

波浪作用下加固软基上大圆筒结构稳定性分析

肖 忠¹, 王元战¹, 及春宁¹, 黄泰坤², 单 旭³

(1. 天津大学, 天津市港口与海洋工程重点实验室, 天津 300072; 2. 中交第一航务工程勘察设计院有限公司, 天津 300222;
3. 铁道部第三勘测设计院, 天津 300142)

摘 要: 在大型通用有限元软件 ABAQUS 平台上, 通过二次开发, 将软黏土的循环强度与 D-P 屈服准则相结合, 基于拟静力分析建立了波浪循环作用下考虑软土地基弱化效应的大圆筒结构稳定性计算模型。结合某工程, 对大圆筒结构的稳定性进行了分析。结果表明, 考虑地基循环弱化效应时, 大圆筒结构的稳定性安全系数显著降低; 打设排水板对地基加固后, 结构稳定性安全系数显著提高; 在同一圆筒入土深度下, 随着地基加固深度的增加, 大圆筒结构稳定性安全系数明显增大。考虑地基循环弱化效应时大圆筒结构稳定性安全系数减小程度在 30 % 左右, 建议在实际设计中应考虑软土地基循环弱化效应对大圆筒结构稳定性的影响。同时在地基不满足承载要求时, 打设排水板加固软土地基是提高大圆筒结构稳定性的有效途径。

关 键 词: 大圆筒结构; 循环强度; 排水板; 稳定性; 有限元法

中图分类号: TV 223.2+9

文献标识码: A

Stability analysis of large cylindrical structure for strengthening soft foundation under wave load

XIAO Zhong¹, WANG Yuan-zhan¹, JI Chun-ning¹, HUANG Tai-kun², SHAN Xu³

(1. Tianjin Key Laboratory of Harbor & Ocean Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. China Communications First Design Institute of Navigation Engineering, Tianjin 300222, China; 3. The Third Railway Survey and Design Institute, Tianjin 300142, China)

Abstract: A quasi static finite element method for stability analysis of the large cylindrical structure considering the cyclic weakening effect of soft foundation under wave load was developed by combining the concept of cyclic shear strength with D-P yield criterion. Then the proposed method was numerically implemented in the framework of the general-purpose FEM software ABAQUS. According to a project, the stability of the large cylindrical structure was analyzed. The results show that the stability safety factor of the large cylindrical structure decreased obviously when strength weakening of soft ground was considered while increased remarkably when the soft clay was reinforced by driving drainage plate. And the stability safety factor of the large cylindrical structure increased obviously with the increment of reinforced depth for the same embedded depth of the large cylinder. Weakening degree of the stability safety factor of the large cylindrical structure is 30% when strength weakening of soft ground is considered; so it is suggested that the strength weakening of soft ground should be considered in practical design. Besides, reinforcement of soft soil by driving drainage plate is an effective way to increase the stability safety factor of the large cylindrical structure when the soft ground can't satisfy the bearing requirement of the structure.

Key words: large cylindrical structure; cyclic shear strength; drainage plate; stability; finite element method

1 引 言

随着港口规模的扩大, 今后的港区必将向大海深水区发展。而大海深水区往往波高浪大, 土质常为软黏土, 强度较差, 因此, 对于这种环境下的港口与海岸工程结构的稳定性研究显得十分重要。沉入式大圆筒防波堤是一种无底的薄壁圆筒结构, 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港口与海岸工程结构, 在我国长江口、珠江口及渤海湾等淤泥质海岸地区具有广泛的应用前景。目前, 沉入式大圆筒防波堤结构稳定性分析包括静力分析模型、动力分析和拟静力分析模型 3 类。静力分析模型主要是由极限平衡法推出的各种简化模型^[1-3]和有限元分析模型^[4-5]。静力分析模型不能考虑波浪循环效应对结构承载力的影响, 然而波浪持续作用

