

地震荷载作用下海底管线的动力反应分析

张小玲¹, 栾茂田^{1, 2, 3}, 郭莹^{1, 2}, 曲鹏¹

(1. 大连理工大学 土木水利学院岩土工程研究所, 辽宁 大连 116024; 2. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024;
3. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘要: 地震荷载作用下海床中的孔隙水压力与有效应力是影响海底管线稳定性的主要因素。然而在目前的海床动力响应分析中一般将管线假定为刚性, 并不能合理地考虑海床与管线的相互作用效应, 同时也没有考虑地震荷载作用下海床边界的等效处理。为此, 基于 Biot 动力固结理论建立海床-管线相互作用的计算模型, 以大型有限元软件 ADINA 为平台对 El Centro 地震波作用下的海底管线的动力响应以及管线周围土体的孔隙水压力变化规律进行分析, 讨论不同的管线半径、管线壁厚和土性参数对计算结果的影响。在数值计算过程中引入黏弹性人工边界, 有效地模拟散射波由有限域到无限域的传播, 较为实际地反映在地震波作用下海底管线的动力响应问题。

关键词: 岩土工程; 海底管线; 孔隙水压力; 地震荷载; 黏弹性人工边界

中图分类号: TU 279.7+6

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2008)增 2-3798-09

NUMERICAL ANALYSIS OF DYNAMIC RESPONSE OF SATURATED POROUS SEABED-PIPELINE UNDER SEISMIC LOADING

ZHANG Xiaoling¹, LUAN Maotian^{1, 2, 3}, GUO Ying^{1, 2}, QU Peng¹

(1. *Institute of Geotechnical Engineering, School of Civil and Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China*; 2. *State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China*; 3. *State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China*)

Abstract: Seismic-induced pore water pressure and effective stresses in the saturated porous seabed under seismic loading are the main factors that govern the overall stability of submarine pipelines. In most of the previous investigations of dynamic response of seabed, the pipeline is taken as to be rigid and generally the interaction between seabed and pipeline is overlooked. The equivalent disposal of seabed boundary also has not been taken into consideration. Therefore, the model of the seabed-pipeline interaction is established based on the Biot's theory of consolidation. The distribution of the seismic-induced pore water pressure along the pipeline outer surface and the dynamic response of submarine pipeline along the pipeline inner and outer surface under El Centro seismic wave are studied with ADINA. The effects of variable pipeline radius and pipeline wall thickness, variable soil modulus and soil permeability on the seismic-induced pore water pressure and internal stresses of submarine pipeline are discussed. Through numerical analysis, viscoelastic artificial boundary is taken into account to simulate the transmission of seismic wave from finite region to infinite region effectively. It actually shows the validity and accuracy of dynamic response of submarine pipeline under seismic loading.

收稿日期: 2007-06-13; **修回日期:** 2007-08-20

基金项目: 国家自然科学基金重点基金资助项目(50439010, 50639010); 国家自然科学基金资助项目(50579006); 教育部科学技术研究项重大项目(305003)

作者简介: 张小玲(1980-), 女, 2003年毕业于西安交通大学建筑工程与力学学院土木工程专业, 现为博士研究生, 主要从事土工基本试验以及海洋土力学计算等方面的研究工作。E-mail: zhangxiaoling31@163.com

Key words: geotechnical engineering; submarine pipeline; pore water pressure; seismic loading; viscoelastic artificial boundary

1 引言

近年来, 随着海洋石油和天然气的开发, 海底管线在世界范围内得到了广泛应用, 成为海上油气田开发工程中的一个重要环节^[1]。但由于海底管线造价昂贵、维修复杂, 容易造成环境污染, 因此, 其安全问题受到国内外的广泛关注。我国处于世界两大地震带(环太平洋带和中亚—地中海带)之间, 是一个多地震国家, 尤其是有着丰富石油资源的渤海湾地区属于地震高发区, 铺设海底管线必须考虑地震的影响。因此, 海底管线的地震应力计算是管线工程设计人员的重要课题之一。

目前, 关于波浪荷载作用下海底管线的动力反应问题, 已经开展了一定的试验研究与理论分析。高福平等^[2]采取 U 型振荡流水槽的水动力加载试验模拟了波-管-土三者的动力耦合作用, 提出了一种海底管道在位稳定性分析方法; A. H. D. Cheng 和 P. L. F. Liu^[3]针对埋置于由两面不透水墙所包围区域中的管线周围的孔隙水压力进行了计算。D. S. Jeng^[4]研究了非均质海床中波浪作用下海底管线的响应。曲鹏等^[5]在研究过程波浪荷载对海底管线作用的动力响应过程中, 考虑了土体、管线加速度对海床动力响应的惯性影响。但关于地震荷载作用下海底管线的动力反应分析, 由于其试验设备的限制和问题的复杂性, 目前的研究成果还非常有限。周晶等^[6]利用水下振动台研究了海底悬跨管线在地震作用下的动力反应, 指出水中管道与陆地悬空管道的动力反应存在明显差别。邹德高等^[7]针对饱和砂土地基中的地下管线振动台模型试验进行了数值模拟, 指出采用排水措施可提高管线的抗上浮安全系数。

在以上的研究成果中, 均未考虑地震作用下海床边界的等效处理与海床管线之间的相互作用, 基于这种情况, 本文以饱和孔隙介质的 Biot 动力固结理论为基础, 以大型有限元软件 ADINA 为平台建立了海床-管线相互作用的计算模型, 研究了在 El Centro 地震波作用下海底管线的动力响应以及管线周围土体的孔隙水压力的变化。通过在数值计算过程中引入黏弹性人工边界的方法模拟地震波的传

播, 较为真实地反映了在地震波作用下海底管线的动力响应问题。

2 有限元动力方程及求解

2.1 动力分析方程

如图 1 所示, 假定半径为 R 的管线埋置于厚度为 h , 表面为水平的饱和孔隙海床中, 埋置深度为 b 。垂直于管线的轴线方向为 y 轴方向, z 坐标自海床基底起向上。

