

文章编号: 1000-0887(2001)08-0806-11

波浪、海洋土参数对海床稳定性影响^{*}

林 緬, 李家春

(中国科学院力学研究所,北京 100080)

(本刊编委李家春来稿)

摘要: 基于 Yamamoto 的多孔弹性介质模型,研究了波生底床的稳定性。通过给出的有限深底床下土响应分析解,针对三种土质底床,讨论了主要波参数和土参数对这些底床稳定性的影响。与其他土模型计算结果进行了比较,分析了海洋土内部 Coulomb 摩擦因素的影响。

关键词: 海床失稳; 剪切破坏; 液化

中图分类号: P731.2 文献标识码: A

引 言

海洋结构物,如导管架平台、重力式平台、海底输油管道、防波堤等等,在海洋环境中主要受波浪载荷的作用。波浪将力通过结构物传到地基中去,使土体受力、变形。同时波浪还直接将力作用于海底土层,使结构物周围一定范围内的土体应力分布发生改变,从而对结构物的稳定性产生影响。对一些失稳防波堤的研究发现,这些防波堤的破坏是由于地基失稳造成的,而不是防波堤结构的问题^[1,2]。我们知道,海洋土和陆地土所处的环境不同,海洋土承受的加载条件更为恶劣。当波传播时在水土交界面上存在一个循环压力,这一循环压力渗透到多孔床内部。由弹性力学分析可知,对于土层中某一固定点,其主应力方向在波浪作用的一个周期内,连续旋转 180° ,而偏主应力保持常量。这种应力状态是波浪作用下的弹性体内所特有的,其结果造成海洋土在波浪的循环载荷下抗剪强度大幅度降低,使得海床失稳甚至液化。当土体内部某一点的剪应力超过该点剪切强度时就会导致土体失稳,而当土床内超孔隙水压力和向下的有效土重量相等时液化发生,悬浮土颗粒很容易地象液体一样移动。

一般来说,关于底床稳定性问题往往可以简化成波浪作用下天然海底受力状态的研究。自40年代初直到现在,人们对海床和孔隙水的物理性质,比如,土的刚性、可渗透性、可压缩性以及饱和度等等性质作了各种假设,已经提出了许多理论模型研究波浪引起孔隙水压力及剪应力变化。归纳起来大致可分为三类:第一类是把土看成是多孔连续介质,孔隙水为不可压流体(Putnam, 1949^[3]; Sleath, 1970^[4]; Liu, 1973^[5]; Massel, 1976^[6]; 等等);第二类仍是把土看成是多孔连续介质,但同时考虑了孔隙水的可压缩性(Moshagen 等, 1975^[7]; Prevost 等, 1975^[8]; 等等);第三类则除了把土体看作是可变形的多孔弹性介质外,还考虑了可压缩孔隙水和土骨架之间

* 收稿日期: 2000.02.22; 修订日期: 2001.03.06

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(19602021)

作者简介: 林緬(1960—),女,副研究员,博士,主要从事环境流体力学研究。

的相互作用(Yamamoto 等, 1978^[9]; Madsen, 1978^[10]; Okusa, 1985^[11])。前两种模型无论是否考虑孔隙水的可压缩性, 都没有考虑土骨架运动变形以及孔隙水渗透的耦合, 控制方程简化为孔隙水压力满足 Laplace 方程(孔隙水不可压)或满足扩散方程(孔隙水可压)。这样得到的孔隙水压力只局限于特殊情况, 比如: Laplace 方程适用渗透性非常好的底床, 如粗砂质底床; 扩散方程适用于底床非常硬而且渗透性比较弱的底床, 如砂岩质底床。而且这两种模型无法给出土床中应力分布的信息。第三类模型是基于 Biot 的多孔弹性介质模型建立的, 它比较贴切地反映了砂土的特性。近几年人们利用该模型讨论了防波堤的破坏(Hus 等, 1994^[12]; Semour 等, 1996^[13]; Lin 等, 1996, 1997^[14, 15]; Jeng, 1997^[16]; 等等)。然而, 这种模型没有考虑土层内部摩擦, 认为相对于土体的渗透力和弹性力来说, 土和孔隙水的惯性力非常小, 可以忽略不计。这就等价于假设土骨架的弹性波速度远远大于水波速度。这一假设只适合相对比较硬的土床。一些实验结果表明^[17], 每一循环载荷下的剪切模量和能量损耗是剪应变幅度、侧限压力、持续时间以及循环加载数量的函数, 和加载频率无关, 这说明土床内剪切能量的耗散是由于土颗粒和土颗粒之间的库仑摩擦所造成, 而不是由于孔隙水的粘性摩擦或孔隙水和土颗粒之间的相互摩擦引起。在细砂或粉土土层中, 库仑摩擦的影响更为明显。所以对细砂或者粉土质土床来说, 仅仅把土体看作是多孔弹性介质是不够的, 还需要考虑土颗粒和土颗粒之间的库仑摩擦。本文中我们利用 Yamamoto 的弱非弹性多孔介质模型^[18]给出的有限深底床内土响应分析解^[19], 进一步研究了波生土床的稳定性。基于这一模型以及液化和剪切破坏准则, 计算了最大液化深度和最大剪切破坏深度。选用三种比较常见的海洋土, 考虑波周期、波高、水深以及土床厚度、渗透率、饱和度等等参数, 讨论这些参数对底床的最大液化深度和最大剪切破坏深度的影响。通过和 Jeng(1997)的计算结果比较, 分析库仑摩擦对底床稳定性的影响。

1 理论模型

考虑海水和底床的相互作用下波浪在底床内部产生孔隙水压力和应力, 基于两个基本假定:

