井仍能正常下沉的情形。

4.2 侧壁土压力的实测结果

2010 年 8 月 9 日,沉井刃脚入土深度达到 10.91 m,第二节沉井的两个侧壁土压力计埋入土层中,开始测量侧壁的土压力情况,在下沉期间,侧壁土压力随入土深度的分布情况如图 11 所示(S 为刃脚绝对标高)。

由图 11 可见,同一时刻,沉井的侧壁土压力随着深度不断增加,达到一定限值以后,将会随着深度不断减小,整体上均呈现上下小中间大的近似曲线分布形式,其最大值随沉井入土深度的增加而增大。下沉期间底部的侧壁土压力受到内部吸泥掏空的扰动非常明显。

沉井两次下沉完毕时刻的侧壁土压力实测值和经典土压力的计算值随深度的对比分布情况见图 12。图 12 实际就是下沉过程中土压力系数 k 与主动土压力系数 k_a ,静止土压力系数 k_0 和被动土压力系数 k_p 的对比。可以看出,在沉井下沉过程中,主动、静止或被动土压力都是有可能出现的。在沉井下沉深度不大时(小于 10 m), k 值比较接近主动土压力系数 k_a ,但是随着下沉深度的增大, k 值与静止土压力系数 k_0 较为接近,且比 k_0 略大, $k=(1.1\sim 1.2)k_0$ 。

从实测结果看,第一次下沉阶段由于入土深度较小,刃脚内外侧压力差不显著,压力松弛区的范围非常小,第一次下沉阶段实测侧壁土压力近似成线性增大的分布规律。

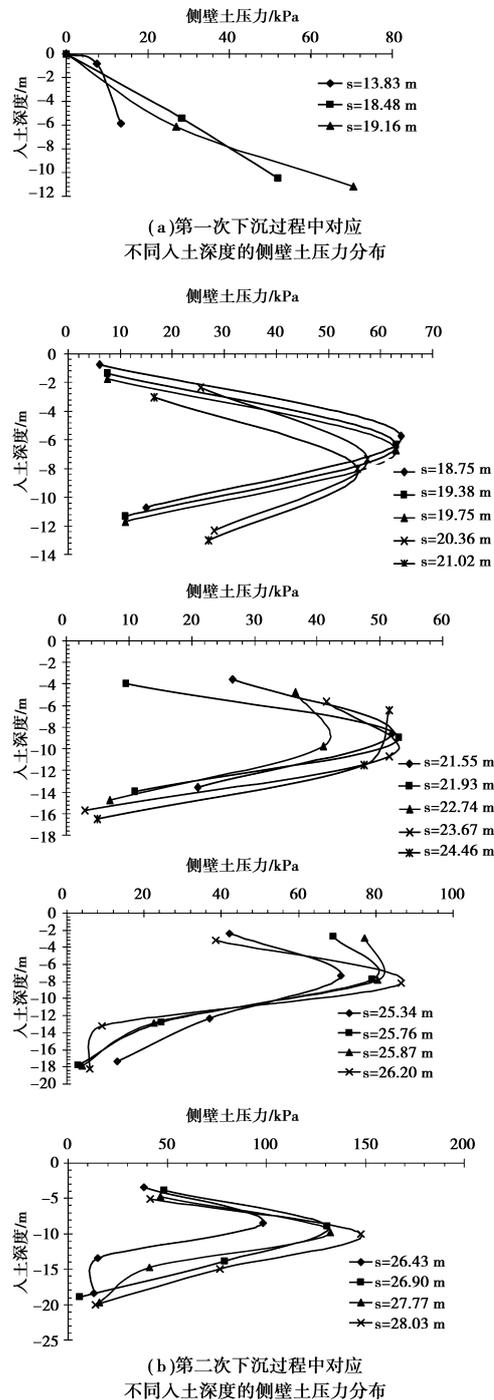


图 11 不同入土深度的侧壁土压力分布

在第二次下沉过程中,侧壁土压力的分布特征较为典型,呈现上下小,中间大的曲线型。主要是在下沉过程中,刃脚内侧土体被吸走,在刃脚内外侧形成压力差,即刃脚外侧压力大于内侧压力。在压力差作用下,刃脚外侧土体有流向内侧的趋势,土体产生松弛,压力随之减小,在土体中形成压力松弛区,此影响区域的高度在 5~10 m 左右。