下土体发生弱化是导致大圆筒结构发生稳定破坏的主要原因。动力分析模型中, 文献[6]在 Marc 有限元软件中进行了大圆筒结构与地基耦合系统有限元动力分析, 文献[7]采用弹簧-阻尼系统模拟地基土体对大圆筒结构的作用, 提出了大圆筒结构动力分析的简化模型。但在这些动力模型中, 土体均采用等效线性黏弹性动力本构模型, 不能考虑土体在循环荷载作用下的塑性变形积累, 并且一次风浪引起的循环荷载少则几千次, 多则上万次, 直接借用动力计算方法必然造成计算误差的累积和计算费用的增加, 从而失去实用价值。而拟静力法既能考虑软黏土在波浪荷载下的弱化特性对结构整体稳定性的影响, 且计算量相对较小。对于波浪荷载作用下的重力式平台基础的稳定性分析, Andersen 等建议采用土的循环强度, 即在一定循环次数下, 土单元达到变形破坏标准时, 作用在土单元剪切面上的初始静剪应力和循环动剪应力之和, 并提出了拟静力极限平衡计算方法^[8]。王建华等将 Mises 屈服准则和循环强度相结合, 建议了一种依据土单元循环强度评价地基循环承载力的方法, 该方法考虑了土单元的初始静剪应力对其循环强度的影响^[9]。范庆来、栾茂田等在大型有限元分析软件 ABAQUS 上实现了这种方法, 并分析了大圆筒结构的循环承载性能^[10]。但 Mises 屈服准则仅适用于内摩擦角为 0 的软黏土地基, 适用于土体采用不固结、不排水抗剪指标的情况, 且不能考虑静水压力对土体屈服特性的影响, 而在软基上修建大圆筒防波堤, 在土体不固结、不排水强度下, 地基往往满足不了承载要求, 长江口深水航道治理二期工程中的半圆堤、大圆筒结构在恶劣波浪条件下曾分别出现沉陷和倾覆破坏, 范期锦等^[11]通过现场调查、室内试验, 得出地基土强度在波浪动荷载作用下的弱化是导致半圆堤、大圆筒等导堤结构发生破坏的主要原因。为了提高地基承载力, 往往通过打设排水板对一定深度的地基进行加固, 加固后的软黏土内摩擦角不为 0, Mises 屈服准则不再适用。

基于软黏土的循环强度概念, 在大型通用有限元软件 ABAQUS 平台上, 通过二次开发, 将软黏土的循环强度与 D-P 屈服准则相结合, 基于拟静力分析建立了波浪循环荷载作用下考虑软土地基弱化效应的大圆筒结构的稳定性计算模型。结合某工程, 借助软黏土循环强度曲线, 针对原设计方案及改进方案对大圆筒结构的稳定性进行了验算。

2 计算模型与分析方法

2.1 基于 D-P 屈服准则的地基循环强度模型

海洋环境中的结构往往承受结构自重等静荷载

和波浪循环动荷载共同作用, 其下的软黏土地基中不仅存在由结构自重引起的初始静剪应力, 而且存在波浪动荷载引起的循环动剪应力。在静荷载作用下, 土单元的抗剪强度可以用它的静剪切强度值来衡量; 在静荷载、循环动荷载共同作用下土单元的抗剪强度也需要一个强度值来衡量。Andersen 通过大量软土动三轴试验, 得出可以利用循环强度的概念来描述静荷载与循环动荷载作用下软土的强度。循环强度 $q_{f,d}$ 定义为在一定循环次数下, 土单元达到变形破坏标准时, 作用在剪切面上的初始静剪应力和循环动剪应力之和, 它反映了土单元承受静、动荷载共同作用的能力, 可以由式(1)表示,

$$q_{f,d} = (q_s + q_d)_f \quad (1)$$

式中: q_s 为土单元剪切面上的初始静剪应力; q_d 为土单元剪切面上的循环动剪应力, 下标 f 表示达到破坏标准时。对于一个土单元, 在初始静剪应力作用下, 再作用一定循环次数的动剪应力达到变形破坏标准时, 所能承担的循环动剪应力是一定的, 也就是剪切面上的初始静剪应力和循环动剪应力之和即循环强度是一定的。所以在规定的破坏标准下, 则可以借助动三轴试验根据土单元的初始静剪应力值直接确定土单元的循环强度值。将循环强度 $q_{f,d}$ 与静强度 q_f 的比值称为循环强度与静强度比。它主要与初始静剪应力比 q_s/q_f , 选取的破坏标准 ε_f 和循环次数 N 有关, 可以由式(2)表示,

$$q_{f,d}/q_f = f(q_s/q_f, \varepsilon_f, N) \quad (2)$$

式(2)即是一定循环次数 N 下, 土单元达到变形破坏标准 ε_f 时, 土单元循环强度与静强度比随初始静剪应力比变化的循环强度曲线。

循环强度曲线可以通过大量动三轴试验总结得出^[9-12], 也可通过已有的循环荷载下土体塑性变形经验公式导出^[13]。Jin-Chun Chai 给出了土体正常固结条件下循环荷载作用下考虑初始静剪应力的软黏土塑性变形的经验方程^[13], 如式(3)所示

$$\varepsilon_p = a(q_d/q_f)^m (1 + q_s/q_f)^n (N^b) \quad (3)$$

式中 a 、 b 、 m 、 n 为与土性有关的参数。若取 ε_p 为选定的破坏应变 ε_f , 则由式(3)可得出:

$$q_{f,d}/q_f = \left[\frac{\varepsilon_f}{a(1 + q_s/q_f)^n N^b} \right]^{1/m} + \frac{q_s}{q_f} \quad (4)$$

