

海洋平台吸力式基础的研究与进展*

鲁晓兵 郑哲敏 张金来

中国科学院力学研究所, 北京 100080

03 A

摘 要 吸力式基础平台是近年开发出的一种新型海洋平台, 由于多种优越性而受到各国石油部门的重视, 并引起许多研究人员的关注. 对有关吸力式基础的沉贯、稳定性以及与分析密切相关的冰激振动、土的动载下的本构研究进展进行了综述, 并在最后针对海洋地区的条件提出了今后研究的重点问题, 包括: 沉贯阻力特性、动载下基础的软化特性和液化可能性、合适的土动力本构关系和数值方法、实验方法及模型律等.

关键词 吸力式基础, 沉贯, 稳定性, 冰激振动, 循环载荷, 土体本构, 海洋平台

1 引 言

重力式平台和桩基导管架平台是以前常见的海上石油平台型式. 但是重力式平台需要有足够的压载^[1]以保稳定; 桩基导管架平台则对打桩设备要求高且打桩过程中的振动必然会扰动土基础, 这两种平台均花费昂贵, 通常占工程全部投资很大的比例. 随着海上石油开发的发展, 海洋平台需要建在越来越深的海区, 这就需要采用新型的平台以节省费用. 在这样的需求下, 自 20 世纪 70 年代以来, 人们依据负压锚的原理^[2], 在北海和墨西哥湾开始采用带裙的基础的平台^[3~6], 节省了大量的费用. 1994 年 7 月,

在北海 70 m 水深的区域, 挪威国家石油公司建成了一座新型的大型导管架平台 Europipe-16/11E^[7]. 该平台采用一种新型的基础——吸力式桶型基础(由于其外形像一只倒扣在土中的桶且靠吸力沉贯而得名), 见图 1.

吸力式基础(本文中指吸力式锚、桶和沉箱)具有片筏基础和桩基础的共同特点, 较桩基础有以下优点^[8]: 可以节省钢用量, 节省费用; 采用负压施工, 可以加快施工速度; 可以事先安装好, 再拖到工地, 便于运输和安装; 可重复使用, 当一处油井被开采完, 可以将吸力式基础拔起并拖到下一个油井继续使用; 由于吸力式基础插入深度浅, 只须对浅部土

图 1 桶型基础示例

收稿日期: 2001-11-30, 修回日期: 2002-07-26

* 中国科学院知识创新重大项目“中国海洋石油开发若干重大科学技术问题研究”资助项目

体进行勘察。鉴于这些优点,吸力式基础近年来被各国的石油公司所重视。

对于吸力式基础海洋平台来说,要求“下得去、站得稳、起得来”。即能够平稳地、保持一定垂直度地沉下去;沉下去之后,能够在工作期间不会失稳而导致整个平台倾覆、滑移或拔出等破坏;当在一个地方采完油后,能够拔起来拖到另外的油井处。人们的研究工作也都是围绕这几个方面展开的。一是在负压作用下的吸力式基础的沉贯阻力和安装稳定性;二是在各种内外载作用下的基础的稳定性,冲刷破坏等;三是能否拔出来以及拔出力大小。目前已建成的吸力式基础平台少,还没有得到足够的数据和形成成熟的技术和经验,而且先建成平台的国家对技术又严加保密,再加上不同的海域地质情况和环境载荷有不同的特点,各国海洋石油部门及科研机构不得不投入大量的人力和物力,针对各自的情况,开展相关技术的研究。本文就对这些方面的研究成果进行综述。在第二、第三节中对目前沉贯和基础稳定性方面的工作进行总结;在第四节中对有关冰激振动的研究工作进行总结;在第五节中对循环载荷作用下的土体本构进行归纳。这是由于我国渤海地区冰载效应严重,循环载荷下的土体本构还没有完全弄清楚,但又是基础稳定性分析的关键。

2 沉贯过程研究

能否完全地保持一定垂直度的将基础贯入土中,关系到平台能否正常地运行,这要求对沉贯阻力有比较深入地了解,需要弄清沉贯阻力、负压等因素之间的关系,使沉贯过程稳定并完全贯入到要求的深度。在负压作用下,桶内外将产生水压差,引起土体中的渗流。虽然渗流能大大降低下沉阻力,但是过大的渗流将导致桶内土体产生渗流大变形,形成土塞,甚至使桶内土体液化而发生流动等。因此对负压作用下基础贯入过程的研究就显得很重要。

在平台 Europipe-16/11E 安装前,研究人员进行了大量的室内外实验,主要得到了静载和动载(主要是地震和波浪载荷)作用下的砂土地上基础的沉陷、极限承载力、负压下的沉贯阻力等。这些工作为该平台基础的设计和安装提供了丰富的经验及数据^[9~15]。在安装后,又进行了一系列的现场测量,得到了有价值的数。Eide 等^[1]对北海区域内的重

力式平台的基础工作进行了总结。回顾了地质调查方法、设计原则、监测和安装等,并从全尺度监测中得到了经验,认为必须注意沉贯阻力、额外加重(如桩腿内灌水)对沉贯过程的影响;从监测中可以得到多方面的益处:避免过应力、控制负压不超过容许值、提高新平台的设计水平等等。这些经验主要是针对中密和致密砂基得到的,对于黏土地区,还应考虑其他的问题,如循环载荷导致的沉降等。Tjelta 和 Bye 等^[6,7]对 Europipe-16/11E 平台和 Sleipner T 平台基础设计进行的场地、模型实验、理论模型和设计中实际应用的分析工具等进行了总结。认为当沉贯阻力小于总重和负压之和时,才能下沉。对安装过程的实验准备、安装过程的监测、以前类似经验的总结等进行了较详细的说明。Europipe-16/11E 平台位于北海挪威区域,水深 71 m,总重 5×10^6 kg,静结构支撑重 3.8×10^6 kg,四个直径 12 m 和深 6 m 的桶作基础,泥面下到 25 m 处为密实和非常密实的砂土,以下为从硬逐渐到坚硬的黏土。针对高 27 m 的浪对各腿的载荷进行了分析。在位于该平台区域的现场做了实验,实验桶高 1.7 m,直径 1.5 m,壁厚 12 mm,该实验中没有考虑与原型尺度匹配的问题。先靠自重、水压和负压沉贯,然后进行静拉拔和循环载荷实验。沉贯实验表明,高的负压将导致裙端处的临界水力梯度和零端阻,从而影响沉贯效果。

Sleipner T 平台处于非常密实的干净细砂中,比 Europipe-16/11E 平台结构大、承受的载荷也大,桶的直径为 14 m,深度为 5 m。由于考虑到实验室小实验难以满足相似率,而即使采用高黏度的液体代替孔隙水,离心机实验中用原型砂又难于满足渗透性。因此采用 Baskarp Cyclone 砂代替原型砂,该砂比原型砂细,渗透性差。这样得到的结果与原型较接近但保守。针对该平台,在 NGI(Norwegian Geotechnical Institute)进行实验的模型箱为直径 1600 mm,砂床厚 800 mm,基础直径 550 mm,贯入深度 210 mm。在牛津大学的实验的模型尺寸较 NGI 的小 3.5 倍,且用硅油代替水,结果表明,减小了土的剪胀率和峰值摩擦角。

在不同的海域,地质状况和环境载荷有较大的差别,因此,各国均针对所在的海域开展工作,主要包括在不同的地质条件和工况条件下的负压沉贯技术和极限承载力分析。下面将对砂土、黏土、钙质上等地质条件下的研究情况进行阐述。

Erbrich 等^[16]研究了密实砂土中吸力式基础的安装问题。根据模型实验、理论分析和原型安装数据的反分析,认为初始临界(水力)梯度增加了土松散的程度,反过来又使其恢复到非临界状态;端阻随施加的水力梯度线性变化而裙内壁摩擦阻力是高度非线性变化的,后者将导致实际施加的值比理论的非扰动值高的后果。

关于黏土中的实验研究, Burgess 等^[17]研究了沉箱式锚的安装稳定性。结果表明靠重力贯入比靠吸力贯入更容易失稳。并且指出,小模型实验不能完全反映实际中的问题,如沉箱的密封性能等。针对墨西哥湾的地质情况, Gharbawy 等^[18~20]开展了主要针对正常固结黏土的模型实验和原型实验,包括少量的砂土地基的实验。模型实验中的桶径比从 2 到 12 变化。现场应用的桶径比为 5,直径 3.7 m,水深从 1200 m 到 3000 m 变化。主要有以下结论:在砂土中吸力式基础安装时不易达到预定的深度,这可能是土隆起、吸力导致的土与桶壁间摩擦力的减小引起的;黏土中基础的长径比为 2 到 12 时可以顺利地贯入。House 等^[21]研究了黏土中吸力式沉箱安装的极限桶径比的问题。在正常固结和超固结的 Kaolin 黏土中开展了实验室实验。建立了沉贯、安装压力等之间的关系并与理论结果进行了对比。实验结果表明,在长径比为 5~7 时也可能发生土塞失效,而理论分析认为 >10 时,才可能发生。但还需要更精确的实验进一步验证该结论,还不能将其室内结果直接应用到现场。

