

基于极限平衡法的箱筒型基础防波堤稳定性分析

肖 忠, 王元战, 及春宁*

(天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室和天津市港口与海洋工程重点实验室, 天津 300072)

摘要: 箱筒型基础防波堤是一种适用于软土地基和深水波浪条件的新型港口与海岸工程结构, 依靠沉入地基中的筒型基础维持结构稳定。根据箱筒型基础防波堤极限状态下的结构运动模式, 考虑箱筒型基础防波堤的三维空间几何特性、受力特点、极限状态转动点的位置等因素, 建立了箱筒型基础防波堤稳定性计算的极限平衡法, 通过与有限元结果对比, 相互验证了正确性, 与有限元法相比, 极限平衡法计算速度快, 效率高, 更方便工程应用。结合天津港防波堤延伸工程, 对箱筒型基础防波堤的稳定性进行了分析。结果表明, 基础筒高8~10 m时, 天津港延伸工程中的箱筒型基础防波堤的抗滑、抗倾和竖向承载力均具有较高的安全度。

关键词: 箱筒型基础防波堤; 极限平衡法; 稳定性; 转动点; 软土地基

中图分类号: TU47 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2013)05-0828-06

作者简介: 肖 忠(1983-), 男, 博士, 讲师, 主要从事港口海岸及近海工程结构设计理论和方法、岩土力学及土与结构相互作用研究。E-mail: tjuzhongxiao@tju.edu.cn。

Stability analysis of bucket foundation breakwaters based on limit equilibrium method

XIAO Zhong, WANG Yuan-zhan, JI Chun-ning

(State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety and Tianjin Key Laboratory of Port and Ocean Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: The bucket foundation breakwater is a new type of port and coastal engineering structure suitable for soft foundations and deep water waves, the stability of which is sustained by the bucket foundation penetrated in soils. According to the motion mode of the bucket foundation breakwater in the limit state, a limit equilibrium method is established in consideration of its three-dimensional geometry, force characteristics and rotation point position. Compared with the finite element method, the limit equilibrium method is consistent in the calculated results. But the limit equilibrium method has faster calculation speed and higher efficiency. So it is more convenient in engineering application. According to the project of extending breakwaters in Tianjin Port, the stability of the bucket foundation breakwater is analyzed. The results show that when the height of the bucket is 8 to 10 m, the anti-sliding, anti-overturning and vertical bearing capacities of the bucket foundation breakwater in the project all have high degree of safety.

Key words: bucket foundation breakwater; limit equilibrium method; stability; rotation point; soft foundation

0 引言

在中国沿海地区广泛分布着软土地基, 箱筒型基础防波堤是近年来由天津大学和天津港集团共同研究开发的适用于软土地基的一种新型防波堤结构, 其基础是由沉入软土地基中的双排无底空心圆筒组成, 上部由单排空心圆筒形成挡浪墙, 如图1所示。箱筒型基础防波堤借助负压可直接沉入软土地基中, 无需开挖基床, 施工速度快, 造价低, 是适应软土地基和深水条件的一种新型港口与海岸工程结构, 在中国淤泥质海岸地区具有广泛的应用前景。

目前, 箱筒型基础结构研究成果主要涉及结构施

工中的气浮稳定性计算^[1]、箱筒型基础防波堤稳定性的有限元数值分析方法^[2]、土压力性状的有限元分析^[3]、基于重力式结构稳定性验算模式的稳定性简化计算方法^[4]、竖向承载力的简化计算方法^[5]、沉降变形计算^[6]、

基金项目: 国家自然科学基金项目(51109157); 国家自然科学基金创新研究群体科学基金项目(51021004); 天津市应用基础与前沿技术研究计划项目(12JCQNJC04900); 高等学校博士学科点专项科研基金项目(20110032120049); 大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室开放基金项目(LP1106); 天津大学自主创新基金项目(60302037, 60302011)