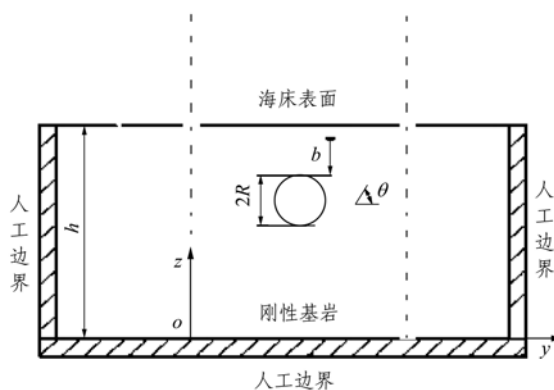


图 1 海床-管线相互作用系统
Fig.1 Seabed-pipeline interaction system

按照 Biot 动力固结理论^[8], 当考虑孔隙流体的压缩性时, 饱和孔隙流体的物质守恒方程为

$$\frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial \epsilon_{ii}}{\partial t} + \frac{1}{\gamma_w} \nabla^T (-\mathbf{K}(\nabla p)) = 0 \quad (1)$$

式中: ∇ 为拉普拉斯算子, \mathbf{K} 为土的渗透系数矩阵, ϵ_{ii} 为土骨架的体积应变, n 为孔隙率, K_w 为孔隙流体的体积模量, p 为孔隙水压力, γ_w 为孔隙流体的重度。

当忽略孔隙流体相对于土骨架的相对加速度效应, 并且不计土颗粒的压缩性时, 饱和海床的动力平衡方程为

$$\sigma'_{ij,j} + p_{,j} \delta_{ij} + \rho b_i = \rho \ddot{u}_i \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (2)$$

式中: $\sigma'_{ij,j}$ 为有效应力, δ_{ij} 为 Kronecker 符号, ρ 与 b_i 分别为土的密度和体积力加速度, \ddot{u}_i 为土骨架的加速度。

按照弹性动力学理论, 埋置管线的控制方程为

$$\sigma_{pi,j} + \rho_p b_{pi} = \rho_p \ddot{u}_{pi} \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (3)$$

式中： σ_{pij} 为管线内应力， ρ_p 为管线材料质量密度， b_{pi} 为管线的体积力加速度， \ddot{u}_{pi} 为管线的加速度。

2.2 有限元方程及求解

2.2.1 饱和海床的有限元方程

应用 Galerkin 法，对 Biot 动力固结方程式(1)进行有限元离散化^[9]，则可得到耦合有限元方程为

$$\begin{bmatrix} {}^{t+\Delta t} \mathbf{M} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} {}^{t+\Delta t} \ddot{\mathbf{U}} \\ {}^{t+\Delta t} \ddot{\mathbf{P}}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} {}^{t+\Delta t} \mathbf{C} & \mathbf{0} \\ {}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{upf}^T & {}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{pf}^{(1)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} {}^{t+\Delta t} \dot{\mathbf{U}} \\ {}^{t+\Delta t} \dot{\mathbf{P}}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} {}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{uu} & {}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{upf} \\ \mathbf{0} & -{}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{pf}^{(2)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} {}^{t+\Delta t} \mathbf{U} \\ {}^{t+\Delta t} \mathbf{P}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} {}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_u \\ {}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_{pf} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

其中，

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{uu} = \sum_m \int_{t+\Delta t, v_p^{(m)}} {}^{t+\Delta t} \mathbf{B}_u^{(m)T} {}^{t+\Delta t} \mathbf{D}^{(m)} {}^{t+\Delta t} \mathbf{B}_u^{(m)} d^{t+\Delta t} v_p^{(m)} \quad (5a)$$

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{upf} = \sum_m \int_{t+\Delta t, v_p^{(m)}} {}^{t+\Delta t} \mathbf{B}_u^{(m)T} \mathbf{I}^{(m)} {}^{t+\Delta t} \mathbf{H}_{pf}^{(m)} d^{t+\Delta t} v_p^{(m)} \quad (5b)$$

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{pf}^{(1)} = \frac{1}{K_f} \sum_m \int_{t+\Delta t, v_p^{(m)}} {}^{t+\Delta t} n^{(m)} {}^{t+\Delta t} \mathbf{H}_{pf}^{(m)T} {}^{t+\Delta t} \mathbf{H}_{pf}^{(m)} d^{t+\Delta t} v_p^{(m)} \quad (5c)$$

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{pf}^{(2)} = \frac{1}{\gamma_f} \sum_m \int_{t+\Delta t, v_p^{(m)}} {}^{t+\Delta t} \mathbf{B}_{pf}^{(m)T} {}^{t+\Delta t} \mathbf{K}^{(m)} {}^{t+\Delta t} \mathbf{B}_{pf}^{(m)} d^{t+\Delta t} v_p^{(m)} \quad (5d)$$

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_{pf} = \sum_m \int_{t+\Delta t, s_q^{(m)}} \left({}^{t+\Delta t} \mathbf{H}_{pf}^{(m)T} s_q^{(m)} \right) {}^{t+\Delta t} \mathbf{q}^{(m)} d^{t+\Delta t} s_q^{(m)} \quad (5e)$$

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_u = \sum_m \int_{t+\Delta t, v_p^{(m)}} {}^{t+\Delta t} \mathbf{H}_u^{(m)T} {}^{t+\Delta t} \mathbf{f}^{(m)} d^{t+\Delta t} v_p^{(m)} + \sum_m \int_{t+\Delta t, s_f^{(m)}} \left({}^{t+\Delta t} \mathbf{H}_u^{(m)T} s_f^{(m)} \right) {}^{t+\Delta t} \mathbf{f}^{(m)} d^{t+\Delta t} s_f^{(m)} \quad (5f)$$

