文章编号：1000－7598－(2008) 08－2051－07

随机波浪作用下海床动力响应及液化的理论分析

王忠涛[1]，栾茂田[1]，Jeng Dong-Sheng[2]，刘占阁[1]

（1. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室/土木水利学院岩土工程研究所，大连 116024；
2. School of Civil Engineering, The University of Sydney, Sydney NSW 2006, Australia）

摘 要：运用随机波浪理论，基于广义 Biot 动力固结理论，建立了能够考虑波浪荷载随机特性影响的计算海床动力响应及液化深度的解析数值模型，并从时域上进行求解分析。通过与传统线性规则波浪荷载作用下海床动力响应及液化深度的数值结果的对比分析，详细讨论了考虑波浪荷载的随机特性对于求解海床动力响应及液化深度的影响程度。结果表明，根据随机波浪理论计算得到的海床中的超孔隙水压力、水平有效应力、竖向有效应力、剪应力表现出较强的不规则性，其幅值沿着海床深度方向的变化趋势与根据线性规则波浪理论计算得到结果的变化趋势基本相同，但在同数量级上更大，同时计算得到的海床最大液化深度明显大于根据线性规则波浪理论计算得到的结果。因此，在海洋地基设计和自由场地安全评估时应该合理地考虑波浪荷载的随机特性。

关 键 词：海床；动力响应；随机波浪；Biot 动力固结理论
中图分类号：TU 443 **文献标识码：**A

Theoretical analysis of random wave-induced seabed response and liquefaction

WANG Zhong-tao[1], LUAN Mao-tian[1], JENG Dong-Sheng[2], LIU Zhan-ge[1]

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Institute of Geotechnical Engineering, School of Civil and Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 2. School of Civil Engineering, The University of Sydney, Sydney NSW 2006, Australia)

Abstract: Based on general Biot's dynamic consolidation theory, a simple analytical model for simulating random wave-induced seabed response and liquefaction is established and solved together with stable and effective algorithm. The influence of random wave loading is investigated by comparing with the corresponding linear regular wave results with similar representative parameters. The results of comparison show that the distributions of amplitudes of pore wave pressure and effective stresses along depth in seabed are similar by using two different wave theories, but the dynamic response of seabed under random wave loading shows clear irregularity, and these amplitudes are greater than those under linear regular wave loading on the same quantity level. Compared with the liquefaction depth induced by linear regular wave loading, the result computed with random wave theory is much deeper. Therefore, the stochastic feature of random wave loading has to be duly taken into account in evaluation of safety and stability of various marine structures and offshore facilities.

Key words: seabed; dynamic response; random wave; Biot's dynamic consolidation theory

1 引 言

波浪荷载作用下海床的动力响应和液化特性一直是海洋工程设施设计与建设中的关键技术问题。波浪传播过程中在海床表面产生的波压力会引起海床内部孔隙水压力和有效应力的振荡变化，从而导致海床液化，甚至是失稳破坏，显然波浪荷载的真实特性是评估海洋构筑物安全和海床稳定性的重要因素。但在以往的海床动力学研究中，国内外学者大多集中于讨论线性规则波浪荷载对海床动力响应

收稿日期：2007-11-05
基金项目：国家自然科学基金重点资助项目（No.50639010）；南京水利科学研究院开放流动基金资助项目（No.Yk90507）；大连理工大学 2006 年青年教师培养基金。
作者简介：王忠涛，男，1974 年生，讲师，博士，主要从事海洋土力学基本理论与海床动力学数值分析等方面的教学和科学研究工作。E-mail: zhongtao@dlut.edu.cn

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

和液化深度的影响，Madsen[1]和 Yamamoto[2]（1978 年）分别研究了海洋土与孔隙水的不同特征参数对于海床动力响应的影响，Jeng[3]（1997 年）推导了准静态模式下海床动力响应的解析解。实际上，波浪作为复杂的物理过程，相应的波浪参数具有高度的不规则性[4]，因此基于线性规则波浪理论的传统方法所发展的求解海床动力响应和液化分析的计算方法，无法合理地真实反映实际海况。目前考虑波浪荷载随机特性求解海床动力响应和进行液化分析的研究较少，其中 Rahman[5]（1978 年）引入频谱考虑了随机波浪作用下海床响应的统计特性；Sumer[6]（1999 年）借助室内模型试验模拟了不规则波浪荷载作用下的海床响应；王忠涛[7]（2005 年）采用有限单元法求解了随机波浪荷载作用下的海床动力 响应。

本文基于广义 Biot 动力固结理论，采用复变量解析方法，建立了能够考虑波浪荷载随机特性的求解海床动力响应和液化深度的数值模型。应用线性叠加法，选用平均 JONSWAP 频谱来表示所模拟随机波浪的各特征参数。文中将随机波浪数值模拟技术与海床动力学数值计算模型相结合，并在时域范围内求解，分析讨论了考虑波浪荷载随机特性对于求解海床动力响应和液化深度的影响程度。

