

DOI: 10.16198/j.cnki.1009-640X.2015.04.010

杨立功, 蔡正银. 沉入式桶式基础防波堤抗倾覆稳定性计算[J]. 水利水运工程学报, 2015(4): 61-68. (YANG Li-gong, CAI Zheng-yin. A computation method for stability against overturning of embedded bucket foundation breakwater[J]. Hydro-Science and Engineering, 2015(4): 61-68.)

沉入式桶式基础防波堤抗倾覆稳定性计算

杨立功^{1,2}, 蔡正银²

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029)

摘要: 在波浪荷载作用下, 沉入式桶式基础防波堤抗倾覆稳定性是其稳定性计算的一个重要部分。假设沉入较深土层的桶式基础防波堤极限状态下的稳定性主要由桶侧土压力、桶侧摩阻力、桶底土反力、桶底摩阻力维持, 其工作原理与挡土墙类似。文中假定桶体绕转动中心转动, 港侧为被动土压力, 海侧为主动土压力, 同时假定被动侧桶底土体达到极限状态。由于下桶内部有较多隔墙, 假定下桶结构与桶内土体协同变形, 即桶与桶内土体看作一个整体。基于上述假设, 通过解析的方式, 推导了桶壁土压力及摩阻力、桶底土反力及摩阻力的表达式, 建立了沉入式桶式基础防波堤满足抗倾覆稳定性要求的三维计算方法。通过数值分析与离心机试验对比, 验证了本文抗倾覆稳定性计算方法的可靠性。

关键词: 沉入式桶式基础防波堤; 抗倾覆稳定性; 转动中心; 桶壁土压力

中图分类号: U656.2

文献标志码: A

文章编号: 1009-640X(2015)04-0061-08

近年来随着我国航运及港口的发展, 传统型式的防波堤已经难以满足要求。针对这种状况, 新型沉入式桶式基础防波堤结构开始应用于港口防波堤工程中。这种沉入式桶式结构靠其自重、桶壁、桶底与桶体外侧土体的协同工作来抵抗外力维持其稳定性。对于类似防波堤结构的稳定性, 我国学者开展了一些研究工作, 提出了位移、稳定性的一些计算方法^[1-2]。这些方法均采用重力式或桩基式结构的计算模式, 没有考虑筒外土体与筒壁间的竖向切力, 不能反映无底桶式结构与土体协同工作的机理。王元战等^[3]在进行大圆筒结构位移计算时, 采用文克尔地基模型, 考虑了大圆筒筒壁的竖向剪切力对筒体位移计算的影响, 但这种计算仍属于弹性地基计算模式, 与土体中实际应力状态不相符。李武等^[4-5]通过数值模拟、离心机试验, 提出了沉入式桶式基础防波堤的二维简化计算方法, 但对于这种桶式基础, 二维简化计算方法并不能反映三维真实受力状况。

本文提出新型沉入桶式基础防波堤结构三维受力计算模式及相应的抗倾覆稳定性计算方法, 并与其他方法的计算结果及离心机试验对比, 以验证本文所提方法的合理性。

1 沉入式桶式基础防波堤结构

新型沉入式桶式防波堤单桶由上部两个等直径的小圆桶、下部带9个隔舱的一个近似大椭圆桶组合而成(见图1)。这种防波堤结构为钢筋混凝土结构, 先在岸上进行单桶预制, 待整个单桶结构预制完成后浮运至沉降点进行负压下沉, 单桶的长轴方向为海侧-港侧方向, 短轴方向为整个防波堤走向。建成后, 下桶部分在土内, 控制整个桶体稳定性, 上桶部分在海水中, 承受水平波浪荷载。

收稿日期: 2014-11-30

作者简介: 杨立功(1982—), 男, 河南信阳人, 博士研究生, 主要从事岩土工程基础理论、土动力学、岩土结构与土的相互作用方面的研究工作。E-mail: 65481875@qq.com

