

波浪作用下粉土特性分析*

林 緬

(中国科学院力学研究所, 北京 100080)

摘要 利用弱非弹性介质模型, 推导了波浪作用下有限深海床内部孔隙水压力、应力以及土骨架和孔隙水位移关系. 针对 3 种海洋土, 分析了土床内孔隙水压力、应力、应力角、位移的分布以及弹性波随加载波周期的变化. 结合前人的实验结果, 讨论了在粉土质海床中所呈现的共振现象. 从理论上探讨了该现象发生的力学机制, 提出了土床中硬土层的存在是决定土床中是否可能发生共振的必要条件, 并且可以预测共振发生的可能区域.

关键词 海洋土 硬土层 共振

在近岸结构物的建筑、海底管线的铺设等等海岸工程中, 正确地估计海洋土的动力学行为是非常重要的. 当波浪在底床上传播时, 海底沉积物中的孔隙水压力和有效应力都会发生变化, 带来许多复杂的力学现象, 其物理机制并没有完全被人们所了解. 我们知道, 在海洋沉积物中有许多大小不一的孔, 孔隙的大小依赖于沉积颗粒的分布, 其结构主要取决于沉积物的性质. Goddard^[1]发现, 由于土骨架周围的一些细颗粒土在外力振动下会脱离土骨架, 从而在土体中形成了一些比较大的孔穴. Bennett^[2]曾经报道了在无黏性土海床中, 随着粒径小于 65.2 μm 的土颗粒在沉积物中所占的比例增大, 海洋土的物理特性也会随之发生明显的变化. Foda^[3]和 Tzang^[1]的实验研究表明, 砂土和粉土底床中孔隙水压力随深度的变化是不同的. 在砂土质底床中测得的孔隙水压力随深度变化比较平缓, 没有明显的突变, 而在粉土质底床中孔隙水压力变化剧烈, 有时还会出现共振现象, 使粉土质海床液化并伴有羽状的沉积物从底床中喷出, 造成底床塌陷.

总的来说, 波浪加载下砂土和粉土的动力学行为有许多不同. 尤其是在沿岸地区更是以细粉砂为主, 为此研究粉土对加载波的动态响应, 对河口、海岸环境的保护以及一些海工结构物的稳定等等实际工程问题有重要的参考价值. 考虑到共振发生前粉土层中的孔压对加载波的响应基本上呈线性, 本文首先应用弱非弹性介质模型^[4], 推导有限深底床内部土层中的孔隙水压力、有效应力以及土骨架和孔隙水的位移, 然后由文献[3]和已有的实验数据^[1], 对粉土质底床在共振发生之前的动力学行为进行系统的分析研究, 希望通过这些研究能阐述共振发生机理, 并预测共振液化发生的区域.

2000-04-03 收稿, 2000-06-13 收修改稿

*国家自然科学基金资助项目(批准号: 19602021)

1) Tzang S Y. Water wave-induced soil fluidization in a cohesionless fine-grained. Ph D dissertation, Dept of Civil Eng, Univ of Calif, Berkeley, 1992

1 理论模型

1.1 控制方程

设行波沿 x 方向传播, 水土交界面为 xz 平面坐标零点, 向上为正, 向下为负. 假设加载波为小振幅波, 满足线性自由面边界条件, 速度势可写为

$$= i a_0 g \{ \cosh[\tilde{k}(z - h)] / + \sinh[\tilde{k}(z - h)] / g\tilde{k} \} e^{i(t - \tilde{k}x)}, \quad 0 < z < h,$$

这里 a_0 为波幅; $\tilde{k} = k_r + i k_i$ 为复波数; 为加载波频率; h 为水深; g 为重力加速度. 设底床是均匀弱非弹性多孔介质, 土骨架和孔隙水都是可压缩的. 孔隙水相对于土骨架的运动满足 Darcy 定律, 土骨架和孔隙水所满足的动力学方程为^[5]

$$\begin{cases} \frac{\partial^2}{\partial t^2} (\bar{u} + f w) = \tilde{\mu}^2 u + (\tilde{H} - \tilde{\mu}) e - \tilde{C} \\ \frac{\partial^2}{\partial t^2} (f u + m w) + \frac{f}{k_s} \frac{\partial w}{\partial t} = (\tilde{C} - \tilde{M}), \end{cases} \quad (1)$$

其中 f 为孔隙水黏度; k_s 为渗透系数; 复剪切模量 $\tilde{\mu} = G(1 + i)$, G 为剪切模量, 为能量损失比; \tilde{H} , \tilde{C} , \tilde{M} 为 Biot^[6] 复弹性模量, 它们由土特性参数来确定; 海洋土密度 $= \rho_r(1 -) + \rho_f$, 这里 ρ_r , ρ_f 分别为土颗粒密度和孔隙水密度, 为孔隙率; 孔隙水有效密度 $m = \rho_f(1 +)$, 为附加质量系数; $= - \cdot w$, 其中 $w = (U - u)$, $U(U_x, U_z)$ 和 $u(u_x, u_z)$ 分别为孔隙水位移和土骨架位移; $e = \partial u_x / \partial x + \partial u_z / \partial z$ 为体积应变.

考虑土骨架和孔隙水的可压缩性, 有 3 种弹性波在土床中传播. 第 1 种, 由于土骨架和孔隙水同时运动而产生的快压缩波; 第 2 种, 孔隙水相对于土骨架运动而产生的慢压缩波; 第 3 种, 土骨架刚性所带来的剪切波, 这也是最重要的. 在假设底床为线性体的情况下, 可应用叠加原理把这 3 种波分别考虑, 那么土骨架和孔隙水的位移矢量可写为

$$\begin{cases} u = \phi_f + \phi_s + \times \phi_T \hat{y}, \\ w = f + s + \times T \hat{y}, \end{cases} \quad (2)$$