2 随机波浪模拟

在二维空间范围内，采用线性波浪叠加法[4]模拟单向不规则波序列，认为波浪时程是一个平稳随机过程，可以由多个具有不同周期和不同随机初相位的余弦波叠加组成，随机波浪相对平均静水位线的瞬间幅值 $\eta(x,t)$ 为

$$\left.\begin{aligned}&\eta(x,t)=\sum_{i=1}^{M}a_i\cos(k_ix-2\pi\tilde{f}_it+\varepsilon_i);\\&a_i=\sqrt{2S_{\eta\eta}(\hat{f}_i)\Delta f_i},\ \hat{f}_i=(f_i+f_{i-1})/2;\\&\Delta f_i=f_i-f_{i-1},\ \tilde{f}_i=f_{i-1}+(1+r)\Delta f_i/2;\\&(2\pi f_i)^2=gk_i\tanh(k_id)\end{aligned}\right\}\quad(1)$$

式中：下标 i 代表第 i 个组成波；a_i 为波浪幅值；$k_i=2\pi/L$ 为波数，L 为波长；f_i 为波浪频率，频率 f_i 与波数 k_i 之间关系满足式（1）中第 4 式；x 为波浪传播距离；t 为波浪传播时间；d 为水深；ε_i 为初始波相角，在 $(0,2\pi)$ 之间随机分布；$\tilde{f}_i$ 代表波浪频率；r 在 $(0,1)$ 区间随机取值；g 为重力加速度；M 为组成波的数量，在 65~100 间取值可达计算精度；$S_{\eta\eta}(f)$ 为波浪振荡幅值的频谱，本文选用平均 JONSWAP 谱作为模拟频谱，其谱密度函数为

$$\left.\begin{aligned}&S_{\eta\eta}(f)=\beta_J H_{1/3}^2T_p^{-4}f^5\exp[-1.25(T_pf)^{-4}]\gamma^{\xi};\\&\beta_J=\frac{0.062\,4[1.094-0.019\,15\ln\gamma]}{0.23+0.033\,6\gamma-0.185(1.9+\gamma)^{-1}};\\&T_p=T_{H_{1/3}}\Big/[1-0.132(\gamma+0.2)^{-0.559}];\\&\xi=\exp[-(T_pf-1)^2/2\sigma^2]\end{aligned}\right\}\quad(2)$$

式中：$T_p=1/f_p$，f_p 为频谱峰值点对应的波浪频率；将各组成波按照波高降序排列后，取前 1/3 部分的组成波的平均波高和平均周期分别得到 $H_{1/3}$ 和 $T_{H_{1/3}}$；$\gamma=3.3$，为谱峰增强因子。当 $f>f_p$ 时，$\sigma=0.07$，反之，$\sigma=0.09$。设定 99.8 %的波浪能量集中在低频 $f_L=0$ 和高频 $f_H=5f_p$ 之间，因此设定 $\Delta f=\Delta f_i=(f_H-f_L)/M$。

3 波浪引起的海床动力响应和液化

假定土骨架、孔隙流体是可压缩的，海洋土渗透性能各向同性，同时土骨架变形符合广义虎克定律，孔隙水在海床中的流动符合达西定律。

3.1 控制方程

根据广义 Biot 动力固结方程[8, 9]，1980 年 Zienkiewicz 等[10]整理了张量表达式：

$$\left.\begin{aligned}&\sigma_{ij,j}=\rho\ddot{u}_i+\rho_w\ddot{w}_i;\\&-p_{,i}=\rho_w\ddot{u}_i+\frac{\rho_w}{n}\ddot{w}_i+\frac{\rho_w g}{k_z}\dot{w}_i;\\&\dot{u}_{i,i}+\dot{w}_{i,i}=-\frac{n}{K_f'}\dot{p}\end{aligned}\right\}\quad(3)$$

式中：σ_{ij} 为总应力；u 为土骨架位移；w 为孔隙水相对土骨架的位移；ρ 为海洋土密度；ρ_w 为孔隙水密度；$K_f'=1/(1/K_\infty+(1-S_r)/\rho_w gd)$ 为孔隙流体的压缩模量，其中 K_∞ 为孔隙水的压缩模量；S_r 为饱和度；k_z 为海床沿竖直方向的渗透系数。