Allersma 等^[22]开展了砂土和黏土地基上循环载荷和长期垂向载荷作用下吸力式的离心机模拟,研究了长径比、循环载荷、长期载荷和加载速率等因素的影响。认为在砂土中,吸力锚安装方便,直径 9 m 和深 10 m 的桩只需要 1~3 h 就可以安装完毕。实验中采用的砂土材料取 Dutch 风化砂,平均直径 0.2 mm,为中密砂,内摩擦角 33°,杨氏模量 1.5 MPa,孔隙率 0.37,容重 17 kN/m³;采用 Kaolin 黏土,容重为 16.5 kN/m³,杨氏模量 1.0 MPa,内摩擦角 27°,黏结力 0.1 kN/m²。采用的离心机加速度为 150 g。砂土基础的尺寸为 250×230×100 mm³,黏土基础的尺寸为 180×100×90 mm³。使用的桩的尺寸为 H=70 mm, D=60 mm 和 H=50 mm, D=50 mm 两种,壁厚较原型的大,为 0.8 mm。用将箱内的土移出的办法测量箱外壁的摩擦力,以及总的摩擦力。结果表明,箱内

壁的摩擦力占的份额更大,不同的安装方式对拉拔载荷的影响不大。

Andersen 等^[9~13,23,24]对黏土中带裙的基础和锚在不同类型的平台和不同类型的载荷条件下的设计原则进行了描述。提出了沉贯阻力和承载力的计算方法。黏土中基础的土工设计需要由以下试验获得参数:参数试验、敏感性确定、非等向固结的不排水单向三轴压缩和拉伸试验、直接简单剪切试验(DSS)、不排水循环三轴试验、以及加卸载条件下的固结试验等。沉贯分析包括沉贯阻力的计算、达到沉贯深度需要的负压、容许的负压和吸力式基础内的土隆起。黏土中的沉贯阻力由端阻和侧阻组成,如式(1)。需要的负压由式(2)确定,容许负压由式(3)确定。完全贯入的安全系数由许可负压计算中关于剪切强度的材料系数确定,推荐值为 1.5。最大的贯入深度依赖于因子如 α 、重量和安全系数。贯入深度在软黏土中为 7~15 倍直径。

沉贯阻力 Q 等于侧阻 Q_{side} 和端阻 Q_{tip} 之和

$$Q = Q_{\text{side}} + Q_{\text{tip}} = A_{\text{wall}}\alpha S_{\text{u}}^{\text{DSS}} + (N_{\text{c}}S_{\text{utip}} + \gamma'Z)A_{\text{tip}} \quad (1)$$

其中 A_{wall} 为基础内外侧壁的总面积, A_{tip} 为基础底面面积, α 为支持因子,假设为灵敏度的倒数, $S_{\text{u}}^{\text{DSS}}$ 为沉贯深度内的平均 DSS(单向直接剪切)剪切强度, S_{utip} 为平均的在与基础底面同一水平处土的不排水剪切强度, γ' 为砂土的浮容重, N_{c} 为极限承载力因子,平面应变条件下为 7.5, Z 为沉贯深度。

所需要的负压 Δu_{n} 由下式计算

$$\Delta u_{\text{n}} = (Q_{\text{tot}} - W)/A_{\text{in}} \quad (2)$$

其中 W 为安装过程中的重量, A_{in} 为负压应用的平视面积。

许可负压由下式计算

$$\Delta u_{\text{a}} = N_{\text{c}}S_{\text{utip}} + A_{\text{inside}}\alpha S_{\text{u}}^{\text{DSS}}/A_{\text{in}} \quad (3)$$

N_{c} 为极限承载力因子,根据沉贯过程中深度和直径的比率,该因子从 6.2~9.0 变化, A_{inside} 为基础内壁面积。

1998 年,胜利油田等单位在 863 项目支持下,开展了桶基(桶型基础)沉贯和承载力的研究^[25~34]。分析了沉贯实验的物理模型相似条件和比尺、安全负压沉贯的操作方法等。在胜利油田新桩 101 海域做了

现场中间实验,实验分单桶和四桶模型进行。实验桶外径 0.82 m,桶高 1.2 m,桶壁厚 8 mm,进行了下沉和拉拔实验。对桶基平台的负压沉贯阻力和沉贯渗流场进行了理论和数值分析。主要结论是:在平台沉贯过程中发生倾斜时,应及时加以纠正,否则会出现桶内密封状态被破坏的情况;施工时应考虑海流和波浪的影响,保证平台在接触海底时的垂直度。室内实验中采用的数据是:桶直径 3 m,桶高 6.15 m,壁厚 25 mm,桶及其承载结构重 3.6×10^4 kg,实验在 $5 \times 5 \times 1.6 \text{ m}^3$ 的布砂井中进行,砂面上水深 60 cm。几何比尺选为 10,在实验中对结构采用缩尺,土和水仍维持原形,文中没有说明这样处理对结果有多大的影响;实验表明,随着贯入深度的增加,负压值和沉贯阻力呈弱正相关关系;桶基周围的渗流可以用三维轴对称达西渗流场来描述;在桶基负压下沉过程中,端阻受负压影响小,占总下沉阻力的份额也小,当桶内负压限制在最大控制负压下时,内壁摩擦阻力随负压的增加迅速减小,而外壁摩擦阻力随负压的增加缓慢增加;负压法可以显著减低粉土中的沉贯阻力,但是在粉质黏土中效果不明显,这是由于前者渗透性大而后者的渗透性小的缘故。负压越大,沉贯速度越大,但是土体破坏越大,桶内基础稳定性越差。上述实验是针对胜利油田附近海域的地质条件开展的,以黏土和粉质砂土为主,与渤海其他地区的地质条件有区别,而且实验中均采用单层土地基,也不能完全反映渤海海域的地质情况,同时没有给出计算需要负压的计算方法,实验结果离实际应用还有一段距离。

Dyson 等^[35]用离心机进行了钙质砂中的吸力桩的试验研究。探讨了安装方法、加载速率和桩头限制条件等。根据实验结果推荐了载荷传输曲线。得到了关于不同安装方法和不同加载速率的修正因子。

目前,吸力式基础沉贯的设计主要采用 NGI 的方法(式(1)~(3)),对单层土中的安装过程和主要的控制因素已比较清楚,但是对分层土和钙质土中的沉贯还需要开展更多的工作。

3 地基稳定性研究及分析方法

当平台安装并投入生产后,基础除了承受自重外,还要承受各种环境载荷,如地震载荷、波浪载荷、冰载等。在这些载荷的作用下,平台能否处于正常工作状态,就由基础是否稳定决定。因此地基的稳定性

研究就显得很重要,主要是要准确求出基础的极限承载力,在动载作用下的液化等破坏条件等。

对基础承载力的分析包括静力和动力,垂向和水平向作用情况下的研究。其中对静态载荷下基础承载力的研究工作进行得较多。一般采用有限元方法,通过对单桶和多桶情况进行分析,并与实验结果进行比较,从而得到一些简单的半经验的计算式^[36,37]。计算中一般是将水土作为整体进行分析,而不是作为两相介质考虑。动载主要包括冰载、地震载荷、波浪载荷等。前人对地震载荷和波浪载荷下海底地基以及地基与结构之间的响应研究比较多,如地震作用下海底地基的软化甚至液化等^[38,39],有许多理论及实验结果可供参考;波浪载荷下地基的响应分析也进行得比较多,如该载荷下的地基液化等^[40~42],但是对波浪载荷作用下的冲刷问题还有待于更深入的研究;对于冰载特性及冰载下结构及地基的响应、冰载与地震联合作用的研究还不充分,需要做进一步的研究。

3.1 稳定性实验研究

在欧洲北海地区采用吸力式基础的平台处于中密和致密砂分布的地区,他们的研究多是针对这类砂土的。墨西哥湾则以黏土地基为主,美国和墨西哥等国家的研究人员除了研究砂土上的吸力式基础^[43]外,更多的工作是针对这类黏土基础开展的^[44]。而我国渤海地区油田大部分是砂土、黏土和粉土组成的分层土,目前针对这种地基的吸力式基础平台的研究工作进行得较少。

Bye 等^[7]对 Europile-16/11E 平台和 Sleipner T 平台基础设计进行的场地、模型实验、理论模型和设计中实际应用的分析工具等进行了总结。在位于该平台区域的现场做了实验。实验从 1992 年下半年开始到 1993 年下半年结束。静拉拔实验表明,砂土的剪胀性、排水特性和实验时间是控制因素。受到循环载荷后,砂土会密实但静拉拔力不降低。基础承载力的分析是基于不排水剪切强度的,用 Janbu 方法计算,其中的有效应力还需根据设计风暴和循环载荷产生的孔隙压力和其消散进行修正。承载力的分析是用滑移面类型的方法进行的。对他们的分析方法将在后面进行详细地说明。

Andersen 等^[34,35]进行了针对软黏土中张力腿锚基础的野外场地实验。包括一个静载和 3 个循环载荷实验。载荷与垂直方向成 10° 。施加的循环载荷采用不同的加载历史、不同的偏向和几何特性。在实

验之前,用重力式平台的分析方法对拉拔承载力和循环位移进行了预测.结果表明,尽管重力式平台与吸力锚在几何形态和加载条件等方面有较大区别,给出的预测结果与测量结果吻合得较好.