1. 势流理论。假设海水不可压、无旋, 加载波为线性波, 其速度势可写为:

$$\varphi = ia_0g \left\{ \cosh[k(z-h)] / \omega + \omega \sinh[k(z-h)] / gk \right\} e^{i(\omega t - kx)},$$

这里 a_0 为波幅; $k = k_r + ik_i$ 为复波数; ω 为加载波频率; h 为水深; g 为重力加速度。

2. 弹性波理论。把底床看成是均匀的弱非弹性多孔介质, 其应力应变关系满足:

$$\tau_{xx} = He - 2\mu e_z - C\zeta, \quad \tau_{zz} = He - 2\mu e_x - C\zeta, \quad \tau_{xz} = \mu\gamma, \quad p = M\zeta - Ce, \quad (1)$$

其中 τ_{xx} , τ_{zz} , τ_{xz} 为土中应力; p 为孔隙水压力; e_x , e_z 为应变分量; $e = e_x + e_z$ 为体积应变, $e_x = \partial u_x / \partial x$, $e_z = \partial u_z / \partial z$; γ 为切应变, $\gamma = \partial u_z / \partial x + \partial u_x / \partial z$; ζ 为液体相对位移的散度, $\zeta = -\nabla \cdot \mathbf{w}$, $\mathbf{w} = \beta(\mathbf{U} - \mathbf{u})$, \mathbf{U} 为孔隙水位移, β 为土孔隙度; H 、 μ 、 C 、 M 为 Biot 复弹性模量, 它们是由土的特性参数来确定的。这些复弹性模量, 反映了由于土颗粒和土颗粒之间存在库仑摩擦以及粘性阻尼带来的能量耗散。该本构关系的特点就在于, 它反映了海洋土应力不仅和土应变有关, 而且和孔隙水的可压缩性有关; 而孔隙水压力也和土的变形有关, 两者是互相耦合的。

在此基础上, 假设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^[20]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2}{\partial t^2}(\rho \mathbf{u} + \rho_f \mathbf{w}) &= \mu \nabla^2 \mathbf{u} + (H - \mu) \nabla \cdot \mathbf{e} - C \nabla \cdot \boldsymbol{\zeta}, \\ \frac{\partial^2}{\partial t^2}(\rho_f \mathbf{u} + m \mathbf{w}) + \frac{\eta_f}{k_s} \frac{\partial \mathbf{w}}{\partial t} &= \nabla \cdot (C \mathbf{e} - M \boldsymbol{\zeta}), \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

其中 η_f 为孔隙水的粘度; k_s 为渗透系数; $m = (\rho_f/\beta)(1 + \alpha)$, α 为附加质量系数; $\rho = \rho_s(1 - \beta) + \beta\rho_f$, ρ_s 、 ρ_f 分别为土颗粒密度和孔隙水密度。

考虑到土骨架具有刚性和可压缩性以及孔隙水的可压缩性, 在波浪作用下有三种弹性波在土床中传播。第一种: 由于土骨架和孔隙水同时运动而产生的快压缩波; 第二种: 孔隙水相对于骨架的运动而产生的慢压缩波; 最后一种是剪切波。在这三种弹性波中剪切波对加载波的响应最为明显。应用叠加原理把这三种波分别考虑, 那么土骨架和孔隙水的位移矢量可写为:

$$\left\{ \begin{aligned} \mathbf{u} &= \nabla \phi_f + \nabla \phi_s + \nabla \times \phi_T \mathbf{e}_y, \\ \mathbf{w} &= \nabla \phi_f + \nabla \phi_s + \nabla \times \phi_T \mathbf{e}_y. \end{aligned} \right. \quad (3)$$

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 $\phi_{f,s,T}$, $\phi_{f,s,T}$ 具有 $e^{i(\omega t - kx)}$ 形式的谐波运动, 令 $\phi_{f,s,T} = c_{f,s,T} \phi_{f,s,T}$, 代入方程(2) 可得到:

$$\nabla^2 \phi_{f,s,T} + k_{f,s,T}^2 \phi_{f,s,T} = 0 \quad (4)$$

这里 $c_{f,s,T}$, $k_{f,s,T}$ 之间的关系:

$$\left. \begin{aligned} c_{f,s} &= -\frac{H - V_{f,s}\rho}{C - V_{f,s}\rho_f}, \quad c_T = -\frac{\rho_f}{m}, \quad k_f^2 + k_s^2 = \frac{\omega^2(Hm + \rho M - 2\rho_f C)}{HM - C^2}, \\ k_f^2 k_s^2 &= \frac{\omega^4(m\rho + \rho_f^2)}{HM - C^2}, \quad k_T^2 = \frac{\omega^2(\rho - \rho_f/m)}{\mu}, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

这里 $m = m - i\eta_f/k_s\omega$; $V_{f,s,T} = \omega/k_{f,s,T}$ 分别为三种弹性波的波速。方程(4) 解的一般形式是:

$$\phi_{f,s,T} = [a_{1(f,s,T)} e^{\lambda_{f,s,T} Z} + a_{2(f,s,T)} e^{-\lambda_{f,s,T} Z}] e^{i(\omega t - kx)},$$

这里 $\lambda_{f,s,T}^2 = k^2 - k_{f,s,T}^2$, $a_{1,2(f,s,T)}$ 以及 k 和 ω 的关系由边界条件确定。

首先, 假设海洋土放置在不可渗透的刚性底床上 $z = -d$, 位移为零, 孔隙水没有垂向流动, 即:

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

第二, 在床面上, 假设在床面上 $z = 0$, 切向应力为零, 有效应力为零, 孔隙水压力为波浪在底床上的应力, 并且床面上速度连续, 可写为:

$$\tau_{zx} + p = 0, \quad \tau_{xz} = 0, \quad p = -\rho \partial \Phi / \partial t, \quad \partial \Phi / \partial z = \partial u_z / \partial t + \partial w_z / \partial t$$