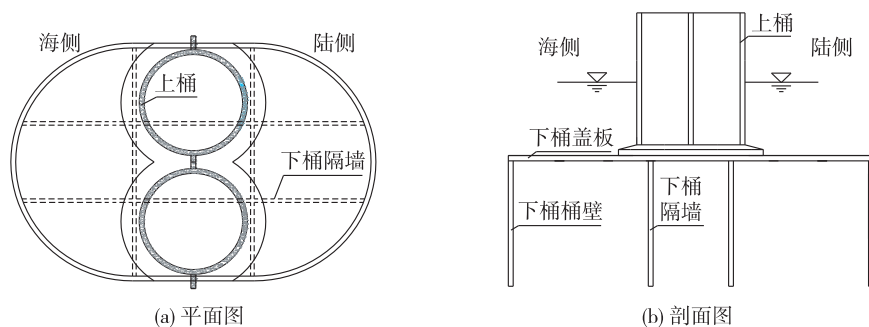


图 1 沉入式新型桶式基础防波堤结构

Fig. 1 A new embedded bucket foundation breakwater

2 桶体位移形式

竺存宏^[6]通过模型试验、LUAN Mao-tian 等^[7-8]通过数值分析发现水平荷载作用下,在桶体内部存在一个转动中心 C ,桶体发生位移时,转动中心从 C 点移动至 C_1 点,下桶桶壁边缘 A 点移动至 A_1 点(如图 2)。AA₁ 的水平位移为:

$$u' = u - h_c \sin \varphi \quad (1)$$

式中: u' 为 A 点水平位移; h_c 为转动中心至桶体边缘的高度; φ 为桶体转角。

$u' \geq 0$ 时,港侧下桶壁背部土体均处于被动土压力区,海侧下桶壁前部土体均处于主动土压力区; $u' < 0$ 时,港侧下桶壁背部土体部分处于被动土压力区,部分处于主动土压力区,海侧下桶壁前部土体受力状态则相反。 $u' < 0$ 时,港侧下桶壁背部土体主动土压力区及海侧下桶壁前部主动土压力区高度 h_a 为:

$$h_a = l \sin \varphi \cos \alpha = a \sin \varphi \quad (2)$$

式中: $l = \sqrt{a^2 + h_c^2}$, $2a$ 为下桶长轴长度。

3 结构受力分析

3.1 港侧土体均处于被动土压力区

3.1.1 土压力计算

(1) 桶壁土压力。下桶沉入土体以后,下桶内部土体与桶体同步变形,因此,将桶体及下桶内部土体看作一个实体深基础,其受力状态见图 3。

王元战等^[9]通过实际工程及数值模拟,认为箱筒形防波堤结构侧壁土压力分布形式为一侧介于主动土压力与静止土压力之间,另一侧介于静止土压力与被动土压力之间。考虑到桶体与土体之间的竖向摩阻力,本文假定在极限状态下圆弧两端 A, C 区桶侧土压力分布形式为墙背垂直且粗糙、墙后填土水平的库伦土压力分布,直壁 B 区桶侧土压力为静止土压力(见图 4)。