这里 \hat{y} 为 y 方向的单位矢量, 下脚标 f, s, T 分别表示快压缩波、慢压缩波和剪切波. 又由于加载波为谐波, 那么在海洋土中也会诱起相同的谐波分量, 也就是说, $\phi_{f, s, T}, f, s, T$ 具有 $e^{i(t - \tilde{k}x)}$ 形式的谐波运动, 令 $f, s, T = \tilde{c}_{f, s, T} \phi_{f, s, T}$, 代入方程 (1) 可得到

$$^2 \phi_{f, s, T} + \tilde{k}_{f, s, T}^2 \phi_{f, s, T} = 0, \quad (3)$$

方程 (3) 解的一般形式为

$$\phi_{f, s, T} = [\tilde{a}_{1(f, s, T)} e^{\tilde{c}_{f, s, T} z} + \tilde{a}_{2(f, s, T)} e^{-\tilde{c}_{f, s, T} z}] e^{i(t - \tilde{k}x)}, \quad (4)$$

上式中系数 $\tilde{a}_{1, 2(f, s, T)}$ 以及 \tilde{k} 和 的关系由边界条件确定. $\tilde{c}_{f, s, T}, \tilde{c}_{f, s, T}, \tilde{k}_{f, s, T}$ 之间的关系满足

$$\begin{aligned} \tilde{c}_{f, s, T}^2 &= \tilde{k}^2 - \tilde{k}_{f, s, T}^2, \\ \tilde{c}_{f, s} &= - \frac{\tilde{H} - \tilde{V}_{f, s}}{\tilde{C} - \tilde{V}_{f, s}}, \quad \tilde{c}_T = - \frac{f}{\tilde{m}}, \\ \tilde{k}_f^2 + \tilde{k}_s^2 &= \frac{\tilde{m}(\tilde{H} + \tilde{M} - 2 f \tilde{C})}{\tilde{H} \tilde{M} - \tilde{C}^2}, \quad \tilde{k}_f^2 \tilde{k}_s^2 = \frac{\tilde{m}(\tilde{m} - \frac{2}{f})}{\tilde{H} \tilde{M} - \tilde{C}^2}, \end{aligned}$$

$$\tilde{k}_T^2 = \frac{\tilde{v}^2(-\tilde{v}_f/\tilde{m})}{\tilde{\mu}}$$

这里 $\tilde{m} = m - i \tilde{v}_f / k_s$. 定义 3 种弹性波的波速分别为: $\tilde{V}_{f, s, T} = \tilde{v} / \tilde{k}_{f, s, T}$, 那么与此相对应的 3 个 Mach 数则为: $\tilde{M}_{af, s, T} = \tilde{k}_{f, s, T} / \tilde{k}$, 它们是加载波波速和弹性波波速之比, 反映了二类压缩波与剪切波对水波的响应.

1.2 边界条件及一般解

在床面上, 垂向有效应力为零, 压力连续, 质量守恒. 另外, 由于水土交界面上剪应力的存在, 在交界面上形成一边界层, 其厚度与土颗粒的粒径相近. 然而, Sawaragi 等^[7]则证明了在交界面上的剪应力和其他应力相比非常小, 甚至在强非线性波情况下也是如此. 基于文献[7]的研究, 我们可假设床面上剪应力为零, 那么床面 $z=0$ 上的边界条件就可写为

$$\tilde{\sigma}_{zz} + p = 0, \quad p = -\tilde{v}_f \partial / \partial t, \quad \partial / \partial z = \partial u_z / \partial t + \partial w_z / \partial t, \quad \tilde{\sigma}_{xz} = 0,$$

又假设床底为不可渗透的刚性边界, 在 $z = -d$ 上满足

$$u_x = 0, \quad u_z = 0, \quad w_z = 0,$$

利用 Biot 本构关系, 并把(4)式代入以上关系, 我们就可以得到 $\tilde{a}_{1(f, s, T)}, \tilde{a}_{2(f, s, T)}$ 这 6 个未知量以及色散关系. 系数写成矩阵形式

$$\begin{bmatrix} \tilde{a}_{1f} \\ \tilde{a}_{2f} \\ \tilde{a}_{1s} \\ \tilde{a}_{2s} \\ \tilde{a}_{1T} \\ \tilde{a}_{2T} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{r}_f & \tilde{r}_f & \tilde{r}_s & \tilde{r}_s & -i2\tilde{\mu}\tilde{k}_T & i2\tilde{\mu}\tilde{k}_T \\ -i2\tilde{\mu}\tilde{k}_f & i2\tilde{\mu}\tilde{k}_f & -i2\tilde{\mu}\tilde{k}_s & i2\tilde{\mu}\tilde{k}_s & -\tilde{\mu}(2\tilde{k}^2 - \tilde{k}_f^2) & -\tilde{\mu}(2\tilde{k}^2 - \tilde{k}_f^2) \\ (\tilde{M}\tilde{c}_f + \tilde{C})\tilde{k}_f^2 & (\tilde{M}\tilde{c}_f + \tilde{C})\tilde{k}_f^2 & (\tilde{M}\tilde{c}_s + \tilde{C})\tilde{k}_s^2 & (\tilde{M}\tilde{c}_s + \tilde{C})\tilde{k}_s^2 & 0 & 0 \\ -i\tilde{k}e^{-\tilde{r}_f d} & -i\tilde{k}e^{-\tilde{r}_f d} & -i\tilde{k}e^{-\tilde{r}_s d} & -i\tilde{k}e^{-\tilde{r}_s d} & -\tilde{r}_f e^{-\tilde{r}_f d} & \tilde{r}_f e^{-\tilde{r}_f d} \\ \tilde{r}_f e^{-\tilde{r}_f d} & -\tilde{r}_f e^{-\tilde{r}_f d} & \tilde{r}_s e^{-\tilde{r}_s d} & -\tilde{r}_s e^{-\tilde{r}_s d} & -i\tilde{k}e^{-\tilde{r}_f d} & -i\tilde{k}e^{-\tilde{r}_f d} \\ \tilde{c}_f \tilde{r}_f e^{-\tilde{r}_f d} & -\tilde{c}_f \tilde{r}_f e^{-\tilde{r}_f d} & \tilde{c}_s \tilde{r}_s e^{-\tilde{r}_s d} & -\tilde{c}_s \tilde{r}_s e^{-\tilde{r}_s d} & -i\tilde{k}\tilde{r}_f e^{-\tilde{r}_f d} & -i\tilde{k}\tilde{r}_f e^{-\tilde{r}_f d} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -\tilde{v}_f \frac{\partial}{\partial t} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

色散关系为

$$\text{th}(\tilde{k}h) = \frac{2}{g\tilde{k}} \left[1 - \frac{w_z(0) + u_z(0)}{a_0 \cosh \tilde{k}h} \right],$$

这里 $\tilde{r}_{f, s} = s^2_{f, s} [(\tilde{C} - \tilde{H}) + (\tilde{M} - \tilde{C})\tilde{c}_{f, s}] + 2\tilde{\mu}\tilde{k}^2$.