4.3 侧摩擦阻力的分析

根据下沉过程中测得的侧壁土压力、井壁和各土层的摩擦系数,可以得到下沉过程中侧摩擦阻力的分布曲线如图 13 所示。

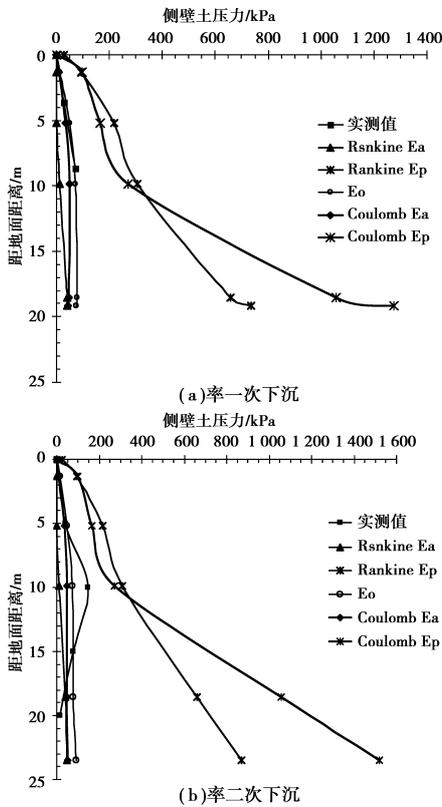


图 12 下沉过程中侧壁土压力实测值和理论值的对比曲线

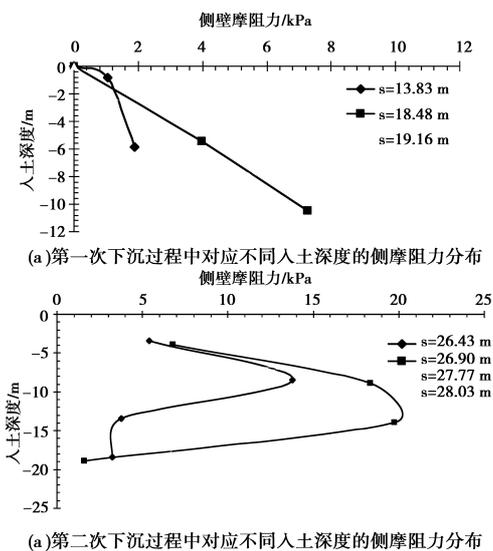


图 13 不同下沉深度时侧摩阻力的分布图

同样可以得到与侧壁土压力类似的分布规律,在第一次下沉过程中,入土深度,井壁侧摩阻力与入土深度基本呈线性关系;在第二次下沉过程中,随着入土深度的增加,侧摩阻力分布呈现比较典型的上下小,中间大的曲线分布形式,这与现行规范的规定存在明显差异。

尝试用二次函数曲线、三次函数曲线和四次函数曲线对侧摩阻力的曲线形式进行拟合并对比,发现在现有的入土深度范围内,三种函数均不能准确反映真实的侧摩阻力分布情况,应当在沉井入土深度末端考虑应力松弛的影响。

考虑到应用方便,采用分段函数包络曲线的形式描述,

见图 14。其相应的计算公式为:

$$f_0 = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \gamma_i h_i \tan \delta_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (6)$$

$$\begin{cases} f_s = \frac{h}{H_1} f_0 & h < H_1 \\ f_s = f_0 & H_1 \leq h < H_2 \\ f_s = \left(1 - \frac{4}{5} \frac{h - H_2}{H - H_2}\right) f_0 & h \geq H_2 \end{cases} \quad (7)$$

式中:

f_0 为单位最大单位侧摩阻力,取各层土的单位摩阻力的加权平均值(kPa); h 为入土深度(m); H 为总的入土深度(m); H_1 为侧摩阻力达到最大值时的入土深度(m),仍取现行规范建议值,取 5 m; $H_2 - H_1$ 为侧摩阻力达到最大值后不再随深度变化的深度范围(m),考虑上、下各有 5 m 的影响,初步建议取 $H - 10$ m; k_i 为第 i 层土的土压力系数,实测结果表明,当入土深度不大于 10 m 时,取 $k = k_a$;当入土深度大于 10 m,可取 $k = (1.1 \sim 1.2) k_0$; h_i 为第 i 层土的厚度(m); γ_i 为第 i 层土的重度(kN/m^3); n 为沿沉井深度土层的层数。