收稿日期: 2012-04-13

*通讯作者

结构的原型监测^[7]和离心模型试验研究^[8]。箱筒型基础防波堤虽然已在天津港防波堤建设等工程中采用,但由于是近几年才出现的新型结构,关于箱筒型基础防波堤在使用期的稳定性及其分析方法,尚无规范或标准可循,相关研究成果也很少,目前设计中主要是借鉴重力式结构的设计方法,将箱筒型基础结构及内部土体看成一个整体,波浪作用下箱筒型基础防波堤的抗倾计算中,抗倾力矩和倾覆力矩的取矩点简单的取为箱筒型基础结构筒底后趾角点处。实际上,由于软黏土地基承载能力较差,箱筒型基础防波堤在后趾角点处不像重力式结构存在明显的支撑点,箱筒型基础防波堤在极限抗倾状态时的转动点是随结构型式、地基强度不同有所变化的,将筒底后趾角点处作为取矩点是偏于不安全的。利用三维有限元法计算软土地基中箱筒型基础防波堤的稳定性和在极限状态时的转动点是一种有效途径^[3],但有限元法建模复杂,计算量大;根据箱筒型基础防波堤极限状态下结构运动模式,基于极限平衡法编制相关程序,计算箱筒型基础防波堤极限状态时的转动点和稳定性,更方便工程应用,计算速度快,效率高。本文在有限元方法计算得出的箱筒型基础防波堤极限状态下结构运动模式的基础上,考虑箱筒型基础防波堤的三维空间几何特性、受力特点、极限状态转动点的位置等因素,建立了箱筒型基础防波堤稳定性计算的极限平衡法。

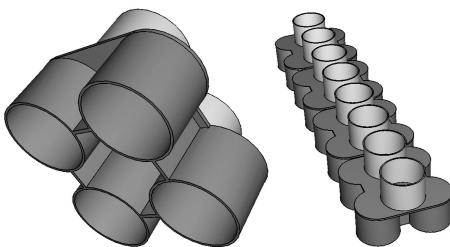


图1 箱筒型基础防波堤结构示意图

Fig. 1 Schematic diagram of bucket foundation breakwater

1 计算模型与分析方法

箱筒型基础新型防波堤结构属于大型薄壁筒基结构,其承载机理和极限状态下的运动模式既不同于桩基,又不同于重力式结构。与桩基相比,其水平尺寸远大于桩基,所以相同入土深度下,箱筒型基础防波堤能够提供摩阻力的侧壁面积远大于桩基,且由于侧壁摩阻力距转动点的力臂相对较大,结构抗倾覆能力显著,在满足相同的承载能力的条件下,箱筒型基础防波堤的入土深度远小于桩基;与重力式结构相比,箱筒型基础防波堤主要依靠侧壁的摩阻力及入土段的主被动土压力之差来维持结构稳定性,而不是主要靠结构自重来维持结构稳定性,其结构轻,稳定性好,可以适用于软土地基条件,在抗倾计算中在结构前趾

附近没有明确的支撑点。有限元计算结果^[2-3]表明箱筒型基础防波堤在极限状态时的运动模式为绕基础筒底以下某点发生转动失稳,并且根据结构的运动趋势,空腔内的土压力可按静止土压力考虑;作用在基础筒^{#1}背浪侧连拱形外墙背上的土压力按被动土压力考虑,作用在基础筒^{#2}迎浪侧连拱形外墙背上的土压力按主动土压力考虑。根据箱筒型基础防波堤结构的运动模式,以箱筒型基础结构为分析对象,建立其极限平衡分析模型,如图2所示。

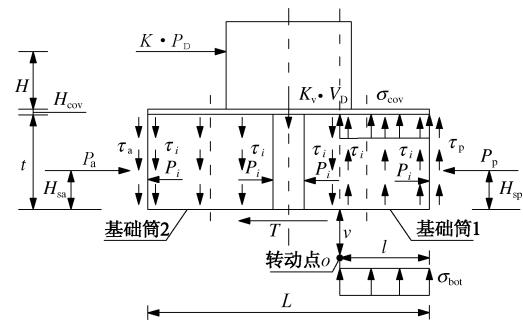


图2 稳定性分析的极限平衡模型

Fig. 2 Limit equilibrium method for stability analysis

1.1 作用力

由于箱筒型基础防波堤的水平尺寸很大,作用在结构上的作用力除了波浪力、结构自重、筒基内外侧的土压力、盖板、基础筒底及连接墙底的土反力外,还应考虑基础筒内外土体对基础筒连拱形墙内外壁的摩阻力、土体作用于基础筒底部的水平切力对结构的作用。以一组箱筒型基础防波堤结构为分析对象进行受力分析。

