

隔水板桩与海底管道下方土体渗透破坏的对比分析

雒承才, 高福平

(中国科学院力学研究所, 北京 100190)

摘 要

隔水板桩和海底管道地基土体的渗透破坏是两个典型的工程失效问题。分别对隔水板桩地基和具有一定嵌入深度的海底管道下方土体渗流场进行有限元模拟分析。结果表明, 板桩地基渗流场的最大水力梯度出现在板桩最下部, 其值在接近板桩底部的很小范围内显著增大。而海底管道在海流作用下的地基渗流场则呈现不同的变化规律, 水力梯度最大值出现在上下游的管道与海床表面接触处。将隔水板桩地基渗流的计算结果与理论解进行了比较分析。参考计算得到的海床地基渗流场最大水力梯度的位置及渗透力方向特点, 推导出了海底管道下方海床发生渗透破坏的临界水力梯度表达式。

关 键 词: 渗透破坏; 海底管道; 板桩; 临界水力梯度

1 引言

海底管道在海洋环境载荷下发生悬空进而引发断裂破坏是海洋油气输运工程所面临的一个重要问题。近年来, 管道损伤和泄漏事故时有发生。例如, 前苏联乌发白河上的一条输油管道由于冲刷悬空发生断裂; 我国东海平湖油田输油管道在 2001 年发生了严重断裂事故。管道断裂不仅造成巨大的经济损失, 同时还造成严重的环境污染^[1]。因此, 研究管线发生悬空的物理机制, 确定发生悬空的临界条件, 对于实际工程有重要意义。

管道悬空模型实验观测发现, 在一定流速的海流作用下, 管道上下游形成的压力差引起海床的渗透破坏是诱发管道发生悬空的主要因素^[2,3]。众所周知, 渗透破坏是水利工程领域的重要问题之一, 而插入土体的隔水板桩是渗透破坏的一个典型工程问题。对隔水板桩的渗透破坏的研究在理论上已经比较成熟^[4]。由于两者均涉及结构物前后压差引起地基土体的渗流, 是否可以将海底管道地基渗透破坏简单地按照隔水板桩地基渗透理论进行分析值得深入研究。本文将分别对隔水板桩和海底管道这两种结构地基土体的渗流场进行有限元数值模拟(参见图 1), 对比分析两者渗流规律, 进一步总结海底管道下方海床土体渗流场的特点。根据数值计算结果所确定的管道地基渗透破坏发生的位置及渗透力的方向, 推导海底管道下方海床发生渗透破坏的临界水力梯度的表达式, 深入认识海流作用下管道悬空的机理。

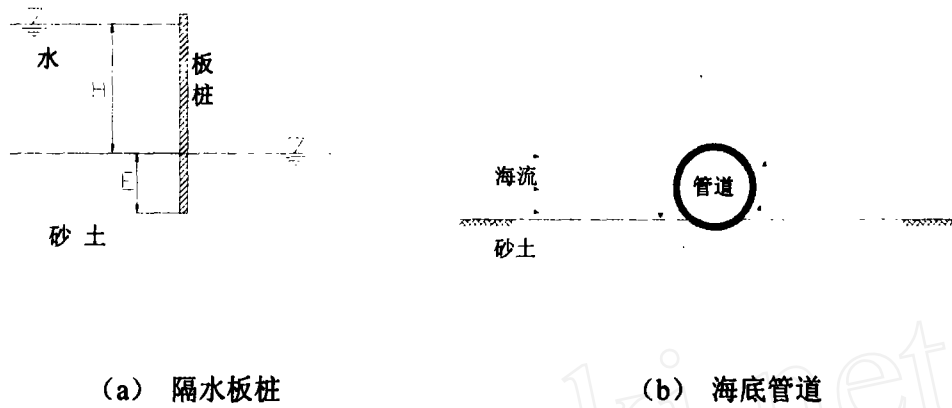


图1 隔水板桩和海底管道的工况示意图

2 数值计算模型

2.1 控制方程和边界条件

隔水板桩和海底管道地基渗流场的控制方程和边界条件如下:

(1) 隔水板桩

计算模型如图2所示。假定隔水板桩地基土体为均匀、各向同性的多孔介质, 孔隙水为不可压缩流体, 渗流场可以用二维拉普拉斯方程描述:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (1)$$