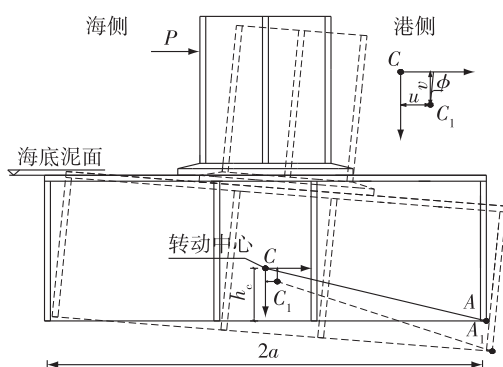


图 2 水平荷载作用下桶体位移示意

Fig. 2 Bucket displacement under horizontal loading

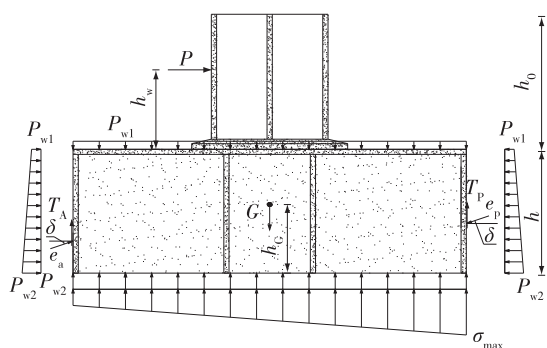


图3 水平荷载下桶体受力

Fig. 3 Diagram of bucket force under horizontal loading

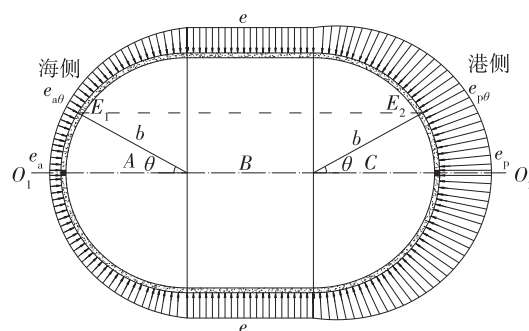


图4 桶侧土压力分布

Fig. 4 Distribution of earth pressure on bucket wall

由库伦土压力公式,对于黏性土, $\alpha = 0, \beta = 0, \delta \neq 0$ 可得下桶壁两端正中的单宽主、被动土压力见图5。

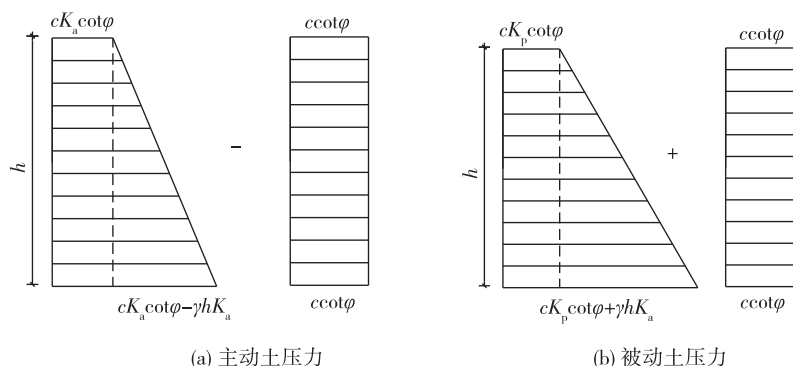


图5 桶壁土压力分布

Fig. 5 Distribution of earth pressure on bucket wall

由图5可得桶体两端圆弧段正中土压力参数分别为:

$$e_a = \frac{[\gamma h K_A - c \cot \varphi (1 - K_A)]^2}{2\gamma K_A \cos \delta} \quad (3)$$

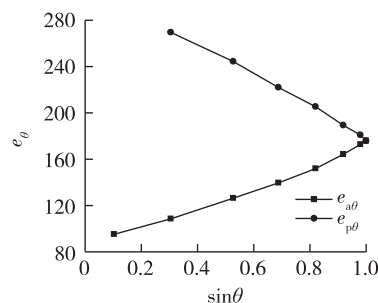
$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (4)$$

$$e_p = \frac{h [\gamma h K_p + 2c \cot \varphi (1 + K_p)]}{2 \cos \delta} \quad (5)$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (6)$$

式中: γ 为土体重度 (kN/m^3); c 为土体黏聚力 (kPa); φ 为土体内摩擦角; δ 为土与桶壁之间的摩擦角; K_A 为库伦主动土压力系数; K_p 为库伦被动土压力系数。

通过 ABAQUS 对桶体数值模拟,桶体长轴与土压力点夹角为 θ 时,当 $P/P_{pp} = 1$ 时 (P_{pp} 为 50 年一遇的波浪荷载值),圆弧段桶壁单宽土压力随角度的变化见图6。

图6 桶壁圆弧段单宽土压力合力随夹角 θ 的变化Fig. 6 Relationships between per breadth resultant on circle wall and intersection angle θ