式中： \mathbf{U} 与 \mathbf{P}_f 分别为土体结点位移向量和孔隙水压力向量， \mathbf{M} 与 \mathbf{C} 分别为土体的质量矩阵与阻尼矩阵， \mathbf{D} 为土体的弹性系数矩阵， \mathbf{f} 和 \mathbf{q} 均为荷载向量， \mathbf{B}_u 和 \mathbf{B}_{pf} 分别为土体结点位移和孔隙水压力的几何梯度矩阵， \mathbf{H}_u 和 \mathbf{H}_{pf} 分别为土体节点位移和孔隙水压力的插值函数矩阵， \mathbf{I} 为单位矩阵。

2.2.2 海底埋置管线的有限元方程

应用 Galerkin 法，对弹性动力学方程式(3)进行有限元离散化，则可得海底埋置管线的有限元方程为

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{M}_p {}^{t+\Delta t} \ddot{\mathbf{U}}_p + {}^{t+\Delta t} \mathbf{C}_p {}^{t+\Delta t} \dot{\mathbf{U}}_p + {}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{up} {}^{t+\Delta t} \mathbf{U}_p = {}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_{up} \quad (6)$$

其中，

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{up} = \sum_m \int_{t+\Delta t, v_p^{(m)}} {}^{t+\Delta t} \mathbf{B}_{up}^{(m)T} {}^{t+\Delta t} \mathbf{D}_p^{(m)} {}^{t+\Delta t} \mathbf{B}_{up}^{(m)} d^{t+\Delta t} v_p^{(m)} \quad (7a)$$

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_{up} = \sum_m \int_{t+\Delta t, v_p^{(m)}} {}^{t+\Delta t} \mathbf{H}_{up}^{(m)T} {}^{t+\Delta t} \mathbf{f}_p^{(m)} d^{t+\Delta t} v_p^{(m)} + \sum_m \int_{t+\Delta t, s_{fp}^{(m)}} \left({}^{t+\Delta t} \mathbf{H}_{up}^{(m)T} s_{fp}^{(m)} \right) {}^{t+\Delta t} \mathbf{f}_p^{(m)} d^{t+\Delta t} s_{fp}^{(m)} \quad (7b)$$

式中： \mathbf{U}_p 为管线节点位移向量， \mathbf{M}_p 与 \mathbf{C}_p 分别为管线的质量矩阵和阻尼矩阵， \mathbf{D}_p 为管线的弹性系数矩阵， \mathbf{f}_p 为荷载向量， \mathbf{B}_{up} 为管线节点位移的几何梯度矩阵， \mathbf{H}_{up} 为管线节点位移的插值函数矩阵。

2.3 数值解法

联立海床和管线的有限元方程式(4)与(6)，并采用 Newmark- β 逐步积分格式进行数值求解，则有

$$\begin{bmatrix} {}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{uu} + a_0 {}^{t+\Delta t} \mathbf{M} + a_1 {}^{t+\Delta t} \mathbf{C} & {}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{upf} \\ \mathbf{K}_{upf}^T & {}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{pf}^{(1)} - \Delta t {}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{pf}^{(2)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} {}^{t+\Delta t} \mathbf{U} \\ {}^{t+\Delta t} \mathbf{P}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} {}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_u^d \\ -\Delta t {}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_{pf} + {}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{upf}^T {}^t \mathbf{U} + {}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{pf}^{(1)} {}^t \mathbf{P}_f \end{Bmatrix} \quad (8)$$

$$\left({}^{t+\Delta t} \mathbf{K}_{uup} + a_0 {}^{t+\Delta t} \mathbf{M}_p + a_1 {}^{t+\Delta t} \mathbf{C}_p \right) {}^{t+\Delta t} \mathbf{U}_p = {}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_{up}^d \quad (9)$$

其中，

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_u^d = {}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_u + {}^{t+\Delta t} \mathbf{M} (a_0 {}^t \mathbf{U} + a_2 {}^t \dot{\mathbf{U}} + a_3 {}^t \ddot{\mathbf{U}}) + {}^{t+\Delta t} \mathbf{C} (a_1 {}^t \mathbf{U} + a_4 {}^t \dot{\mathbf{U}} + a_5 {}^t \ddot{\mathbf{U}}) \quad (10)$$

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_{up}^d = {}^{t+\Delta t} \mathbf{R}_{up} + {}^{t+\Delta t} \mathbf{M}_p (a_0 {}^t \mathbf{U}_p + a_2 {}^t \dot{\mathbf{U}}_p + a_3 {}^t \ddot{\mathbf{U}}_p) + {}^{t+\Delta t} \mathbf{C}_p (a_1 {}^t \mathbf{U}_p + a_4 {}^t \dot{\mathbf{U}}_p + a_5 {}^t \ddot{\mathbf{U}}_p) \quad (11)$$

其中，

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}$$

$$a_1 = \frac{\beta}{\alpha \Delta t}$$

$$a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t}$$

$$a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1$$

$$a_4 = \frac{\beta}{\alpha} - 1$$

$$a_5 = \Delta t \left(\frac{\beta}{2\alpha} - 1 \right)$$

一般地，当 $\beta \geq 0.5$ 、 $\alpha \geq 0.25(0.5 + \beta)^2$ 时，Newmark- β 法是无条件稳定的，本文在计算中取 $\alpha = 0.8$ ， $\beta = 0.6$ 。

3 结构模型及模拟方案

3.1 确定结构模型

在数值计算中, 管线材料的弹性模量、泊松比与密度分别为 $E_p = 30\ 000\ \text{MPa}$, $\nu_p = 0.2$, $\rho_p = 2.4\ \text{t/m}^3$; 均质海床厚度为 $h = 40\ \text{m}$, 水深为 $d = 40\ \text{m}$; 海床为砂性土, 其弹性模量、泊松比与密度分别为 $E = 70\ \text{MPa}$, $\nu = 0.3$, $\rho = 1.7\ \text{t/m}^3$; 定义多孔介质的孔隙率为 $n = 0.4$, 渗透系数为 $k = 10^{-4}\ \text{m/s}$ 。所建模型如图 1 所示。考虑到管线周围的应力集中, 在管线及其附近采用了局部加密网格, 如图 2 所示。

