

文章编号: 1001- 4500(2004)05- 0015- 05

# 多孔弹性海床上的管土相互作用数值模拟

任艳荣<sup>1</sup>, 刘玉标<sup>2</sup>, 顾小芸<sup>2</sup>

(1. 北京建筑工程学院, 100044; 2. 中国科学院力学研究所, 100080)

**摘 要:** 采用有限元软件 ABAQUS 对管土系统进行分析, 土体的本构模型采用多孔弹性模型。通过改变管道的水下重、环境载荷等参数进行计算, 可以得到管道的位移、海床孔隙水压力分布、土体侧向隆起。计算结果表明, 管道的水下重、环境载荷、土性参数均对管土系统有影响。

**关键词:** 海底管道; 数值模拟; 多孔弹性; 管土相互作用

**中图分类号:** P756

**文献标识码:** A

海底管线的在位稳定性是海底管线设计中的关键问题之一, 管道的稳定性和管道的水下重量、环境载荷和管土相互作用有着重要关系。为保证管道的稳定, 海底土壤必须提供足够的阻力以平衡波浪荷载, 否则, 管道将产生较大位移而失稳。20 世纪 80 年代以来, 国外许多科研机构<sup>[1-6]</sup>采用机械式反复加载对裸置管道的管土相互作用进行了深入研究, 并将其主要结论写到美国天然气协会 (AGA) 和挪威船级社所制订的海底管线的稳定性设计规范中<sup>[7, 8]</sup>。目前, 国内外的管道设计大都是以这些设计规范作为依据。由于实际波浪载荷既作用在管道上同时又作用在土体上, 与机械加载试验相比, 水动力载荷更符合实际情况。近年来, 顾小芸等<sup>[9, 10]</sup>进行了水动力条件下的管土相互作用试验, 除得到与前人类似的结果外, 还对其物理机制进行了更明确的解释, 并指出波-管-土动力耦合中的管道失稳问题是床面以上的涡流和床面以下渗流共同作用的结果, 即渗透性起着很重要的作用。本文采用 ABAQUS 软件对管土系统进行数值模拟, 将海床假定为多孔弹性介质, 管土系统视为平面应变问题。

## 1 边值问题

### 1.1 控制方程

运用 Biot 固结理论描述流动和变形的耦合效应, 则由该理论可以写出固结方程为:

$$\nabla^2 p - \frac{\gamma_w n \beta}{K} \frac{\partial p}{\partial t} = - \frac{\gamma_w}{K} \frac{\partial \epsilon}{\partial t}$$

其中:  $\gamma_w$  为水的容重;  $n$  为土的孔隙率;  $p$  为孔压;  $t$  为时间。孔隙率和土体的体积应变如下式所示:

$$\beta = \frac{1}{K_w} + \frac{1-S}{P_{wo}}, \quad \epsilon = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y}$$

其中:  $\beta$  为孔隙流体的压缩率;  $K_w$  为水的体积弹性模量 (取  $2 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ );  $P_{wo}$  为绝对孔压;  $S$  为饱和度;  $u$  和  $v$  为土体的位移。

将土骨架看作理想、各向同性的弹性介质, 在平面应变情况下的孔隙水压力和土体位移的关系式为:

$$G \nabla^2 u + \frac{G}{1-2\nu} \frac{\partial \epsilon}{\partial x} = - \frac{\partial p}{\partial x}$$

$$G \nabla^2 v + \frac{G}{1-2\nu} \frac{\partial \epsilon}{\partial y} = - \frac{\partial p}{\partial y}$$

### 1.2 边界条件

收稿日期: 2004-04-07

作者简介: 任艳荣 (1973-), 女, 博士, 讲师, 从事固体力学和海洋工程研究。

基金项目: 北京建筑工程学院博士基金资助项目。

由波浪引起的孔隙水压力随深度变化而最终消失。对于有限深度海床,海床底部位移为零,同时没有法向流动,即

$$u = v = \frac{\partial p}{\partial z} = 0, \quad \text{当 } y = -h$$

在海底与水的交界床面上,法向应力为零,流体不能承受剪应力,因此剪应力也为零,而孔隙水压力等于波浪在海床表面处所产生的波浪压力,即

$$\sigma_y = \tau_{xy} = 0; \quad p_w(x, 0, t) = p_0 \cos(kx - \omega t), \quad \text{当 } y = 0 \text{ 时}$$