由图 6 可见,圆弧段单宽桶壁土压力 e_θ 与 $\sin\theta$ 近似呈线性关系,假定下桶两侧圆弧段顶端分别为主动土压力与被动土压力,直壁段为静止土压力,则图 4 中与下桶长轴成 θ 夹角的圆弧段单宽桶壁土压力为:

$$e_{a\theta} = e_a + (e - e_a) \sin\theta \quad (7)$$

$$e_{p\theta} = e_p + (e - e_p) \sin\theta \quad (8)$$

式中: $e = \frac{\gamma h^2 K_0}{2 \cos\delta}$ 为 B 区直壁段单宽桶壁土压力。

各部分桶壁土压力合力为:

$$E_A = 2b \int_0^{\frac{\pi}{2}} e_{a\theta} \cos\theta d\theta = b(e + e_a) \quad (9)$$

$$E_P = 2b \int_0^{\frac{\pi}{2}} e_{p\theta} \cos\theta d\theta = b(e + e_p) \quad (10)$$

$$E = E_1 = E_2 = 2(a - b)e \quad (11)$$

(2) 桶底土压力。根据假定的桶体与桶内土体共同变形特性,平行长轴方向的桶底土压力分布形式见图 3。

文献[10]在进行大圆筒分析时,假定被动侧最前端筒底土压达到最大基底反力,取 $\sigma_{\max} = 9c_u$,主动土压侧最前端筒底土压取 $\sigma_{\min} = \beta\sigma_{\max}$,长轴方向土压力呈直线分布。按此假定,本文图 4 中桶壁任意圆弧截面 E_1, E_2 上的土压力分布为:

$$\sigma_{\theta\min} = \frac{b}{2a}(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \sin\theta + \sigma_{\min} \quad (12)$$

$$\sigma_{\theta\max} = \frac{b}{2a}(\sigma_{\min} - \sigma_{\max}) \sin\theta + \sigma_{\max} \quad (13)$$

式中: $\sigma_{\theta\min}, \sigma_{\theta\max}$ 分别为截面 E_1, E_2 两端的最小基底反力和最大基底反力。在 E_1, E_2 上,基底反力呈线性分布。 β 为折减系数,未知量,由力平衡条件确定。 $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$,长轴方向上对称。

$$\text{桶底反力的合力为: } R_\sigma = \frac{b}{2}[\pi b + 4(a - b)](\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \quad (14)$$

3.1.2 桶与土体间的摩阻力计算

(1) 桶壁摩阻力。桶土界面上的摩阻力由库伦摩擦定律描述,范庆来^[8]在进行大圆筒结构稳定性研究时,对于筒壁摩阻力按下式计算:

$$\tau_c = p\mu = p \tan\varphi_i \quad (15)$$

式中: p 为筒壁法向有效接触压力; φ_i 为界面摩擦角。

根据式(15)可得本文中桶壁摩阻力为:

$$T_A = E_A \cos\delta \tan\delta = E_A \sin\delta \quad (16)$$

$$T_P = E_P \cos\delta \tan\delta = E_P \sin\delta \quad (17)$$

$$T = E \sin\delta \quad (18)$$

式中: T_A, T_P, T 分别为主动土压侧、被动土压侧、静止土压侧桶壁摩阻力。

(2) 桶底摩阻力。王元战等^[11-12]在进行桶体稳定性分析时,参考美国 API 规定,软黏土对筒壁单位面积的摩阻力 f 不大于黏土不排水剪切强度 c_u 。则极限状态下,包括桶内土体在内的桶底摩阻力为:

$$T_B = c_u A_B = T_B = c_u [\pi b^2 + 4b(a - b)] \quad (19)$$

3.1.3 静水压力计算 静水压力对桶体的作用主要表现为浮力 F_w ,由图 3 可知:

$$F_w = (p_{w2} - p_{w1})A_B = \gamma_w h A_B \quad (20)$$

3.1.4 桶土体自重计算 本文假定桶体与桶内土体位移同步,桶土体自重 G 为:

$$G = G_b + G_s \quad (21)$$

式中: G_b 为桶体自重; G_s 为桶内土体自重。

3.2 港侧土体部分处于主动土压力区

港侧土体部分处于主动土压力区时,桶体结构受力变化主要为桶侧土压力的变化。图7中:A1,A2区分别为桶前主动土压力区、被动土压力区;B1,B2分别为桶后被动土压力区、主动土压力区。这种情况下的土压力计算过于繁杂,考虑到桶体倾角 φ 很小,桶体底部A2,B2区域很小,另外淤泥的内摩擦角 φ 也较小,由图7计算的土压力与式(3)和(5)计算的主、被动土压力差别不大。另一方面,对于软土地基上的这种桶式结构,在水平荷载作用下,桶体转动中心在桶体底平面以下土体内,其两端桶壁土压力基本上是一侧处于主动状态,一侧处于被动状态,对于土质情况较好的地基,桶体转动中心会在桶体底平面以上的桶体内部。因此,这种情况下的桶侧土压力也近似按3.1节桶侧土压力进行计算。

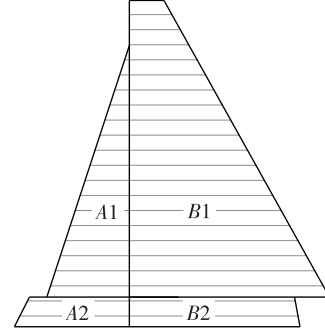


图7 下桶两端土压力分布

Fig. 7 Distribution of earth pressure on ends of bucket

4 桶体结构稳定性分析

与下桶长轴方向成 θ 角的单宽桶壁上主动与被动侧向土压力合力作用点距下桶底端距离分别为:

$$h_{a\theta} = \frac{e_a h_a (1 - \sin\theta) + \frac{eh}{3} \sin\theta}{e_a (1 - \sin\theta) + e \sin\theta} \quad (22)$$

$$h_{p\theta} = \frac{e_p h_p (1 - \sin\theta) + \frac{eh}{3} \sin\theta}{e_p (1 - \sin\theta) + e \sin\theta} \quad (23)$$

其中:

$$h_a = \frac{1}{3} \left[h - \frac{c \cot\varphi (1 - K_A)}{\gamma K_A} \right] \quad (24) \quad h_p = \frac{h}{3} \frac{\gamma h K_p + 3c \cot\varphi (1 + K_p)}{\gamma h K_p + 2c \cot\varphi (1 + K_p)} \quad (25)$$

$$\text{桶体的倾覆力矩 } M_o \text{ 为: } M_o = p(h_w + h - h_c) \quad (26)$$

$$\text{桶体抗倾覆力矩 } M_R \text{ 为: } M_R = M_A + M_P + M_B \quad (27)$$

其中: M_A , M_P , M_B 分别为桶壁主动土压力、被动土压力、桶底反力对转动中心产生的力矩;

$$M_A = M_{AN} + M_{AT}, M_P = M_{PN} + M_{PT}, M_B = M_{BN} + M_{BT}$$

$$M_{AN} = 2b \cos\delta \int_0^{\frac{\pi}{2}} e_{a\theta} \cos\theta (h_c - h_{a\theta}) d\theta = b \cos\delta \left[(e + e_a) h_c - e_a h_a - \frac{eh}{3} \right] \quad (28)$$

$$M_{PN} = 2b \cos\delta \int_0^{\frac{\pi}{2}} e_{p\theta} \cos\theta (h_{p\theta} - h_c) d\theta = b \cos\delta \left[e_p h_p + \frac{eh}{3} - (e + e_p) h_c \right] \quad (29)$$

由图4可知,圆弧端桶壁侧向土压力合力作用点在圆心处,由式(16)~(17)得:

$$M_{AT} = (a - b) E_A \sin\delta \quad (30)$$

$$M_{PT} = (a - b) E_P \sin\delta \quad (31)$$

$$M_{BN} = \frac{2b^2}{a} \sigma_{\max} (1 - \beta) A_{MB} \quad (32)$$

$$A_{MB} = \frac{\pi}{4} a(a - b) - \frac{1}{3} ab + \frac{5}{12} b^2 + \frac{(a - b)^3}{3b} M_{BT} = T_B h_c = c_u h_c [\pi b^2 + 4b(a - b)] \quad (33)$$