Allersma 等^[45,46]还开展了循环载荷和长期垂向载荷作用下吸力桩和锚的离心机模拟,研究在黏土和砂土中吸力桩的垂向承载力.研究了长径比、循环载荷、长期载荷和加载速率等因素的影响.结果表明,静拉拔实验结果可以较好地与有限元结果对比.在静拉拔承载力 80% 以下时,循环和长期载荷作用不会导致基础失效.动态垂向载荷效应在黏土中能较好地观测到,而在砂土中不清楚.具体的实验参数前面已说明.结果表明,如果将 1g 条件下的结果乘以 150,然后与 150g 条件下的结果对比发现,两者的载荷峰值接近,但 1g 条件下失效前土的刚度大,而失效后降低更快.不同的安装方式对拉拔载荷的影响不大;循环作用下的破坏主要受载荷幅值影响.加载速率对砂土中桩的最大拉拔力影响小,而对黏土中的影响大.这是因为砂中渗透性强,需要足够的加载速率才能引起土中空隙压力的变化;对吸力锚,施加力的角度对承载力影响较大,如 $\alpha = 10^\circ$ 时比 $\alpha = 25^\circ$ 时的承载力高 27%;施加力的位置对承载力影响也较大,当施加力的位置在 0.4H 至 0.6H 之间时,承载力最大;水平承载力与土密度的增加成线性关系;黏土中的承载力比砂土中的小约 3 倍.该实验只研究了静态水平承载力,对垂向载荷和分层土的情况没有考虑,而且部分实验是在干砂中进行的,与实际情况有差别.

Byrne 等^[43]对砂土中吸力式沉箱在循环作用下的响应进行了分析.实验是在 1g 条件下采用复杂的加载设备,可以独立控制频率为 1Hz 的水平、垂向和力矩载荷.基础放在油浸的密实的土中.根据实验结果得到了对载荷位移关系较深入的理解,在此基础上提出了简单的理论和数值模型.他们的实验在 1Hz 以内,对于高频率的动载,他们的理论需要检验.

Deng 等^[47]进行了吸力式沉箱的垂向拉拔力的理论研究.在有限元分析、场地实验和室内实验的基础上,得到了垂向拉拔力的半经验的理论解,但其中的参数仍然是经验参数.

针对墨西哥湾 (2000~3000)m 的深海正常固结黏土地基情况, Gharbawy 等^[18,20,48]对张力腿平台中应用吸力式沉箱基础的拉拔承载力进行了实验研

究.实验中长径比为 2, 4, 6, 12, 直径在 100 mm 左右,模拟增加沉箱的长度对拉拔承载力的影响以及负压沉贯的可行性.施加的载荷为上拔力、水平和垂向循环载荷.静载分为缓慢增加以模拟浮体的长期上拔力和快速施加以模拟大浪或风暴撞击平台或张力腿时产生的作用力,以及受到风、波浪等引起的低频的(如 (5~100)s 左右的)循环载荷时的拉拔承载力.水平和垂向循环载荷的频率为 (0.2~2) Hz.结果表明,吸力式沉箱基础的行为明显地受到载荷导致的孔隙水压力的消散程度的影响.在长期静载作用下,基础破坏以局部剪切失效为特征,拔出后,土塞留在沉箱外,阻力为水下静重和沉箱内外边壁的剪切阻力之和;在快加载作用下,基础破坏则以通常的剪切失效(与压缩失效相反)为特征,在拔出过程中,土塞保留在沉箱中,拔出阻力为沉箱内外壁剪切阻力之和;静拉拔承载力是循环载荷峰值的上限;作用力的角度和频率对基础的变形有较大的影响.

Narasimha 等^[49]进行了软黏土中吸力锚拉拔行为的实验研究.针对不同长径比的锚施加短期或持续单向的静态载荷.结果表明,吸力可以表述为位移的函数. Takatani 等^[50,51]研究了波浪载荷下软黏土地基上吸力式基础的动力响应.针对波浪作用于基础前方时的情况进行了数值模拟.对裙深、吸力和材料参数等的影响进行了分析.计算中采用孔隙弹性模型与软土的实际情况有差别. Clukey 等^[52]对正常固结黏土中张力腿受到循环载荷时的响应进行了分析.针对墨西哥湾的典型的土质情况和深水条件进行了系列的 7 周期循环载荷的离心机实验.施加的载荷分为垂向和与垂直 6° 倾向以及实验中变化角度 3 种情况.

我国的渤海、东海和南海海域蕴藏着丰富的石油和天然气资源,目前已进行了部分开采.以前均采用固定式桩基导管架平台.自从欧洲 Europipe-16/11E 平台建立以来,我国的石油部门对这种平台产生了浓厚的兴趣,也吸引了众多的研究机构到这一问题上来.如国家海洋局第一海洋研究所、胜利石油管理局钻井工艺研究院、中国海洋石油总公司、中国科学院力学研究所等单位的研究人员开展了多方面的研究,包括室内实验、现场中间实验等.初新杰^[53]等人做了负压作用下单桶和四桶的桶形基础稳定性实验.桶径从 (0.18~0.6)m,桶高从 (0.37~1.2)m,壁厚从 (1.5~5.0)mm.研究了桶基的抗拔能力、纵向承载

能力、水平承载能力和桶基稳定性等。结果表明, 负压对桶基抗拔能力有明显提高, 对瞬时作用的载荷特别有效, 对长时间作用的载荷效果不明显, 同样作用的载荷, 在黏性土中负压消失比砂土中慢; 负压对桶基水平静承载力影响不明显。实验中所加的载荷是静载, 对动载的影响没有考虑。张振纹等^[36,37]在浅海滩涂进行了单桶的桶形基础水平承载力实验。实验模型为钢制圆桶, 桶径为 0.5 m, 桶高 0.5 m, 壁厚 5 mm, 水平作用力距地面 0.25 m。实验地基土的物理力学参数为: 浮容重为 7.5 kN/m³, 不排水抗剪强度 3.75 kPa, 内摩擦角约为 0。采用逐级加载法, 每级载荷 0.1 kN (约为预估极限值的 1/10)。每级载荷维持 20 min。到基础侧面出现明显裂缝或隆起时终止实验。结果表明, 主动土压力区的土压力小, 且桶壁与土之间产生分离, 载荷越大, 分离部分越大; 被动土压力区的土压力大, 沿深度呈近似二次抛物线分布。然后根据这些实验得到的土压力分布, 用有限元方法分析了负压桶基的竖向承载力和横向承载力。他们采用极限平衡方法, 建立了计算水平力作用下单桶地基水平极限承载力的关系式; 将土体视为理想弹塑性体, 用有限元方法分析了双桶基础的地基水平极限承载力随桶间距的变化规律和估算方法; 研究了单桶的竖向破坏模式以及土体强度和基础形状对地基竖向承载力的影响。结果表明, 汉森-魏克西地基极限承载力关系式能较好地反映单桶基础的极限承载力, 多桶地基的极限承载力仅取决于桶间距的大小。实验与分析是针对静载进行的。薛万东^[54]讨论了桶基平台基础的三种失效模式(桶基单独从土中拔出; 桶基内土柱因张力失效而与土基础分离; 承载力失效)和相应的极限抗拔力计算方法以及桶基的抗倾稳定计算方法, 但缺乏实验验证。在这些研究基础上, 于 2000 年 6 月由大港油田建成了一座全钢制平台。桶直径 4 m, 高度为 3 m, 壁厚 14 mm, 水深 5 m。

Watson 等^[11,55]总结了他们关于沉箱基础在垂向、水平和力矩载荷作用下的响应研究。包括离心机模拟结果和数值模拟结果。土为 Kaolin 黏土、钙质淤泥和钙质砂。实验中采取不排水和部分排水条件。并且通过实验室实验, 包括简单剪切、三轴压缩和拉伸实验, 研究土单元在不同载荷路径条件下的响应。他们的研究主要是针对软黏土和静载。他们对正常固结钙质粉土中沉箱基础的垂向抗拔力也进行了离心机实验研究, 并将实验结果与目前的理论进行了对

比。离心机的最大加载为 40 g 吨, 实验沉箱的直径为 80 mm, 长度为直径的 20%~80%。采用的加速度为 150 g。用硅油作为孔隙流体。硅油对材料特性的影响文中没有讨论。结果表明, 目前的理论对承载力的估计偏低, 对起始屈服压力估计较准确, 对基础预加载将取得良好的效果。

Randolph 等^[2]研究了细颗粒钙质土中吸力桩的行为。研究了锚受到近似水平载荷作用下的响应。提出了一种新的上限分析方法, 并进行了离心机模拟实验。实验中的比尺为 1:120, 基础直径 45 mm, 入土深 106 mm, 土材料为钙质黏土, 有正常固结和超固结两种实验样本, 一个模型实验时间为 4 d, 加载为单向和循环载荷。结果表明, 提出的上限分析方法得到的承载力较正常固结土低 5%, 而较超固结土高 15%; 应该充分估计到只有单侧承载的情况, 因为在沉箱后会出现裂缝。对于不同载荷组合情况下的结果, 该文没有讨论, 显然会出现更复杂的情况。