由这 7 个方程我们就可以得到 $a_{1(f,s,T)}$, $a_{2(f,s,T)}$ 这 6 个未知量以及色散关系^[19]。孔隙水压力、正应力和切应力公式如下:

$$\begin{aligned} p &= \left\{ (a_{1f} e^{\lambda_f Z} + a_{2f} e^{-\lambda_f Z}) [C + c_f M] k_f^2 + \right. \\ &\quad \left. (a_{1s} e^{\lambda_s Z} + a_{2s} e^{-\lambda_s Z}) [C + c_s M] k_s^2 \right\} e^{i(\omega t - kx)}, \\ \tau_{xx} &= \left\{ (-a_{1f} e^{\lambda_f Z} - a_{2f} e^{-\lambda_f Z}) [(H + c_f C) k_f^2 + 2\mu \lambda_f^2] + \right. \\ &\quad \left. (-a_{1s} e^{\lambda_s Z} - a_{2s} e^{-\lambda_s Z}) [(H + c_s C) k_s^2 + 2\mu \lambda_s^2] + \right. \\ &\quad \left. (a_{1T} e^{\lambda_T Z} - a_{2T} e^{-\lambda_T Z}) 2i\mu k_T \right\} e^{i(\omega t - kx)}, \\ \tau_{zz} &= \left\{ (-a_{1f} e^{\lambda_f Z} - a_{2f} e^{-\lambda_f Z}) [(H + c_f C) k_f^2 - 2\mu k_f^2] + \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & (-a_{1s}e^{\lambda_s Z} - a_{2s}e^{-\lambda_s Z})[(H + c_s C)k_s^2 - 2\mu k^2] + \\ & (a_{1T}e^{\lambda_T Z} + a_{2T}e^{-\lambda_T Z})2i\mu k \lambda_T \} e^{i(\omega t - kx)}, \\ \tau_{xz} = & \left\{ (-a_{1T}e^{\lambda_T Z} + a_{2T}e^{-\lambda_T Z})2i\mu k \lambda_T + (-a_{1s}e^{\lambda_s Z} + a_{2s}e^{-\lambda_s Z})2i\mu k \lambda_s + \right. \\ & \left. (a_{1T}e^{\lambda_T Z} - a_{2T}e^{-\lambda_T Z})(2k^2 - k_T^2)\mu \right\} e^{i(\omega t - kx)}. \end{aligned}$$

k 和 ω 的关系为:

$$\tanh(kh) = \frac{\omega^2}{gk} \left[1 - \frac{w_z(0) + u_z(0)}{a_0 \cosh kh} \right]. \quad (6)$$

至此,我们就得到考虑了土床和加载波的相互作用后海床内部的孔隙水压力、土应力随深度变化的关系式以及色散关系。下一部分我们将利用这些关系式,分析海洋土的动力响应。

2 底床稳定性判据^[16]

2.1 剪切破坏

当底床内部某一点的剪应力大于它的剪切强度时就可能造成破坏。实际中这种不稳定模型将依赖于波生剪切破坏的空间分布以及土的剪切强度。传统上预测土的破坏是基于 Mohr-Coulomb 的破坏准则,该准则在土木工程中得到了非常广泛的应用。这里我们也将应用该准则进行分析。

到目前为止,我们仅仅得到了应力和孔隙水压力相对于初始平衡状态的增量,下面我们给出 x 方向和 z 方向的总有效应力以及总的有效剪应力。依照传统符号规定,即土的压缩应力为正,又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的有效剪应力可写为:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{zz} &= \tau_{z0} - \tau'_{zz} = -(\gamma_r - \gamma_f)K_0 z - \tau_{zz} - p, \\ \tau_{xx} &= \tau_{x0} - \tau'_{xx} = -(\gamma_r - \gamma_f)z - \tau_{xx} - p, \\ \tau_{xz} &= -\tau'_{xz}, \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

这里 τ_{z0} , τ_{x0} 分别是 z 方向和 x 方向在初始平衡状态下的有效应力; τ'_{xx} , τ'_{zz} , τ'_{xz} 为有效应力; γ_r , γ_f 分别是土和孔隙水的容重; K_0 是静止侧压力系数,它和泊松比 ν 的关系可写为: $K_0 = \nu / (1 - \nu)$, 取值范围在 0.4 ~ 1.0 之间; τ_{zz} , τ_{xx} , τ_{xz} , p 由上一节得到,有效主应力 σ_1 , σ_3 以 τ_{xx} , τ_{zz} , τ_{xz} 表示为:

$$\sigma_{1,3} = \frac{\tau_{xx} + \tau_{zz}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\tau_{xx} - \tau_{zz}}{2} \right)^2 + \tau_{xz}^2}.$$

这样,在某一时刻某一地点的应力状态就可以用 ϑ 表示出来, ϑ 称之为应力角:

$$\sin \vartheta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{\sqrt{(\tau_{xx} - \tau_{zz})^2 + 4\tau_{xz}^2}}{(\tau_{xx} + \tau_{zz})}.$$

至此我们可以根据应力角的大小来判断土层的应力状态, $\tau_f = \sigma_f \tan \vartheta_f$ 。对每一给定土来说都有一个极限应力角 ϑ_f , 当 $\vartheta > \vartheta_f$ 时土层失稳。 ϑ_f 依赖于土的类型,一般对中砂、粗砂 $\vartheta_f = 32^\circ \sim 40^\circ$, 对粉砂、细砂 $\vartheta_f = 28^\circ \sim 36^\circ$; 那么对一给定点上失稳准则就可定义为:

$$\vartheta(x, z, t) = \arcsin \left[\frac{\sqrt{(\tau_{xx} - \tau_{zz})^2 + 4\tau_{xz}^2}}{(\tau_{xx} + \tau_{zz})} \right] \geq \vartheta_f. \quad (8)$$