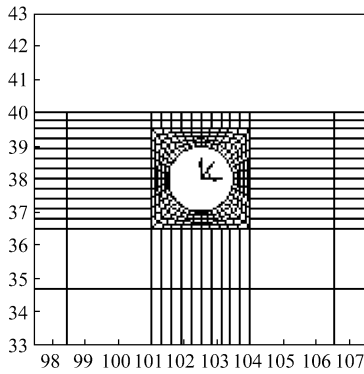


图 2 管线附近单元网格划分

Fig.2 Finite element layout in the vicinity of the pipeline

3.2 边界条件

3.2.1 位移边界条件

在结构 - 地基动力相互作用问题的动力数值模拟中, 不可能将整个无限地基都包括, 因此需要在一定的范围内将地基截断, 只考虑截断边界以内的部分。为了保证运动波能够通过截断边界而不被反射, 需要在截断边界处施加人工边界条件。管线 - 海床的相互作用问题可看作是结构 - 地基动力相互作用问题中的一类, 所以本文将结构 - 地基动力相互作用分析中引入的人工边界应用到管线 - 海床相互作用分析中, 采用刘晶波等^[10]在黏性边界^[11]上改进发展的黏弹性边界。该边界克服了黏性边界只能吸收散射波的能量而不能模拟无限地基的弹性回复力的缺点。

黏弹性边界属时域局部人工边界, 通过在截断边界的每个结点上施加相应的弹簧和阻尼器来近似模拟无限截止的辐射阻尼。弹簧和阻尼器的参数为

$$\left. \begin{aligned} K &= \frac{G}{2r_b} \\ C &= \rho c_s \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中: C 为阻尼器的阻尼系数, K 为弹簧的弹性系数, ρ 是海床介质的密度, c_s 为地震波的波速, G 为海床介质的剪切模量。

假设在边界 $r = r_b$ 上人工边界的条件与该处的应力条件完全相同, 如果能精确确定波源到人工边界的距离 r_b , 可以由式(12)确定人工边界所施加的物理元件的系数, 这样既可以完全消除散射波在人工边界上的反射, 又可以精确地模拟波由有限域向无限域的传播。在这里把以上由黏性阻尼器和弹簧联合构成的人工边界称为黏弹性人工边界。黏弹性人工边界的可以模拟散射波由有限域向无限域的传播, 采用这一人工边界可以进行地震作用下管线 - 海床的动力反应计算, 也可开展土 - 结构系统的模态分析^[12]。

本文采用式(12)计算出海床人工边界的弹簧刚度系数和阻尼系数, 然后利用大型有限元软件 ADINA 中的 Spring 单元^[13], 将弹簧单元和阻尼单元分别施加在对应的海床边界节点的切向与径向, 即形成了人工边界, 如图 3 所示。

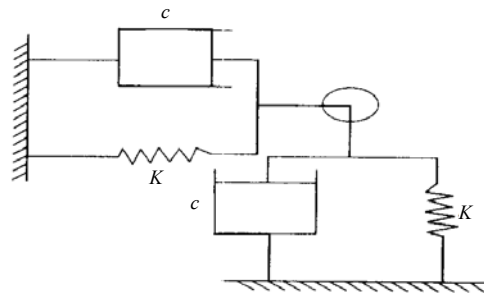


图 3 人工边界示意图

Fig.3 Schematic view of artificial boundaries

3.2.2 孔压边界条件

另外, 对于有限厚度多孔介质海床, 假设海床表面是透水边界, 则在海床表面的孔隙水压力为 0, 即 $p = 0$; 对于管线壁处, 假设管线表面是不透水边界, 则在管线表面的孔隙水压力梯度为 0, 即 $\frac{\partial p}{\partial n} = 0$, 在 $r = \sqrt{(y - y_0)^2 + (z - z_0)^2} = R$ 处。海床基底可看作是不透水的基岩, 两侧由于所取横向范围较大, 可近似地认为是透水边界。

3.3 地震作用的模拟

本文采用直接利用强震记录的方法来进行地震波的模拟，所采用的地震波为 El Centro 波，其加速度时程曲线如图 4 所示。地震动持续时间为 10 s，时间间隔为 0.02 s，并沿坐标 y 方向以体波的方式输入，加速度峰值可根据需要进行调整，本文在没有说明的情况下取加速度峰值为 0.2 g。

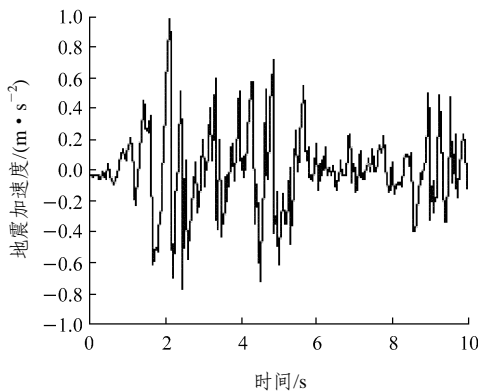


图 4 水平地震加速度曲线

Fig.4 Curve of horizontal seismic accelerations

3.4 土 - 管接触效应

在海床 - 管线的相互作用分析中，当有荷载作用时，海床土体与管线交界面上可能产生剪切滑移，因此需要设置接触面单元。在 ADINA 的接触模拟中，采用了约束函数接触算法。在计算时，为真实地模拟实际接触面上的相互作用效应，须认真地选择从属表面与主控表面。一般地，从属表面应选为精密网格的表面；当两侧表面网格密度相近时，从属表面应选在相对较柔软的一侧。为此，这里选择管线外表面为主接触面，与管线相接触的海床土体为从属接触面，两者形成一个接触对^[5]。根据 Coulomb 摩擦理论计算海床 - 管线间的摩擦剪应力 $\tau_{crit} = \mu p_c$ ，其中 μ 为摩擦因数，本文取 $\mu = 0.7$ ； p_c 为两接触面上的接触压力。当表面拽力小于摩擦剪应力时，接触面沿切向不发生相对滑移。