Renzi 等^[56]利用离心机研究了黏土中吸力桩的沉贯过程和垂向极限承载力等问题。以 1:100 模拟实际直径 15 m、高 21 m 的吸力桩。结果表明, 在黏土中, 沉贯阻力可以用一个简单的方法计算; 孔隙水压, 尤其是桩内的孔隙水压, 消散很慢, 这将导致桩安装较长时间后仍难承受工作载荷; 产生的孔隙水压小, 桩的位移也小。Fuglsang 等^[57]利用离心机模拟了黏土中吸力桩的拔出破坏问题。采用的加速度是 40 g, 桩的直径是 65 mm 和 80 mm, 土是 Kaolin 黏土, 实验均在不排水条件下进行。结果表明, 吸力桩在黏土中的拔出破坏是逐渐进行的, 1 g 条件下的实验不能完全反映土体的破坏机理。

Andersen 等^[9,10,12,13,34,35]对黏土中带裙的基础和锚在不同类型的平台和不同类型的载荷条件下的设计原则进行了描述。提出了承载力的计算方法。承载力依赖于裙的贯入深度、土的强度、桶直径, 以及水平、垂直和力矩的组合。考虑的高频载荷是风暴中的波浪载荷, 低频载荷是风载荷、流、潮汐等。承载力由极限平衡方法计算。同时还讨论了土的剪切强度和重塑效应、以及受到大的永久拉拔力时的情况等, 但对地震载荷考虑少, 对冰载没有考虑。

在实验中考虑动载的很少, 一个原因是技术难度大, 费用要求高。目前只见到在离心机上装置地震模拟器和造波机的报道^[58,59], 没有关于施加这类载荷的吸力式基础的实验报道。

在离心模拟实验中有以下几个问题需要解决^[60,61]: (1) 如何用小比尺模型去推断原型问题。

(2) 对于粗粒料, 则存在材料的模拟问题. 因为经几何缩尺后, 尺寸过小, 只有用其他材料代替, 但如何保证模型材料与原型材料的主要特征参数相似?

(3) 土的应力应变性状与土的应力历史关系极大, 如何制备土样将很关键. 如果用离心机制备土样, 虽然土的欠固结、正常固结和超固结情况均可模拟, 但土的结构性和陈化胶结的特性无法模拟, 因此对实验结果造成一定误差. 如何评估? (4) 需要同时考虑渗透性和惯性效应时, 如何模拟. 根据相似定律, 如果模型尺寸缩小为原型的 $1/n$, 离心加速度为重力加速度的 n 倍时, 按主动固结时间与排水路径长度平方成正比的关系, 模型中孔隙压力消散的时间将缩短为原型的 $1/n^2$, 但是惯性时间只缩短 $1/n$. 外载频率要缩小 $1/n$, 这样对砂土的渗透影响就较大. 如对冰载, 由于频率较高, 一般可以作为不透水情况, 在离心机实验中, 只要保证频率足够高, 但是多大为足够高? 这需要针对不同的材料进行分析.

NGI 关于吸力式基础的极限承载力分析主要采用极限平衡方法计算^[1], 有限元方法, 尤其在几何和载荷条件变化时, 作为供选择的补充方法. 有限元程序要求能够模拟各向异性剪切强度和三维的能力. 而且要有一个公式能较准确地确定失效机制和失效载荷. 我国的研究人员及工程设计人员也将这两种方法作为主要的工具.

3.2 桶型基础设计计算方法

目前, 我国的海洋平台桶型基础设计基本上是沿用欧洲的设计思路. 因此, 下面将重点介绍欧洲在这方面的设计方法.

3.2.1 极限平衡模型的确定

相应于桶深度 / 直径比率, 可以有不同类型的临界失效面, 见图 2. 哪一种失效面是临界的, 依赖于施加的水平、垂直的和力矩载荷的组合情况. 极限平衡计算中的基础面积取为裙底面积的平方. 三维效应是通过裙基的两垂直边和主动与被动区域边的粗糙因子考虑的. 侧面剪切是根据 DSS 剪切强度计算的, 其中粗糙因子取为 $\alpha_{bs} = 0.5$, $\alpha_{ss} = 0.4$. 主动和被动侧的粗糙因子要根据结构与土之间的相对位移, 由关于承载力的基于塑性理论的极限平衡方程的优化决定. 粗糙因子也根据一些具体情况需要修正, 如水平和垂直面上的剪切强度、土的扰动情况等.

3.2.2 剪切强度的确定

对于作用时间较长的单向载荷, 考虑土体不排水剪切强度随时间的降低; 对于循环载荷, 按照 Andersen & Lauritzsen 的方法计算^[35]. 该方法考虑到土体应力的重分布, 以及破坏模式是大的循环位移还是大的平均位移或者是两者的耦合. 该方法的假设条件是平均剪应变和循环剪应变沿失效势面是相同的, 以及平均剪应力沿失效势面是与平均载荷相平衡的.

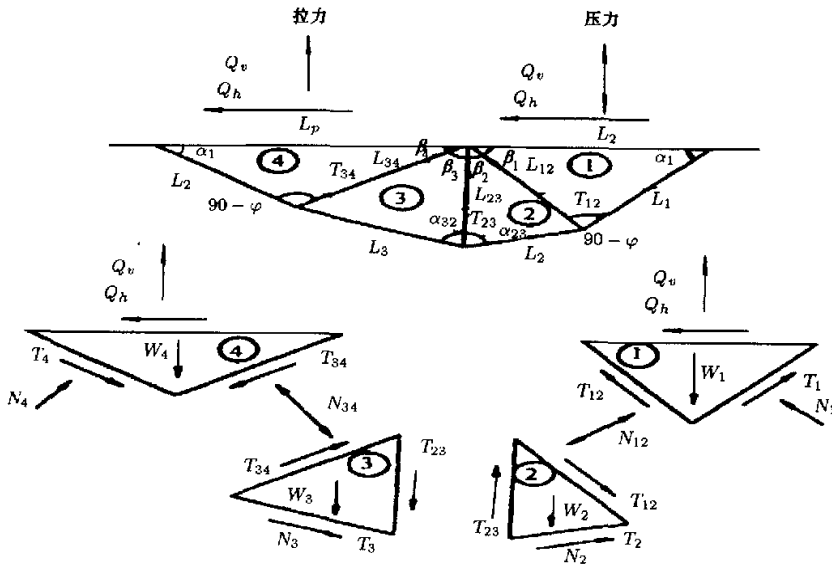


图 2 滑移面构形和作用力
(T 代表剪力, N 代表法向力, Q 代表拉压力, α, β, φ 代表角度)

根据实验, Europipe16-11E 平台的设计是在假设不排水条件下求桶基的承载力的, 该海域为密实砂, 渗透系数小, 相对于地震载荷等作用时间短、频率较高的条件, 可以认为土不排水。桶体周围土的不排水抗剪强度由有效应力分布 σ' 和有效抗剪强度参数 φ'_u 确定

$$\tau_f = \sigma' \tan \varphi'_u$$

如果土是具有剪胀性的, 将 Janbu 的有关表达式代入上式, 则与水平面成 α 角的面上的抗剪强度 τ_{fa} 为

$$\tau_{fa} = s' \tan \varphi'_u + t * \tan \varphi'_u \cos 2(\alpha - \theta) + \Delta t * \tan \varphi'_u (2D + \cos 2(\alpha - \theta))$$

式中 s' 为初始平均有效应力, φ'_u 为不排水摩擦角, t 为初始剪应力, θ 为主应力旋转角, Δt 为剪应力改变量。

3.2.3 基础承载力计算

基础承载力用滑移面类型的方法计算。将外力(包括主动 / 被动土压力和摩擦力) 转换到裙顶。在计算中, 遵循以下的原则: 将基础转换为矩形; 对永久结构荷载用排水条件, 对环境荷载采用不排水条件; 滑移面内的土体划分为三角形单元; 反复计算直到各单元的平衡剪应力被消除。由此确定的承载力需要由孔隙水压的积累和消散来修正, 包括: 设计风暴期间的孔隙压力积累; 设计循环载荷下的孔隙压力积累; 前面两种条件下的孔隙压力积累。设计风暴产生的孔隙水压由 Andersen 方法确定; 消散则根据一维固结理论由差分方法计算。计算表明, 风暴期间, 不排水条件下的孔压 25% 残留下来, 见图 3。滑移面