2.2 土层液化

液化失稳的模式和剪切失稳的模式不同。一般说来液化被认为是和渗流密切相关的一种

流沙。波浪产生的动应力和应变使得土中颗粒和颗粒之间滑动从而导致体积紧致。其结果卸载的土骨架把有效应力传输给孔隙压力,这样使得土骨架内部的孔隙水压力上升和有效应力降低。在极限情况下超孔隙水压力可能会足够大而使得有效应力为零,在这样的情况下土的抗剪强度不再存在,液化发生。虽然说土的液化已经被认为是法向有效应力为零,使得土体失去了承载能力,但是波生液化的力学机制还没有用工程地质的术语表述清楚。因为波生液化还受土的密实程度、土的渗透性、波的加载次数、海床的排水性能等等因素的影响。我们下面将要讨论的是瞬时液化。所谓瞬时液化,也称为初始液化,它是土骨架和孔隙水对加载波的瞬时响应。从理论上讲,瞬时液化的发生不涉及随后土体可能产生多大变形,只是评价随后土体行为的基础,但是如果液化发生在床面附近,那么在波浪的循环加载下重复液化可能会导致底床冲刷,严重的会带来离岸结构物的坍塌,因此研究土体的瞬时液化是非常必要的。从目前的研究结果来看,关于瞬时液化的判断准则可分为三类:

1. 基于有效应力的概念, Okusa(1985)^[11]提出,当某一深度上的垂向有效应力大于上层土体的重量时土体液化。即:

$$-(\gamma_r - \gamma_w)z - \sigma'_z \leq 0;$$

2. Tsai(1995)^[21]认为当平均有效正应力为零时土体液化,用数学式子表示出来即为:

$$\frac{1}{3}[-(\gamma_r - \gamma_w)(1 + 2K_0)z - (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z)] \leq 0;$$

3. Zen 和 Yamazaki(1990)^[22]认为,在土层中某一点,当上层土骨架的重量小于该点向上的渗透力时,土层液化。1993年,他们又拓展到二维情况,建议在二维传播波下的土层液化准则是:

$$-(\gamma_r - \gamma_w)z + (P_b - p) \leq 0.$$

这里 $P_b - p$ 即是超孔隙水压力,也称之为超静水压力, P_b 为床面上的静水压力,它随着波的传播变化, p 是孔隙水压力。超孔隙水压力的正或负描述的是孔隙中水流方向的向下或向上。

这一准则的适用范围在海床厚度和加载波波长之比小于 1(也就是, $d/L < 1$)。

以上三个准则^[16]都要用到摆动的有效正应力和孔隙水压力,这样就忽略了残余效应,所以这里所讨论的状态只是液化的初始阶段。从前面推导的公式中看出,与孔压密切相关的是复弹性模量 M 、 C , 而与应力密切相关的是复剪切模量 μ 。剪切模量的大小直接影响着有效应力,这样当法向有效应力趋于零时可能会带来很大的误差。所以,以上基于有效应力的液化判据(1)和(2)对有效应力比较小的情况是不适合的。相对而言基于超孔隙压力的判据(3)具有普适性。下一部分我们将利用判据(3)分析土床的液化问题。

3 计算结果及分析

为了检验波参数和底床土参数对海床失稳的影响,我们分别考虑以下 6 组参数:

a. 波高: 在海洋工程中波高往往采用 A/L 作为衡量波陡的一个参量。在线性波范围我们考虑 A/L 从 0.025~0.125;

b. 水深: 水深在沿岸工程界是一个非常重要的波参数。当 $H/L < 0.10$ 时为浅水, $H/L > 0.5$ 为深水,因此 H/L 的取值范围为 0.1~0.5;

c. 波周期: 我们取 T 的范围从 10 s 到 20 s;

d. 底床厚度: 底床厚度 d/L 从 0.05 到 0.7,这就包括了在实际工程应用中所有可能的底

床厚度;

e. 渗透系数: 这是衡量土床排水性能的一个参数。我们取 10^{-5} m/s 到 10^{-2} m/s;

f. 饱和度: 取饱和度从 0.95 到 1.0。

考虑三种不同的海洋土, 具体参数列在表 1 中。需要注意的是, 细砂_1 是一般常用实验用砂, 细砂_2 比细砂_1 软, 接近于粘土。

表 1 计算参数

参数变化范围		土质	细砂_1	细砂_2	粗砂
波陡 A/L	0.025~0.125	孔隙度 β	0.3	0.33	0.3
相对水深 H/L	0.1~0.5	泊松比 ν	0.33	0.33	0.33
周期 T/s	10~20	剪切模量 $G/N/m^2$	10^7	10^6	5×10^7
底床相对厚度 d/L	0.05~0.7	渗透系数 $k_s/m/s$	10^{-4}	10^{-5}	10^{-2}
渗透系数 $k_s/m/s$	$10^{-5} \sim 10^{-2}$	流体粘滞系数 $\eta/kg/ms$	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}
饱和度 S_r	0.95~1.0	土容重/水容重 γ_s/γ_f	2	2	2

下面我们分别就以上几组参数, 来讨论它们对底床的最大剪切破坏深度和最大液化深度的影响。讨论之前我们先来了解一下最大剪切破坏深度和最大液化深度。图 1 给出了饱和细砂的剪切破坏深度和液化深度在一个波长之内变化曲线。很明显, 最大剪切破坏深度发生在波峰处, 最大液化深度则在波谷处。而且最大液化深度要比最大剪切破坏深度大将近 3 倍。这说明底床床面附近很容易发生滑坡, 液化现象发生在底床深部。我们分别取波峰处液化深度和波谷处剪切破坏深度作为参考值讨论。