根据有效应力原理，由式（3）中第 1 式可以得到有效应力 σ_{ij}' 的方向导数：

$$\sigma_{ij,j}'=\delta_{ij}p_{,i}+\rho\ddot{u}_i+\rho_w\ddot{w}_i\quad(4)$$

式中：δ_{ij} 为数学克罗内克记号。在平面应变中，应力和应变满足 $\sigma_{ij}'=\lambda u_{i,i}\delta_{ij}+2Gu_{i,j}$，其中 G 为剪切模量，$\lambda=2G\mu/(1-2\mu)$，μ 为泊松比。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

根据式（3）中的第 3 式可以得出孔隙水压力 p 的方向导数：

$$-p_{,i}=\frac{K'_{\mathrm{f}}}{n}(\varepsilon+\varsigma)_i \tag{5}$$

式中：$\varepsilon=\partial u_x/\partial x+\partial u_z/\partial z$；$\varsigma=\partial w_x/\partial x+\partial w_z/\partial z$。

将式（5）代入式（3）中第 2 式和式（4），海床动力响应的控制方程可表示为

$$\left.\begin{aligned}&\frac{K'_{\mathrm{f}}}{n}(\varepsilon+\varsigma)_i=\rho_{\mathrm{w}}\ddot{u}_i+\frac{\rho_{\mathrm{w}}}{n}\ddot{w}_i+\frac{\rho_{\mathrm{w}}\mathrm{g}}{k_z}\dot{w}_i;\\&\sigma'_{ij,j}=-\frac{K'_{\mathrm{f}}}{n}\delta_{ij}(\varepsilon+\varsigma)_i+\rho\ddot{u}_i+\rho_{\mathrm{w}}\ddot{w}_i\end{aligned}\right\} \tag{6}$$

3.2　边界条件

假定有限深度海床底面为刚性、不透水边界，边界上土骨架和孔隙水位移以及孔隙水压力满足，

$$u=w=\partial p/\partial z=0 \tag{7}$$

水波在自由波面处满足边界条件：

$$\frac{\partial\phi}{\partial z}=\dot{\eta}\quad\text{和}\quad \mathrm{g}\eta+\dot{\phi}=0 \tag{8}$$

在海床表面竖向有效应力 σ'_z 和剪应力 τ_{xz} 满足边界条件：

$$\sigma'_z=\tau_{xz}=0 \tag{9}$$

海床表面位置处的波浪压力 P 和孔隙水压力 p_{b} 可以表示为

$$P=p_{\mathrm{b}}=\gamma_{\mathrm{w}}\sum_{i=1}^{M}a_i\frac{\cos(k_ix-2\pi f_it+\varepsilon_i)}{\cosh k_id} \tag{10}$$

式中：γ_{w} 为海水重度。

3.3　方程求解

根据式（6），考虑到海床动力响应为周期性振荡分布，采用复变量表示：

$$\bar{x}=kx;\ \bar{z}=kz;\ \bar{t}=\omega t;\ f_{\mathrm{a}}=\sum_{m=1}^{2}\overline{F_{\mathrm{a}}}\exp(\mathrm{i}m(\bar{x}-\bar{t})) \tag{11}$$

式中：f_{a} 为海床内孔隙水压力、法向有效应力、剪应力及土骨架、孔隙水相对位移等动力响应参量；$\overline{F_{\mathrm{a}}}$ 为相应动力响应参量的幅值；i 为虚数。

令 $\nu=\exp(\mathrm{i}m(\bar{x}-\bar{t}))$，海床内部波浪引起的土骨架位移和孔隙水相对位移可以表示为

$$\left.\begin{aligned}&u_x(x,z,t;m)=\nu\sum_{i=1}^{6}a_i\mathrm{e}^{\lambda_i\bar{z}};\ u_z(x,z,t;m)=\nu\sum_{i=1}^{6}a_ib_i\mathrm{e}^{\lambda_i\bar{z}};\\&w_x(x,z,t;m)=\nu\sum_{i=1}^{6}a_ic_i\mathrm{e}^{\lambda_i\bar{z}};\ w_z(x,z,t;m)=\nu\sum_{i=1}^{6}a_id_i\mathrm{e}^{\lambda_i\bar{z}}\end{aligned}\right\} \tag{12}$$

由式（12）可以推出孔隙水压力、有效应力和剪应力：

$$\left.\begin{aligned}&p(x,z,t;m)=\\&\quad\frac{-K'_{\mathrm{f}}}{n}k\nu\sum_{i=1}^{6}[(\mathrm{i}m+b_i\lambda_i+\mathrm{i}mc_i+d_i\lambda_i)a_i\mathrm{e}^{\lambda_i\bar{z}}];\\&\sigma'_x(x,z,t;m)=\frac{2Gk}{1-2\mu}\nu\sum_{i=1}^{6}[((1-\mu)\mathrm{i}m+\mu\lambda_ib_i)\alpha_i\mathrm{e}^{\lambda_i\bar{z}}];\\&\sigma'_z(x,z,t;m)=\frac{2Gk}{1-2\mu}\nu\sum_{i=1}^{6}[(\mathrm{i}m\mu+(1-\mu)\lambda_ib_i)\alpha_i\mathrm{e}^{\lambda_i\bar{z}}];\\&\tau_{xz}=Gk\nu\sum_{i=1}^{6}[(\lambda_i+\mathrm{i}mb_i)a_i\mathrm{e}^{\lambda_i\bar{z}}]\end{aligned}\right\} \tag{13}$$