假设极限状态时结构可承受的波浪力相对于设计波浪力 P_D 的安全度为 K ,则极限状态时结构可承受的计算波浪力 P 的值为 KP_D ,对转动点 O 的力矩为

$$M_p = KP_D(H + H_{cov} + t + v) \quad (1)$$

式中 H 为计算波浪力合力作用点距盖板上表面的高度; H_{cov} 为盖板的厚度; t 为筒基入土深度; v 为基础筒底到转动点 O 的竖向距离。

如果一组箱筒型基础防波堤结构自重和其它作用于结构上的竖向力的合力设计值为 V_D ,定义极限状态时结构竖向承载力的安全系数为 K_v ,则极限状态时作用在结构上的计算竖向力 V 为 $K_v V_D$,对转动点 O 的力矩为

$$M_v = K_v V_D(L/2 - l) \quad (2)$$

式中 L 为一组箱筒型基础防波堤沿垂直防波堤轴线方向的水平尺寸; l 为转动点距基础筒最远端的水平距离,如图2所示。

为叙述方便,假设地基为均质软黏土,作用于基础筒连拱形外墙背上,距地面的深度为 y 的一点处的

被动、主动土压力可分别表示如下：

$$P_{yp} = \lambda (\gamma y K_p + 2c\sqrt{K_p}) \quad , \quad (3)$$

$$P_{ya} = \lambda (\gamma y K_a - 2c\sqrt{K_a}) \quad . \quad (4)$$

式中 λ 为基础筒连拱形墙背土压力的折减系数, 根据文献[3]中箱筒型基础防波堤土压力性状分析结果, 建议 λ 取值为 0.6; γ 为土的重度, 水下取浮重度; K_p 为朗肯被动土压力系数; K_a 为朗肯主动土压力系数; c 为土的黏聚力。由于土与墙之间不能承受拉力, 深度 $Z_0 = 2c/(\gamma\sqrt{K_a})$ 范围内的主动土压力为零。

一组箱筒型基础筒连拱形外墙背上的被动、主动土压力的合力可分别表示如下:

$$P_p = \lambda L_a \int_0^t (\gamma y K_p + 2c\sqrt{K_p}) dy \quad , \quad (5)$$

$$P_a = \lambda L_a \int_{Z_0}^t (\gamma y K_a - 2c\sqrt{K_a}) dy \quad , \quad (6)$$

式中, L_a 为一组箱筒型基础防波堤沿防波堤轴线方向的水平尺寸。

一组箱筒型基础防波堤的基础筒连拱形外墙背上的被动、主动土压力的合力对转动点 O 的力矩分别为

$$M_{sp} = P_p (H_{sp} + v) \quad , \quad (7)$$

$$M_{sa} = P_a (H_{sa} + v) \quad , \quad (8)$$

式中, H_{sp} , H_{sa} 为合力 P_p , P_a 的作用点距基础筒底的竖向距离, 其它参数意义同前。

由于基础筒内土体及两排基础筒与连接墙围成的空腔内的土体作用在结构上的静止土压力 P_i 在各区域相互抵消, 合力为零, 对转动点的合力距也为零, 在力及力矩平衡方程中可以不计。

对于被动、主动、静止土压力区域土体对壁面的竖向摩阻力, 假设该区域上距地面上的深度为 y 处单位面积上的竖向摩阻力为 f_p , f_a , f_i , 则被动、主动、静止土压力区域土体对结构埋深范围内单位宽度壁面上的竖向摩阻力可分别表示如下:

$$\tau_p = \int_0^t f_p dy \quad , \quad (9)$$

$$\tau_a = \int_0^t f_a dy \quad , \quad (10)$$

$$\tau_i = \int_0^t f_i dy \quad . \quad (11)$$

单位宽度壁面上的竖向摩阻力对转动点 O 的力矩可分别表示如下:

$$m_{fp} = \tau_p l_p \quad , \quad (12)$$

$$m_{fa} = \tau_a l_a \quad , \quad (13)$$

$$m_{fi} = \tau_i l_i \quad . \quad (14)$$

式中, l_p , l_a , l_i 分别为 τ_p , τ_a , τ_i 距转动点 O 的力臂, 不同位置处距转动点 O 的力臂是不同的。所有 τ_p , τ_a , τ_i 的合力 F_p , F_a , F_i 及对转动点 O 的合力矩 M_{fp} , M_{fa} , M_{fi} 分别等于相应值在整个区域上的积分。