式中 h 为孔隙压力水头。

边界条件: B1, B2 为第一类边界条件 (Dirichlet boundary condition), 即给定水头 h 的值。其他边界 B3-B8 为第二类边界条件 (Neumann boundary condition), 即 $n \cdot \nabla h = 0$, n 为边界的单位法线。

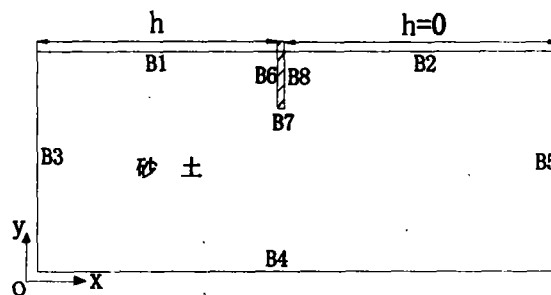


图2 隔水板桩计算示意图

(2) 海底管道

假定海流方向垂直于管道轴线且沿管道轴线均匀, 此时可按二维平面问题处理, 如图3所示。要得到管道前后海床表面的压力值, 需求解管道周围的流场。本文采用耦合计算方法, 即同时求解管道绕流流场和土体渗流流场, 从而可避免以往计算中先求解绕流流场, 将所得到的床面压力值作为土体渗流场的边界条件再求解拉普拉斯方程的繁琐过程。

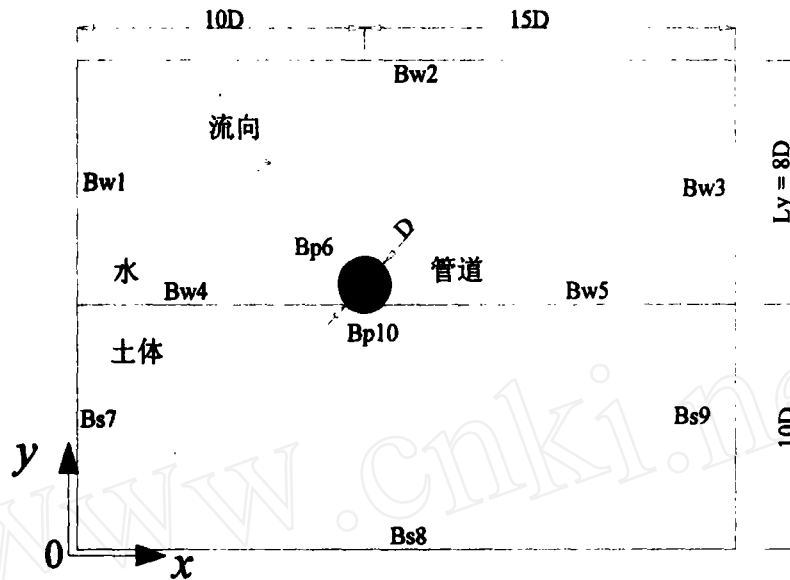


图3 海底管道渗流计算示意图

管道绕流流场的控制方程采用雷诺平均的二维 N-S 方程:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} - \frac{\partial}{\partial x_j} (\overline{u_i u_j}) \quad (2)$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (3)$$

式中 u_i 为流体平均速度, u_i' 、 u_j' 为流体脉动速度, t 为时间, ρ 为流体密度, p 为压力, ν 为流体运动粘性系数, x 为坐标变量, 下标 $i, j=1, 2$ 分别对应于 x, y 方向。方程 (2) 中的不封闭项 $-\overline{u_i u_j}$, 采用广义 Boussinesq 涡粘假设, 可表示为

$$-\overline{u_i u_j} = \nu_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (4)$$

式中, $k = \overline{u_i u_i} / 2$ 为湍流动能, ν_t 为湍流粘性系数, 其定义见后面。湍流模型采用标准 $k-\varepsilon$ 模型:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (u_i k) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\nu + \frac{\nu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + G_k - \varepsilon \quad (5)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (u_i \varepsilon) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\nu + \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} G_k - C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (6)$$

式中湍流粘性系数 $\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon}$, C_μ 为常数, ε 为湍能耗散率。

$$G_k = -\overline{u_i u_j} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (7)$$

常数: $C_{1\varepsilon} = 1.44, C_{2\varepsilon} = 1.92, C_\mu = 0.09, \sigma_k = 1.0, \sigma_\varepsilon = 1.3$ 。