将式（13）代入边界条件式（7）和式（9），可以求出参数变量 a_i、b_i、c_i、d_i 和 λ_i。详细求解过程见文献[11]，但注意文献[11]中 Π_1 应更正为 $k_zV_c^2k^2/\beta\mathrm{g}\omega$，附录中式（A.6d）应修正为式（14）；附录中式（A.7）的系数阵应该修正为转置矩阵，系数 A31 应修正为 $m^2(\beta\Pi_2-K_2)$。修正系数后利用数学软件 Mathematica，按照文献[11]中方法进行重新推导，得出正确表达式。限于篇幅，不再赘述。

$$\begin{aligned}&\mathrm{i}mD\overline{U_x}+\mathrm{i}mK_2D\overline{W_x}+(K_2D^2+\beta\Pi_2m^2)\overline{W_z}+\\&\left(-K_1m^2+\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}K_1D^2+K_2D^2+m^2\Pi_2\right)\overline{U_z}=0\end{aligned} \tag{14}$$

3.4　液化判断标准

波浪传播过程中波谷经过海床表面时，海洋土竖向有效应力 σ'_z 减小，甚至小于 0，从而发生液化导致海床失稳。Jeng[3]通过与现场原位试验的对比论证，提出海洋土液化判别准则为

$$-\frac{1}{3}(\gamma_{\mathrm{s}}-\gamma_{\mathrm{w}})(1+2K_0)z+(p_{\mathrm{b}}-p(z))\leqslant 0 \tag{15}$$

式中：γ_{s} 为海洋土的天然重度；$K_0=\mu/(1-\mu)$ 为侧压力系数；p_{b} 和 $p(z)$ 为海床表面和海床内 z 深度处的孔隙水压力，分别按照式（10）和（13）中第 1 式计算，式（15）中的 z 为负值。

4　数值算例和对比分析

本文将随机波浪数值模拟技术与海床动力学数值计算模型相结合，忽略海床对波浪传播的消能影响，且将随机波浪在海床表面产生的波压力作为海床的外部荷载边界条件，进行典型数值算例的计算和对比分析。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

4.1 随机波浪时程序列模拟及校验

模拟波浪的参数 $H_{1/3}=6$ m，$T_{H1/3}=15$ s，水深 $d=25$ m，模拟时间大于 30 倍波浪代表周期，模拟出的随机波浪序列如图 1 所示。

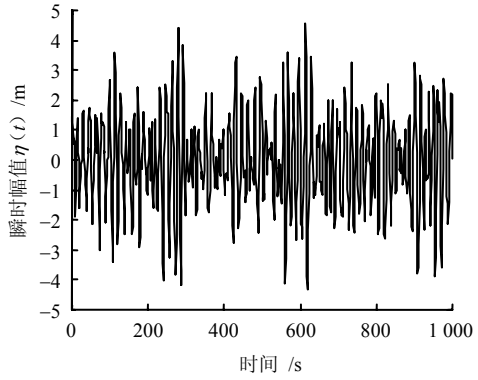


图 1 模拟生成的随机波浪时程序列

Fig.1 Time history of simulated random wave profiles using frequency spectrum of average JONSWAP

为保证所模拟随机波浪数值结果的真实性和可靠性，根据随机波浪理论[4]，对所得到的随机波浪时程序列进行特征参量和统计谱密度函数校验，检验结果如表 1 和图 2 所示，其中 $\bar{H}$ 和 $\bar{T}$ 分别为模拟得到随机波浪的平均波高和平均周期；NA 代表没有理论解；c_s 和 c_v 分别为模拟随机波浪时程序列的离散系数和偏差系数。从表 1 可见模拟得到的随机波浪序列的特征参数与理论解很接近。图 2 为根据模拟随机波浪时程序列的自相关函数返推出的模拟谱，并进行光滑处理，可以看出模拟谱，尤其是光滑谱与靶谱拟合很好，因此模拟得出的随机波浪可以用于求解海床的动力响应和液化分析。

表 1 模拟随机波浪特征参数与理论值的对比

Table 1 The statistic characteristics of simulated random waves and theoretical solution