根据美国 API^[9], 软黏土对单位面积壁面上的摩阻力 f (包括上文中的 f_p , f_a 和 f_i) 不大于软黏土不排水剪切强度 c_u , 最大可取为 c_u 。根据结构运动趋势, 上文中的 τ_p , τ_a 和 τ_i 位于转动点左侧时方向竖直向下, 位于转动点右侧时方向竖直向上, 但无论位于转动点左侧还是右侧, 对转动点 O 的力矩都为抗倾覆力矩。

根据结构运动趋势, 因为转动点位于筒底以下, 所以土体对基础筒底部的水平切力 T 的方向与波浪力的方向相反, T 极限值 T_{max} 可按下式计算:

$$T_{max} = c_u \times A_T = c_u \times [\pi D^2/2 + L_a(D+s)] \quad . \quad (15)$$

式中 D 为基础筒外径; A_T 为土体对基础筒底部的水平切力 T 的作用面积; s 为横向方向上基础筒间连接墙的长度; 其它参数意义同前。

T 对转动点 O 的合力距可表示如下:

$$M_T = T v \quad . \quad (16)$$

对于盖板底部的土反力以及基础筒筒裙端部和连接墙底部的土反力, 由于土体与结构间受压不受拉, 根据结构运动趋势, 转动点右侧的盖板底部以及基础筒筒裙端部和连接墙底部区域下的土体存在受压趋势, 土体对这部分区域存在土反力, 并认为在极限抗倾和极限承载力状态时, 整个受压区的土体的土反力均达到极限土反力。转动点左侧的盖板底部以及基础筒筒裙端部和连接墙底部区域与其下土体有脱开趋势, 认为其下土体对这部分盖板的土反力为零。设作用在盖板底部的单位面积上的极限土反力为 σ_{cov} , 受压区域的盖板面积为 A_{cov} , 作用在基础筒筒裙端部及连接墙底部的单位面积上的极限土反力为 σ_{bot} , 受压区域的基础筒筒裙端部及连接墙底部的面积为 A_{bot} , 则作用在盖板底部的土反力的合力 R_{cov} , 作用在基础筒筒裙端部及连接墙底部的土反力的合力 R_{bot} 可分别表示为

$$R_{cov} = \sigma_{cov} A_{cov} \quad , \quad (17)$$

$$R_{bot} = \sigma_{bot} A_{bot} \quad . \quad (18)$$

R_{cov} , R_{bot} 对转动点 O 的合力距可分别表示为

$$M_{cov} = R_{cov} l_{cov} \quad , \quad (19)$$

$$M_{bot} = R_{bot} l_{bot} \quad , \quad (20)$$

式中, l_{cov} , l_{bot} 分别为 R_{cov} , R_{bot} 距转动点 O 的力臂。

根据美国 API^[10], 软黏土最大端阻应力 σ (包括上文中的 σ_{cov} 和 σ_{bot}) 为

$$\sigma = 9c_u \quad , \quad (21)$$

式中, c_u 为结构底面所接触处的软黏土的不排水剪切强度。

1.2 力平衡方程

在波浪力 P 和竖向力 V 作用下的箱筒型基础防波堤结构应满足力平衡方程, 包括水平力平衡方程、竖向力平衡方程和力矩平衡方程。根据图 2 中箱筒型基

础防波堤稳定性计算的极限平衡模型, 以一组箱筒型基础防波堤结构为分析对象, 列出在波浪力 P 和竖向力 V 作用下箱筒型基础防波堤结构的水平力平衡方程、竖向力平衡方程和力矩平衡方程为

水平力平衡方程:

$$P + P_a - P_p - T = 0 \quad (0 < T \leq T_{\max}) ; \quad (22)$$

竖向力平衡方程:

$$V - F_p - F_a - F_i - R_{\text{cov}} - R_{\text{bot}} = 0 ; \quad (23)$$

力矩平衡方程:

$$M_p + M_{\text{sa}} - M_v - M_{\text{sp}} - M_{\text{fp}} - M_{\text{fa}} - M_{\text{fi}} - M_{\text{t}} - M_{\text{cov}} - M_{\text{bot}} = 0. \quad (24)$$