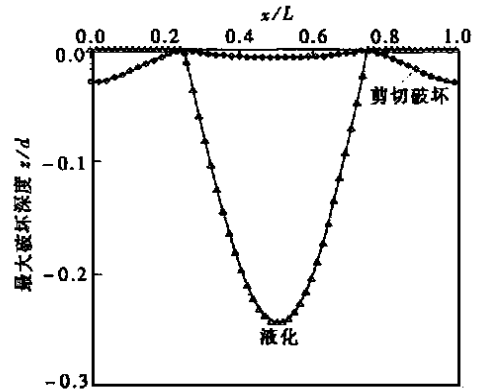
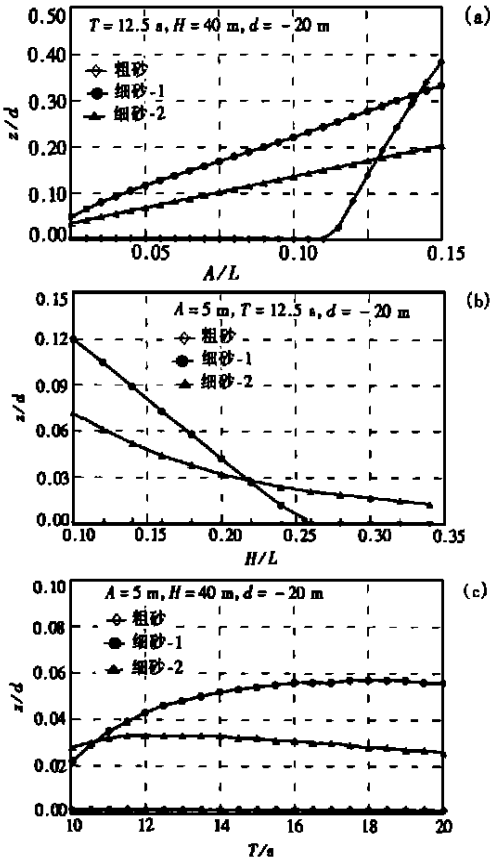


图 1 最大破坏深度在一个波长内的变化曲线

从计算结果看, 细砂的最大液化深度随着波陡的增加而增加(图 2(a))。当周期为 12.5 s, 水深为 40 m, 波陡小于 0.12 时, 在粗砂中没有液化发生。当波陡大于 0.12 时, 粗砂的液化深度随波陡的加大而急剧增加, 在波陡大于 0.145 后其液化深度甚至超过细砂_1 和细砂_2。这一点从物理上很容易理解, 波幅小时不足以影响这种底床。在最大剪切破坏深度中(图 3(a)), 粗砂的破坏深度随着波陡增加而迅速增加, 当波陡大于 0.083 之后, 破坏深度猛然增至 $z/d = 0.7$, 随后又略有下降。细砂_1 和细砂_2 的破坏深度基本不随波陡而变化。所以不能忽视在大波陡情况下的粗砂底床的液化及剪切破坏。在水深、周期不变的前提下, 应该注意细砂底床的液化所带来的危害。

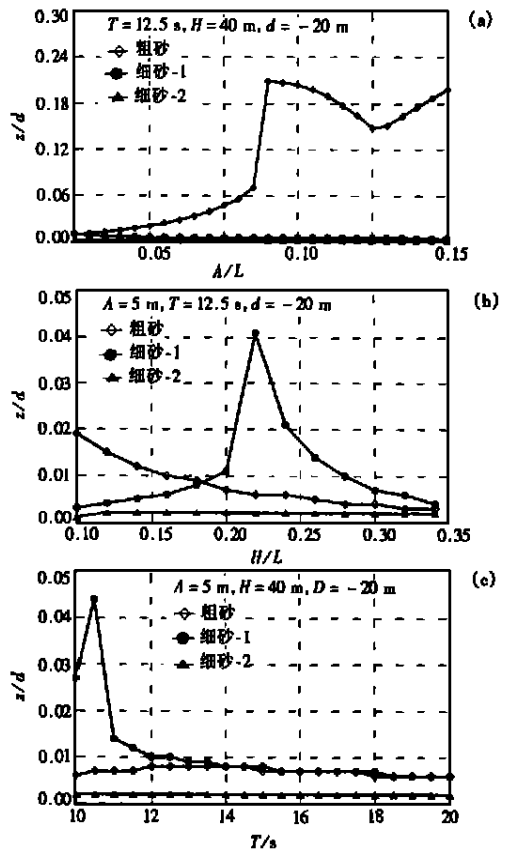
从图 2(b) 中可以看出, 粗砂的最大液化深度随着相对水深的增加而减小。这就表明, 波高、周期不变时浅水情况下比深水更能造成比较大的破坏。当波高为 5 m, 周期为 12.5 s, 底床为细砂_1 时, 相对水深大于或等于 0.26 时没有液化现象发生, 底床为细砂_2 则还有液化现象发生。在同样的波条件下, 底床为粗砂时任何相对水深都没有液化现象发生。对剪切破坏深度(图 3(b)), 粗砂的破坏深度随着相对水深的增加而减少; 细砂_2 的破坏深度很浅而且不随

水深而变; 细砂_1 的情况就要复杂得多, 随着水深的增加破坏深度也逐渐增加, 当 $H/L = 0.22$ 时破坏深度达到极大值, 随后又逐渐减少。因此在水深 H/L 大于 0.35 时, 底床稳定, $H/L < 0.35$ 时, 粗砂主要考虑剪切破坏, 细砂_2 主要考虑液化, 细砂_1 则都要特别注意, 尤其是 H/L 在 0.22 附近时。