海床内渗流场的控制方程同样为二维拉普拉斯方程 (见式 (1))。压力水头表示为 $h = p/\rho g$, 其中 g 为重力加速度, p 此处指孔隙水压力。

管道绕流流场的边界条件: 流场入口 (Bw1) 给定来流速度, $u_1 = V$, 流场上表面边界 (Bw2) 为无滑移对称边界。出口边界 (Bw3) 指定相对压力 $p=0$, 其他变量在流速方向 (x) 上不变。海床及管道表面 (Bw4, 5, Bp6) 均采用对数形式的壁面函数。渗流流场的边界条件: 海床表面 (Bw4, 5) 给定压力, 即 $h = p/\rho g$, 其中 p 为海床表面压力。其他边界 (Bs7, 8, 9, Bp10) 上均为第二类边界条件, 即 $n \cdot \nabla h = 0$ 。

2.2 计算参数

(I) 隔水板桩: 地基计算区域长度 4m, 高度 2m。板桩位于土体中间位置。根据理论分析, 当板桩的入土深度 E 等于上游水深 H 的一半时, 板桩后的土体将发生渗透破坏。计算时, 取 $E=1\text{m}$, $H=2\text{m}$, 从而使数值计算结果能够被理论分析的结果验证。

(II) 海底管道: 管道直径 $D=0.6\text{m}$, 嵌入海床深度 $e=0.03\text{m}$ ($e/D=0.05$), 计算区域长 $25D$, 流场入口距管道中心 $10D$, 出口距管道中心 $15D$, 流场高度取 $8D$, 海床厚度 $10D$ 。来流速度 $V=1\text{m/s}$ 。

3 计算结果及分析

3.1 渗透力矢量场

图 4 (a) 和 (b) 分别是计算得到的板桩附近和管道下方渗透力矢量图。图 4 中箭头长度表征渗透力的大小, 箭头方向表示渗透方向。从图 4 可以看出, 渗透力的最大值分别出现在板桩最底部和管道与海床表面接触处。

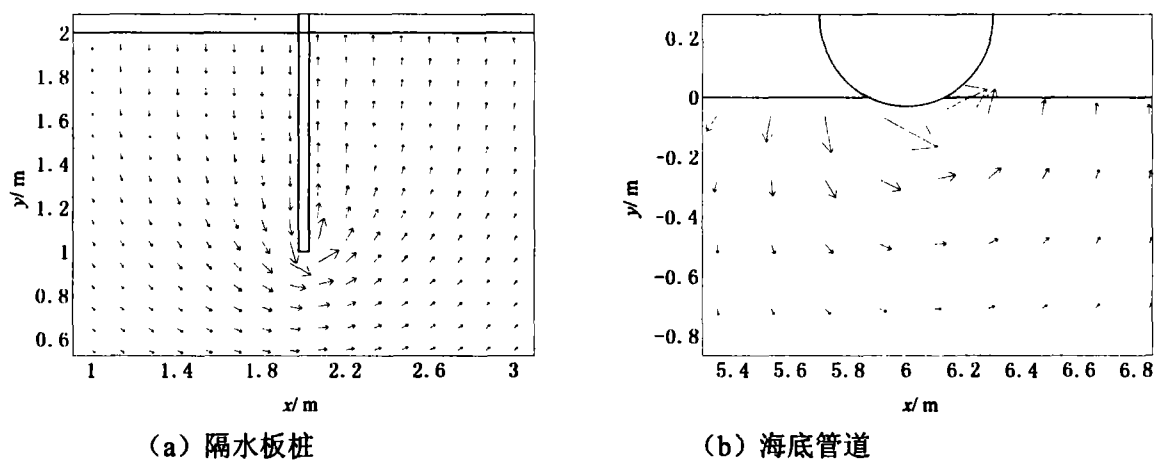


图 4 隔水板桩和海底管道地基渗透力矢量场的比较

3.2 渗流场水力梯度的空间分布

图 5 给出了隔水板桩和海底管道渗流场中水力梯度的等值线图。从图 5 可看出, 隔水板桩最大水力梯度位于板桩底部。板桩底部水力梯度最大的原因, 从理论上可以从等势线的密集程度得到解答。而海流作用下海底管道下方海床内的渗流水力梯度最大值则出现在管道与海床表面接触线的两端。由此可见, 这两种结构物所引起的渗流场的空间分布规律是不同的。