式(4)即构成了一定循环次数 N 下, 土单元达到变形破坏标准 ε_f 时的循环强度曲线。

在实际地基中, 八面体剪应力表示为

$$\tau_8 = \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} / 3 \quad (5)$$

在三轴试验中由于 $\sigma_2 = \sigma_3$, 则

$$\tau_8 = \sqrt{2}(\sigma_1 - \sigma_3) / 3 \quad (6)$$

依据八面体剪应力等效原则, 由式(5)、(6)可建立实际地基中应力状态与循环三轴试验中土样应力状态之间的等效关系, 从而可将动三轴试验得到的循环强度曲线应用于实际地基问题的分析中。

根据 D-P 屈服准则,

$$q_f = p \tan \varphi + c \quad (7)$$

式中: p 为静水压力; φ 为 D-P 模型内摩擦角; c 为 D-P 模型中的材料黏聚力。将 D-P 屈服准则与循环强度概念相结合, 由式(2)与(7)可得

$$q_{f,d} = f(q_f / q_f, \varepsilon_f, N) \cdot (p \tan \varphi + c) \quad (8)$$

式(8)即为基于 D-P 屈服准则和三轴试验建立的循环强度模型, 在二次开发程序中, 首先根据静强度指标由 D-P 屈服准则计算土单元静强度 $q_f = p \tan \varphi + c$, 然后在静强度的基础上乘以根据由动三轴试验总结得到的循环强度与静强度比函数 $f(q_f / q_f, \varepsilon_f, N)$, 则折减得到考虑循环效应时的土单元循环强度, 以土单元循环强度为标准即可运用拟静力法进行考虑软土地基循环弱化效应的大圆筒结构稳定性计算。当软黏土内摩擦角为 0 时, D-P 屈服准则即转化为 Mises 屈服准则, 基于 D-P 屈服准则的循环强度模型具有更一般形式。

2.2 大圆筒结构循环承载力分析模型

运用基于 D-P 屈服准则的循环强度模型计算波浪循环荷载作用下大圆筒结构稳定性问题的基本思路是: (1)先由设计条件计算大圆筒结构所受到的静力荷载和波浪力, 采用 D-P 模型通过弹塑性增量有限元计算自重等静力荷载下地基中的初始静剪应力分布; (2)根据每个土单元的初始静剪应力并利用循环强度曲线, 由基于 D-P 屈服准则的循环强度模型确定地基中每个土单元的循环强度, 由于每个土单元的初始静剪应力不同, 每个土单元的循环强度也不同; (3)以土单元的循环强度作为破坏标准, 根据波浪力的分布, 在有限元模型中的结构上沿波浪力方向由 0 逐级加大波浪力值, 并将在结构上逐级施加的波浪力值称为波浪力的加载值, 由此得到作用

在结构上的波浪力荷载-位移关系曲线。当曲线的斜率逼近于 0 时, 按照理想塑性流动概念, 此时对应的波浪力的加载值即为一定的静力荷载作用下大圆筒结构所能承受的波浪力的极限值。为清楚表达波浪力的加载值与设计波浪力的关系, 定义一个表征荷载加载程度的加载系数 α , 对荷载加载值进行无量纲化处理:

$$\alpha = P / P_D \quad (9)$$

式中: P 为波浪力的加载值; P_D 为设计波浪力。当 P 加载到结构极限承载力 P_u 时, 加载系数 α 定义为结构稳定性安全系数 K 。

3 大圆筒结构稳定性数值分析

3.1 工程概况

某工程具有水深、浪大、地质条件差的特点。地基表层为 60 m 厚的软黏土层, 软黏土加固前后的土体静强度指标见表 1。压缩模量为 1.52 MPa, 泊松比为 0.4, 渗透系数为 92×10^{-9} cm/s。

表 1 软黏土加固前后的土体静强度指标
Table1 Static strength indices of soft soil before and after foundation reinforcement