3.5 算例验证

为了验证本文的人工边界的性能，首先分析没有地震输入情况下的瞬态动力问题，即如图 5 所示的条形荷载下平面半空间问题，荷载随时间的变化选用历时 3 s 的三角形脉冲。分析的目的是想获得半空间表面各点的位移响应，特别是荷载下左 A 、中 B 、右 C 三点的响应^[14]。

为了进行有限元分析，将平面半空间人工截断

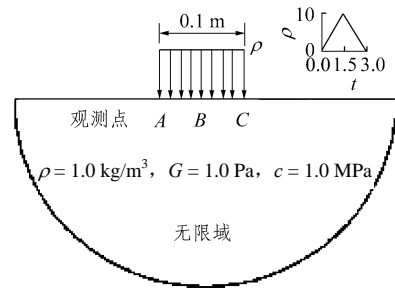


图 5 半空间平面问题示意图

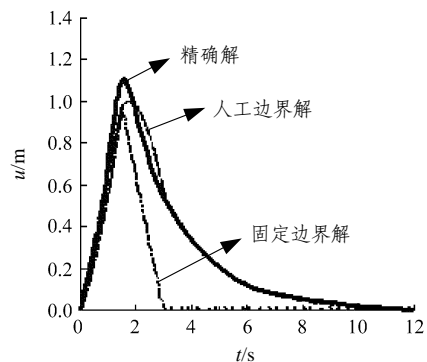
Fig.5 Sketch of half-space plane problem

为 2 m 边长的正方形区域进行计算，域内用四节点四边形平面应变单元离散，并在边界上施加本文提出的黏弹性人工边界条件，即沿人工边界布置一系列弹簧和阻尼器代替被截去的远场地基。计算中不考虑材料的阻尼，材料的其他参数为： $G = 1 \text{ Pa}$ ， $\rho = 1 \text{ kg/m}^3$ 。Newmark 时间积分步长取 0.01 s。计算结果如图 5 所示，分别给出了观测点 A, B, C 处的位移响应时程，并与固定边界的情况进行了比较，由于观测点 A, C 是对称的，因而 C 处的位移时程图略去。其中，固定边界解是将正方形区域的两侧与底面采用固定约束计算求得的，而精确解用如下的半空间格林函数^[15]求得

$$u(t, r) = \frac{p}{\pi G} \frac{1}{\sqrt{t^2 - (r/c_s)^2}} H(c_s t - r) \quad (13)$$

式中： H 为单位阶跃函数， r 为响应点与半空间表面荷载中心的距离。

从图 6 中结果比较可以看出，本文使用的黏弹性人工边界解与精确解非常接近，其结果大大优于固定边界解，所以本文所采用的人工边界对这一类瞬态动力问题的求解是十分有效的。



(a) 观测点 A

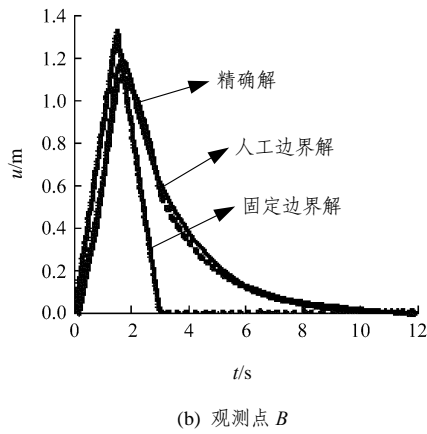


图 6 观测点位移响应比较

Fig.6 Comparison of the response at observation points

4 数值计算结果及分析

为了探讨管线周围由地震所引起的孔隙水压力和管线内部的应力分布, 针对各种影响因素, 分别变动管线半径 R 、管线壁厚 t 、土的变形模量 E 、土的渗透系数 k 等参数进行了对比计算。在图 1 所给出的以管线中心为原点、沿径向 r 和环向 θ 的局部极坐标系下, 通过数值计算给出了海床中沿管线外表面由地震所引起的孔隙水压力 p 分布、管线外表面处径向正应力 σ_{pr} 和剪应力 $\tau_{pr\theta}$ 及管线内表面处环向正应力 $\sigma_{p\theta}$ 的分布。

4.1 管线半径的影响

针对不同的管线半径($R=0.5, 1.0, 1.5$ m), 图 7 给出了由地震引起的管线外表面孔隙水压力、管线外表面处径向正应力和剪应力以及管线内表面处环向正应力分布。由图 7 可见, 管线外表面由地震所引起的孔隙水压力和管线外表面处的剪应力随着管线半径的增大而增大, 而管线外表面的径向正应力、内表面环向正应力随着管线半径的增大而减小。其应力值随管线半径的变化都比较均匀, 但管线内表面处的环向正应力值较其余三者都大, 这与波浪荷载作用下海底管线的响应结果是一致的^[5]。

4.2 管线壁厚的影响

针对不同的管线壁厚($t=0.01, 0.02, 0.04$ m), 图 8 给出了由地震所引起的管线外表面孔隙水压力、管线外表面处径向正应力和剪应力及管线内表面处环向正应力分布。由图 8 可见, 管线壁厚对管线表面孔隙水压力和管线外表面处的径向正应力和剪应力的影响很小; 而管线壁厚对管线内表面处的环向正应力有一定的影响。同样, 管线内表面处的