由式(22)进一步得水平力平衡方程:

$$KP_D + P_a - P_p - T = 0 \quad (0 < T \leq T_{\max}) ; \quad (25)$$

由式(23)进一步得竖向力平衡方程:

$$K_V V_D - F_p - F_a - F_i - R_{\text{cov}} - R_{\text{bot}} = 0 ; \quad (26)$$

由式(24)进一步得力矩平衡方程:

$$KP_D(H + H_{\text{cov}} + t) + P_a H_{\text{sa}} - K_V V_D(L/2 - l) - P_p H_{\text{sp}} - M_{\text{fp}} - M_{\text{fa}} - M_{\text{fi}} - R_{\text{cov}} l_{\text{cov}} - R_{\text{bot}} l_{\text{bot}} + (KP_D + P_a - P_p - T)v = 0 . \quad (27)$$

式(27)~式(25) $\times v$ 后, 力矩平衡方程式(27)进一步化为

$$KP_D(H + H_{\text{cov}} + t) + P_a H_{\text{sa}} - K_V V_D(L/2 - l) - P_p H_{\text{sp}} - M_{\text{fp}} - M_{\text{fa}} - M_{\text{fi}} - R_{\text{cov}} l_{\text{cov}} - R_{\text{bot}} l_{\text{bot}} = 0 . \quad (28)$$

式(28)是在同时满足水平力平衡和力矩平衡条件下得到的, 并且式(28)中不含 T 和 v , 不受 T 和 v 的影响。

箱筒型基础防波堤结构稳定性包括结构抗滑稳定、抗倾覆稳定和结构竖向承载力稳定。

当水平力平衡方程(25)中的 T 取 T_{\max} 时, 结构发生滑动破坏, 此时结构可承担的波浪力相对于设计波浪力的安全度 K 定义为结构抗滑稳定性安全系数 K_s , 表示为

$$K_s = (P_p + T_{\max} - P_a) / P_D . \quad (29)$$

当 $K_V=1$ 时, 结构达到力矩极限平衡时可承担的波浪力相对于设计波浪力的安全度 K 定义为结构的抗倾覆稳定性安全系数 K_o 。这时需要联立式(26)、(28)求解。

结构可承担的波浪力相对于设计波浪力的安全度 K 取 K_s 和 K_o 中的较小值。当 $K_o > K_s$ 时, 在水平波浪力作用下结构首先发生滑动破坏; 当 $K_s > K_o$ 时, 在水平波浪力作用下结构首先发生倾覆破坏。 K_o 和 K_s 大于 1 时, 说明结构满足抗滑和抗倾覆稳定。某一个值小于 1 说明发生对应的破坏。

当 $K=1$ 时, 达到竖向力极限平衡时结构可承担的竖向力的安全系数 K_V 定义为设计波浪力下结构的竖

向承载力安全系数。当 $K_V > 1$ 时, 说明在设计波浪力下结构竖向承载力安全。反之, 结构发生竖向承载力破坏。

1.3 具体求解步骤

当结构转动点 O 到筒基最右端的横向距离 l 变化时, 水平力平衡方程(25)具有统一的解析表达式, 可以由式(29)直接求出结构的抗滑稳定性安全系数 K_s 。

由于受结构的空间几何形状的影响, 当结构转动点 O 到筒基最右端的横向距离 l 变化时, 竖向力平衡方程式(26)和方程式(29)并不具有统一的解析表达式, 为了求解竖向力设计值作用下结构的整体抗倾覆稳定性安全系数 K_o 和波浪力设计值作用下结构的竖向承载力安全系数 K_V , 将结构最右端的位置定义为 0 点位置, 从右到左在横向方向定义了 0~9 共 10 个特殊点位置, 从而根据 10 个特殊点位置将转动轴线可能处在的位置分成 19 种情况, 如图 3 所示。