土名	加固前		加固后	
	CU	UU	CU	UU
	c /kPa	φ /($^\circ$)	c_u /kPa	c /kPa
软粘土	8.5	9.0	11.5	19.7
				10.1
				29.3

设计条件和施工期台风条件下的水位、水深、波高及周期见表 2。

表 2 水位、水深、波高及周期
Table2 Water level, water depth, wave height and period

条件	水位/m	堤前水深/m	波高 H_1 /m	周期 T /s
设计高水位	4.13	12.63	7.78	8.01
设计低水位	0.06	8.56	5.86	8.01
施工期台风下	3.10	11.60	7.37	7.40

大圆筒结构直径为 12 m, 泥面以上筒高为 8 m, 筒顶块体重 480 t。原设计方案圆筒入土 15 m, 结构自重 470 t, 地基不加固; 改进方案圆筒入土 22 m, 结构自重 640 t, 打设塑料排水板并在圆筒墙两侧 15 m 范围内加块石堆载对深度 15 m 范围内的地基进行加固, 改进方案中的大圆筒结构断面如图 1 所示。修建在天然地基上, 入土深度 15 m 的大圆筒结构在恶劣台风波浪条件下曾出现倾覆破坏。

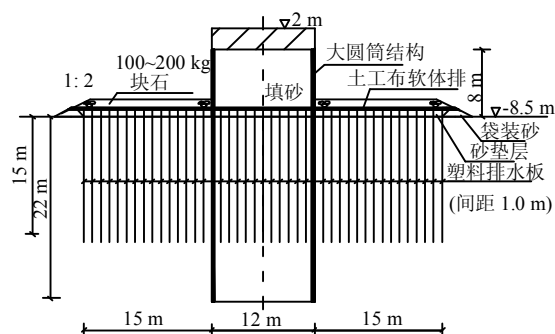


图1 排水板加固软基上大圆筒结构断面图

Fig.1 Sectional drawing of large cylindrical structure in soft clay reinforced by drainage plate

3.2 有限元模型

针对波高为 7.37 m, 波浪周期 7.40 s 的台风波浪条件, 对大圆筒结构的稳定性进行三维有限元分析。在波浪荷载垂直于大直径圆筒防波堤墙时, 一组大直径圆筒结构关于与波浪方向平行的平面对称。为了节省计算时间和计算资源, 取大直径圆筒结构的一半作为有限元分析对象。有限元计算域平面图如图 2 所示, 立面图如图 3 所示。有限元模型中土体计算域在垂直防波堤轴线方向取大圆筒结构直径的 10 倍, 土体深度取 60 m。计算土域的边界条件如下: 地基表面为自由边界, 底面为固定边界, 前侧面和后侧面为侧限边界, 左侧面和右侧面为对称边界, 如图 2 中所示。在建立的三维有限元模型中, 土体和结构均采用八节点三维减缩积分实体单元, 在结构和土体间相接触的区域(包括大圆筒结构内外壁、筒底面与土体相接触区域)设置接触点对。考虑到结构的弹性模量远大于土体的弹性模量, 所以指定结构上的接触面为主接触面, 土体上的接触面为从接触面; 接触面上的本构模型在切向采用库仑摩擦本构模型, 法向采用硬接触方式, 根据美国 API^[14], 黏性土对筒壁单位面积的摩擦力 f 不大于黏性土不排水剪切强度 c_u 。