特征参数	模拟结果	理论结果
$\bar{H}$ /m	3.82	3.75
$H_{1/3}$ /m	6.04	NA
$H_{1/3}/\bar{H}$	1.581	1.598
$H_{1/10}$ /m	7.60	NA
$H_{1/10}/\bar{H}$	1.99	2.032
H_{max} /m	9.91	9.72~9.87
波高 c_v	0.517	0.522
波高 c_s	0.703	0.635
$\bar{T}$ /s	13	NA
T_{max} /s	20.56	NA
波浪周期 c_v	0.302	0.283
波浪周期 c_s	0.054	0

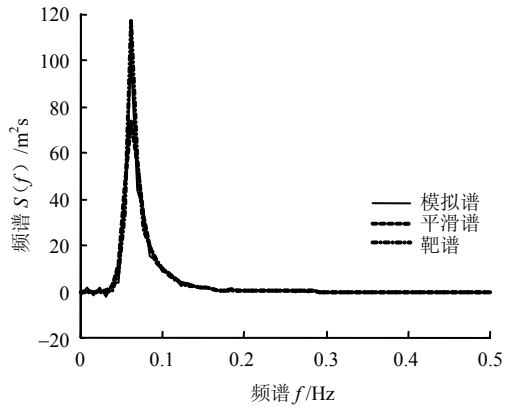


图 2 模拟生成谱、平滑谱和靶谱的比较

Fig.2 Comparison among target spectrum, predicted spectrum and smooth spectrum

4.2 随机波浪作用下海床动力响应和液化数值分析

采用上述数值模拟计算方法，考虑波浪荷载随机特性计算海床动力响应并进行液化深度分析。砂质海床的土体参数：海床厚度 $h=12.5$ m，渗透系数 $k_z=1\times10^{-4}$ m/s，孔隙率 $n=0.3$，泊松比 $\mu=0.333$，剪切模量 $G=10$ MPa，饱和度 $S_r=97.5$ %。孔隙水压缩模量 $K_\infty=200$ MPa。

4.2.1 海床动力响应的时程变化

图 3 为随机波浪荷载作用下距离海床表面（$0.5h$）深度处，按照 $p_0=\gamma_w H_{1/3}/(2\cosh kd)$ 幅值归一化后的孔隙水压力 p、竖向有效应力 σ_z'、水平有效应力 σ_x' 和剪应力 τ_{xz} 的时程变化曲线，图中两条水平点划线分别表示线性规则波浪荷载作用下海床内 $z=-0.5h$ 深度处动力响应幅值的上、下界限值。图 3 表明，当 $t=550$ 或 $t=900$ s 时，根据随机波浪理论计算得到的海床动力响应高于根据线性规则波浪理论计算得到的结果，这是因为随机波浪自身的高度不规则性，部分瞬间波高超过线性规则波浪代表波高，导致海床中动力响应的最大幅值超过线性规则波浪作用下的动力响应界限值。但是比较图 1 和图 3 可以看出，海床中动力响应的峰值在时程上并不完全同步对应随机波浪波幅的瞬时峰值，是因为为海床表面的波压力向海床内部传递具有时滞性。尽管随机波浪荷载引起海床动力响应幅值超过界限值的次数较少，而在海床动力学分析和海洋工程建设中海床动力响应的最大幅值是必须考虑的最重要因素之一，因此在海洋工程设计中必须合理考虑波浪荷载的随机特性。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

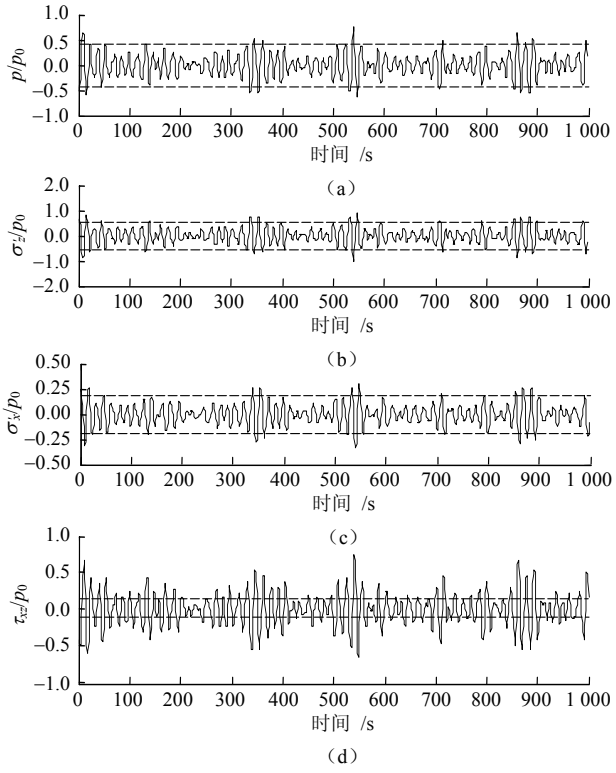


图 3　孔隙水压力、法向有效应力和剪应力的时程分布曲线
Fig.3　Time history of normalized pore pressure, vertical effective stress, horizontal effective stress and shear stress variations