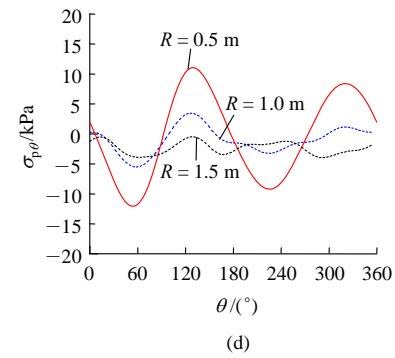
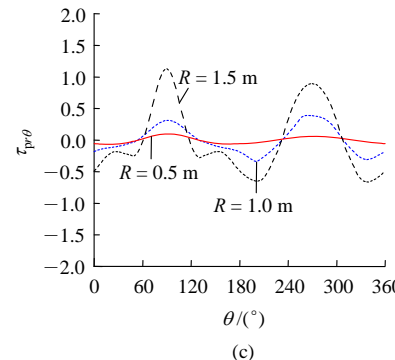
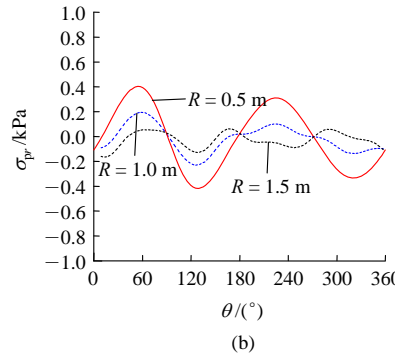
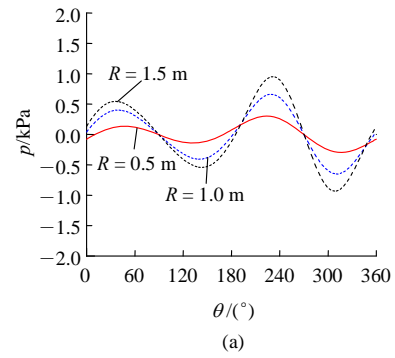


图 7 不同管线半径下由地震所引起的管线外表面孔隙水压力 p 、管线外表面处径向正应力 σ_{pr} 和剪应力 $\tau_{pr\theta}$ 及管线内表面处环向正应力 $\sigma_{p\theta}$ 分布

Fig.7 Distribution of the seismic-induced pore pressure p and radial normal stress σ_{pr} as well as shear stress $\tau_{pr\theta}$ along the pipeline circumferential outer surface and circumferential normal stress $\sigma_{p\theta}$ along the pipeline circumferential inner surface with variable pipeline radius

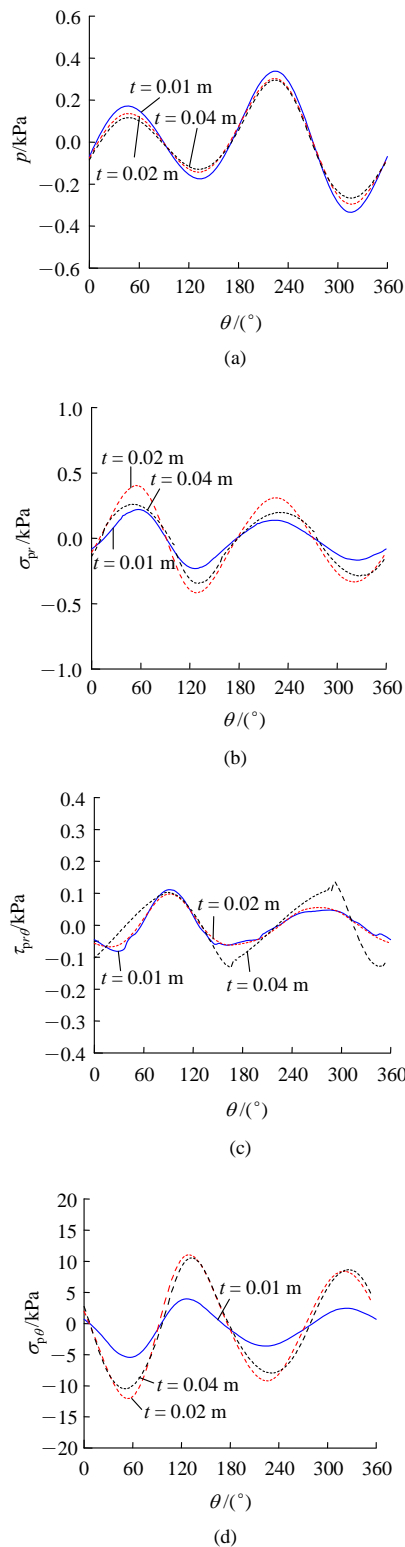


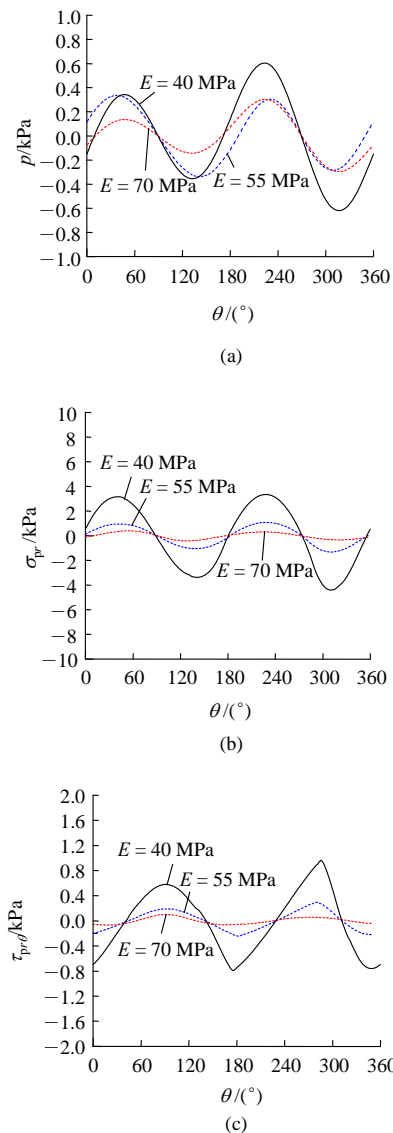
图 8 不同管线壁厚下由地震所引起的管线外表面孔隙水压力 p 、管线外表面处径向正应力 σ_{pr} 和剪应力 $\tau_{pr\theta}$ 及管线内表面处环向正应力 $\sigma_{p\theta}$ 分布