那么, 导出土骨架位移分量 $u(u_x, u_z)$ 、孔隙水位移分量 $w(w_x, w_z)$ 以及孔隙水压力 p 和应力分量 $\tilde{\sigma}_{xx}, \tilde{\sigma}_{zz}, \tilde{\sigma}_{xz}$ 的表达式如下:

$$u_x = \{ (-\tilde{a}_{1f}e^{-\tilde{r}_f Z} - \tilde{a}_{2f}e^{-\tilde{r}_f Z} - \tilde{a}_{1s}e^{-\tilde{r}_s Z} - \tilde{a}_{2s}e^{-\tilde{r}_s Z})i\tilde{k} + (-\tilde{a}_{1T}e^{-\tilde{r}_T Z} + \tilde{a}_{2T}e^{-\tilde{r}_T Z})\tilde{r}_T \} e^{i(t - \tilde{k}x)},$$

$$u_z = \{ (\tilde{a}_{1f}e^{-\tilde{r}_f Z} - \tilde{a}_{2f}e^{-\tilde{r}_f Z})\tilde{r}_f + (\tilde{a}_{1s}e^{-\tilde{r}_s Z} - \tilde{a}_{2s}e^{-\tilde{r}_s Z})\tilde{r}_s + (-\tilde{a}_{1T}e^{-\tilde{r}_T Z} - \tilde{a}_{2T}e^{-\tilde{r}_T Z})i\tilde{k} \} e^{i(t - \tilde{k}x)},$$

$$w_x = \{ (-\tilde{a}_{1f}e^{-\tilde{r}_f Z} - \tilde{a}_{2f}e^{-\tilde{r}_f Z})\tilde{c}_f i\tilde{k} + (-\tilde{a}_{1s}e^{-\tilde{r}_s Z} - \tilde{a}_{2s}e^{-\tilde{r}_s Z})\tilde{c}_s i\tilde{k} + (-\tilde{a}_{1T}e^{-\tilde{r}_T Z} + \tilde{a}_{2T}e^{-\tilde{r}_T Z})\tilde{c}_T \tilde{r}_T \} e^{i(t - \tilde{k}x)},$$

$$w_z = \{ (\tilde{a}_{1f}e^{-\tilde{r}_f Z} - \tilde{a}_{2f}e^{-\tilde{r}_f Z})\tilde{c}_f \tilde{r}_f + (\tilde{a}_{1s}e^{-\tilde{r}_s Z} - \tilde{a}_{2s}e^{-\tilde{r}_s Z})\tilde{c}_s \tilde{r}_s + (-\tilde{a}_{1T}e^{-\tilde{r}_T Z} - \tilde{a}_{2T}e^{-\tilde{r}_T Z})\tilde{c}_T i\tilde{k} \} e^{i(t - \tilde{k}x)},$$

$$p = \{ (\tilde{a}_{1f}e^{-\tilde{r}_f Z} + \tilde{a}_{2f}e^{-\tilde{r}_f Z})(\tilde{C} + \tilde{c}_f \tilde{M})\tilde{k}_f^2 + (\tilde{a}_{1s}e^{-\tilde{r}_s Z} + \tilde{a}_{2s}e^{-\tilde{r}_s Z})(\tilde{C} + \tilde{c}_s \tilde{M})(\tilde{k}_s^2) e^{i(t - \tilde{k}x)},$$

$$\begin{aligned}
 x_x &= \{ (-\tilde{a}_{1f}e^{-\tilde{r}Z} - \tilde{a}_{2f}e^{-\tilde{r}Z}) [(\tilde{H} + \tilde{c}_f\tilde{C})\tilde{k}_f^2 + 2\tilde{\mu}\tilde{k}_f^2] + (-\tilde{a}_{1s}e^{-\tilde{s}Z} - \tilde{a}_{2s}e^{-\tilde{s}Z}) \\
 &\quad \times [(\tilde{H} + \tilde{c}_s\tilde{C})\tilde{k}_s^2 + 2\tilde{\mu}\tilde{k}_s^2] + (\tilde{a}_{1T}e^{-\tilde{T}Z} - \tilde{a}_{2T}e^{-\tilde{T}Z}) 2i\tilde{\mu}\tilde{k}_T\} e^{i(t-\tilde{k}x)}, \\
 z_z &= \{ (-\tilde{a}_{1f}e^{-\tilde{r}Z} - \tilde{a}_{2f}e^{-\tilde{r}Z}) [(\tilde{H} + \tilde{c}_f\tilde{C})\tilde{k}_f^2 - 2\tilde{\mu}\tilde{k}_f^2] + (-\tilde{a}_{1s}e^{-\tilde{s}Z} - \tilde{a}_{2s}e^{-\tilde{s}Z}) \\
 &\quad \times [(\tilde{H} + \tilde{c}_s\tilde{C})\tilde{k}_s^2 - 2\tilde{\mu}\tilde{k}_s^2] + (-\tilde{a}_{1T}e^{-\tilde{T}Z} + \tilde{a}_{2T}e^{-\tilde{T}Z}) 2i\tilde{\mu}\tilde{k}_T\} e^{i(t-\tilde{k}x)}, \\
 x_z &= \{ (-\tilde{a}_{1f}e^{-\tilde{r}Z} + \tilde{a}_{2f}e^{-\tilde{r}Z}) 2i\tilde{\mu}\tilde{k}_f + (-\tilde{a}_{1s}e^{-\tilde{s}Z} + \tilde{a}_{2s}e^{-\tilde{s}Z}) 2i\tilde{\mu}\tilde{k}_s \\
 &\quad + (-\tilde{a}_{1T}e^{-\tilde{T}Z} - \tilde{a}_{2T}e^{-\tilde{T}Z}) (2\tilde{k}^2 - \tilde{k}_T^2)\tilde{\mu}\} e^{i(t-\tilde{k}x)}.
 \end{aligned}$$