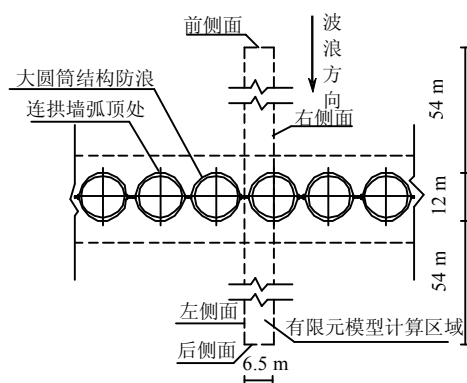


图2 有限元计算域平面图

Fig.2 Planar graph of finite element computational domain

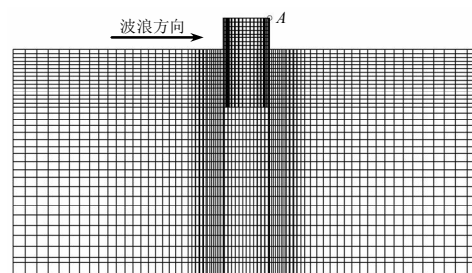


图3 有限元计算域立面图

Fig.3 Elevation drawing of finite element domain

3.3 波浪力计算

波浪是防波堤的主要设计荷载, 目前关于波浪力的研究成果大多针对平面直墙防波堤, 如我国现行《海港水文规范》^[15]给出的直立堤波浪力计算公式只适用于平面直墙情况。而大圆筒防波堤、筒型基础防波堤等的挡浪墙为连拱形墙面。对于连拱形墙面, 在研究和实际设计中通常通过曲面修正系数等将连拱形墙面的波浪力计算转化为平面直墙上的波浪力计算^[16-17]。为了研究连拱形墙面上波浪力竖向分布、环向分布和波浪力合力特性, 文献[17]采用黏性流数值模型进行了连拱形墙面上波浪力计算。计算结果表明, 波浪力竖向分布与《海港水文规范》计算出的平面直墙上波浪力竖向分布比较一致, 但由于波浪到达连拱形墙面环向各点处存在一定的相位差, 所以沿环向波浪力有所减小, 作用在连拱形墙面上的波浪合力比作用在平面直墙上的波浪力小。文献[17]建议在计算连拱形墙面上波浪力时, 可按《海港水文规范》中平面直墙波浪力计算方法确定连续圆筒防波堤上的波浪力, 但波峰时应考虑 0.9 左右的折减系数, 波谷时应考虑 0.95 左右的折减系数。本文根据文献[17]的建议进行了波浪力计算, 图 4 给出了台风条件下波峰时连拱形墙面弧顶处的波浪力竖向分布。

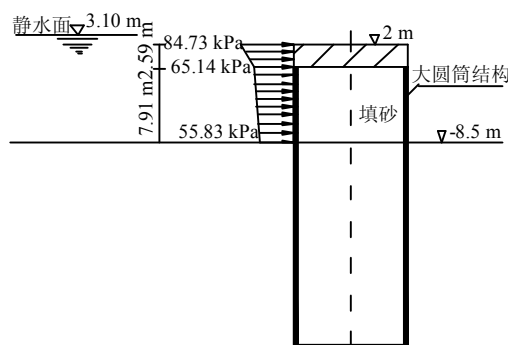


图4 台风条件下波峰时弧顶处波浪力竖向分布图

Fig.4 Vertical distribution of wave force at the top position

of the arc under the crest of the typhoon wave

3.4 稳定性分析

由于结构所处的软黏土层渗透系数小于 $1 \times 10^{-7} \text{cm/s}$, 土层可看作处于不透水状态, 采用塑料排水板加固后, 虽然土层的渗透性增强, 但考虑到波浪荷载在几个小时之内就能循环几千次, 软黏土地基中大部分区域的孔隙水没有足够的时间沿着塑料排水板排出, 累计孔隙水压力已经达到很高的值, 使软黏土抗剪强度大幅降低, 威胁结构的安全。所以不论加固前还是加固后, 为了考虑波浪循环荷载作用下的软黏土的循环弱化效应, 波浪荷载作用时软土地基中的排水条件均假定为不排水状态。加固前, 考虑到大圆筒在施工期就可能遭遇强波浪, 地基软黏土静强度采用不固结不排水指标, 循环强度曲线采用文献[9]通过大量动三轴试验得出的不固结、不排水条件下的软黏土循环强度曲线, 其中选取的破坏标准 ε_f 和循环次数 N 分别为 10 % 和 1 000 次, 文献[9]中对应的循环强度曲线可用两直线段很好地拟合出来, 为了便于在程序中解析计算, 本文二次开发程序中采用两直线段拟合原曲线得到循环强度曲线表达式如下:

$$\frac{q_{f,d}}{q_f} = \begin{cases} 0.300 + 1.082 \frac{q_s}{q_f}, & 0 \leq \frac{q_s}{q_f} \leq 0.61 \\ 0.897 + 0.103 \frac{q_s}{q_f}, & 0.61 \leq \frac{q_s}{q_f} \leq 1.0 \end{cases} \quad (10)$$