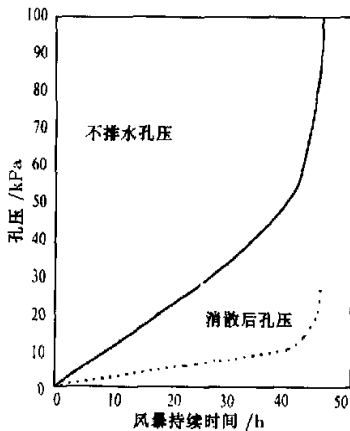


图 3 消散前后孔压对比

上的平均有效应力降低 4%, 压缩和拉伸承载力均降低, 设计循环载荷条件下的孔隙压力要对所取的四个土单元分别计算。计算方法是二维有限元。首先计算排水条件下结构重量引起的有效应力分布, 然后计算不排水条件下环境荷载引起的总应力的改变。不排水条件下的孔隙压力幅值由 Janbu 方法计算。结果表明, 滑移面上孔隙压力减小 4%~20%(从基础区域的内边到外边)。减小量的平均值约 10% 用于极限承载力的修正, 这将引起压缩承载力增加而拉伸承载力减小。不排水条件下的压缩承载力和拉伸承载力通过修正剪胀参数 D 来计算。显然, 对所有的环境荷载均采用不排水条件, 与实际情况是有差别的, 对循环荷载采用二维有限元计算, 也会与实际产生一些误差。

在分析时, 还要注意以下 2 个因素的影响:

(1) 主动侧 (主动土压力侧面) 沿基础壁面的裂纹效应

承载力依赖于载荷作用下主动侧裂纹是否会发展。对于不排水条件, 可以计算有和没有裂纹的情况, 然后取小的值。

(2) 重塑 (set-up) 效应

在基础贯入的过程中, 首先是由自重引起的下沉, 然后由负压引起的驱动力下沉。两种情况下, 沿基础壁面有一薄层土将被重塑, 假设安装过程中重塑后土的剪切强度是

$$\alpha \cdot S_u^{DSS}$$

其中 S_u^{DSS} 是初始剪切强度,

$$\alpha = 1/S_t$$

S_t 是土的灵敏度。贯入之后, 将有一个剪切强度随时间增加的重塑过程 (set-up)。这是由超孔隙水压力的消散、水平正有效应力的增加和触变引起的。

总的来说, 到目前为止, 关于桶型基础的研究, 针对静力作用下的极限承载力进行得多, 对于单层土基研究得多。对于动载, 尤其是冰载等情况下的研究少, 对分层土的情况研究得少, 需要在这些方面做更深入的研究。在进行数值分析的过程中, 土的本构是关键。由于土本构的复杂性, 及各地海底的土体组成和结构区别较大, 不可能采用同一个本构模型进行分析, 如欧洲北海海洋平台所在的海底以砂性土为主, 而我国渤海海域则以软黏土及黏土和砂性土等构成的分层土为主。而且, 到目前为止, 还没有一个能

普遍使用的土的本构关系式。因此,关于土体的本构也是值得继续深入研究的课题。

4 冰载特性及对基础的影响

世界上很多油田处在纬度较高的海域,如欧洲北海、我国的渤海等。在这些海域,冰冻期长,石油平台不可避免地受到海冰的撞击,并导致平台结构和地基的振动,危及平台 and 工作人员的安全。海冰对平台的作用一般有 2 种^[62]: (1) 大质量冰体的撞击。(2) 有一定厚度而连续分布,在海面上由于海流和风作用下缓慢移动的冰排经过平台时产生的动载荷。这种情部下,一种冰排是以一定长度破碎,一般可达到稳态甚至共振态;另一种冰排是连续破坏(图 4)。前者是造成高纬度海域平台结构或基础失效的主要原因之一。

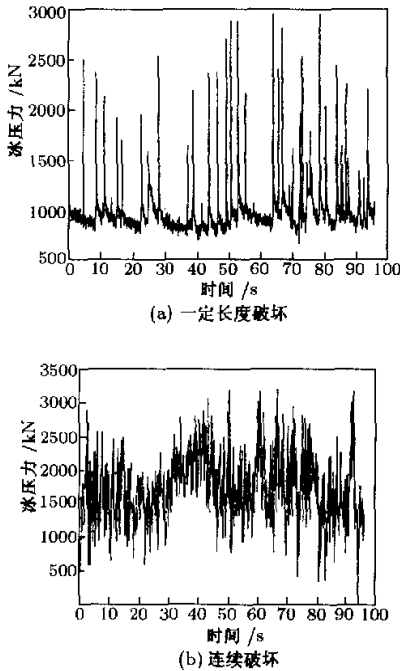


图 4 冰排经过平台时产生的动载荷

在人们对冰激振动的研究中,主要提出了以下的模型:

(1) 强迫振动模型:该理论认为冰动力与波浪载荷一样具有固有的频谱特性,冰动力的变化与结构条件无关。通过对库克湾海冰的表明,海冰以 1 Hz 的频率破碎而与结构形式无关,冰有 20%~50% 冰厚的破碎长度,冰的破碎频率与冰速 V 和冰的破碎

长度 L 有关,为 $f = L/V$ 。在这些观测基础上,Engelbrekton^[63]于 1983 年正式提出了强迫振动理论。由于假设冰激振动与结构运动特性无关,没有考虑能量耗散,使该类模型与实际情况有较大差别。

(2) Matlock^[64]模型:该模型是 Matlock 于 1971 年以对库克湾的实际观测结果为基础提出的。该模型将冰排假设为一系列等间距的弹性小梁,间距就是冰的破碎长度;将结构假设为单自由度的质量-弹簧-阻尼系统。系统的动力方程为

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = F_{\max} \times \frac{\delta}{\delta_{\max}}$$

其中 X 为结构位移, M 为质量, C 为阻尼, K 为刚度, F_{\max} 为最大冰力, δ_{\max} 为冰排前缘破碎前的最大位移, δ 为 t 时刻冰排前缘的位移,且为与冰排和结构有关的时间的非线性函数,从 0 至 δ_{\max} 变化。该模型虽然考虑了结构变形对冰力过程的影响,即取冰力为结构位移的函数,但它不能考虑冰力随加载速率(破碎频率)而改变的重要因素,因而无法考虑已为实验证实的自激振动的冰动力特性。

(3) 自激振动模型:该模型最早由 Blenkarn^[65]于 1970 年提出, Maattanen^[66]将这一模型进行了完善和推广,并用模型实验和现场观测加以验证。但是该模型完全不考虑冰力原有频率的影响,视冰力为结构速度的函数。而且该模型还存在以下的缺陷:该模型重要依据之一的冰的挤压强度和应变速率关系曲线由冰样的静力实验得来,这与现场冰力的特性有较大差别;该模型中冰的连续挤压破坏假设与实际情况有出入。

(4) “冰力振子”模型:“冰力振子”模型由徐继祖于 1984 年提出,以后又不断完善^[62,67,68]。“振子”被认为是包括周期性和自激性的独立的动力系统。冰与结构的相互作用就是“冰力振子”和结构两系统间的非线性耦合振动(式 4)。该模型考虑了冰排的破碎频率,也考虑了加载速率的影响,但是该模型冰的破碎长度和冰力及相对速度成反比的假定,还需要经过实践的检验;而且对方程中涉及嵌入过程的每项能量的具体计算很困难。

$$\begin{aligned} \ddot{C} + \omega_0(-\alpha - \gamma C + \beta C^2)\dot{C} + \omega_0^2 C &= b(v_0 - \dot{X}) \\ \ddot{X} + 2\xi\omega_n\dot{X} + \omega_n^2 X &= BC \end{aligned} \quad (4)$$

其中 C 为冰力系数, $C = F/DH\sigma_b$, F 为动冰力, σ_b 为冰的单轴抗压强度, H 为冰厚, D 为结构宽

度, X 为结构的无量纲位移, $X = A/A_0$, A, A_0 分别为瞬时位移和参考位移, v_0 为冰速, α, β, γ, b 为常系数, ω_n 为结构的自振频率, ξ 为结构系统阻尼比, $B = ImkDH\sigma_b/(A_0M)$, I, m, k 分别为冰力计算公式中的嵌入系数、形状系数和接触系数, M 为结构的质量。

(5) 子结构模型: 该模型是 Karnal^[69] 于 1992 年提出, 后来又不断改进。该模型把相互作用的各个分离组成部分(结构、基础、冰)的动力模型加以组合, 用有限元方法进行模拟。冰排分两部分: 靠近结构区为非线性区域; 远区则为弹性区域。该模型采用的阻尼函数复杂。

(6) Kivisild 模型: Kivisild^[70] 于 1968 年提出该模型。模型是根据外力迅速施加时的动力放大效应来计算冰排作用下的结构动力响应。动冰力为

$$F(t) = 2ah\sigma_c \sin\left(\frac{\pi t}{2\tau}\right)$$

其中 a 为桩柱半径, σ_c 为与冰速相应的抗压强度, h 为冰厚, τ 为冰力增长历时, 且 $\tau = a/v$, v 为冰排速度。该模型的优点是增长速率相同的突加载荷具有基本相同的结构反应, 所以根据现有的公式和图表, 就可以求得结构的最大响应。缺点是没有考虑冰与结构的相互作用对冰力的影响。

(7) 随机振动模型(概率模型): 该模型是 Sundararajan 等^[71] 于 1973 年提出的一种概率模型。它依据实测的冰力过程, 求出其均值和方差。设后者为平稳和各态历经的随机过程, 由傅立叶分析求得近似的谱密度。以此为基础求解冰载作用下的动力方程, 得到结构位移的谱密度和均方值。该模型反映了冰力的随机性质, 但是也是以强迫振动理论为基础的, 具有与强迫振动理论模型同样的缺陷, 而与实际情况有差别。