(a) 波陡; (b) 水深; (c) 周期

图2 最大液化深度 ($S_r = 0.98$)

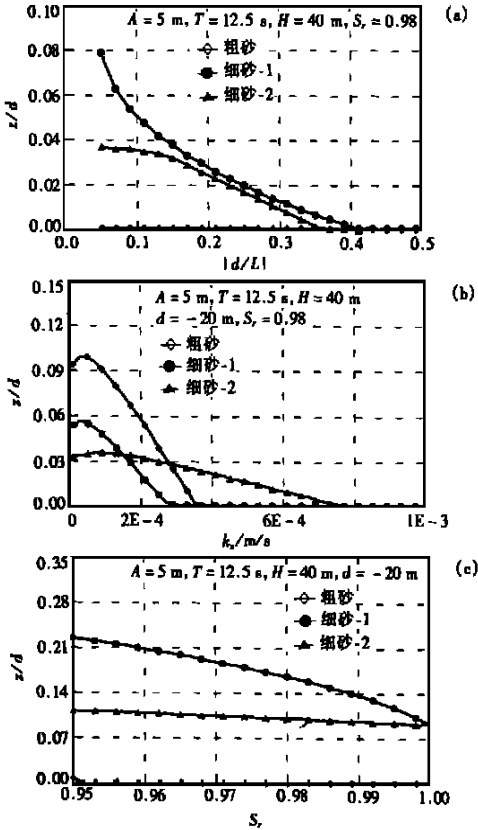


(a) 波陡; (b) 水深; (c) 周期

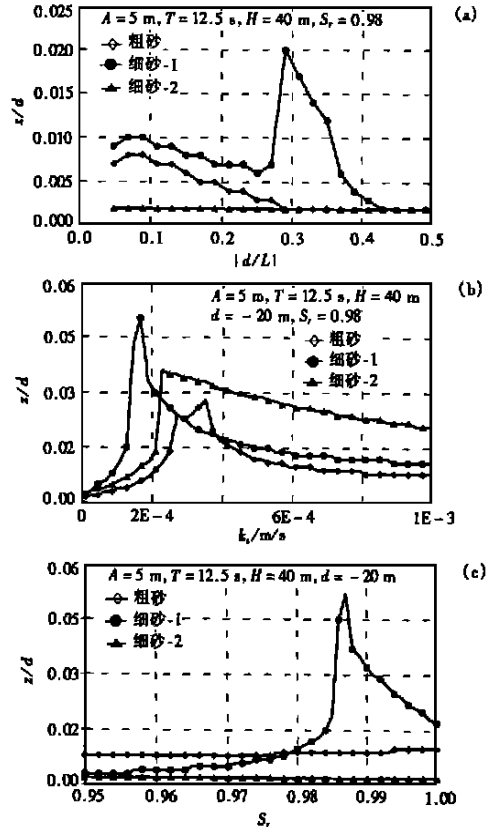
图3 最大剪切破坏深度 ($S_r = 0.98$)

我们分别计算了细砂和粗砂的破坏深度和波周期的关系曲线(图2(c)和图3(c))。从图2(c)中可以看出, 在底床为细砂_1 情况下, 最大液化深度是随着周期的增加而增加, 在水深不变波高不变的前提下, 长周期波(长周期波就意味着相对水深变浅)将会引起大的液化深度, 这说明长周期情况下, 更要注意细砂所造成的破坏。细砂_2 时的液化深度随周期变化不是特别明显, 基本上保持在 $z/d \sim 0.03$ 处。当 $T > 14$ s 时, 液化深度随周期的增加而略有下降。这是因为在比较软的土床上, 由于库仑摩擦使得长波的衰减比短波要快得多^[18], 从而导致长周期下的液化深度反而比较浅。粗砂情况下不存在液化现象。图3(c)是最大剪切破坏深度曲线。细砂_1 的破坏深度随周期变化不是单调的, 在 $T = 10.5$ s 达到最大, 然后随着周期的增加下降, 直至 T 大于 14 s 后稳定在 $z/d = 0.007$ 附近。而细砂_2 和粗砂的破坏深度则几乎不随周期而变。我们注意到, 无论是液化还是剪切破坏, 都以细砂_1 时的破坏深度为最大。细砂_2 以液化为主, 其破坏深度为细砂_1 的 1/2。粗砂则以剪切破坏为主。

在不同底床相对厚度 d/L 下, 最大液化深度和最大剪切破坏深度分别绘在图 4(a) 和图 5(a) 上。我们注意到, 在水深周期波高不变时, 细砂_1 和细砂_2 的液化深度随底床厚度增加而逐渐减小, 当 d/L 分别为 0.41 和 0.37 时液化深度为零。在粗砂土床中液化为零。然而在剪切破坏中, 细砂_1 的剪切破坏深度随底床厚度变化不是单调的。当 $d/L = 0.27$ 时, 底床剪切破坏深度达到极值。我们认为, 在细砂底床中存在着最不稳定厚度, 这是由于入射弹性波和床底反射回来的弹性波相互作用的结果。Yamamoto^[23] 对北海海洋土土层的研究也发现在 $d/L = 0.2$ 时最不稳定。对粗砂来说没有这种现象。因此在工程设计选址中就应该避免这种敏感地段, 将结构物安置在比较安全的地方。