Fig.8 Distribution of the seismic-induced pore pressure p and radial normal stress σ_{pr} as well as shear stress $\tau_{pr\theta}$ along the pipeline circumferential outer surface and circumferential normal stress $\sigma_{p\theta}$ along the pipeline circumferential inner surface with variable wall thickness of pipeline

环向正应力值比其余三者都大。

4.3 土的刚度及土的渗透系数的影响

分别针对不同的土的变形模量($E = 40, 55, 70$ MPa)和不同的土的渗透系数($k = 1 \times 10^{-2}, 1 \times 10^{-3}, 1 \times 10^{-4}$ m/s), 图 9 与 10 绘出了由地震作用所引起的管线外表面孔隙水压力、管线外表面处径向正应力和剪应力及管线内表面处环向正应力分布。由图 9 可见, 土的变形模量对在管线周边上由地震作用所引起的孔隙水压力、管线内正应力和剪应力具有显著的影响。随着土的变形模量的增大, 由地震所引起的管线外表面孔隙水压力、管线外表面处径向正应力和剪应力及管线内表面处环向正应力均呈现减小的趋势。当土的变形模量 $E = 40$ MPa 时, 孔隙水压力和相应的应力值较大, 而当土的变形模量 E 增大到 55 和 70 MPa 时, 应力值均有减小, 但二者相差不大。



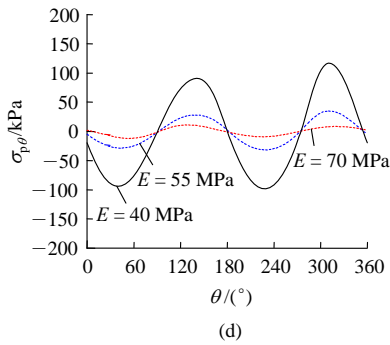


图 9 不同土的变形模量下由地震所引起的管线外表面孔隙水压力 p 、管线外表面处径向正应力 σ_{pr} 和剪应力 $\tau_{pr\theta}$ 及管线内表面处环向正应力 $\sigma_{p\theta}$ 分布

Fig.9 Distribution of the seismic-induced pore pressure p and radial normal stress σ_{pr} as well as shear stress $\tau_{pr\theta}$ along the pipeline circumferential outer surface and circumferential normal stress $\sigma_{p\theta}$ along the pipeline circumferential inner surface with variable soil modulus

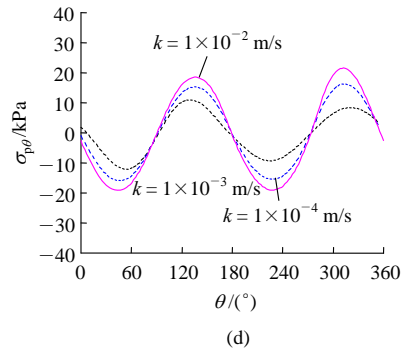
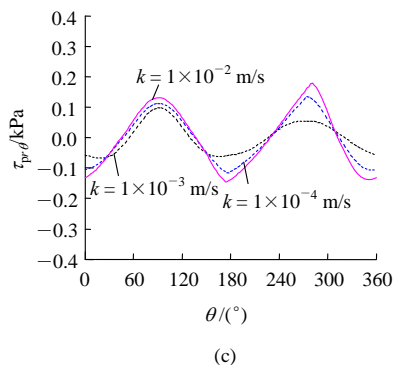
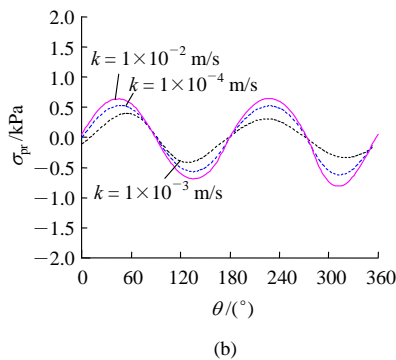
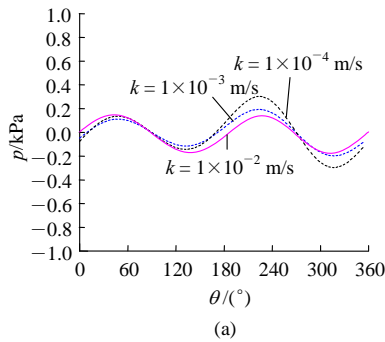


图 10 不同土的渗透系数下由地震所引起的管线外表面孔隙水压力 p 、管线外表面处径向正应力 σ_{pr} 和剪应力 $\tau_{pr\theta}$ 及管线内表面处环向正应力 $\sigma_{p\theta}$ 分布

Fig.10 Distribution of the seismic-induced pore pressure p and radial normal stress σ_{pr} as well as shear stress $\tau_{pr\theta}$ along the pipeline circumferential outer surface and circumferential normal stress $\sigma_{p\theta}$ along the pipeline circumferential inner surface with variable soil permeability



土的渗透系数对管线周边上由地震所引起的孔隙水压力和管线内应力具有一定的影响。随着土的渗透系数的增大，由地震所引起的管线外表面孔隙水压力有减小的趋势，但是影响不太明显，而管线内部的径向正应力、环向正应力和剪应力都有所增大。综合以上分析可见，最终的计算结果和土性参数的选择有很大关系。