由于这些关系式是基于弱非弹性介质模型,并应用了叠加原理,因此它们适用于小变形情况下不同性质海洋土的动态响应分析。

2 计算结果及分析

2.1 共振液化实验分析及计算参数的选取

Foda 在长 54.8 m 宽 2.4 m 高 1.5 m 的水槽中设置了 3 m × 0.9 m × 0.6 m 的土层,在不同的波况、不同的固结时间条件下,分别对沙土和粉土土层中的孔隙水压力进行了测量,发现^[3]: () 在原状粉土床中有时会出现共振液化现象,有时却没有,而且共振位置是确定的;() 经历过共振的粉土和原状土有很大不同,共振后的海洋土非常“脆弱”,在波浪再次加载下土床很快流化,而原状海洋土相对来说要稳定得多,共振发生之前粉土对加载波的响应接近于线性,和砂土类似。为了便于比较,我们在表 1 中列出了 Foda 和 Tzang 的一些实验结果,这些实验所用的海洋土均为原状土,没有经历过共振。很明显,可以把表 1 实验结果分为 3 种情况:波况 1,海洋土为粉土,有共振现象发生,如实验 2, 4, 14;波况 2,海洋土仍为粉土,没有共振现象,如实验 3 和 15;波况 3,海洋土为砂土,没有共振,如实验 11。为了探究产生这种共振的力学机制,本文着重于讨论共振发生以前粉土的响应。本文所采用的土参数列在表 2 中。

表 1 Foda 和 Tzang 的实验结果

实验序列	波高 H/cm	周期 T/s	土质	是否共振	共振初始深度/m	平均孔压/ $kN\ m^{-2}$
2	8.3	1.72	粉土	是	0.203	1.416
3	10.2	1.7	粉土	否		0.163
4	7.0	1.98	粉土	是	0.203	1.456
11	7.5	1.97	砂土	否		0.172
14	10.7	1.51	粉土	是	0.203	1.571
15	10.3	1.51	粉土	否		0.150

表 2 海洋土参数

土参数名称	砂土	粉土 1	粉土 2
孔隙度	0.4	0.494 ~ 0.525	0.45
Buisson 比	0.35	0.49	0.4
剪切模量 $G/N\ m^{-2}$	10^7	$10^5 \sim 10^6$	10^6
渗透系数 K_d/m^2	4×10^{-8}	10^{-11}	10^{-11}
孔隙水黏性系数 $\eta/kg\ m^{-1}\ s^{-1}$	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}
附加质量系数	0.25	0.25	0.25
孔隙水的体积模量 $K_f/N\ m^{-1}$	1.92×10^9	1.92×10^9	1.92×10^9
土颗粒的体积模量 $K_p/N\ m^{-1}$	3.6×10^{10}	3.6×10^{10}	3.6×10^{10}
孔隙水密度 $\rho/kg\ m^{-3}$	1.03×10^3	1.03×10^3	1.03×10^3
土颗粒密度 $\rho/kg\ m^{-3}$	2.61×10^3	2.61×10^3	2.61×10^3
能量损失比	0.05	0.05	0.05
饱和度 S_r	0.99	0.99	0.99

我们首先来分析实验结果,根据液化的定义,当土层中的土颗粒在孔压的支撑下处于悬浮状态时,土体处于液化状态,即: $p = (1 - \lambda)(\sigma_r - \sigma_f)gz$. 由该式可知,若 $p > 1.539 \text{ kN/m}^2$, 当深度 $z = -0.203 \text{ m}$ 时土体就会发生液化. 在实验 2, 4 和 14 中,最大孔压达到 1.8 kN/m^2 , 足以使该土层液化. 而实验 3 和 15,土层基本处于稳定状态^{[3][1]}. 依照极限平衡原理大略地估算一下,得到粉土土床的破坏深度约在 0.05 m 附近,在该深度以下土层是稳定的. 也就是说,造成实验中所出现的液化现象,不能按该理论解释,应该从粉土的物理特性来考虑.

另外从表 1 中可以看出,除了实验 11 外,其他情况的海洋土均为粉土,加载波周期相差也很大. 以实验 2 和 3 为例,加载波周期仅差 0.02 s ,差别比较大的是加载波的波高,相差 1.9 cm . 由于波高的增大会引起非线性波效应,因此我们讨论这方面因素的影响. 由波浪理论可知,波高增加可能使小振幅线性波理论不再适用. 一般情况下当 $kh = O(1)$ 时,线性化条件为 $ka_0 \ll 1$,由色散关系求得

$$\text{实验 2: } k_r h = 0.657, k_r a_0 = 0.1087, \quad \text{实验 3: } k_r h = 0.670, k_r a_0 = 0.1357,$$

这一结果表明对实验 2 和 3 两种波况,只需考虑线性加载波对底床的影响,没必要考虑非线性效应. 我们认为实验 3 所出现的非共振现象不是由于加载波波况的不同造成的,可能主要是由于不同性质的粉土对加载波的动态响应差异所决定的. 关于这一点从实验 14 和 15 中可以看出得更清楚,加载波情况类似,结果却完全相反.

下面我们将以粉土 1 和 2 及与之相对应的实验 2 和 3 为例,分几部分讨论波浪加载下的土床主要性质.

2.2 孔隙水压力和应力分布

我们分别计算了粉土和砂土两种情况下孔隙水压力 $|p|/p_B$ 沿深度 z 的分布 (p_B 是 p 在交界面上的值). 从图 1 可看出,在粉土海床中孔隙水压力在床面附近衰减很快,到达一定深度后变化则比较缓慢,基本上不随深度变化. 而在砂土海床中孔隙水压力随深度单调下降,变化幅度也不大,对加载波基本上呈线性响应. 同时为了检验本文模型及土参数选取的合理性,图 1 给出了理论值与实验结果的比较,二者基本上是一致的. 所以我们的模型及参数的选取是可行的.