冰激振动是一个复杂的仍未得到彻底解决的问题, 涉及到冰的特性、结构形式和强度等特性, 以及基础的特性等。到目前为止, 人们仍在开展积极而深入的研究: 对渤海海冰的冰期、冰量、冰厚等的时空分布、物理力学性质等进行了观测和统计^[72]; 研究了纯冰力作用下及同时有地震载荷时的平台结构冰激振动响应^[73~78]; 开展了室内及现场测试分析冰力特性及与结构的响应^[79~82]等等。在今后的研究中, 应仍以现场观测和模型实验为基础, 积累足够的准确的冰力数据, 得到全面反映动冰力情况的理论模型。

5 循环载荷下土的本构

由于土的复杂性, 到目前为止, 还没有一个能普遍使用的本构关系, 针对循环载荷条件下的本构更有限。要得到这样一个关系也是不现实的, 应该针对不同的情况和条件, 以及根据要分析的问题的着重点, 提出合适的本构关系。

土的基本特性^[79], 即所有土和主要受力阶段都具有的重要的力学性质, 是压硬性和剪胀性。压硬性是指土的强度和刚度随压应力的增大而增大的性质; 剪胀性是指土体在剪切时产生体积收缩或膨胀的性质。在不同的条件下, 土又能表现出其他一些重要特性, 如各向异性、流变性、应变强化、应变软化等。如砂土压缩性小而剪胀性明显; 堆石体压缩性和剪胀性均较大等等。要将土的基本特性、不同条件下表现出的特性以及不同类型土的特性全部包含在一个本构模型中是不可想象的。前人随着研究的深入, 并根据考察重点的不同, 提出了不下 100 种本构模型。可以将其分为以下主要的几类: 线弹性模型、非线性弹性模型、弹塑性模型、黏弹塑性模型、结构性模型等^[83,84]。下面将主要介绍弹塑性模型和黏弹性模型。

5.1 弹塑性模型

自 70 年代以来, 人们对饱和砂土的弹塑性本构关系进行了较广泛的研究。按屈服面数大致可以分为单屈服面模型、多重屈服面模型、多次屈服面模型、无屈服面模型等几类^[83]。

5.1.1 单屈服面模型

包括理想弹塑性模型、帽盖屈服面模型、封闭屈服面模型等。

(1) 理想弹塑性模型: 该类模型的屈服面与破坏线重合。关键是确定屈服面的具体形式。理想弹塑性模型的屈服面是开口的筒形面或锥形面, 当应力路径在内部变动时不产生塑性应变。这一点与实际是不符合的。

(2) 帽盖屈服面模型: Drucker 等提出在锥体上套一球形的帽盖以反映平均应力 σ_m 增加引起的塑性应变改变。第一个帽盖模型是 Roscoe 提出的弹头形模型^[85](通常称为剑桥模型)。由于该模型只能较好地适用于正常和弱固结黏土, 且对剪切变形计算不准确, 后来有人提出椭圆形帽盖模型^[86]、水滴形模

型等。这类模型多以塑性体应变为硬化参数,原则上只适用于塑性体应变增大的应力路线。也即只适用于正常固结土。用于超固结土时,在应变软化以前将只有弹性应变,这与实际情况是有差别的。

(3) 封闭屈服面模型:为了使本构同时适用于正常固结土和超固结土,有人提出了封闭屈服面模型^[87]。分为以两段屈服面和以一个统一的完整曲线两类形式表示。由于模型带较复杂,实际应用时较困难。

5.1.2 多重屈服面模型

该类模型认为,可以有多个屈服面通过应力空间同一点。这类模型可以反映土体的不等向硬化特性、塑性应变方向对应力增量方向的依赖性、应力路线从弹性区穿过塑性区时,塑性应变逐步增加的特性等。包括双屈服面模型(压缩和剪切屈服面)如 Lade-Duncan 模型^[88]、三屈服面模型(压缩、剪切和压剪比屈服面)如沈珠江模型^[89]、以及更多重的屈服面模型。对于多于三重的屈服面,很难给出明确的物理意义。

理想弹塑性模型、帽盖屈服面模型、封闭屈服面模型和多重屈服面模型均属等向硬化模型,即屈服面随塑性应变的增大而扩大。多重屈服面在一定程度上可以反映不等向硬化,但很难描述循环载荷下的变形。

5.1.3 多次屈服面模型和边界面模型

为克服上述弹塑性模型的缺陷,人们提出了多次屈服面模型、边界面模型、基于多机构概念的塑性模型等。

(1) 多次屈服面模型:在应力空间中以初始加载过程中形成的相应于最大加载应力的最大屈服面为边界面,在边界面内侧有一簇套叠着的互不相交的几何相似屈服面,它们随塑性应变的产生和发展在边界面内以一定的规则依次产生胀缩和移动,这样来模拟材料的非等向加工硬化特性^[90]。该类模型尽管有多方面的适应性,但需要记忆多个反向的套叠曲面,而且在不排水循环加载条件下不出现液化,这显然与实际不符。

(2) 双次屈服面模型^[91,92]是对多次屈服面模型的改进。基本特性是在应力空间中有一个边界面限制了应力点和屈服面移动的几何边界,边界面内有一个与边界面几何相似的屈服面,可以遵循一定的规则移动。双面模型虽然简化了需要记忆的多个套叠曲面,

但是多面模型的缺陷仍然存在,而且还存在如何确定硬化模量和流动方向的问题。

(3) 基于多机构概念的塑性模型^[93]认为材料的塑性应变状态可以分解为几个塑性应变状态,它们分别产生于几个虚构的活性机构,总的塑性应变为这几个活性机构产生的应变的线性叠加。这种人为的将塑性应变状态分解和线性叠加与实际情况有差别。

5.1.4 无屈服面模型

该类模型不需要建立屈服面,包括内时理论、次塑性模型和广义弹塑性模型等。

(1) 内时理论:内时理论由 Valanis 首创,最早将这类模型用于饱和砂土液化分析的是 Bazant^[94]。内时理论的基本出发点是假设塑性和黏塑性材料内任一点的现时应力状态是该邻域内整个变形和温度历史的泛函。该理论不以屈服面的概念作为基本前提,避开了确定屈服面及变化规律的困难,但是只有在描述静力作用时与实际情况较吻合,用于循环荷载作用时则与实际情况有较大的误差。因此,土体内时本构关系模型在理论及应用上均可以说才刚刚起步。该类模型是以内蕴变量积分表达,有一定反映复杂载荷的能力,但是表达式较复杂,使用起来较困难。

(2) 次塑性模型^[95]和广义弹塑性模型^[96]都是直接由应力增量和应变增量的关系得系数矩阵,而不是先给出塑性势、屈服面和硬化规律而间接得出。也有人将考虑非关联塑性流(即塑性应变增量方向与塑性势面不垂直)和主应力旋转影响等多因素的本构模型称为广义弹塑性模型^[97]。这类模型多数存在参数太多,难以用于实际的问题。

上述饱和砂土的弹塑性本构关系较弹性本构关系及黏弹性本构关系适用性强一些,但这类本构关系常很复杂,参数较多且确定方法不统一,因而影响了适用性;而且也不能完全反映砂土的动力响应特性,如一般不能用于部分排水的情况等。因此,砂土塑性本构关系的研究还需要深入进行,使其不断得到完善。

5.2 黏弹塑性模型

该类模型主要包括黏弹性模型、等价黏弹性模型、过应力模型、滞后变形模型、一般黏弹塑性模型等几类。

5.2.1 黏弹性模型

如 Maxwell 模型、Kelvin 模型、Merchant 模

型。这几种模型在饱和土的动力响应分析中应用少，这里不作介绍。

5.2.2 等价黏弹性模型

在循环作用下，砂性土的应力应变关系类似于黏弹性的滞回圈，于是人们用类似黏弹性的模型，即等价黏弹性模型进行计算。常见的有梅辛 (Masing) 型非线性本构关系，如 Hardin-Drnevich 模型^[98]，该类模型以等向固结为基础，给出随剪应变幅和有效应力状态而变化的等效弹性模量和等效阻力比的关系式。由该类模型得出的残余变形是以每一个载荷循环为间隔的平均过程，无法得到每个载荷循环内的应力应变的细节。这类模型在模拟动载作用下饱和土动力响应中应用较多。由于黏弹性本构关系不能反映砂土的永久变形，在饱和砂土动力反应分析中需要补充一个联系外载与砂土永久变形的经验关系式。