加固部分土体静强度采用固结不排水指标, 循环强度曲线采用前文由 Jin-Chun Chai 给出的软黏土塑性变形的经验方程^[13]推导出的正常固结不排水条件下软黏土循环强度曲线, 其中参数 a 取 1.0, b 取 0.17, m 取 3.8, n 取 1.0, 选取的破坏标准 ε_f 和循环次数 N 分别为 10 % 和 1 000 次, 未加固部分仍按不固结、不排水指标。若不考虑软土地基循环弱化效应时结构所能承受的最大波浪力为 P_{NW} , 考虑循环弱化效应时结构所能承受的最大波浪力为 P_W , 定义结构稳定性安全系数的弱化程度 W 为

$$W = (P_{NW} - P_W) / P_{NW} \quad (11)$$

采用荷载加载法在大圆筒结构上加载波浪力, 得到各种情况下作用在结构上的波浪力的加载值-结构转角曲线和波浪力的加载值-水平位移曲线分别如图 5、6 所示。

由图 5、6 可得出, 对于原设计方案 (圆筒入土 15 m, 地基不加固时), 当不考虑软土地基的循环弱化效应时, 大圆筒结构稳定性安全系数 K 为 0.70, 当考虑循环弱化效应时, K 仅为 0.47, 结构稳定性安全系数的弱化程度 W 为 32.9%, 此时大圆筒结构

将发生倾覆破坏; 对于 (圆筒入土 22 m, 地基加固 15 m 时) 改进设计方案, 当不考虑软土地基的循环弱化效应, 大圆筒结构稳定性安全系数 K 为 1.92, 当不考虑软土地基的循环弱化效应, 大圆筒结构稳定性安全系数 K 为 1.02, 当考虑循环弱化效应时, K 仅为 0.73, 结构稳定性安全系数的弱化程度 W 为 28.4%。

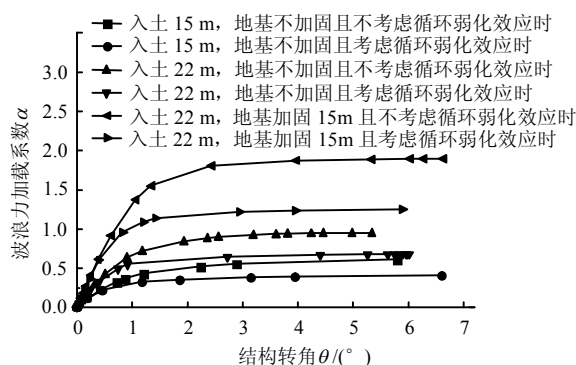


图 5 各种情况下波浪力-结构转角曲线
Fig.5 Wave force-structural rotation curves under various cases

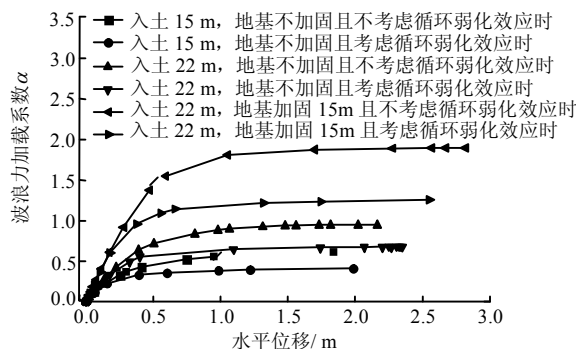


图 6 各种情况下波浪力-结构顶点 A 水平位移曲线
Fig.6 Wave force-structural horizontal displacement curves at point A under various cases

由此可见, 当考虑地基循环软化效应时, 大圆筒结构的稳定性安全系数显著降低; 由圆筒入土深度增加 8 m 引起大圆筒结构稳定性安全系数增加了 55.3%, 由地基加固 15 m 引起大圆筒结构稳定性安全系数增加了 119.1%, 由此可知, 通过打设排水板对地基进行加固能够显著提高大圆筒结构的稳定性。

图 7、8 分别为改进设计方案地基中初始静剪应力比 q_s/q_f 和循环强度与静强度比 $q_{f,d}/q_f$ 的分布图。

由图可见, 在圆筒底部的地基中初始静剪应力比与循环强度与静强度比均最大, 自此为中心逐渐减小。由于加固部分的土体强度明显高于不加固部分, 所以加固部分的初始静剪应力比明显小于不加

固部分; 由于加固部分和不加固部分土性不一样, 所以在加固部分与不加固部分的交界处, 两部分的初始静剪应力比和循环强度与静强度比是不同的。

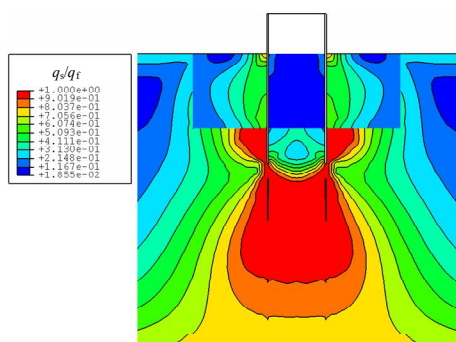


图 7 地基中初始静剪应力比 q_s/q_r 的分布
Fig.7 Initial static shear stress ratio q_s/q_r in soft clay