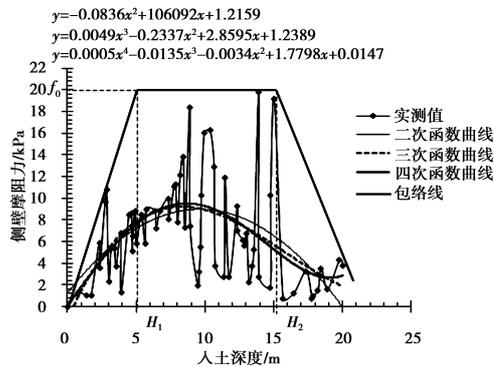


图 14 侧摩阻力计算模式图

5 结论

通过以上的理论探讨和有限的实测下沉数据分析,我们可以得到如下初步结论:

1) 与中小型沉井相比,大型沉井表现出不同的受力特性,现有规范中针对中小沉井的相关规定不宜直接运用到大型沉井中。

2) 下沉过程中的不同阶段,刃脚及内隔墙的反力分布呈现不同的特征。在首次下沉过程中,大型沉井的刃脚反力远高于计算求得的地基承载力极限值。现有的地基承载力理论公式,无法考虑到大型沉井在下沉过程中对地基土产生的压实强化效应,与实测值相对比,基于沉井刃脚对地基土的挤压效果的经验公式近似反映下沉过程中地基承载力的变化趋势。但在下沉通道形成后,由于反复扰动产生的松弛效应,刃脚及内隔墙的反力开始降低并稳定。

3) 下沉初期,大型沉井的侧壁土压力基本呈线性增加;随着入土深度的进一步加深,侧壁土压力并不是无限增大的,而是达到极值以后呈下降的趋势,相应地,侧摩阻力的分布形式大体也遵循这种分布形式,这与现行规范中规定的中小沉井的侧摩阻力的梯形分布存在明显差异。

建议在计算下沉期阻力分布时,考虑末端的应力松弛影响修正,该区域的影响深度不小于 5 m。

本文通过分析大型沉井下沉过程中阻力实测值,对现有的理论和公式运用到大型沉井基础中的可靠性提出了质疑,但是由于现场实测数据的局限性,尚需加强大型沉井的实测数据的积累和分析。

参考文献:

- [1] 中国工程建设标准化协会标准. 给水排水工程钢筋混凝土沉井结构设计规程(CECS137:2002)[S]. 上海市市政工程设计研究院,2003.
- [2] 公路桥涵地基与基础设计规范(JTG D63—2007)[S]. 中华人民共和国交通部,2007.
- [3] Vesic A S. Test on instrumented piles,ogeechee river site[J]. Journal of SMFD,1970,96:561-584.
- [4] 吴铭炳. 大型沉井围护结构[J]. 岩土工程学报,1994,16(1):86-92.
WU Mingbing. Large open caisson enclosure structure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,1994,16(01):86-92.
- [5] 陈晓平,茜平一,张志勇. 沉井基础下沉阻力分布特征研究[J]. 岩土工程学报,2005,27(2):148-152.
CHEN Xiaoping, QIAN Pingyi, ZHANG Zhiyong. Study on penetration resistance distribution characteristic of sunk shaft foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27 (2): 148-152.
- [6] 徐涛,李杨. 向家坝水电站围堰基础沉井施工下沉阻力监测[J]. 长江科学院院报,2009,126(8):92-94.
XU Tao, LI Yang. Xiangjiaba hydropower station construction cofferdam foundation caisson sinking resistance monitoring[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2009, 126(8): 92-94.
- [7] 闫登峰. 黄土地区沉井井壁土压力计算研究[J]. 路基工程,2010(5):148-150.
YAN Dengfeng, Loess soil pressure of the caisson wall[J]. Subgrade Engineering, 2010(5):148-150.
- [8] 李宗哲,朱婧,居炎飞,等. 大型沉井群的沉井下沉阻力监测技术[J]. 华中科技大学学报,2009,26(2):43-46.
LI Zongzhe, ZHU Jing, JU Yanfei, et al. Monitoring technique for sinking resistance of large caisson group[J]. Journal of hua-zhong university of science and technology urban science,2009, 26(2): 43-46.
- [9] 穆保岗,朱建民,牛亚洲. 南京长江四桥北锚碇沉井监控方案及成果分析[J]. 岩土工程学报,2011,33(2):269-274.
MU Baogang, ZHU Jianmin, NIU Yazhou. The analysis on Nanjing Yangtze River 4th Bridge' anchorage sinking monitoring program[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2011,33 (2):269-274.
- [10] 朱建民,龚维明,穆保岗,等. 南京长江四桥北锚碇沉井下沉安全监控研究[J]. 建筑结构学报,2010,31(8):112-117.
ZHU Jianmin, GONG Weiming, MU Baogang. Sinking safety monitoring research on north anchorage caisson of the Forth Nanjing Yangtze2 River Bridge[J]. Journal of Building Structures,2010, 31(8): 112-117.
- [11] Hogervorst J R. Field trials with large diameter suction piles [C]. Proceedings of the 12th annual off-shore Technology Conference Houston, Texas, 1980: 217-224.
- [12] Tjelta T I, Guttormsen T R, Hermstad J. Large-scalepenetration test at a deepwater site[C]. Proceedings of the 18th annual off-shore Technology Conference. Houston, Texas, 1986: 201-212.
- [13] Dyvik R, Anderson K H, Hansen S B. Field tests on anchors in clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 119 (10): 1515-1531.
- [14] Luke A M. Axial capacity of suction caissons in normally consolidated kaolinite[J]. M. Sc. Thesis, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, 2002.
- [15] Cao J, Phillips R, Audibert J M E, et al. Numerical analysis of the behavior of suction caissons in clay[J]. Proceedings of the 12th International Offshore and Polar Engineering Conference. Kitakyushu, Japan, 2002:795-799.
- [16] Handayanu, Swamidas A S J, Booton M. Behavior of tension foundation for offshore structures under extreme pull-out loads [J]. Proceedings of 18th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, St. Johns. Newfoundland, Canada, 1999: 635-641.
- [17] Erbrich C T. Modeling of a novel foundation for offshore structures[J]. Proceedings of the 9th UK ABAQUS User's Conference. Oxford, England, 1994: 235-251.
- [18] Sukumaran B, Mccarron W O, Jeanjean P, et al. Efficient finite element techniques for limit analysis of suction caissons under lateral loads [J]. Computers and Geotechnics, 1999, 24: 89-107.
- [19] 黄金枝,俞亮鑫,傅豪军,等. 大型沉井数字化动态监控系统及其应用研究[J]. 施工技术,1999,11(28):9-10.
HUANG jinzhi, YU Liangxin, FU Haojun, et al. Research on large open caisson digital dynamic monitoring system and application[J]. Construction Technology, 1999,11(28):9-10.
- [20] 黄醒春,寇新建,徐张生. 大型沉井施工过程的数字化摄影监测[J]. 岩土工程学报,1999,21(5):559-5633.
HUANG Xingchun, KOU Xinjian, XU Zhangsheng. Digital photography monitoring of large open caisson construction process[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, 21(5):559-563.
- [21] 吕辰刚,张瑞峰,武星,等. 基于光纤光栅传感网的根式沉井静载实验研究[J]. 传感技术学报,2010,23(02):282-285.
LU Chengang,ZHANG Ruifeng, WU Xing, et al. The Estimation of Static Load Test on Root Type Caisson Foundation Based on FBG Sensor Networks[J]. Chinese journal of sensor and actuators 2010,23(2):282-285.
- [22] 冯兆祥,王锦国,王建. 锚碇沉井基础施工期安全监控技术[J]. 中国工程科学,2010,12(4):68-72.
FENG Zhaoxiang, WANG Jinguo,WANG Jian. Security monitoring technology of the caisson foundation of anchorage in construction[J]. Engineering sciences,2010,12(4):68-72.
- [23] Solov'ev N B. Use of limiting-equilibrium theory to determine the bearing capacity of soil beneath the blades of caissons[J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2008, 45(2): 39-45.
- [24] Hossain M S, Randolph M F. Deep-penetrating spudcan foundations on layered clays: centrifuge tests[J]. Géotechnique, 2010, 60(3): 157-170.
- [25] Yamamoto N, Randolph M F, Einav I. Numerical study of the effect of foundation size for a wide range of sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135 (1): 37-45.
- [26] 柳飞,杨俊杰,吴炼石,等. 基础埋深对承载力试验中基础尺寸效应的影响[J]. 中国海洋大学学报,2010,40(9):117-122.
LIU Fei,YANG JunJie, WU LianShi, et al. TOYOSAWA Yasu. Influence of Footing Embedment on the Scale Effect of Footings[J]. Periodical of Ocean University of Chian 2010, 40(9): 117-122.
- [27] 刘建航,侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1997. 4.