由式(26)~(33)可得桶体稳定性系数 k_q 为: $k_q = \frac{M_{AN} + M_{AT} + M_{PN} + M_{PT} + M_{BN} + M_{BT}}{M_o}$ (34)

上述桶体稳定性计算中,尚有桶底最大土反力 $\sigma_{\max}$,参数 β 没有确定,根据文献[8],在极限稳定状态下: $\sigma_{\max} = 9c_u$ 。

桶体总体竖向力平衡条件为: $F_B + F_W + F_S = G$, $F_B = \frac{1}{2}\sigma_{\max}(1 + \beta)A_B$, $F_W = (p_{w2} - p_{w1})A_B$, $F_S = T_A + T_P + 2T$, $\beta = \frac{2(G - F_W - F_S)}{9c_u A_B} - 1$; 其中: F_B , F_W , F_S 分别为桶底土反力、桶体浮力、桶侧摩阻力。

5 实例分析

连云港沉入式桶式基础防波堤位于连云港徐圩港区,该防波堤为直立堤,单桶结构下桶为近椭圆形,长轴 30 m,短轴 20 m。下桶沉入海底土中,上桶为直立挡浪结构(见图 8)。

桶侧上层土体为 10 m 厚淤泥层,有效内摩擦角 φ' 为 6.6° ,有效黏聚力 c' 为 10.4 kPa,下层土体为粉黏土, c_u 为 45 kPa。淤泥有效重度 $\gamma' = 5.8 \text{ kN/m}^3$,取 $\delta' = \frac{1}{3}\varphi'$ 。

桶重 33 000 kN,桶内土体重 205 950 kN。

由式(14),(9),(10),(16),(17),(19)分别计算桶底土反力、主动土压力、被动土压力、两侧桶壁摩阻力、桶底摩阻力,对图 8 中转动中心取矩,由式(32),(28),(29),(30),(31),(33)分别计算底土反力、主、被动侧土压力、主、被动侧桶壁摩阻力、桶底摩阻力对转动中心的抗倾覆力矩,由式(26)计算桶体在波浪荷载作用下的倾覆力矩。由式(34)计算得桶体结构的抗倾覆稳定性系数为:

$$k_q = \frac{60.3 - h_c}{27.0 - 1.6h_c} \quad (35)$$

式(35)表明,桶体抗倾覆稳定性系数与桶体的转动中心有关。范庆来^[8]通过数值模拟得到大圆筒的转动中心距筒底为 0.27~0.34 倍筒体高度。本文中,为保证桶体一侧土压力为主动土压力、另一侧为被动土压力,同时根据文献^[9]假定,则有 $-h_p \leq h_c \leq h_p$ 。

通过 ABAQUS 有限元软件,利用南水本构模型计算的桶体转动中心见图 9。计算得桶体抗倾覆稳定性系数为 1.59~2.89。实际上,对于软土地基上的桶式基础防波堤,桶体转动中心在桶体底平面以下,即 $h_c \leq 0$,此时桶体抗倾覆稳定性系数为 1.59~2.22,这与李武^[5]通过几种稳定性计算方法得到的抗倾覆稳定性系数 1.56~2.26 很接近。

采用离心机试验模拟连云港桶式基础防波堤结构的稳定性^[5]。模型中土体分为 3 层:上层为 114 mm 厚的淤泥、中层为 53 mm 厚的粉质黏土、下层为 36 mm 厚的细砂;模型比尺 1:80;模型水位为淤泥层顶面以上 60 mm。通过拟静力加载装置模拟波浪静力作用,采用逐级加载方式,当波浪荷载 P 施加到 $1.76 P_{pp}$ 时,桶体倾角的生长速率变大,桶体逐渐丧失稳定性 1(见图 10)。本文中计算的是极限状态下桶体稳定性,荷载水平大于 1.76,因此抗倾覆稳定性系数下限稍小。