图 2 所表示的是无量纲应力沿深度的分布. 我们注意到,砂土和粉土有效剪应力 $| \sigma_{xz} | / p_B$ 的变化基本相同,而有效正应力却有很大不同. () 粉土床中 z 方向的有效应力 $| \sigma_{zz} | / p_B$ 要远远大于砂土床,而且在床面附近很快达到最大,随后逐渐减少;而在砂土床中 $| \sigma_{zz} | / p_B$ 随深度的加深而逐渐增加,在 $z = -0.42 \text{ m}$ 时达到最大,随后又逐渐减少; () 粉土中 x 方向的有效应力 $| \sigma_{xx} | / p_B$ 随深度变化曲线不同于砂土,它从床面到床底随深度变化不是单调的,当深度分别为 $z = -0.04, -0.42 \text{ m}$ 时, $| \sigma_{xx} | / p_B$ 近似为零, $z = -0.2 \text{ m}$ 时, $| \sigma_{xx} | / p_B$ 有一峰值;而砂土床中,深度从床面到 $z = -0.55 \text{ m}$, $| \sigma_{xx} | / p_B$ 随深度均匀下降,只是在底床附近 $| \sigma_{xx} | / p_B$ 略有不同.

2.3 应力角

为了更好地了解土床内应力分布,我们进一步考虑一个波长内土床中的应力角. 依照

1) 见 86 页脚注

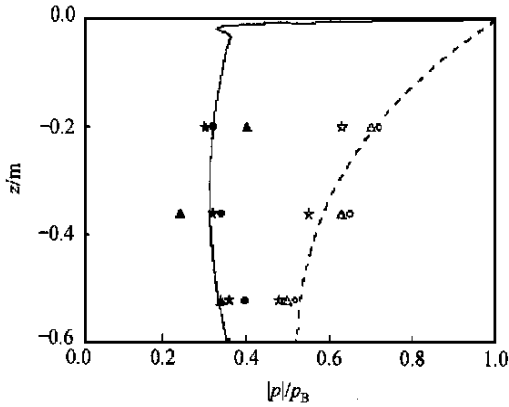


图 1 孔隙水压力沿深度分布

实线和虚线都为计算值,实线为粉土,虚线为砂土,实心与空心圆圈为 $t = 30$ s 时测得值,实心与空心五角星为 $t = 35$ s 时测得值,实心与空心三角为 $t = 40$ s 时测得值

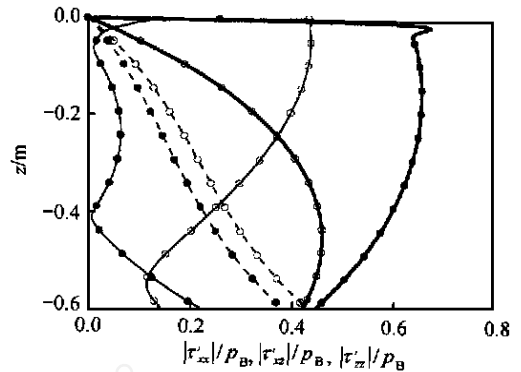


图 2 应力沿深度分布

粗实线为 $|r_{zz}|/p_B$, 细实线为 $|r_{xx}|/p_B$, 虚线为 $|r_{yy}|/p_B$, 实心圆为粉土, 圆圈为砂土

传统符号规定,即土受到压缩应力为正,由于初始平衡时水平和垂直平面上的剪应力为零,所以, x 方向和 z 方向的总有效应力以及总有效剪应力可写为

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{xx} &= \sigma_{x0} - \sigma_{xx} = - (s - f) K_0 z - \sigma_{xx} - p, \\ \bar{\sigma}_{zz} &= \sigma_{z0} - \sigma_{zz} = - (s - f) z - \sigma_{zz} - p, \\ \bar{\tau}_{xz} &= - \tau_{xz}, \end{aligned}$$

这里 σ_{z0} , σ_{x0} 分别是 z 方向和 x 方向在初始平衡状态下的有效应力; σ_{xx} , σ_{zz} 为 x 和 z 方向的有效应力; s , f 分别是土和孔隙水的容重; K_0 是静止侧压力系数,它和 Poisson 比 ν 的关系可写为: $K_0 = \frac{1-\nu}{1-\nu/2}$, 取值范围在 0.4 ~ 1.0 之间. 这样,在某一时刻和某一地点的应力状态就可以用应力角 θ 表示出来:

$$\sin \theta = \frac{\sqrt{(\bar{\sigma}_{xx} - \bar{\sigma}_{zz})^2 + 4\bar{\tau}_{xz}^2}}{(\bar{\sigma}_{xx} + \bar{\sigma}_{zz})}$$

图 3 是应力角 θ 在一个波长内的等值线沿深度分布, $x/L = 0$ 处表示波峰, $x/L = 0.5$ 处表示波谷. 我们可以根据应力角的大小来判断土层内的应力状态. 对每一种砂土都有内摩擦角 ϕ , 它依赖于土的类型. 当 $\theta > \phi$ 时土层失稳, 一般来说中砂、粗砂的 ϕ 为 $32^\circ \sim 40^\circ$, 粉砂、细砂的 $\phi = 28^\circ \sim 36^\circ$. 由计算结果我们知道应力角随深度的增加而逐渐减少, 大应力角基本上都在床面附近. 为了更清楚地显示土层内应力角分布, 图 3 只表示了 $0^\circ \sim 45^\circ$ 之间的应力角等值线. 从图 3(a) 可以看出, 粉土 1 中, 波峰、波谷处的应力角分布基本上是对称的, 呈正弦波状, 周期为加载波的 2 倍, 尤其是在土床中上部这一特征更加明显. 粉土 2 和砂土床中, 则没有这种对称性. 在粉土 2 中, 同一深度时波谷处的应力角大于波峰, 而砂土中应力角分布正相反, 波峰处的应力角大于波谷处. 这说明和其他两种土床相比, 比较软的粉土土床中的应力变化更均匀.