总的来说，虽然前人提出了众多的模型，但是这些模型还不能描述各类土在任何情况下的本构行为，因此，关于饱和砂土本构关系的研究，还有很多的工作要做。

6 结 语

前面对吸力式基础的沉贯、稳定性分析、冰激振动模型和土体循环载荷下的本构模型等进行了综述。可以看到，吸力式基础平台具有良好的应用前景，但是还有许多问题需要解决：

(1) 如何得到针对我国地质条件下(如分层土)的沉贯特性及需要施加的负压的确定方法。

(2) 如何确定动载下(冰载、地震载荷、冰载与地震联合作用)基础的软化特性和液化可能性以及对极限载荷的影响。

(3) 合适的冰载、地震载荷下的土体本构关系及数值分析方法是什么？

(4) 那些问题可由实验解决？那些问题可由理论和数值方法解决？如何确定利用离心机实验的模型律、实验样本的制备等等。

这些问题要求我们开展更深入的工作。

致谢 在本文的完成过程中，得到了王梅，吴梦喜等同志提供的部分资料。

参 考 文 献

1 Eide O, Andersen K H. Foundation engineering for gravity

structures in the northern north sea. *Norwegian Geotechnical Institute*, 1997, 200: 1~47

2 Randolph M F, O'Neill M P, Stewart D P. Performance of suction anchors in fine-grained calcareous soils. OTC8831, 1998. 521~529

3 Dyme W, Houlby G T. Drained behavior of suction caisson foundations on very dense sand. OTC10994, 1999. 765~782

4 Aas P M, Andersen K H. Skirted foundations for offshore structures. In: 9th Offshore South East Asia Conf., Singapore, 1992. Singapore: World Trade Center Singapore, 1992. 1~7

5 Senpere D, Auvergne G A. Suction anchor piles—a proven alternative to driving or drilling. OTC4206, 1982. 483~493

6 Tjelstad T L, Hermstad J, Andenaes E. The skirt piled gullfaks c platform installation. OTC6473, 1990. 453~462

7 Bye A, Erbrich C, Earl K, Wright, et al. Geotechnical design of bucket foundations. OTC7793, 1995. 869~883

8 施晓春, 徐日庆, 龚晓南等. 桶型基础发展概况. 土木工程学报, 2000, 33(4): 68~73

9 Dyvik R, Andersen K H, Christian Madshus, et al. Model tests of gravity platforms. I: description. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1989, 115(11): 1532~1549

10 Andersen K H, Dyvik R, Lauritzen R, et al. Model tests of gravity platforms. II: interpretation. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1989, 115(11): 1550~1568

11 Watson P G, Randolph M F. Combined lateral and vertical loading of caisson foundations. OTC12195, 2000. 797~808

12 Dyvik R, Andersen K H, Svein Borg Hansen et al. Field tests of anchors in clay. I: description. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1993, 119(10): 1515~1531

13 Andersen K H, Dyvik R, Schroder K, et al. Field tests of anchors in clay. II: predictions and interpretation. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1993, 119(10): 1532~1549

14 George B, Whitman R V, Marr W A. Permanent displacement of sand with cyclic loading. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1984, 110(11): 1606~1623

15 George B, Marr W A, John T C. Analyzing permanent drift due to cyclic loading. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1986, 112(6): 579~593

16 Erbrich C T, Tjelstad T I. Installation of bucket foundations and suction caissons in sand—geotechnical performance. OTC10990, 1999. 725~735

17 Burgess I W, Hird C C. Stability of installation of marine caisson anchors in clay. *Can Geotech J*, 1983, 20: 385~393

18 Gharbawy S E, Olson R E. Laboratory modeling of suction caisson foundations. In: Chung S C, ed. Proc. 8th Inter. Offshore and Polar Engrg. Conf., Montreal, Canada, 1998. Colorado: ISOPE, 1998. 537~542

19 Gharbawy S E, Olson R E. Suction anchor installations for deep gulf of mexico applications. OTC10992, 1999. 747~754

20 Gharbawy S L, Iskander M G, Olson R E. Application of suction caisson foundations in the gulf of mexico. OTC8832, 1998. 531~538

21 House A R, Randolph M F, Borbas M E. Limiting aspect ratio for suction caisson installation in clay. In: Jin S C, ed. Proc. 9th Inter. Offshore and Polar Engrg. Conf., Brest, France, 1999. California: ISOPE, 1999. 676~683

22 Allersma H G B, Plenevaux F J B, Wintgens J F P C M E. Simulation of suction pile installation in sand in a geocentrifuge. In: Jin S C, ed. Proc. 7th Int. Offshore and Polar Engrg. Conf., Honolulu, 1997. Colorado: ISOPE, 1997, 1: 761~765

- 23 Andersen K H, Jostad H P. Foundation design of skirted foundations and anchors in clay. OTC10824, 1999. 383~392
- 24 Andersen K H, Lauritzen R. Bearing capacity for foundations with cyclic loads. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1988, 114(5): 540~555
- 25 洪学福, 刘志安, 陈学春等. 桶形基础海上中间实验研究. *海岸工程*, 1999, 18(1): 56~59
- 26 张亨健, 高恒庆, 辛海英等. 桶形基础负压沉贯物理模型相似条件建立与比尺初拟. *海岸工程*, 1999, 18(1): 48~55
- 27 张亨健, 朱儒弟, 胡福辰等. 单只桶基安全负压沉贯操作方法物模实验初探. *海岸工程*, 1999, 18(1): 24~32
- 28 张亨健, 胡福辰, 王振先等. 海上平台桶形基础负压沉贯技术的模拟试验研究方案. *海岸工程*, 1999, 18(1): 69~78
- 29 何生厚, 孙东昌. 桶形基础采油平台负压沉贯阻力计算分析. *中国海洋平台*, 2000, 15(1): 16~18
- 30 杨树耕, 梁子翼, 任贵永等. 海上平台桶基沉贯渗流场的有限元法数值模拟. *海岸工程*, 1999, 18(1): 7~10
- 31 杨树耕, 孟昭英, 许涛等. 海上筒基平台负压沉贯阻力的数值计算研究. *海洋学报*, 1999, 21(6): 94~100
- 32 何生厚, 徐松森, 李卫星等. 桶形基础沉贯室内模型试验研究. *海岸工程*, 1999, 18(1): 18~24
- 33 朱儒弟, 张亨健, 胡福辰等. 桶形基础模型负压沉贯的土工技术试验研究. *海岸工程*, 1999, 18(1): 37~42
- 34 朱儒弟, 高恒庆, 马小兵等. 海上平台桶形基础模型压力压贯与负压沉贯试验研究. *海岸工程*, 1999, 18(1): 60~66
- 35 Dyson G J, Randolph M F. Monotonic lateral loading of piles in calcareous sand. *J Geotech and Geoenviron Engrg*, ASCE, 2001, 127(4): 346~352
- 36 刘振纹, 王建华, 袁中立等. 负压桶形基础地基竖向承载力研究. *中国海洋平台*, 2001, 16(2): 1~6
- 37 刘振纹, 王建华, 秦崇仁等. 负压桶形基础地基水平承载力研究. *岩土工程学报*, 2000, 22(6): 691~695
- 38 Zen K, Yamazaki H. Oscillatory pore pressure and liquefaction in seabed induced by ocean waves. *Soils and Foundations*, 1990, 30(4): 147~161
- 39 Nogo H, Maeno S. Pore pressure and effective stresses in a highly saturated sand bed under water pressure variation on its surface. *Natural Disaster Science*, 1987, 9(1): 23~35
- 40 杨少丽, 沈渭铨, 扬作生. 波浪作用下海底粉土液化的机理分析. *岩土工程学报*, 1995, 17(4): 28~37
- 41 林珣, 李家春. 波浪、海洋上参数对海底稳定性影响. *应用数学与力学*, 2001, 22(8): 806~816
- 42 林珣. 波浪作用下粉土特性研究. *中国科学 (E)*, 2000, 30(6): 1~12
- 43 Byrne B W, Houlsy G T. Experimental investigations of the cyclic response of suction caissons in sand. OTC12194, 2000. 787~795
- 44 Sherif E G, Olson R. The pullout capacity of suction caisson foundations for tension leg platforms. In: Jin S C, ed. Proc. 8th Int. Offshore and Polar Engrg. Conf., Ottawa, Canada, 1998. Colorado: ISOPE, 1998. 531~536
- 45 Allersma H G B, Kierstein A A, Maes D. Centrifuge modelling on suction piles under cyclic and long term vertical loading. In: Jin S C, eds. Proc. 10th Inter. Offshore and Polar Engrg. Conf., Seattle, USA, 2000. California: ISOPE, 2000. 334~341
- 46 Allersma H G B, Brinkgreve R B J, Simon T. Centrifuge and numerical modelling of horizontally loaded suction piles. *Int J Offshore and Polar Engrg*, 2000, 10(3): 223~235
- 47 Deng W, Carter J P. A theoretical study of the vertical uplift capacity of suction caissons. In: Jin S C, ed. Proc. 10th Inter. Offshore and Polar Engrg. Conf., Seattle, USA, 2000. California: ISOPE, 2000. 342~349
- 48 Gharbawy S E, Olson R. The cyclic pullout capacity of suction caisson foundations. In: Jin S C, ed. Proc. 9th Inter. Offshore and Polar Engrg. Conf., Brest, France, 1999. California: ISOPE, 1999. 660~663
- 49 Narasimha S, Ravi R, Ganapathy C. Pullout behavior of model suction anchors in soft marine clays. In: Jin S C, ed. Proc. 7th Inter. Offshore and Polar Engrg. Conf., Honolulu, USA, 1997. Colorado: ISOPE, 1997. 740~744
- 50 Takatani T, Maeno Y H. Dynamic response of caisson with suction and its foundation due to wave. In: Jin S C, ed. Proc. 7th Inter. Offshore and Polar Engrg. Conf., Honolulu, USA, 1997. Colorado: ISOPE, 1997. 861~867
- 51 Takatani T, Maeno Y H. Dynamic response of caisson with suction on soft seabed. In: Jin S C, ed. Proc. 6th Inter. Offshore and Polar Engrg. Conf., Los Angeles, USA, 1996. Colorado: ISOPE, 1996. 536~543
- 52 Clukey E C, Morrison M J, Garnier J, et al. The response of suction caisson in normally consolidated clays to cyclic tlp loading conditions. OTC7796, 1995. 909~918
- 53 初新杰, 王泉, 沈琪等. 桶形基础的稳定性实验研究. *海岸工程*, 1999, 18(1): 43~47
- 54 薛万东. 浅海桶形基础平台抗拔力与抗倾稳定分析. *黄渤海海洋*, 2001, 19(3): 87~92
- 55 Watson P G, Randolph M F. Vertical capacity of caisson foundations in calcareous sediments. In: Jin S C, ed. Proc. 7th Inter. Offshore and Polar Engrg. Conf., Honolulu, USA, 1997. Colorado: ISOPE, 1997. 784~790
- 56 Renzi R, Maggioni W, Smits F, et al. A centrifugal study on the behavior of suction piles. In: Ko H Y, Mclean F G, eds. Centrifuge 91, Balkema, Rotterdam, 1991. 169~176
- 57 Fuglsang L D, Steensen-Bach J O. Breakout resistance of suction piles in clay. In: Ko H Y, Mclean F G, eds. Centrifuge 91, 1991. Balkema, Rotterdam, 1991. 153~159
- 58 Fujii N. Development of An Electromagnetic Centrifuge Earthquake Simulator. In: Ko H Y, Mclean F G, eds. Balkema, Rotterdam, 1991. 351~353
- 59 Sekiguchi H, Phillips R. Generation of water waves in a drum centrifuge. In: Ko H Y, Mclean F G, eds. Centrifuge 91, 1991. Balkema, Rotterdam, 1991. 343~349
- 60 包承纲. 我国离心模拟实验技术的现状和展望. *岩土工程学报*, 1991, 13(6): 92~97
- 61 Ko Y H. Summary of the state-of-the-art in centrifuge model testing. In: Craig H, James G, Schofield A N, eds. Centrifuge in Soil Mechanics. Balkema, Rotterdam, 1988. 11~28
- 62 徐继祖. 海冰引起的结构振动. *海洋工程*, 1986, 4(2): 42~47
- 63 Engelbrektsen A. Observations of a resonance vibrating lighthouse structure in moving ice. POAC-83, 1983. 855~864
- 64 Matlock H, William P D. Analytical model for ice-structure interaction. *J Engrg Mech Div*, ASCE, 1971, 4: 1083~1092
- 65 Blenkarn K A. Measurement and analysis of ice forces on cook inlet structures. In: Second Annual Offshore Technology Conference. Houston, Texas, 1970. Dallas, Texas: North Central Expressway, 1970. 365~378
- 66 Maattanen M P, Mustamaki E O. Ice forces exerted on a conical structure in the gulf of bothnia. OTC5054, 1985. 313~320
- 67 徐继祖, 王翎羽. 冰力振子模型及其数值解. *天津大学学报*, 1988, 4: 28~34
- 68 王翎羽, 徐继祖. 冰与结构动力相互作用的理论分析模型. *海洋学报*, 1993, 15(3): 140~146
- 69 Karna T. A procedure for dynamic soil structure-ice interaction. ISOPE, 2, 1992