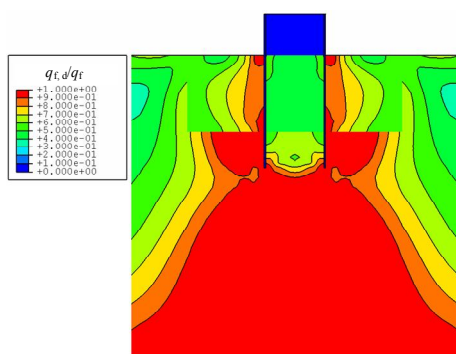


图 8 地基中循环强度与静强度比 $q_{t,d}/q_r$ 的分布
Fig.8 The ratio of cyclic shear stress to static shear strength $q_{t,d}/q_r$ in soft clay

3.5 地基加固深度对稳定性的影响

图 9 为圆筒入土 22 m 时, 不同地基加固深度下大圆筒结构稳定性安全系数对比图。在同一圆筒入土深度下, 随着地基加固深度的增加, 大圆筒结构稳定性安全系数明显增大, 考虑地基循环弱化效应时大圆筒结构稳定性安全系数弱化程度在 30% 左右。

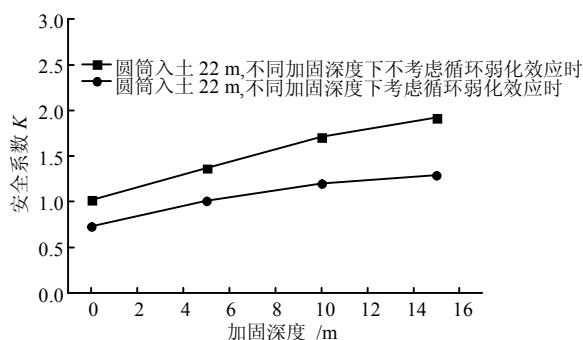


图 9 不同地基加固深度下大圆筒结构稳定性安全系数对比图

Fig.9 The stability safety factors of large cylindrical structure under different reinforced depth of soft clay

4 结 论

打设排水板加固软土地基是提高大圆筒结构承载力的有效途径。基于软黏土的循环强度概念, 在大型通用有限元软件 ABAQUS 平台上, 通过二次开发, 将 D-P 屈服准则与软黏土的循环强度相结合, 基于拟静力分析建立了波浪循环荷载作用下考虑软土地基弱化效应的大圆筒结构的稳定性计算模型。结合某工程, 借助软黏土循环强度曲线, 针对某工程原设计方案及改进设计方案对大圆筒结构的稳定性进行了验算。结果表明:

(1) 考虑地基循环软化效应时, 大圆筒结构的稳定性安全系数显著降低, 因此, 在实际设计中应考虑软土地基循环弱化效应对大圆筒结构稳定性的影响;

(2) 由圆筒入土深度增加 8 m 引起大圆筒结构循环承载力增加了 55.3%, 由地基加固 15 m 引起大圆筒结构循环承载力增加了 119.1%, 由此可见打设排水板对地基进行加固能够显著提高大圆筒结构的稳定性安全系数;

(3) 在同一圆筒入土深度下, 随着地基加固深度的增加, 大圆筒结构稳定性安全系数明显增大。

参 考 文 献

- [1] 王元战, 华蕾娜, 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 of large cylinder structure in coastal soft clay foundation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2005, 26(1): 41—45.
- [2] SUN Ke-li, ZHOU Xi-ren, QIAN Rong. The working mechanism and an analytic method of the deep embedded large cylinder structure[J]. *China Ocean Engineering*, 2004, 18(2): 221—228.
- [3] 吴梦喜. 软土地基中深埋式大圆筒结构的承载机制与稳定性分析方法[C]//第九届土力学及岩土工程学术会议论文集. 北京: 清华大学出版社, 2003: 593—598.
- [4] 王栋, 栾茂田, 范庆来, 等. 软基上大圆筒结构变形与稳定性的有限元数值分析[C]//第九届土力学及岩土工程学术会议论文集. 北京: 清华大学出版社, 2003: 1388—1391.
- [5] 王刚, 陈杨, 张建民. 大圆筒结构倾覆稳定分析的有限