2.4 土层内的弹性波

图 4 给出了 3 个 Mach 数的实部以及粉土中弹性波波数的虚部随加载波周期的变化. 可

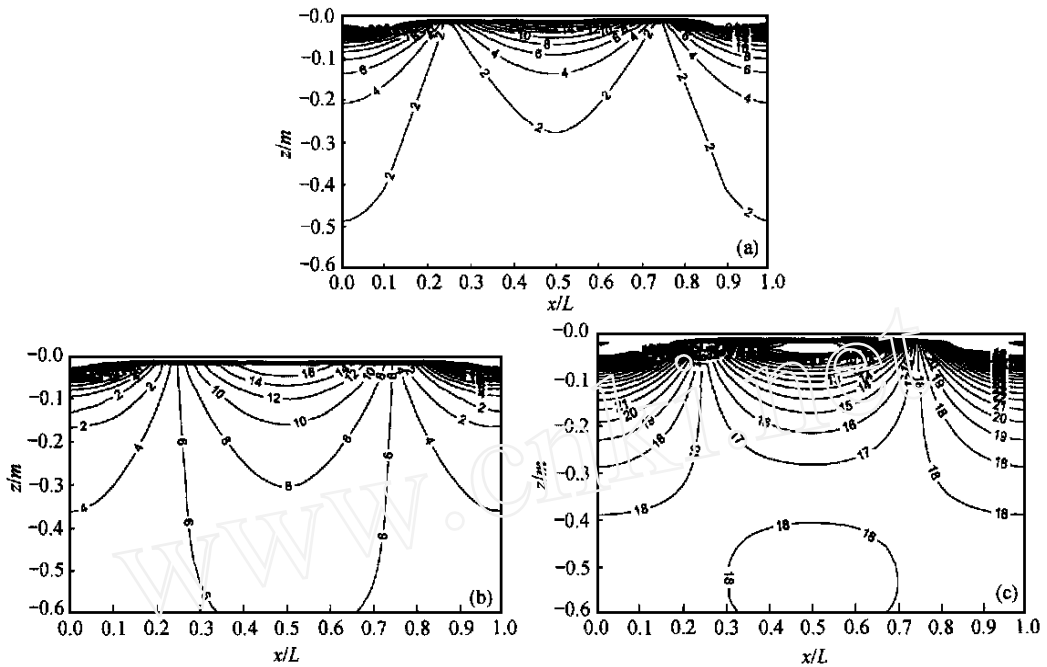


图 3 应力角在一个波长内沿深度分布

(a) 粉土 1, (b) 粉土 2, (c) 砂土

以看出 Mach 数都是随着周期增加而逐渐增大, 当周期大于 2 s 时, Ma_f , Ma_T 基本不再随周期变化. 从 Mach 数的定义可以知道, 快压缩波的波速远远大于水波波速, 尤其是在砂土床中 $Re(\tilde{M}a_f) \sim 10^{-2}$, 加载波波长和床面压力几乎不受底床运动的影响. 慢压缩波的波速远远小于水波波速, 而且它衰减得非常快, 也就是这种弹性波在床面附近很快衰减. 同时, 我们特别注意到, 剪切波的波速与水波波速同数量级. 当加载波周期为 1.7 s 时, 粉土 1 的剪切波 Mach 数为 0.78; 粉土 2 为 0.67; 砂土为 0.27. 由此可以判断在一定条件下剪切波可能是引起粉土土床共振的主要原因之一.

2.5 土骨架位移和孔隙水相对位移

我们分别计算了海洋土土骨架的水平位移 u_x , 垂向位移 u_z 以及它们的相位随深度变化 (图 5). 如果单从土骨架的水平位移和垂向位移以及相位随深度的变化趋势来看, 砂土和粉土对波浪的响应没有本质上的差别. 但是, 从一个波长内海洋土土骨架位移随深度变化三维图形中, 可以很明显地看出砂土和粉土的不同 (图 6). 在砂土中土骨架位移是随加载波波幅而均匀变化的; 而在粉土 1 中, 土骨架位移可以分作 3 部分, 深度从 $-0.20 \text{ m} < z < 0.0 \text{ m}$ 以及 $-0.6 \text{ m} < z < -0.20 \text{ m}$, 位移随加载波而呈余弦波形状, 而当 $z = -0.20 \text{ m}$ 时海洋土基本没有位移, 也就是说在波浪作用下这里形成了一个比较硬的土层. 粉土 2 的行为与粉土 1 类似, 只是硬土层深度略有变化. 这就提示我们在这一深度处的粉土质海床可能会出现异常现象. Foda^[3]和 Tzang^[1]用一个简单的实验也说明了硬土层的存在. 为了分析波参数变化对硬土层的