其中,在海床表面上的波浪压力为:

$$p_0 = \frac{\gamma_w H}{2 \cos hkd}$$

其中:  $d$  为水深;  $H$  为波高;  $k = \frac{2\pi}{l}$  为波数;  $\omega = \frac{2\pi}{T}$  为角速度。

### 1.3 约束条件

由于实际管道受到立管和压块等约束,不可能发生滚动。而在数值模拟中,所建立的有限元模型有可能在海床上发生滚动。为对实际情况进行模拟,在管道左右两侧施加约束,如图 1 所示,其约束方程形式如下:

$$u_2^{(2)} + (-1)u_2^{(7)} = 0$$

其中,2 与 7 分别是管道两侧的节点号。

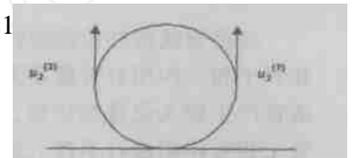


图 1 约束方程示意图

## 2 有限元模型

### 2.1 有限元模型

由于海床地基土体是一个半无限空间体,计算中只能截取一定的范围。按照下述原则确定有限元计算模型的范围:海床的水平方向为管径的 20 倍,垂直方向为管径的 10 倍。在分析中,管道采用八节点等参单元,海床土体采用四节点等参单元,见图 2。

### 2.2 计算参数

表 1 波浪参数

波周期 (s)	水深 (m)	波长 (m)	波高 (m)	水的体积模量 (N/m <sup>2</sup> )	海水密度 (kg/m <sup>3</sup> )
10.0	20				
12.5	40	121.1	5.0	2 × 10 <sup>9</sup>	1030
15	60				

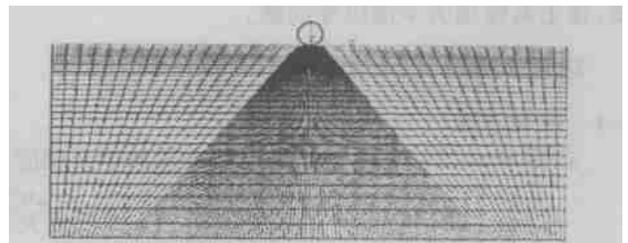


图 2 有限元模型示意图

表 2 土体参数

土的孔隙率	泊松比	弹性模量 (N/m <sup>2</sup> )	土的渗透系数 (m/s)	土颗粒的体积模量 (N/m <sup>2</sup> )	土骨架的体积模量 (N/m <sup>2</sup> )	管径 (m)
0.4	0.4	5 × 10 <sup>6</sup>	10 <sup>-3</sup> (粗砂) 10 <sup>-5</sup> (细砂)	40 × 10 <sup>9</sup>	100 × 10 <sup>6</sup>	0.4~1.0