4.2.2　沿海床深度方向海床动力响应归一化

海洋工程中研究海床垂直断面海床动力响应的最大幅值分布具有重要意义。分别根据随机波浪理论和线性规则波浪理论，将计算得到的孔隙水压力、法向有效应力和剪应力的最大幅值，沿深度方向按照 p_0 进行归一化处理后结果如图 4~7 所示。图 4~7 中可以看出，根据随机波浪理论计算得到的海床中的孔隙水压力、竖向有效应力、水平有效应力和剪应力沿海床深度方向的变化趋势与根据线性规则波浪理论计算得到结果的趋势基本相同，但是在同数量级上比根据线性规则波浪理论计算得到的结果更大。图 8 为根据随机波浪理论和线性规则波浪理论计算得到的海床动力响应幅值的最大差值沿海床深度方向分布。

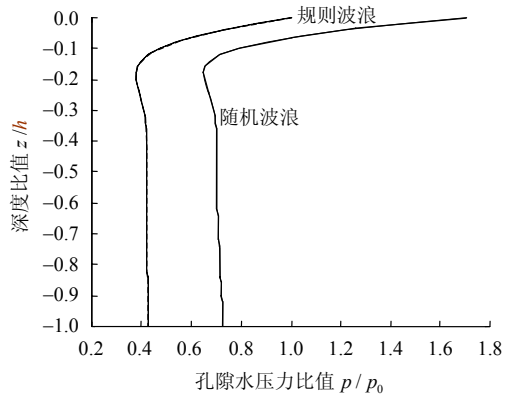


图 4　孔隙水压力沿砂质海床深度方向幅值分布
Fig.4　Distributions of amplitudes of pore pressures along depth in sandy seabed under linear regular and random wave loadings

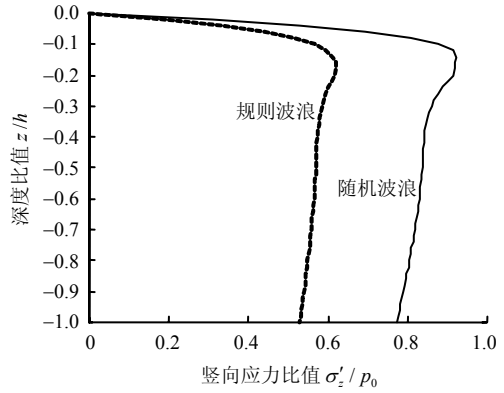


图 5　竖向有效应力沿砂质海床深度方向幅值分布
Fig.5　Distributions of amplitudes of vertical effective stresses along depth in sandy seabed under linear regular and random wave loadings

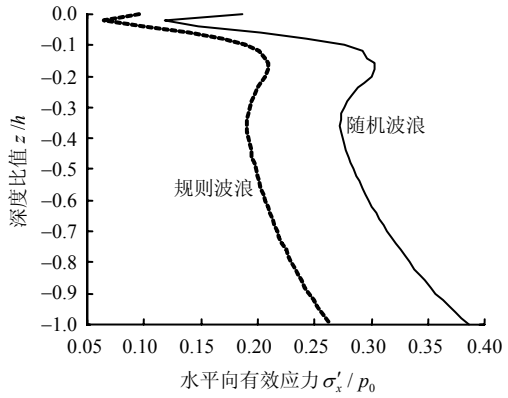


图 6　水平向有效应力沿砂质海床深度方向幅值分布
Fig.6　Distributions of amplitudes of horizontal effective stresses along depth in sandy seabed under linear regular and random wave loadings

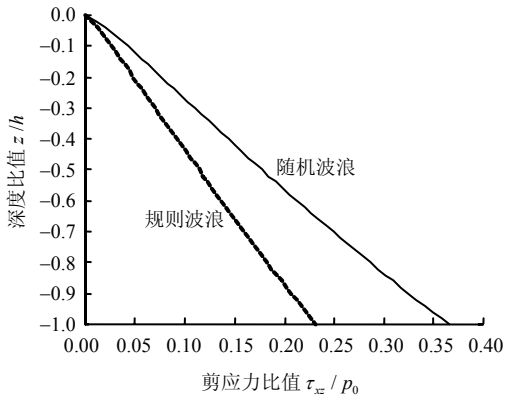


图 7　剪应力沿砂质海床深度方向幅值分布
Fig.7　Distributions of amplitudes of shear stresses along depth in sandy seabed under linear regular and random wave loadings