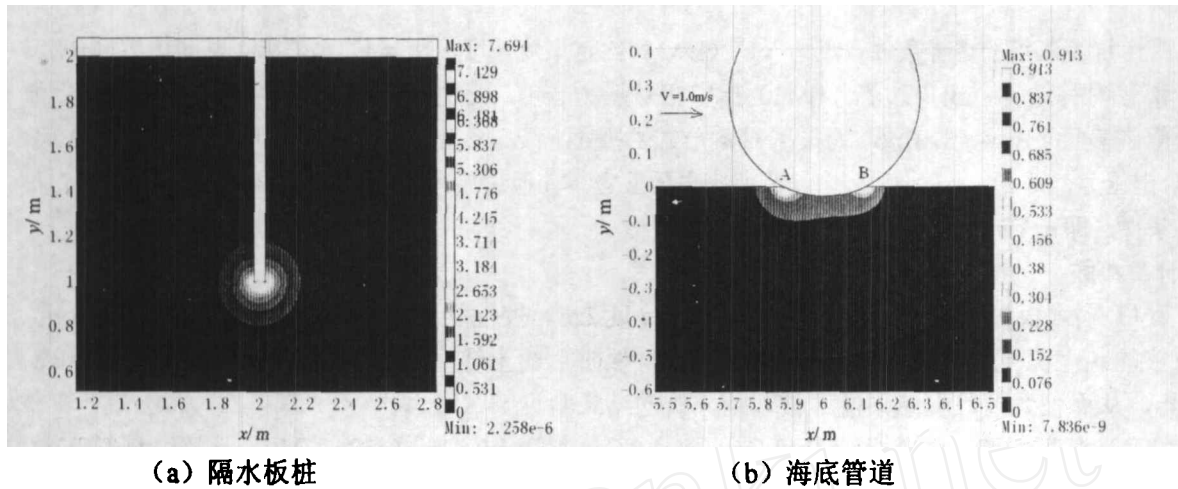


图 5 水力梯度等值线图

对于隔水板桩而言，由于渗透力的最大值出现在板桩底部，根据渗透破坏的判别准则：渗透力等于土体的有效容重，发生破坏的土体位置可能在土体表面到板桩底部的任意深度。在进行理论分析时，则认为发生流土破坏的土体是板桩后深度为 E 的单位底面积土柱，渗透力的大小取为沿板桩深度的平均值，即 $j=H\gamma_w/2E$ 。为了对渗透力的空间分布有进一步的认识，有必要给出水力梯度沿板桩入土深度的变化。图 6 为水力梯度沿板桩入土深度的变化。由图 6 可见，水力梯度在板桩底部 0.2m 的范围内由 7.4 锐减到 1.0。假设 S 为发生渗透破坏的土体的深度，根据渗透破坏发生的判别准则， $J - W' \geq 0$

(J 表示渗透力， W' 为土体的有效容重)，可得 $A\gamma_w \int_0^S i ds \geq AS\gamma'$ (A 为土体的底面积， γ' 为土体的浮容重)。若取砂土的比重 $G_s=2.65$ ，孔隙比 $e_0=0.65$ ，则 $\gamma' = (G_s - 1)\gamma_w / (1 + e_0) \approx \gamma_w$ ，故发生破坏时，有 $\int_0^S i ds \geq S$ 。由图 6 (a) 曲线可知，只有当 $S = E$ 时，才有可能发生渗透破坏。因此，取板桩后深度为 E 的土体进行整体分析是合理的。将数值计算得到的水力坡度值 (见图 6 (a)) 沿板桩深度积分，可得 $\bar{i} = \int_0^E i ds / E \approx 1.0$ 。将 $G_s=2.65$ 和 $e_0 = 0.65$ 代入太沙基公式 $i_{c0} = (G_s - 1) / (e_0 + 1)$ ，可得 $i_{c0} = 1.0$ 。由于计算模型选取的压差参数 (即 $H=2E$) 是隔水板桩地基发生渗透破坏时的理论预测值，因此，以上分析验证了数值计算模型的合理性。

与隔水板桩不同的是，海流作用下管道前后的压力分布并不是恒定值。图 7 给出计算得到的管道前后海床表面的压力值。从图 7 可以看到，在管道前后的局部范围内，压力值出现剧烈的变化。而管道前后的这个压力差正是造成管道下方海床内产生渗流的原因。