## 3 结果分析

### 3.1 粗砂海床和细砂海床上孔隙水压力分布

由图 3 和图 4 中可知,这两种海床的孔压分布形式不相同,粗砂海床随着深度的增加孔隙水压力逐渐减

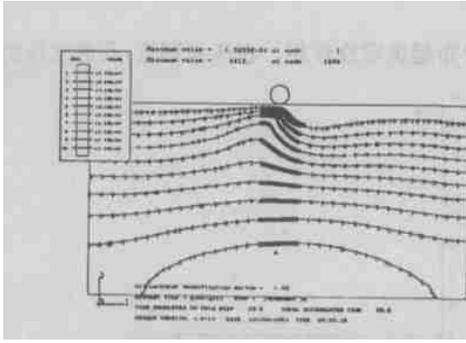


图 3 粗砂质海床孔隙水压力分布

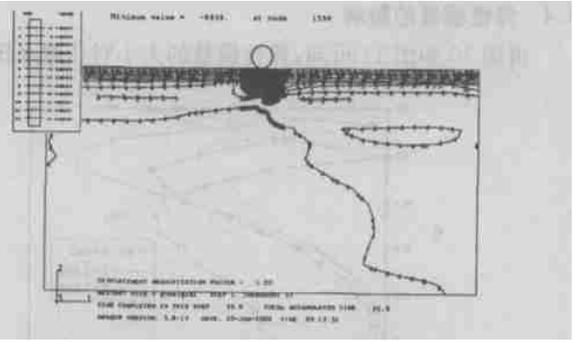


图 4 细砂质海床孔隙水压力分布

小,而细砂海床在床面附近就已经开始减小。并且从图 5 中发现随着渗透系数的降低,管道的沉降量在增大。原因是在相同环境载荷情况下,孔隙水在细砂中的水头损失要比在粗砂中大,管道正下方的局部土颗粒容易产生松动,则铺设在细砂上的管道就容易发生沉降,这对提高管道的稳定性有利。该现象与文献[9]的试验结果吻合。

在以下的结果分析中,研究对象为细砂质海床。

### 3.2 管重的影响

取管径为 0.4,环境条件不变,计算不同管道水下重的影响。结果如图 6,7 所示。由图可知,管道沉降量随着管重的增加而增加,而水平位移则随着管重的增加而减小。

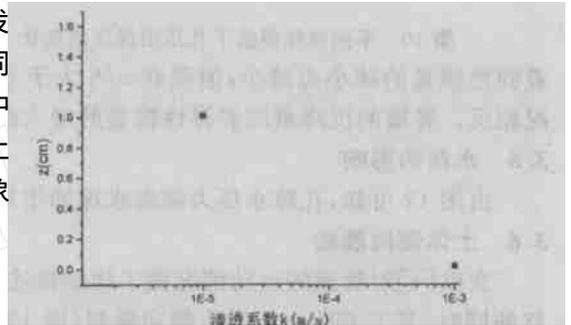


图 5 渗透系数与管道沉降量间的关系

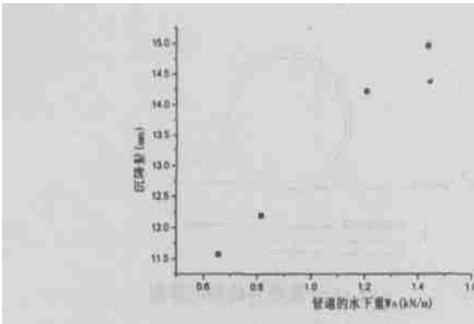


图 6 沉降量与管道水下重间的关系

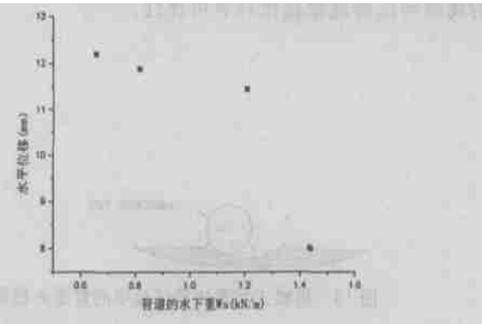


图 7 水平位移与管道水下重间的关系

### 3.3 环境载荷的影响

为考察环境因素对管道沉降量的影响,保持管道自重( $W_s = 0.656 \text{ kN}$ )不变,改变管道的环境参数进行计算,所得结果如图 8,9 所示。由图可知,水平位移与管道的沉降量均随着水平载荷的增加而增加。