- 2654元法[J]. 岩土力学, 2006, 27(2): 238—241.
- WANG Gang, CHEN Yang, ZHANG Jian-min. Finite element method for analyzing overturn stability of large cylindrical structures[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(2): 238—241.
- [6] 王世水, 唐云, 刘海笑. 波浪作用下沉入式大圆筒结构与海床土耦合系统的动力分析[J]. 港工技术, 2004, (3): 10—12.
- WANG Shi-shui, TANG Yun, LIU Hai-xiao. Dynamic finite element analysis on the coupling system of deeply embedded large cylindrical structure and seabed soil under waves[J]. **Port Engineering Technology**, 2004, (3): 10—12.
- [7] WANG Yuan-zhan, ZHU Zhen-yu. Dynamic response analysis for embedded large-cylinder breakwaters under wave excitation[J]. **China Ocean Engineering**, 2004, 18: 585—594.
- [8] ANDERSEN K H, ROLF L. Bearing capacity for foundations with cyclic loading[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1988, 114(5): 540—555.
- [9] WANG Jian-hua, LI Chi, MORAN K. Cyclic undrained behavior of soft clays and cyclic bearing capacity of a single bucket foundation[C]//Proceedings of 15th International Offshore and Polar Engineering Conference. Seoul: [s. n.], 2005, 377—383.
- [10] 范庆来, 栾茂田, 杨庆, 等. 考虑循环软化效应的软基上深埋大圆筒结构承载力分析[J]. 大连理工大学学报, 2006, 46(5): 702—706.
- FAN Qing-lai, LUAN Mao-tian, YANG qing, et al. Analyses of bearing capacity for deeply-buried large-diameter cylindrical structure on soft clay considering cyclic-softening effect[J]. **Journal of Dalian University of Technology**, 2006, 46(5): 702—706.
- [11] 范期锦, 李乃扬. 长江口二期工程北导堤局部破坏的原因及对策[J]. 中国港湾建设, 2004, (2): 1—8.
- FAN Qi-jin, LI Nai-yang. The reasons & countermeasures for north bank's part failure in the second phase regulation project of Yangtze estuary[J]. **Chinese Harbour Engineering**, 2004, (2): 1—8.
- [12] ANDERSEN K H, DYVIK R, SCHRODER K, et al. Field tests of anchors in clay II: predictions and interpretation[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, 1993, 119(10): 1532—1549.
- [13] CHAI J C, MIURA N. Traffic-load-induced permanent deformation of road on soft subsoil[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, 2002, 128(11): 907—916.
- [14] American Petroleum Institute. Recommended practice for planning I, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms[S]. Washington: API Publishing Services, 2000.
- [15] 交通部第一航务工程勘察设计院. JTJ213-98 海港水文规范 [S]. 北京: 人民交通出版社, 1998.
- [16] ZHANG Zi-qiao. Experiments of standing wave force upon circular breakwater[J]. **Journal of Tianjin University**, 1991, (Supp.): 103—108.
- [17] 王元战, 龚薇, 及春宁, 等. 基于粘性流模型的筒型基础防波堤波浪力数值分析[J]. 海洋工程, 2008, 26(3): 38—43, 77.
- WANG Yuan-zhan, GONG Wei, JI Chun-ning, et al. Numerical analysis of wave force on cylindrical foundation breakwater based on viscous flow model[J]. **The Ocean Engineering**, 2008, 26(3): 38—43, 77.

上接第 2647 页

- [9] OKA F, YASHIMA A, TATEISHI A, et al. A cyclic elastic-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus[J]. **Geotechnique**, 1999, 49: 661—680.
- [10] R UZUOKA, T KUBO, A YASHIMA, et al Numerical study on 3-dimensional behavior of a damaged pile foundation during the 1995 hyogo-ken nanbu earthquake[C]// Proceedings of 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego(USA):[s.n.], 2001.
- [11] YUAN Di TADANOBU SATO. A practical numerical method for large strain liquefaction analysis of saturated soils[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2004, 24: 251—260.
- [12] 唐小微, 佐藤忠信, 栾茂田. 三维无网格数值方法及其在地震液化分析中的应用[C]// 第七届全国土动力学学术会议论文集. 北京, 清华大学出版社, 2006: 487—492.
- [13] T. MATSUMARU and T. SATO. Mesh free analysis of liquefaction and ground flow phenomenon[C]// The third KU-KAIST-NTU Student Seminar on Civil Engineering

Research. Awaji in Japan: State of Tyoko University

2004(2): 25—28.