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

图 8 为海床动力响应幅值最大差值沿海床深度方向分布，图中横坐标响应比值分别为 $\Delta p/\Delta p_0$，…，$\Delta\sigma'_z/p_0$，$\Delta\sigma'_x/p_0$，$\Delta\tau_{xz}/p_0$，可以看出，有限深度海床情况时，根据两种波浪理论计算得到的 Δp 从海床表面至 $0.15h$ 深度处由 $0.7p_0$ 降至 $0.28p_0$，之后到海床底部缓慢增长至 $0.3p_0$，同时注意到在海床内部不同位置 Δp 均较大；计算得到的竖向有效应力 $\Delta\sigma'_z$ 从海床表面至 $0.13h$ 深度处由 0 增至 $0.32p_0$，之后到海床底部缓慢减少至 $0.25p_0$；剪应力 $\Delta\tau_{xz}$ 都随着 z/h 的增大而呈线性增大，最大差值达到 $0.15p_0$；水平有效应力差值 $\Delta\sigma'_x$ 在海床表面呈振荡趋势，幅值基本保持在 $0.13p_0$。

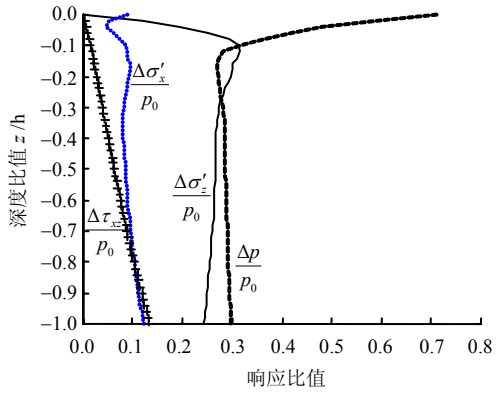


图 8 海床动力响应幅值最大差值沿海床深度方向分布
Fig.8 Vertical distributions of relative maximum soil response between random and representative regular wave loadings

4.2.3 液化深度计算

波浪荷载作用下海床的最大液化深度是海洋工程设计中的关键技术参数。根据 Jeng[3]的结论，渗透系数 $k_z>1\times10^{-3}$ m/s 时海洋土体不发生液化，本文的计算方法验证该结论是合理的。土体饱和度从 0.95 变化至 1.00 时，分别应用线性规则波浪理论和随机波浪理论，采用式（15）的液化判断准则，对海床的最大液化深度进行计算，计算结果如图 9 所示，可以看出相同海况情况下，根据随机波浪理论计算得到的最大液化深度明显大于根据线性规则波浪理论计算的结果，当 $S_r=96.5$ %时最大液化深度从 2.5 m 增大到 4 m，相差 60 %。同时，根据随机波浪理论计算得到的海床最大液化深度随着海床土体饱和程度的变化趋势，与根据线性规则波浪理论的计算结果不完全相同，在 $S_r=96.5$ %位置处出现峰值，随着饱和程度的逐渐增加，液化深度逐渐减小，当土体完全饱和时海床土体不再发生液化。

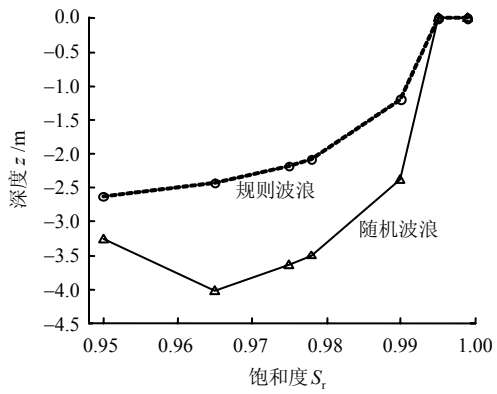


图 9 不同饱和程度情况下海床的最大液化深度
Fig.9 Distributions of maximum liquefaction depth verus degree of saturation for regular and random wave loadings

5 结 论

基于广义 Biot 动力固结理论，建立了能够考虑波浪荷载随机特性的求解海床动力响应及液化深度的解析计算模型。通过典型数值算例的计算，并与传统线性规则波浪理论的计算结果进行对比分析，得出以下结论：

（1）在随机波浪荷载作用下，海床的动力响应表现出较强的不规则性，但由于波压力向海床内部传递具有时滞性，海床动力响应的峰值在时程上与随机波浪波幅的瞬间峰值不保持同步。

（2）根据随机波浪理论计算得到的海床动力响应最大幅值沿海床深度方向分布的趋势，与根据线性规则波浪理论计算结果的趋势基本相同，但前者的幅值在同数量级上明显大于后者的幅值。

（3）根据随机波浪理论计算得到的海床最大液化深度明显大于根据线性规则波浪理论计算得到的结果，求解海床动力响应和进行液化分析时必须合理地考虑波浪荷载的随机特性，否则，将有可能高估工程安全系数，导致工程事故的发生。

参 考 文 献

[1] MADSEN O S. Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed[J]. **Geotechnique**, 1978, 28(4): 377－393.