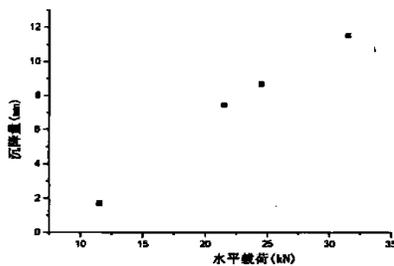


图 8 管道沉降量与环境载荷间的关系

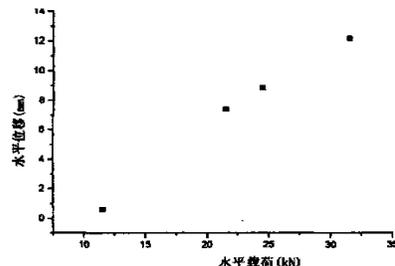


图 9 管道水平位移与环境载荷间的关系

### 3.4 弹性模量的影响

由图 10 和图 11 可知,弹性模量的大小对孔隙水压力的分布起决定性作用。在床面附近,孔隙水压力随

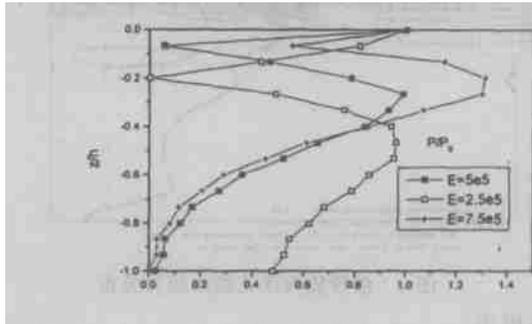


图 10 不同弹性模量下孔压沿深度的变化

着弹性模量的减小而减小,但是在  $z/h$  大于 0.5 以后情况相反。管道的沉降量随着弹性模量的增大而减小。

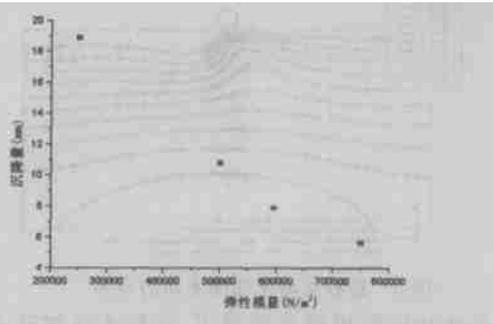


图 11 弹性模量与管道沉降量间的关系

### 3.5 水深的影 响

由图 12 可知,孔隙水压力随着水深的增加而增加。

### 3.6 土体侧向隆起

文献[4]对管道的运动情况做了详细描述,其侧向位移的同时,其下方的土体发生侧向隆起(图 13)。本文计算也得到类似的现象,如图 14 所示。从而说明计算所得到的现象与试验现象相比具有可比性。

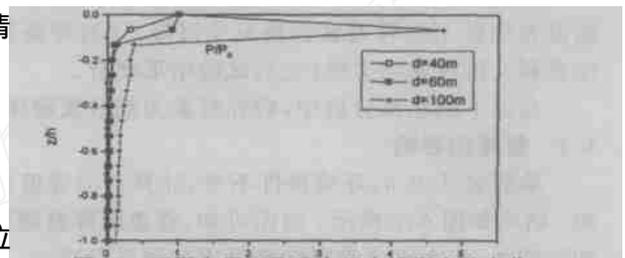


图 12 不同水深下孔隙水压力沿深度的变化

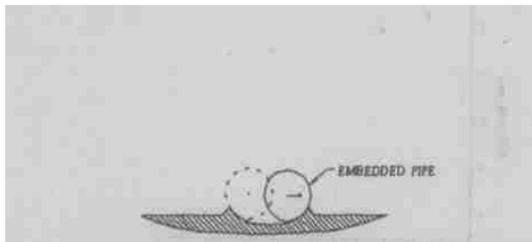


图 13 机械式反复加载试验中的管道失稳形态

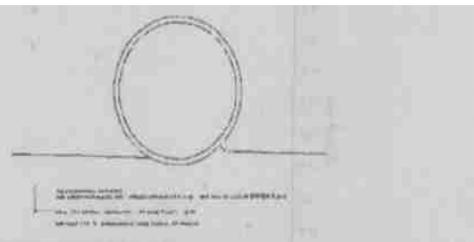


图 14 计算得到的侧向隆起

## 4 结论

- 1) 利用 ABAQUS 程序进行管土作用分析是可行的。
- 2) 采用多孔弹性模型,通过计算,可以得到管道的垂直和水平位移、管道下方海床内孔隙水压力分布、管道底部土体侧向隆起等现象。
- 3) 计算结果表明粗砂质海床和细砂质海床孔隙水压力的分布形式不相同,并且在细砂质海床上,管道的沉降量要比在粗砂质海床上的大,有助于提高管道的稳定性,这与波-管-土动力耦合试验结果<sup>[9]</sup>相一致。

### 参考文献

[1] Brennøden H, Svegger O, Wagner D A, Murff J D. Full-scale pipe-soil interaction tests[A]. Proceedings, Eighteenth Annual Offshore Technology Conference[C]. OTC 5338, 1986: 433-440