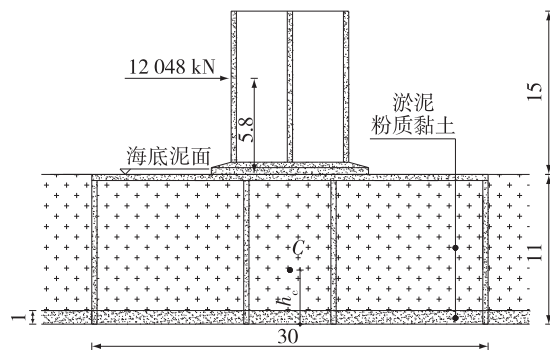


图 8 连云港防波堤桶体剖面(单位: m)

Fig. 8 Bucket profile of breakwater structure located at Lianyungang (unit: m)

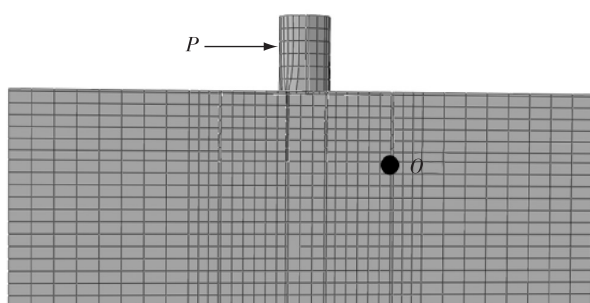


图9 数值模拟中桶体转动中心

Fig. 9 Rotating centre of bucket during numerical modeling

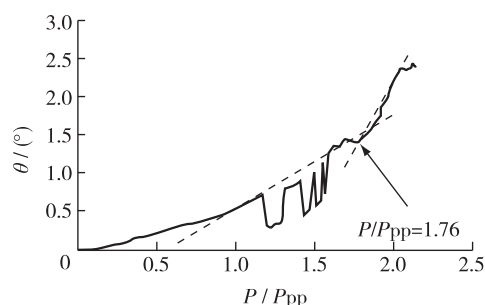
图10 桶体转角随荷载水平的变化^[5]

Fig. 10 Changes in turn angle of the bucket with changes in load level

6 结 语

(1) 极限状态下沉入式桶式基础防波堤结构稳定性与土体性质、桶壁土压力及桶壁摩阻力、桶底土反力及桶底摩阻力、桶体自重、下桶埋深等因素有关。对于软土地基上的沉入式桶式基础防波堤,桶壁摩阻力较小,对桶体稳定性影响较小。

(2) 在波浪荷载作用下,桶体绕转动中心转动,转动中心的位置决定了桶体稳定性系数的大小。转动中心上移,桶体稳定性减小,转动中心下移,桶体稳定性增大。

(3) 对极限状态下桶壁及桶底土压力分布方式进行了假设,提出了海底软土地基上桶式基础防波堤的稳定性三维计算方法。该方法将桶体与桶内土体看作整体,可采用与实体深基础类似的方法进行桶体稳定性分析。

参 考 文 献:

- [1] 周在中,陈宝珠,刘建起.大直径圆筒挡墙模型试验与计算方法的研究[J].岩土工程师,1991,3(4):7-14. (ZHOU Zai-zhong, CHEN Bao-zhu, LIU Jian-qi. Study on calculation of stability of large-diameter cylindrical wall[J]. Geotech Engineer, 1991, 3(4): 7-14. (in Chinese))
- [2] 刘建起.沉入式大直径圆筒结构变形计算的试验研究[J].岩土工程学报,1994,16(2):64-72. (LIU Jian-qi. Deformation of large-diameter cylindrical structure [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 16(2): 64-72. (in Chinese))
- [3] 王元战,迟丽华.沉入式圆筒结构与土相互作用的模式及位移计算方法[J].土木工程学报,1997,30(2):68-73. (WANG Yuan-zhan, CHI Li-hua. Large buried cylinder-soil interaction and approach to displacement calculation[J]. China Civil Engineering Journal, 1997, 30(2): 68-73. (in Chinese))
- [4] 李武,陈甦,程泽坤,等.水平荷载作用下桶式基础结构稳定性研究[J].中国港湾建设,2012(5):14-18. (LI Wu, CHEN Su, CHENG Ze-kun, et al. Stability study of bucket-based structure on horizontal loading [J]. China Harbour Engineering, 2012(5): 14-18. (in Chinese))
- [5] 李武.新型桶式基础防波堤与地基动力相互作用研究[D].南京:南京水利科学研究院,2014. (LI Wu. Research of interaction between new bucket-based structure and ground under dynamic loading[D]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2014. (in Chinese))
- [6] 竺存宏.使用极限状态大圆筒土压力计算方法[J].岩土工程学报,2002,24(3):313-318. (ZHU Cun-hong. Computation of earth pressure on large diameter cylinder under service ultimate state [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(3): 313-318. (in Chinese))
- [7] LUAN Mao-tian, SUN Xi-yuan, TANG Xiao-wei. Lateral bearing capacity of multi-bucket foundation in soft ground[J]. China Ocean Engineering, 2010, 24(2): 333-342.
- [8] 范庆来.软土地基上深埋式大圆筒结构稳定性研究[D].大连:大连理工大学,2005. (FAN Qing-lai. A study of stability

- deeply embedded large-diameter cylindrical structure in soft ground [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2005. (in Chinese))
- [9] 王元战, 肖忠, 李元音. 筒型基础防波堤土压力性状的有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(4): 622-647. (WANG Yuan-zhan, XIAO Zhong, LI Yuan-yin. Finite element analysis for earth pressure on bucket foundation of breakwater [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(4): 622-647. (in Chinese))
- [10] 王元战, 王文良. 大圆筒结构计算及工程应用[M]. 北京: 人民交通出版社, 2008. (WANG Yuan-zhan, WANG Wen-liang. The computational method and engineering application of large-diameter cylindrical structure [M]. Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese))
- [11] 王元战, 王琳, 黄长虹. 沉入式大圆筒防波堤稳定性计算方法[J]. 中国港湾建设, 2003(5): 17-20. (WANG Yuan-zhan, WANG Lin, HUANG Chang-hong. Computation methods for stability of embedded large cylinder breakwater [J]. China Harbour Engineering, 2003(5): 17-20. (in Chinese))
- [12] 王元战, 华雷娜, 祝振宇. 软土地基条件下大型圆筒海岸结构稳定性计算方法[J]. 岩土力学, 2005, 26(1): 41-45. (WANG Yuan-zhan, HUA Lei-na, ZHU Zhen-yu. Stability calculation methods for large cylinder structure in coastal soft clay foundation [J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(1): 41-45. (in Chinese))

A computation method for stability against overturning of embedded bucket foundation breakwater

YANG Li-gong^{1,2}, CAI Zheng-yin²

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: The stability against overturning is an important part to calculate the stability of the embedded foundation breakwater under wave loading. In this article, it is assumed that the stability of a new embedded bucket breakwater mainly depends on the horizontal soil pressures on the wall and the bottom of the bucket, and the vertical shear force on the wall and the bottom of the bucket, and that such a breakwater works in a similar principle as a retaining wall. In this study, the supposition is made that the bucket rotates around the rotating centre, as a result, soil near the wall of the harbor side is in a passive state, and soil near the wall of the sea side is in an active state. At the same time, the supposition is also made that the soil mass of the passive side under the bucket reaches a limit state. Because of the partitions in the lower bucket, it is assumed that the bucket and the soil mass in the bucket deform together, i.e. the bucket and the soil mass in the bucket are regarded as an entirety. Based on the above-mentioned hypothesis, by means of derivation and analysis, the expression of soil pressure and the friction on the bucket wall, the reaction and the friction under the bucket are deduced. A three-dimensional computation method for stability of the new embedded bucket foundation breakwater is thus developed. Finally, by analyzing the numerical model and comparing of the centrifugal tests, it is found that the computation method for the stability against overturning is reliable.

Key words: new bucket foundation breakwater; stability against overturning; rotating centre; soil reaction on the wall