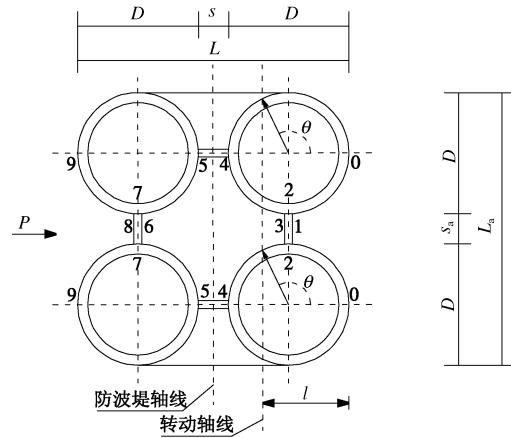


图 3 特殊点位置及区域划分

Fig. 3 Position of special points and region division

对于每一种情况, 竖向力平衡式(26)和式(28)具有统一的解析表达式, 式中的力和力矩均按实际几何形状和对应的分布进行积分求得。结构抗滑稳定性安全系数 K_s 可由式(29)直接求出。求解竖向力设计值($K_V=1$)下结构的整体抗倾覆稳定性安全系数 K_o 属于求解计算竖向力 V (K_V 为一给定值)下结构的整体抗倾覆稳定性安全系数 K_o 的一类问题, 称为第一类问题。求解波浪力设计值($K=1$)下结构的竖向承载力安全系数 K_V 属于求解计算波浪力 P (K 为一给定值)作用下结构的竖向承载力安全系数 K_V 的一类问题, 称为第二类问题。两类问题都是通过联立方程(26)和(28)及各种情况下 l 和 θ 的关系方程进行求解。对于第一类问题, 具体求解步骤如下: 首先根据竖向力平衡式(26)分别计算转动点 O 分别位于 10 个特殊点位置处并达到竖向力平衡状态时所能承受的计算竖向力, 根据给定的计算竖向力 V 判断转动点 O 所处的

位置属于上述 19 种情况中的哪种情况; 第二步根据所求情况对应的竖向力平衡式(26)的具体解析方程和相应情况下 l 和 θ 的关系, 联立求解给定的计算竖向力 V 下结构达到竖向力极限平衡时对应的 l 和 θ 的值; 第三步, 根据求出的 l , θ 及转动点所在情况对应的式(28)的具体解析式, 求出计算竖向力 V 作用下结构的整体抗倾覆稳定性安全系数 K_o 。对于第二类问题, 由于式(26)、(28) 中都含有待求量 K_v 及 l , θ , 需要先假定一个 K_v 值按第一类问题的求解步骤进行求解 K , 直到求解出的 K 和给定的 K 在很小的范围内, 此时假定的 K_v 即为待求 K_v 。

2 稳定性分析

2.1 工程概况

针对天津港防波堤延伸工程中的箱筒型基础防波堤设计方案, 利用本文所建立的箱筒型基础防波堤稳定性计算的极限平衡法进行结构稳定性分析。设计结构断面如图 4 所示。下部基础筒外径 12 m, 连接墙宽 3 m, 厚 0.5 m, 盖板厚 0.5 m, 一组箱筒型基础防波堤的水平总尺寸为 27 m, 考虑基础筒高度分别取 8, 9, 10 m。

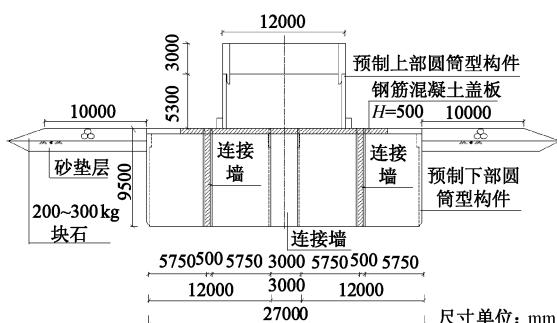


图 4 箱筒型基础防波堤结构断面图

Fig. 4 Section of a bucket foundation of breakwater

地质剖面由上至下依次为淤泥层、淤泥质黏土层、粉质黏土层、粉土层和粉砂层, 各土层主要土性参数如表 1 所示。根据文献[10]中由十字板强度推算土体强度指标 c , φ 的方法, 此工程段软土层的实测十字板强度推算的土体强度指标 c , φ 如表 2 所示。