1) 见 86 页脚注

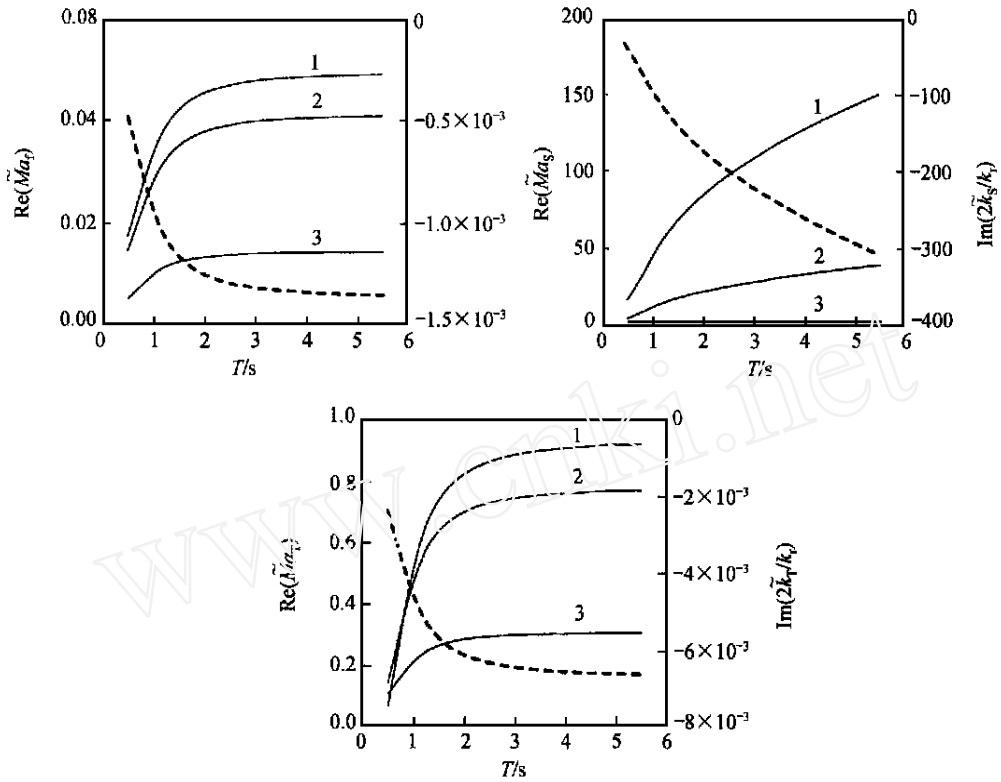


图 4 3 种 Mach 数及弹性波衰减系数随加载波周期的变化曲线
 实线 1, 2, 3 分别示粉土 1, 粉土 2, 砂土, 虚线示粉土 1 的弹性波衰减曲线

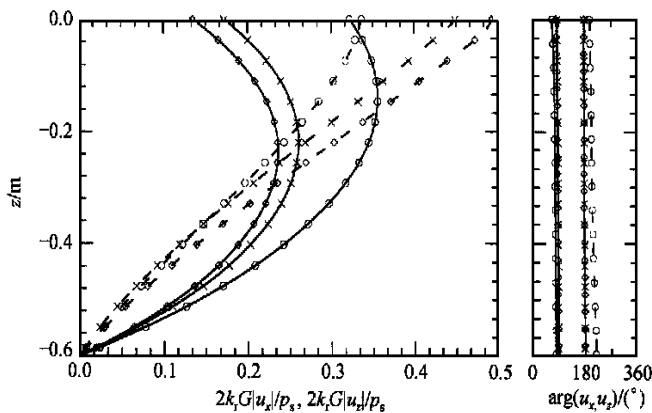


图 5 土骨架位移及其相位沿深度的分布
 实线示垂向位移, 虚线示水平位移, × 示粉土 1, ○ 示粉土 2, □ 示砂土

影响, 我们把加载波参数作小范围调整, 分别选择实验 4 和 14 两组波况计算, 发现硬土层的位置基本不变, 这说明硬土层的位置与土本身的物理性质密切相关。我们又考虑了底床厚度对

硬土层的影响(图 7). 分别计算了 $d = -0.6, -1.0, -2.0$ m 三种情况. 从土骨架位移等值线可以看出, 当土层厚度增加时, 硬土层的深度也随之加大, 当 $d = -2.0$ m 时硬土层不再存在. 也就是说硬土层出现与否和底床厚度有关.

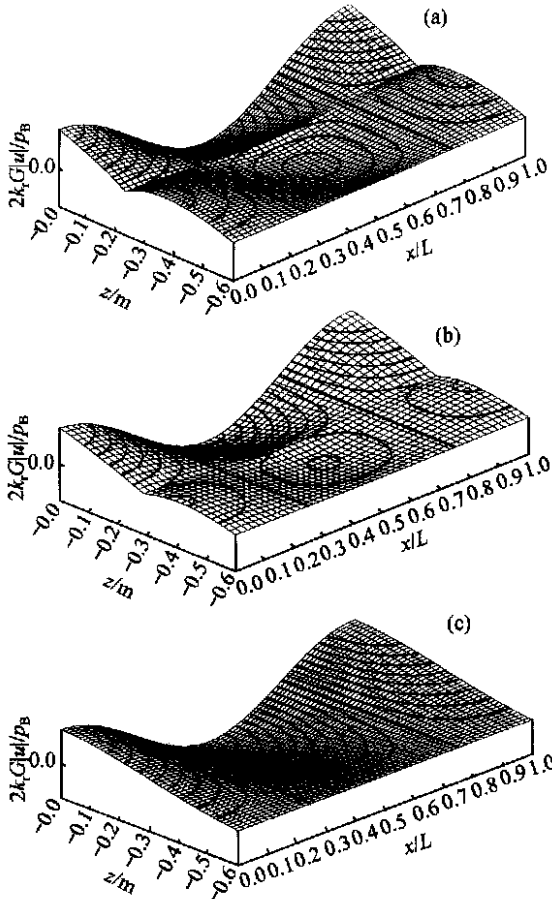


图 6 土骨架位移分布

(a) 粉土 1, (b) 粉土 2, (c) 砂土

率与加载波频率一致时, 土层内部出现共振现象, 而且共振发生的位置就是硬土层的位置. Foda 从实验中测得的共振液化发生深度为 0.203 m, 与我们的计算结果只相差 0.003 m, 可以说理论值和实验值吻合得相当好. 实验 3 和 15 没有出现共振的原因可能是实验所用的粉土比较硬 ($G \sim 10^6$ N/m²), 未能形成良好的“通道”.

综上所述, 我们认为硬土层的存在是共振是否发生的必要条件. 只有当土床中有硬土层存在, 并且土层内剪切波频率和“通道”腔体的固有频率一致时, 才可能发生共振. 当粉土层比较厚时就不再可能发生共振, 因此在研究港口航道泥沙淤积以及海底管道铺设中, 应充分考虑到浅层粉土底床的共振液化所带来的泥沙悬移、底床淘蚀等等问题. 值得注意的是, 由于海洋土内部结构非常复杂, 尤其是粉土, 上述结论是否具有普适性还有待于实际工程的进一步校验.

另外, 我们从孔隙水的垂向位移 w_z 及其相位随深度变化曲线也可以看出(图 8), 在粉土中, 垂向位移在床面附近迅速下降. 在 z 约为 -0.2 m 时孔隙水是垂向位移为零并且相位角有 180° 转向. 而砂土中孔隙水的垂向位移随深度单调下降. 这说明由于硬土层的存在使得孔隙水位移发生突变. Foda 和 Tzang 通过测量土的硬度变化, 发现经历过共振的土层, 有时在土层中部有一层明显的不规则低渗透硬土层. 这和我们的结论一致.