另外，由图 7~10 可见，管线外表面孔隙水压力和管线内应力沿着管线的分布具有一定的规律。管壁中不同位置处的内力值有所不同，但在局部坐标下，沿着管线 $0^\circ \sim 360^\circ$ 一周的范围内，基本上均表现出两个正弦或余弦周期变化，其原因应与荷载性质和管线的形状有关。

5 结 论

本文基于饱和孔隙介质的 Biot 动力固结理论，针对于饱和砂性海床和浅埋于其中的海底管线，采用有限元方法建立了饱和海床 - 管线动力相互作用的二维计算模型，并引入黏弹性的人工边界，通过数值方法确定了在 El Centro 地震波作用下饱和海床中孔隙水压力和管线内应力等动力响应。基于变动参数的对比计算与分析，得出结论：

- (1) 本文所使用的黏弹性人工边界在求解瞬态动力问题上比固定边界具有很大的优越性，更接近于数值解。

(2) 随着管线半径的增大, 管线外表面由地震所引起的孔隙水压力和剪应力都增大, 而外表面的径向正应力、内表面环向正应力减小。管线壁厚对管线表面孔隙水压力和外表面的径向正应力和剪应力影响很小, 而对内表面处的环向正应力有一定的影响。

(3) 随着土的变形模量的增大, 管线外表面由地震所引起的孔隙水压力、径向正应力和剪应力及内表面的环向正应力均呈现减小的趋势。而随着土的渗透系数的增大, 管线外表面孔隙水压力有减小的趋势, 内部的径向正应力、环向正应力和剪应力都有所增大。

由于本文所选用的材料类型均为弹性体, 所做的分析仅限于弹性范围内, 暂没有考虑到土体的液化与管线的破坏, 关于这些问题的研究将有待于以后进一步的工作开展。

参考文献(References):

- [1] 孙政策, 段梦兰, 张文, 等. 海底管线抗震设计的极限地震应力计算法[J]. 应用力学学报, 2006, 23(3): 440 - 446.(SUN Zhengce, DUAN Menglan, ZHANG Wen, et al. Method for evaluating ultimate subsea pipeline stress in anti-seismic design[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2006, 23(3): 440 - 446.(in Chinese))
- [2] 高福平, 顾小芸, 吴应湘. 考虑波-管-土耦合作用的海底管道在位稳定性分析方法[J]. 海洋工程, 2005, 23(1): 6 - 12.(GAO Fuping, GU Xiaoyun, WU Yingxiang. A wave-pipeline-soil coupling analysis method for untrenched pipeline stability[J]. The Ocean Engineering, 2005, 23(1): 6 - 12.(in Chinese))
- [3] CHENG A H D, LIU P L F. Seepage force on a pipeline buried in a poro-elastic seabed under wave loadings[J]. Applied Ocean Research, 1986, 8(1): 22 - 32.
- [4] JENG D S. Numerical modeling for wave-seabed-pipe interaction in a non-homogeneous porous seabed[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2001, 21(10): 699 - 712.
- [5] 曲鹏, 栾茂田, 郭莹, 等. 波浪作用下饱和海床-管线动力相互作用的有限元分析[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: 446 - 453.(QU Peng, LUAN Maotian, GUO Ying, et al. FEM analysis of dynamic response of saturated porous seabed-pipeline interaction system under wave loading[C]// Proceedings of the 7th National Conference on Soil Dynamics. Beijing: Tsinghua University Press, 2006: 446 - 453.(in Chinese))
- [6] 周晶, 李昕, 马恒春, 等. 地震时海底悬跨管道动力特性试验研究[J]. 水利学报, 2003, (1): 12 - 15.(ZHOU Jing, LI Xin, MA Hengchun, et al. Experiment study on dynamic characteristics of free spanning submarine pipelines due to earthquake[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003, (1): 12 - 15.(in Chinese))
- [7] 邹德高, 孔宪京, 娄树莲, 等. 饱和砂土地基中地下管线的振动台试验数值模拟分析[J]. 水利学报, 2004, (12): 112 - 119.(ZOU Degao, KONG Xianjing, LOU Shulian, et al. Numerical simulation of shaking table test on pipelines buried in saturated sand foundation[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2004, (12): 112 - 119.(in Chinese))
- [8] BIOT M A. General theory of three-dimensional consolidation[J]. Journal of Applied Physics, 1941, 12(1): 155 - 164.
- [9] WANG X, DONG J. Formulation and study of thermal-mechanical coupling of saturated porous media[J]. International Journal of Computers and Structures, 2003, 81(8 - 11): 1 019 - 1 029.
- [10] 刘晶波, 吕彦东. 结构-地基动力相互作用问题的一种直接方法[J]. 土木工程学报, 1998, 31(3): 55 - 64.(LIU Jingbo, LU Yandong. A direct method for analysis of dynamic soil-structure interaction[J]. China Civil Engineering Journal, 1998, 31(3): 55 - 64.(in Chinese))
- [11] LYSMER J, KUHLEMEYER R L. Finite dynamic model for infinite media[J]. Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, 1969, 95(6): 859 - 877.
- [12] 于加云. 隧道地震反应的数值分析[J]. 现代隧道技术, 2005, 42(5): 42 - 45.(YU Jiayun. Numerical analysis for the responses of a tunnel under earthquake[J]. Modern Tunneling Technology, 2005, 42(5): 42 - 45.(in Chinese))
- [13] BATHE K J. ADINA users' manual(version 8.2.2)[M]. Watertown: ADINA R and D Inc., 2004.
- [14] 邱流潮, 金峰. 地震分析中人工边界处理与地震动输入方法研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(9): 1 501 - 1 504.(QIU Liuchao, JIN Feng. Study on method of earthquake input and artificial boundary conditions for seismic soil-structure interaction analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(9): 1 501 - 1 504.(in Chinese))
- [15] GUDDATI M N, TASSOULAS J L. Characteristics methods for transient analysis of wave propagation in unbounded media[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1998, 164(2): 187 - 206.