表 1 各土层主要土性参数

Table 1 Main parameters of soil layers

土层	天然含水率/%	密度 $/(g \cdot cm^{-3})$	固结快剪		压缩模量 $/MPa$
			内摩擦角 $/(^\circ)$	黏聚力 $/kPa$	
淤泥	61.25	1.65	12.68	9.25	1.94
淤泥质黏土	45.21	1.77	16.03	14.76	2.28
粉质黏土	30.64	1.89	21.54	17.97	4.09
粉土	26.39	1.94	33.74	12.99	5.87
粉砂	24.66	1.93	34.00	2.50	10.00

表 2 十字板强度推算的土体强度指标

Table 2 Soil strength indexes calculated by vane shear strength

土层分布/m	内摩擦角 $/(^\circ)$	黏聚力 $/kPa$
0~3	12.8	4.5
3~8	11.0	6.0
8~10	18.9	7.0

2.2 稳定性计算结果分析

针对设计高水位的 $H_{1\%}$ 波浪条件, 利用本文所建立的箱筒型基础防波堤稳定性计算的极限平衡法进行结构稳定性分析, 软土层取实测十字板强度推出的土体强度指标。基础筒高度分别取 8, 9, 10 m 时, 极限平衡法的计算结果见表 3, 可见基础筒高 8~10 m 时, 天津港延伸工程中的箱筒型基础防波堤的抗滑、抗倾和竖向承载力均具有较高的安全度。

表 3 不同基础筒高时极限平衡法的计算结果

Table 3 Results calculated by the limit equilibrium method under different heights of the bucket foundations

基 础 筒 高 /m	抗 滑 计算 ($K_v=1$)			K	竖向承载力计算 ($K=1$)		
	K_s	K_o	l/m	l/L	K_v	l/m	l/L
8	2.03	2.12	15.02	0.556	2.03	2.44	24.95
9	2.33	2.35	15.01	0.556	2.33	2.72	25.655
10	2.65	2.58	15.00	0.556	2.58	3.02	26.241

2.3 与有限元结果的对比验证

本文极限平衡法中定义的极限状态时结构可承担的波浪力相对于设计波浪力的安全度 K 与有限元中定义的 K 是一致的, 可以直接进行比较。由表 4 可见本文极限平衡法中得到的不同基础筒高时设计竖向力作用下波浪力安全系数与有限元结果吻合很好, 相互验证了正确性。

表 4 不同基础筒高时极限平衡法的计算结果

Table 4 Comparisons of results between the limit equilibrium method and the finite element method

基 础 筒 高 /m	极限平衡法			K	有限 元方 法		$K - \text{有限元法} K$ %
	K_o	K_s	K		K	K	
8	2.12	2.03	2.03	2.08			-2.50
9	2.35	2.33	2.33	2.30			1.13
10	2.58	2.65	2.58	2.53			2.08

2.4 极限状态时各抗力对结构稳定性的贡献

为了进一步探明箱筒型基础新型防波堤结构的承载机理, 对极限状态时各抗力对结构稳定性的贡献大小进行分析。以筒基入土深度 9 m 的工况为例, 分别针对设计竖向力下(本工况为结构重力)施加波浪水平力至滑动破坏极限状态和倾覆破坏极限状态时, 以及针对设计波浪力下施加竖向力至结构竖向承载破坏

极限状态时, 各抗力对结构稳定性的贡献见表 5。

表 5 各抗力对结构稳定性的贡献

Table 5 Contributions of resistances to structural stability

抗力类型	滑动破坏极限状态	倾覆破坏极限状态	竖向承载破坏极限状态	%
土压力	28.78	7.28	—	
基础筒及连接墙壁面上的竖向摩阻力	—	59.51	39.28	
盖板底部的土反力	—	15.34	37.81	
基础筒筒裙端部和连接墙底部的土反力	—	11.62	22.91	
土体对基础筒底部的水平切力	71.22	—	—	
结构重力	—	6.25	—	