- 70 Kivisild H R. Ice Impact on Marine Structures. Ice Seminar. Calgary, Canada, 1968
- 71 Sundararajan C, et al. Stochastic analysis of ice-structure interaction. POAC-73, 1973. 345~353
- 72 李志军, 王永学. 渤海海冰工程设计特征参数. 海洋工程, 2000, 18(1): 61~64
- 73 欧进萍, 段忠东, 肖仪清等. 基于实测动冰力时程的海洋平台结构冰振反应分析. 海洋工程, 1999, 17(2): 70~78
- 74 曲月霞, 王永学. 海冰对近海结构物作用的随机模型. 中国海洋平台, 2000, 15(2): 16~19
- 75 刘玉标, 申仲翰. 冰与结构的耦合振动模型. 海洋工程, 2000, 18(4): 1~5
- 76 Choi K, Rim C W. A numerical technique in calculation of dynamic interaction forces between ice floe and arctic offshore structures. In: Jin S C, ed. Proc. 6th Int. Offshore and Polar Engrg. Conf., Los Angeles, USA, 1996. Colorado: ISOPE, 1996. 304~310
- 77 Kato K, Toyama Y, Yamauchi Y, et al. Ice and earthquake loads on a structure in the okhotsk sea. *Int J Offshore and Polar Engrg*, 2001, 11(4): 298~303
- 78 Yamauchi Y, Kamesaki K. Experimental study on ice-structure interaction during earthquakes. *Int J Offshore and Polar Engrg*, 2001, 11(4): 290~297
- 79 Padron D V, Sackinger W M, Faeth M T. Ice force criteria for bering sea offshore loading terminals. OTC5053. 1985. 309~312
- 80 Tsuchiya M, Kanie S, Lkejiri K et al. An experimental study on ice-structure interaction. OTC5055, 1985. 321~327
- 81 Masayuki H, Fujii T, Fukuda K. Online response test on saturated sand seabed underneath structure subjected to ice and seismic loads. OTC12093, 2000. 461~468
- 82 史庆增, 徐继祖, 宋安. 冰力模型实验. 冰川冻土, 1990, 12(2): 117~123
- 83 沈珠江. 理论土力学. 北京: 中国水利电力出版社, 1999. 9~80
- 84 张建民, 谢定义. 饱和砂土本构理论论研究进展. 力学进展, 1994, 24(2): 187~204
- 85 Roscoe K H, Schofield A N, Thurairajah A. Yielding of clays in states wetter than critical. *Geotechnique*, 1963, 13(3): 211~240
- 86 魏汝龙. 正常压密粘土的塑性势. 水利学报, 1964, 6: 9~19
- 87 Nova R. A model of soil behaviour in plastic and hysteretic range. In: Int. Workshop on Constitutive Relations for Soils. Grenoble, 1982. 289~330
- 88 Lade P V, Duncan J M. Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil. *J Geotech Eng Div, ASCE*, 1975, 101(10): 1037~1064
- 89 沈珠江. 土上的三重屈服面应力应变模式. 固体力学学报, 1982, 2: 163~174
- 90 Mroz Z. On the description of anisotropic hardening. *J Mech Phys Solids*, 1967, 15: 163~175
- 91 Mroz Z, Norris V A, Zienkiewicz O C. An anisotropic hardening model for soil and its application to cyclic load. *Int J Numer Anal Mech Geotech*, 1978, 2(3): 203~221
- 92 Kireg R D. A practical two surface plastic theory. *J Appl Mech, ASME*, 1975, 42(3): 641~646
- 93 Aubry D, Hujeux J G, et al. A Double Memory Model with Multiple Mechanisms for Cyclic Soil Behavior. In: Proc. Int. Symp. on Numer. Models in Geomechanics, Zurich, 1982. 3~13
- 94 Bazant Z P, Krizek R J. Endochronic constitutive law for liquefaction of sand. *J Eng Mech Div, ASCE*, 1976, 102(2): 225~238
- 95 Gudehus G. A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and Foundations*, 1996, 36(1): 1~12
- 96 Paster M, Zienkiewicz O C, Chan A H C. Generalized plasticity and the modeling of soil behaviour. *Int J Num Ana Mech Geomech*, 1990, 14(3): 151~190
- 97 郑颖人, 陈瑜瑶, 段建立. 广义塑性力学理论. 岩土力学, 2000, 21(2): 188~192
- 98 Hardin B O, Drnevich V P. Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. *J of Soil Mech and Found Engrg Div, ASCE*, 1972, 98(6): 603~624

PROGRESS IN THE STUDY ON THE BUCKET FOUNDATIONS OF OFFSHORE PLATFORM *

LU Xiaobing ZHENG Zhemín ZHANG Jinlai

Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100080, China

Abstract Bucket Foundation plate is a new type of offshore platform in recent years. It attracts much attention of oil companies and researchers in many countries by its merits. This paper reviews the progress on the suction penetration, instability of the foundations, the ice-induced vibration and the constitutive relation of soils under cyclic loading which are closely related with the analysis of instability of the foundations. At last, some problems under conditions of Bohai area needed to study in the future are presented, which include: the drag of sinking, the softening characteristics and the probabilities of liquefaction, appropriate dynamic constitutive relation of sand and numerical methods, experiments and modelling laws e.t.c.

Keywords bucket foundations, suction penetration, ice-induced vibration, constitutive relation, offshore platform

* The project supported by the knowledge innovation major project of CAS "Some major scientific and technical problems on the development of offshore oil in China".