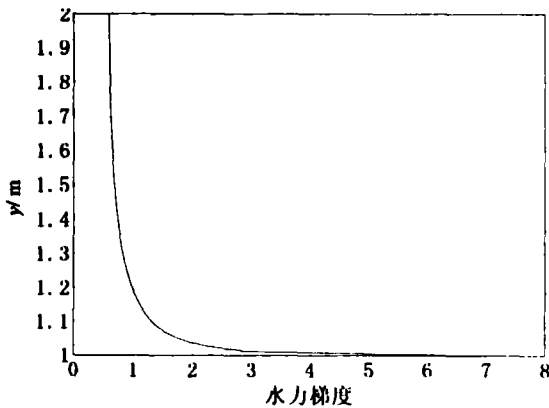


图 6 水力梯度沿板桩入土深度的变化 ($H=2E$)

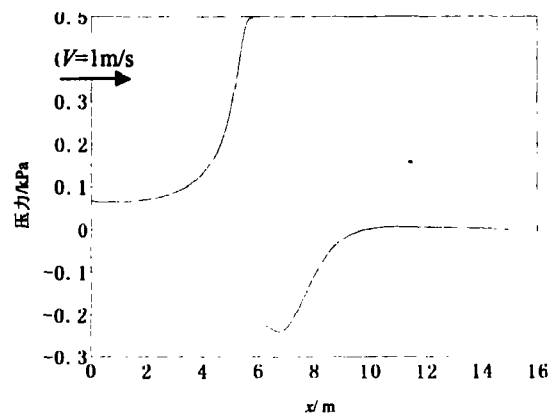


图 7 管道附近海床表面的压力分布 ($D=0.6m, e/D=0.05, V=1m/s$)

图 8 给出水力梯度沿管土接触线的变化。从图 6 看出, 水力梯度在管土接触线的上下游两端 A、B 处出现最大值。由于上游 A 处渗透力的方向向下, 不会产生渗透破坏, 故应将管土接触线下游 B 点的水力梯度作为判别渗透破坏发生与否的标准。根据图 4 (b) 中渗透力的矢量图可知, B 点的渗透力方向是沿管道的切线方向向上, 并不是像板桩那样竖直向上。在 Sumer^[5]等人的实验中, 也证明了砂粒启动的位置在 B 点附近, 方向是沿管道切线向上。因此, 基于竖直向上的渗透力和土体有效容重平衡推导出的太沙基公式不能直接应用于海底管道渗透破坏的判定, 下面将推导判别管道渗透破坏的临界水力梯度的表达式。

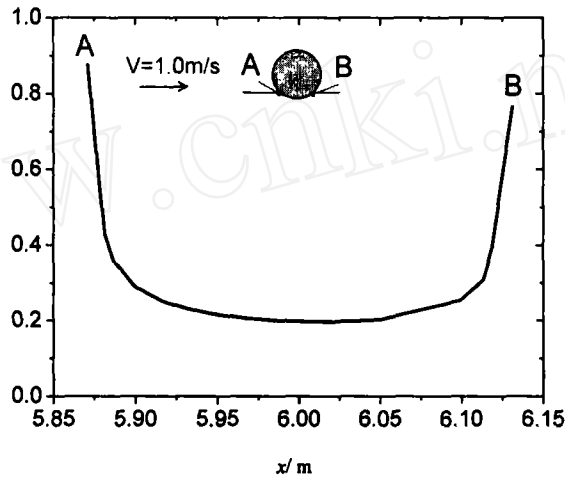


图 8 水力梯度沿管土接触线的分布 ($D=0.6\text{m}$, $e/D=0.05$, $V=1\text{m/s}$)

4 海底管道下方海床渗透破坏的临界水力梯度的推导

为了推导管道下方海床发生渗透破坏的临界水力梯度, 取管道和海床接触处下游端(图 8 中点 B)的一小块土体(面积为 $a \times b$, 单位厚度)进行受力分析, 如图 9 所示。假设管道光滑, 忽略管土之间的摩擦力, 不计管道对土单元的压力, 即 $P_n=0$, 则土体受重力 G' 、渗透力 J 及土体之间的摩擦力 T 的作用:

$$G' = \gamma' ab \quad (8)$$

$$J = i_c \gamma_w ab \quad (9)$$

$$T = \gamma' ab \cos \alpha \cdot \tan \phi \quad (10)$$

式中 ϕ 为土的内摩擦角。在 B 点的切线方向上, 当渗透力等于重力切线方向分量与摩擦力之和时, 土体发生渗透破坏, 此时的水力梯度即为临界梯度。即由

$$i_c \gamma_w ab = \gamma' ab \sin \alpha + \gamma' ab \cos \alpha \cdot \tan \phi \quad (11)$$