注: 计算力矩时, 取矩点为基础筒底。

由表 5 可见, 设计竖向力下施加波浪水平力至滑动破坏极限状态时, 土体对基础筒底部的水平切力对这种新型结构的抗滑起到了最主要贡献; 针对设计竖向力下施加波浪水平力至倾覆破坏极限状态时, 基础筒及连接墙壁面上的竖向摩阻力对这种新型结构的抗倾起到了最主要贡献, 而结构自重所起的贡献相对较小, 这完全不同于传统的重力式防波堤结构, 由于基础筒及连接墙壁面面积大, 且结构水平尺寸大, 摩阻力对应的力臂也大, 结构可充分利用结构壁面和软土地基间的摩阻力进行抗倾, 这也是这种新型结构能够适用于软土地基的主要原因; 设计波浪力下施加竖向力至结构竖向承载破坏极限状态时, 基础筒及连接墙壁面上的竖向摩阻力对结构竖向承载也起最大贡献, 其次是盖板底部的土反力。

4 结语

在有限元方法计算得出的箱筒型基础防波堤极限状态下结构运动模式的基础上, 考虑箱筒型基础防波堤的三维空间几何特性、受力特点、极限状态转动点的位置等因素, 建立了箱筒型基础防波堤稳定性计算的极限平衡法, 通过与有限元结果对比, 相互验证了正确性, 与有限元法相比, 极限平衡法计算速度快, 效率高, 更方便工程应用。

参考文献:

- [1] 彭增亮. 箱筒型基础结构气浮拖航的稳定性计算[J]. 中国港湾建设, 2007(1): 15-19. (PENG Zeng-liang. Calculation of stability of caisson-cylindrical foundation structures pneumatically floated during towage[J]. China Harbour Engineering, 2007(1): 15-19. (in Chinese))
- [2] 肖忠, 王元战, 及春宁, 等. 箱型基础防波堤稳定性有限元数值分析[J]. 土木工程学报, 2009, 42(7): 119-125. (XIAO Zhong, WANG Yuan-zhan, JI Chun-ning, et al. Finite element analysis for stability of bucket foundation breakwater[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(7): 119-125. (in Chinese))
- [3] 王元战, 肖忠, 李元音, 等. 箱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): 622-627. (WANG Yuan-zhan, XIAO Zhong, LI Yuan-yin, et al. Finite element analysis for earth pressure on bucket foundation of breakwater[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(4): 622-627. (in Chinese))
- [4] 王元战, 肖忠, 迟丽华, 等. 箱型基础防波堤稳定性简化计算方法[J]. 岩土力学, 2009, 30(5): 1367-1372. (WANG Yuan-zhan, XIAO Zhong, CHI Li-hua, et al. A simplified calculation method for stability of bucket foundation breakwater[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(5): 1367-1372. (in Chinese))
- [5] XIAO Zhong, WANG Yuan-zhan, ZHANG Zhi-kai, et al. A simplified method for vertical bearing capacity of bucket foundation breakwater under wave load[C]// The 2nd International Conference on Mechanic Automation and Control Engineering, Inner Mongolia, IEEE press, 2011: 2839-2842.
- [6] 吴凤亮, 李伟. 箱筒型基础防波堤结构的沉降量分析[J]. 国防交通工程与技术, 2006(4): 39-42. (WU Feng-liang, LI Wei. Settlement analysis of the breakwater structure with box-type suction foundation[J]. Traffic Engineering and Technology for National Defence, 2006(4): 39-42. (in Chinese))
- [7] 喻志发, 李立新, 朱耀庭. 从实测数据判断箱筒型结构在风浪作用下的稳定性[J]. 中国港湾建设, 2010(4): 21-24. (YU Zhi-fa, LI Li-xin, ZHU Yao-ting. Judging stability of caisson-cylindrical structure under the action of big waves from the measured data[J]. China Harbour Engineering, 2010(4): 21-24. (in Chinese))
- [8] 蒋敏敏, 蔡正银, 徐光明, 等. 软土地基上箱筒型基础防波堤静力离心模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增刊2): 3865-3870. (JIANG Min-min, CAI Zheng-yin, XU Guang-ming, et al. Judging stability of caisson-cylindrical structure under the action of big waves from the measured data[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(S2): 3865-3870. (in Chinese))
- [9] American Petroleum Institute. Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms[S]. Washington D C: API Publishing Services, 2000.
- [10] 侯晋芳. 软粘土土坡稳定性研究[D]. 天津: 天津大学, 2007. (HOU Jin-fang. Study on stability of soft clay slope[D]. Tianjin: Tianjin University, 2007. (in Chinese))