[2] Wanger D A, Murff J D, Brennøden H et al Pipe-Soil Interaction Model[A]. Proceedings of Nineteenth Annual Offshore Technology Conference[C], 1987, OTC 5504: 181-190

[3] Palmer A C, Andrew Palmer et al Lateral Resistance of Marine Pipelines on Sand[A]. Proceedings of 20<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conference[C]. 1988, OTC5853: 399-408

[4] Allen D W, Lammert W F et al Submarine Pipeline On-Bottom Stability: Recent A GA Research[A]. Proceedings of

- 21<sup>st</sup> Annual Offshore Technology Conference[C], 1989, OTC6055: 121-132
- [5] Brennøden H, Lieng J T, Sotberg T et al An Energy-Based Pipe-Soil Interaction Model[A], Proceedings of 21<sup>st</sup> Annual Offshore Technology Conference[C], 1989, OTC6507: 147-158
- [6] Verley R L P. Break-Out Soil Resistance for a Pipeline Partially Buried in Sand[A] Proceedings of the 9<sup>th</sup> OMAE Conference[C], 1990
- [7] Det norske Veritas On-bottom stability design of submarine pipeline[M] Recommended Practice E305, 1988
- [8] Hale J R, Lammert W F, Allen D W. Pipeline On-bottom Stability Calculations: Comparison of two state-of-the-art methods and pipe-soil Verification[A] Proceedings of 23rd Annual Offshore Technology Conference[C]. 1991, OTC 6761: 567-581.
- [9] Gu Xiaoyun, Gao Fuping, Pu Qun Wave-soil-pipe coupling effect upon submarine pipeline on-bottom stability[J] Acta Mechanica Sinica (English Series), 2001, 17(1): 86-96
- [10] 高福平, 顾小芸, 浦群 海底管道失稳过程的模型试验研究[J] 岩土工程学报, 2000, 22(3): 304-308

## NUMERICAL SIMULATION OF PIPE/SOIL INTERACTION LOAD ON THE PORO-ELASTIC SEABED

REN Yanrong<sup>1</sup>, LU Yubiao<sup>2</sup>, GU Xiaoyun<sup>2</sup>

(1. Beijing Institute of Civil Engineering and Architecture, Beijing 100044, China

2. Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100080, China)

**Abstract** In this paper, the pipe/soil interaction is analyzed by using the common finite element software ABAQUS program, the constitutive model of soil is poro-elastic model. The computation is executed by changing the pipeline's subweights, environmental loads and so on. The pipe's displacement, the distribution of pore water and the soil lateral mounding are obtained. computation results have shown that the pipeline's subweights, environmental loads and soil parameters all affect the pipe/soil interaction to a certain extent.

**Key words:** submarine pipeline, numerical simulation, pipe/soil interaction, poro-elastic

[上接第 6 页]

- [28] Omberg H, Larsen K. Coupled analysis of floater motion and mooring dynamics for a turret-moored ship[J], Applied Ocean Research, 1998, 20(1-2): 55-67.
- [29] 盛振邦, 肖龙飞 深海海洋平台混合模型试验技术[J] 上海造船, 2003, (1): 12-14
- [30] 李玉成 海洋工程技术的新技术[J] 中国海洋平台, 1998, 13(1): 9-12
- [31] 季春群, 盛振邦 深海石油开发装置的发展[J] 上海造船, 1999, (1): 9-12
- [32] 廖谟圣 国外移动式采油平台现状与发展我国采油平台的建议[J] 中国海洋平台, 2000, 15(4): 1-6
- [33] 陈伯真, 汪广海 中国海洋工程的发展与展望[J] 钢结构, 2000, 15(1): 54-57.

## A VIEW ON THE HYBRID MODEL TEST TECHNIQUE FOR DEEP SEA PLATFORM

ZHANG Huoming, YANG Jianmin, XIAO Longfei

(Shanghai Jiao tong University, Shanghai 200030 China)

**Abstract** In this paper, the study actuality of the deep sea platform hydrodynamic model test technique is briefly reviewed. The hybrid model testing technique is introduced in detail. Some advice is put forward for our country to do research on this aspect.

**Key words:** deep sea platform, hybrid model testing technique, ocean engineering