可得

$$i_c = i_{c0} (\sin \alpha + \cos \alpha \cdot \tan \phi) \quad (12)$$

式中 $i_{c0} = \gamma' / \gamma_w = (G_s - 1)(1 - n)$, $\cos \alpha = 1 - 2 \frac{e}{D}$ 。由 i_c 的表达式可知, 这种工况下的临界水力梯度除了和土性参数有关, 还考虑了土体之间的摩擦力以及管道嵌入海床的深度 e/D 的影响。

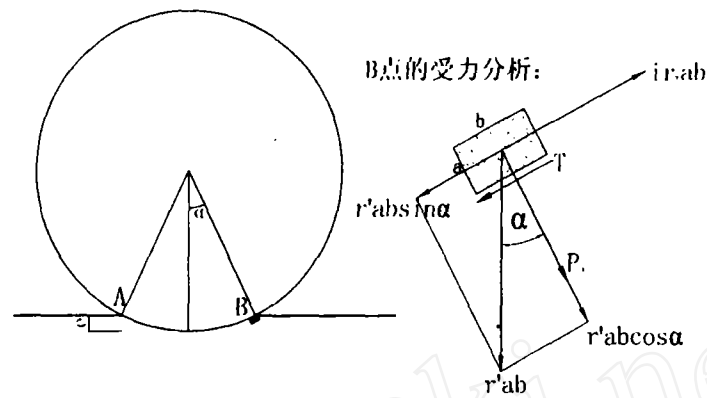


图9 管道下方土体渗透破坏临界梯度推导的受力分析图

5 结语

本文分别对隔水板桩和海流作用下有一定嵌入深度的海底管道下方的砂土的渗流场进行了数值模拟；分析得到了上述两者结构地基水力梯度的空间分布，对土体渗流特性进行了对比分析。结果表明，隔水板桩最大水力梯度位于板桩底部，而海流作用下海底管道下方海床内的渗流水力梯度最大值则出现在管道和海床接触线的两端。在海流作用下，管道前后局部范围内会产生明显的压力变化。管道前后的压差将引起管道下方土体的渗流，渗透破坏发生后沿管土接触面向管道上游发展，最终将导致管道发生悬空。在管道悬空的发展过程中，土体渗透破坏则是诱发管道悬空的关键因素，管土接触线下游端是土体发生渗透破坏的启动位置。根据本文对渗透力的计算结果及以往的实验研究观测，可知管道下游渗透力的方向沿管道切线向上。为此，通过对管土接触线下游端部土体的受力分析，推导出了海底管道下方海床渗透破坏的临界水力梯度的表达式。

参考文献：

- [1] 约翰 赫比希. 海底管道设计原理 [M]. 董启贤, 译. 北京: 石油工业出版社, 1988.
- [2] MAO Y. Seabed scour under pipelines [A], Proceedings of 7th International Symposium on Offshore Mechanics and Arctic Engineering [C], Houston, Texas, 1988, 33-38.
- [3] CHIEW Y M. Mechanics of local scour around submarine pipelines [J], Journal of Hydraulic Engineering, 1990, 118: 515-529.
- [4] 松冈元. 土力学 [M]. 罗汀, 姚仰平, 编译. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.
- [5] SUMER B M, TRUELSEN C, SICHMANN T and FREDSOE T. Onset of scour below pipelines and self-burial [J], Coastal engineering, 2000, 42: 313-335.

Comparative Analysis for Seepage Failure of the Soil Underneath Sheet-pile and Submarine Pipeline

LUO Cheng-cai, GAO Fu-ping

(Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100190, China)

Abstract

Seepage failures of the foundations for sheet-pile and submarine pipeline are typical issues in the hydraulic engineering. The seepage-field around the sheet-pile and that around the shallowly- embedded submarine pipeline in ocean currents are numerically modeled with the finite-element method. The numerical results indicate that the maximum hydraulic gradient locates at the bottom of the sheet-pile. Nevertheless, the maximum hydraulic gradient in the pipeline foundation locates at the intersections of the pipeline with the seabed surface. Comparisons of the seepage-field characteristics are made between the numerical and analytical solutions. As the reference of the location of the maximum hydraulic gradient and the direction of the seepage force, the critical hydraulic gradient for flow-induced seepage failure of the foundation for submarine pipelines is further deduced.

Key words: seepage failure; submarine pipeline; sheet-pile; critical hydraulic gradient