2.6 共振现象分析

从以上分析, 我们可以充分认识到砂土床和粉土床不同, 特别是粉土床中剪切波波数和加载波波数接近, $\tau >$, 而且在某一深度下粉土床中有硬土层存在, 此时土骨架没有位移, 孔隙水渗透位移反向. 从土骨架位移的等值线上可以看出(图 6), 在这一土层有可能形成一些孔穴所组成的腔体“通道”, 其内部充满了孔隙水和细小土颗粒混合物. 随着波浪的连续加载, 土骨架周围黏附力比较弱的土颗粒被振下来, 一方面使“通道”更宽, 另一方面导致“通道”内孔隙水中所含土颗粒增加, 由于腔体的固有频率和腔体体积以及腔体的质量成反比, 因此这两方面的因素都使得“通道”腔体的固有频率减少. 当某一时刻腔体的固有频率

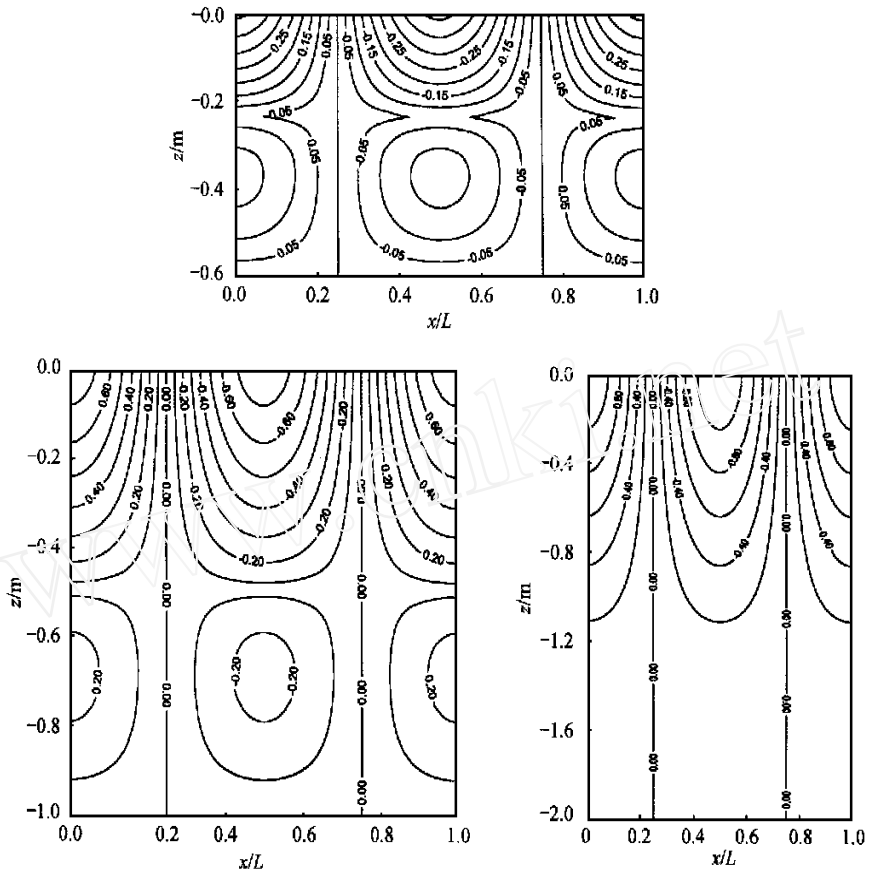


图 7 不同深度粉土床土骨架位移等值线在一个波长内沿深度的分布

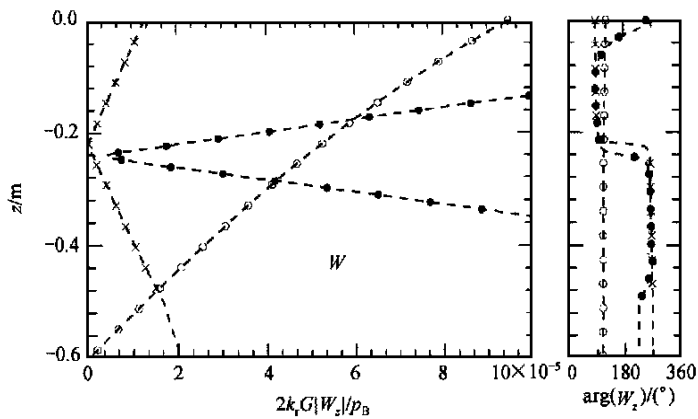


图 8 孔隙水垂向位移及其相位分布

x 示粉土 1, o 示粉土 2, • 示砂土

3 结论

本文应用弱非弹性介质模型,对线性加载波下有限深海床进行了分析,通过对共振前粉土特性的分析,详细探讨了共振发生的力学机制,得到以下结论:

() 在波浪和底床相互作用下,粉土土床中的孔压仅是底床床面压力的一小部分. 比较软的粉土床中应力分布均匀.

() 当土的弹性模量为 10^5 N/m^2 量级,底床厚度 $d \ll L$ 时,粉土床中有硬土层存在. 硬土层的存在是形成“通道”的必要条件. 当 $d \gg L$ 时,硬土层消失.

() 共振是否发生取决于剪切波速度和弹性模量的大小,在硬土层存在的前提下,只有当剪切波速度趋近于加载波速度时,共振发生.

参 考 文 献

- 1 Goddard J D. Nonlinear elasticity and pressure dependent wave speeds in granular media. Proc R Soc Lond, 1990, 430: 105 ~ 131
- 2 Bennett R H. In situ porosity and permeability of selected carbonate sediment: Great Bahama 1: Measurements. Marine Geotechnology, 1990, 9: 1 ~ 28
- 3 Foda M A. Resonant fluidization of silty soil by water waves. J G R, 1994, 99(10): 20264 ~ 20475
- 4 Yamamoto T, Koning H L, Sellmeijer H, et al. On the response of a poro-elastic bed to water waves. J F M, 1978, 87: 193 ~ 206
- 5 Li J C, Lin M. On the interaction of water waves and seabed by porous medium model. Acta Mechanica Sinica, 1995, 11(2): 17 ~ 27
- 6 Biot M A. Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media. J Appl Phys, 1962, 33: 1482 ~ 1498
- 7 Sawaragi T, Deguchi I. Wave on permeable layers. In: Proc 23rd Int Conf Coastal Eng, ASCE. 1992. 1531 ~ 1544