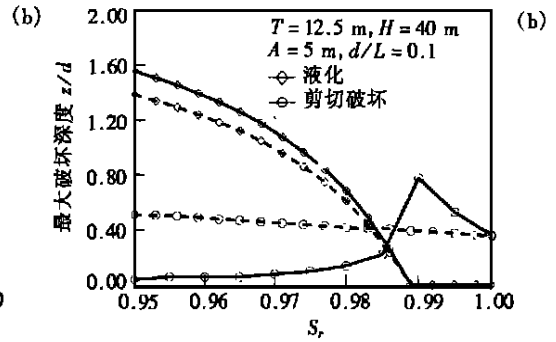
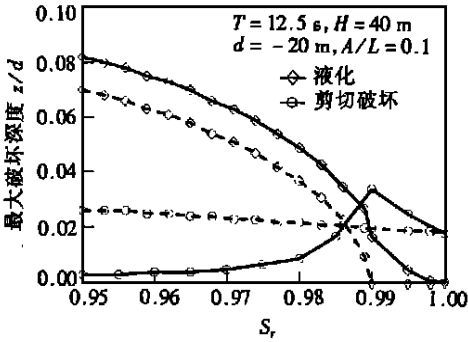
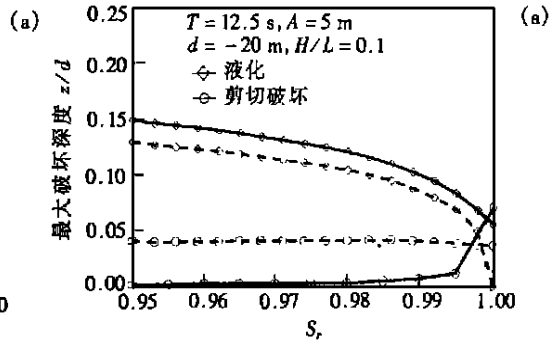
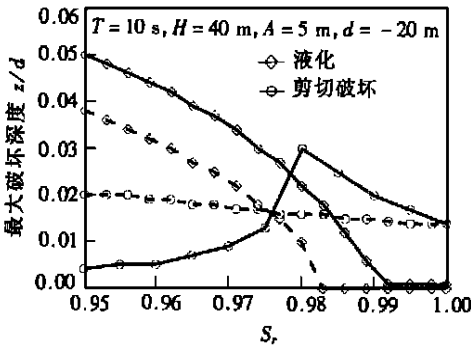
(a) 底床厚度; (b) 渗透系数; (c) 饱和度
图 4 最大液化深度



(a) 底床厚度; (b) 渗透系数; (c) 饱和度
图 5 最大剪切破坏深度

图 4(b) 和图 5(b) 反映的是当渗透系数增加时破坏深度的变化。我们注意到液化深度和剪切破坏深度都在某一渗透系数下达到最大。例如, 当 $k_s = 10^{-5} \sim 2.5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ 时液化总是发生; 而 $k_s > 3.5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ 时, 只有细砂_2 中有液化发生; $k_s > 8 \times 10^{-4} \text{ m/s}$, 水深 40 m、波高 5 m、周期 12.5 s 时, 任何土质中都没有液化现象发生, 这是由于孔隙水易于排出之故。剪切破坏, k_s 变化范围为 $1 \times 10^{-4} \sim 4 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ 时, 剪切破坏深度最为明显, 不同土质的底床都出现程度不同的极值。 $k_s > 4 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ 时破坏深度基本不再随渗透系数变化。这说明渗透系数为 10^{-4} m/s 量级时底床最为敏感。

不用怀疑, 饱和度对土床响应的影响是非常大的(图 4(c), 图 5(c))。一般来说当饱和度



——为本文计算结果; ----为 Jeng(1997) 结果
(a) $T = 10\text{ s}$; (b) $A/L = 0.1$

——为本文计算结果; ----为 Jeng(1997) 结果
(a) $H/L = 0.1$; (b) $d/L = 0.1$

图6 最大破坏深度随饱和度变化分布

图7 最大破坏深度随饱和度变化分布

增大时最大液化深度减小,当 S_r 趋近于 1.0 时细砂_1 和细砂_2 的液化深度一样。细砂_2 和粗砂的液化深度基本上不随饱和度变化,剪切破坏时情况类似。但细砂_1 的剪切破坏深度随饱和度的变化则完全不同。在饱和度为 0.985 时剪切破坏深度达到最大,随后迅速减小。总的说来越饱和的海床越稳定。但对细砂_1 并非如此,下面我们还将进一步讨论。

从以上分析我们注意到,粗砂对各种参数变化的响应基本上是线性的,这是因为在粗砂底床中,快压缩波和剪切波的速度比水波传播速度大得多,底床运动几乎对床面压力没有影响,而细砂尤其是细砂_1 的响应就复杂得多。为了进一步了解细砂的特性,我们特别针对细砂_1 进行讨论,并和 Jeng(1997) 多孔弹性介质模型(也就是我们前面提到的第三类模型) 计算结果进行比较。

在图 6, 图 7 中我们给出了细砂_1 最大破坏深度随土饱和度的变化曲线(Jeng 的计算结果以虚线表示)。总的来说,最大液化深度是随着饱和度的增加而减小,同样图中虚线也有类似的趋势。由于 Jeng 考虑的是防波堤情况,所以结果略有不同,但两条曲线的趋势是一样的。然而,比较剪切破坏曲线可以发现我们的计算结果和 Jeng 的结果完全不同。从图中可以很明显的看到,在低饱和度情况下,剪切破坏深度随着饱和度的增加而加大,饱和度在 0.98~0.99 之间,不同的情况下都会出现峰值。而 Jeng 的计算结果表明(虚线),各种情况下的破坏深度几乎都不随饱和度变化,是一条水平线。这一结果与我们前面提到的粗砂剪切破坏深度随饱和度变化规律类似(图 5(c))。这也从另一个角度说明分析粗砂土床的稳定性仅采用多孔弹性介质模型即可。由于剪切波的传播速度和水波波速接近,底床中发生共振,使得土层内部的剪切变形增加,同时土层中土颗粒与土颗粒之间的库仑摩擦又抑制了这种发展。所以我们