[2] YAMAMOTO T, KONING H L, SELLMEIJER H, VAN H E. On the response of a poro-elastic bed to water waves[J]. **Journal of Fluid Mechanics**, 1978, 87: 193－206.

[3] JENG D S. Wave-induced seabed response in front of a breakwater[D]. Australlia: The University of Western Australia, 1997.

下转第 2076 页

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

度以及土水压力的变化规律可为结构的抗浮稳定性验算提供依据。

（5）随着地铁隧道的上浮，其两侧土体有向隧道下方流动的趋势，设置截断墙的处理方法可限制这种趋势，减小隧道上下表面土压力增量差，从而减小结构的上浮量。试验结果表明截断墙的设置对减小隧道上浮有明显效果，适当控制截断墙的刚度有望将隧道的上浮量限制在允许范围之内。

致谢：清华大学岩土工程研究所张建民、于玉贞、殷昆亭老师在试验过程中曾给予大力支持，特此致谢!

参 考 文 献

[1] YOUSSEF M, HASHASH A, JEFFREY HOOK J, et al. Seismic design and analysis of underground structures[J]. **Tunneling and Underground Space Technology**, 2001, 16(4): 247－293.

[2] 刘华北，宋二祥. 可液化土中地铁结构的地震响应[J]. 岩土力学，2005，26（3）：381－386，391.
LIU Hua-bei, SONG Er-xiang. Earthquake induced liquefaction response of subway structure in liquefiable soil[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(3): 381－386+391.

[3] 佘才高. 南京地铁南北线隧道地基的地震液化问题[J]. 城市轨道交通研究，2001，（3）：38－42.
SHE Cai-gao. Analysis of ground layer liquefaction in Nanjing north-south line[J]. **Urban Mass Transit**, 2001, (3): 38－42.

[4] CHOU H S, YANG C Y, Hsieh B J, et al. A study of liquefaction related damages on shield tunnels[J]. **Tunneling and Underground Space Technology**, 2001(16): 185－193.

[5] LU Xun-sun. Centrifuge modeling and finite element analysis of pipeline buried in liquefiable soil[D]. [S. l.]: **Columbia University**, 2001.

[6] YANG Dan, Naesgaard Ernest, Byrne Peter M, et al. Numerical model verification and calibration of George Massey Tunnel using centrifuge models[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2004, 41: 921－942.

[7] 张建民，于玉贞，濮家骝，等. 电液伺服控制离心机振动台系统研制[J]. 岩土工程学报，2004，26（6）：843－845.
ZHANG Jian-min, YU Yu-zhen, PU Jia-liu, et al. Development of a shaking table in electro-hydraulic servo-control centrifuge[J]. **Chinese Jounal of Geotechnical Engineering**, 2004, 26(6): 843－845.

[8] DEWOOLKAR MANDAR M, KO Hon-Yim, STADLER ALAN T, et al. A substitute pore fluid for seismic centrifuge modeling[J]. **Geotechnical Testing Journal**, 1999, 22(3): 196－210.

上接第 2056 页

[4] 俞聿修. 随机波浪及其工程应用[M]. 大连：大连理工大学出版社，2000.

[5] RAHMAN M S, SEED H B. Pore pressure development under offshore gravity structures[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASAE, 1978, 103(12): 1 419－1 436.

[6] SUMER B M, FREDSE J, CHRISTENSEN S, LIND M T. Sinking/floatation of pipelines and other objects in liquefied soil under waves[J]. **Coastal Engineering**, 1999, 38: 53－90.

[7] WANG Zhong-tao, LUAN Mao-tian, LIU Zhan-ge, WANG Dong. Numerical analysis of dynamic response of seabed under random wave loading[C]//Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG 2005, London: Taylor & Francis Group plc, 2005.

[8] BIOT M A. General theory of three-dimensional consolidation[J]. **Journal of Applied Physics**, 1941, 12(2): 155－164.

[9] BIOT M A. Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid[J]. **Journal of the Acoustical Society of America**, 1960, 12: 168－178.

[10] ZIENKIEWICZ O C, CHANG C T, BETTESS P. Drained, undrained, consolidating and dynamic behavior assumptions in soil[J]. **Geotechnique**, 1980, 30: 385－395.

[11] JENG D S, CHA D H. Effects of dynamic soil behavior and wave nonlinearity on the wave-induced pore pressure and effective stresses in porous seabed[J]. **Ocean Engineering**, 2003, 30: 2 065－2 089.

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net