认为, 峰值的出现是共振和库仑摩擦相互作用的结果。细砂₂中没有出现类似的情况是因为在我们所考虑的波况下, 还不足以引起细砂₂的剪切破坏。另外由于我们所采用的液化准则仅涉及到孔隙水压力而没有剪应力, 所以库仑摩擦的影响在最大液化深度曲线上不是特别突出。

4 结 论

我们基于 Yamamoto 模型, 考虑线性表面波和海床的相互作用下, 底床的最大可能破坏深度。分别针对三种土质, 讨论了波周期、波高、相对水深、底床厚度、渗透系数以及饱和度等 6 组参数对底床响应的影响, 得到以下结论:

细砂₁: 不论是最大液化深度还是最大剪切破坏深度, 随各组参数的变化都比较明显。所以对细砂₁这种海洋土土质, 既要注意剪切破坏还要警惕液化的影响。由于库仑摩擦的影响, 剪切破坏在一些区域出现极值。特别是在本文所给条件下, 要注意下面这几种情况: (1) 周期为 10 s 附近; (2) 水深 $H/L \sim 0.22$; (3) 底床厚度 $d/L \sim 0.3$, (4) 渗透系数 $k_s \sim 1.4 \times 10^{-4}$; (5) 饱和度大约在 0.975~0.985 之间。因此在设计结构物的装置时应尽量避免。

细砂₂: 该种土质比细砂₁软, 但其液化深度并不比细砂₁小多少, 特别要注意土床厚度对其稳定性的影响, 由于剪切破坏深度比较小, 所以在一般情况下应特别注意液化问题。

粗砂: 当波陡大于 0.08, 渗透系数在 $2 \times 10^{-4} \sim 4 \times 10^{-4}$ m/s, 底床不稳定。需要注意的是, 粗砂情况下剪切破坏比液化更为严重, 特别是在波陡比较大时。

[参 考 文 献]

- [1] Smith A W, Gordon A D. Large breakwater toe failures[J]. Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering, A S C E, 1983, **109**(2): 253—255.
- [2] Silvester R, Hsu J R C. Sines revisited[J]. Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering, A S C E, 1989, **115**(3): 327—344.
- [3] Putnam J A. Loss of wave energy due to percolation in a permeable sea bottom[J]. Trans Am Geophys Un, 1949, **30**: 662—666.
- [4] Sleath J F A. Wave induced pressures in beds of sand[J]. J Hydraul Div A S C E, 1970, **96**(HY2): 367—378.
- [5] Liu P L F. Damping of waves over porous bed[J]. J Hydraul Div A S C E, 1973, **99**(HY12): 2263—2271.
- [6] Massel S R. Gravity waves propagated over permeable bottom[J]. J Watways Harb Cstl Engng A S C E, 1976, **102**(WW2): 111—121.
- [7] Moshagen H, Torum A. Wave induced pressures in permeable seabed[J]. J Watways Harb Cstl Engng A S C E, 1975, **101**(WW1): 49—58.
- [8] Prevost J H, Eide O, Anderson K H. Discussion of wave induced pressure in permeable seabed[J]. J Watways Harb Cstl Engng A S C E, 1975, **101**(WW4): 464—465.
- [9] Yamamoto T, Koning H L, Sellmeijer H, et al. On the response of a poro-elastic bed to water waves [J]. Journal Fluid Mechanics, 1978, **87**(1): 193—206.
- [10] Madsen O S. Wave induced pore pressures and effective stresses[J]. Geotechnique, 1978, **28**(4): 377—393.
- [11] Oksua S. Wave induced stresses in unsaturated submarine sediments[J]. Geotechnique, 1985, **35**

- (4): 517—532.
- [12] Hus J R C, Jeng D S. Wave_induced soil response in an unsaturated anisotropic seabed of finite thickness[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1994, **18**: 785—807.
- [13] Seymour B R, Jeng D S, Hus J R C. Transient soil response in porous seabed with a variable permeability[J]. Ocean Engineering, 1996, **23**(1): 27—46.
- [14] Lin Y S, Jeng D S. Response of poro_elastic seabed to a 3_D wave system: a finite element analysis [J]. Coastal Engineering in Japan, 1996, **39**(2): 165—183.
- [15] Lin Y S, Jeng D S. The effects of variable permeability on the wave_induced seabed response[J]. Ocean Engineering, 1997, **24**(7): 623—643.
- [16] Jeng D S. Wave_induced seabed instability in front of a breakwater[J]. Ocean Engng, 1997, **24**(10): 887—917.
- [17] Stokoe K H. Dynamic properties of offshore silty samples[A]. In: Program Department, Offshore Technology Conference Ed. Offshore Technology Conference Proceedings [C]. Richardson, T X 75083_3868, USA, 1980, **2**: 289—302.
- [18] Yamamoto T. On the response of a Coulomb_damped poroelastic bed to water waves[J]. Marine Geotechnology, 1983, **5**(2): 93—127.
- [19] 林 纁. 波浪作用下粉土特性分析, 中国科学(E 辑), 2000, **30**(6): 1—12.
- [20] Li J C, Lin M. On the interaction of water waves and seabed by porous medium model[J]. Acta Mechanica Sinica, 1995, **11**(2): 17—27.
- [21] Tsai C P. Wave_induced liquefaction potential in a porous seabed in front of a breakwater[J]. Ocean Engineering, 1995, **22**(1): 1—18.
- [22] Zen K, Yamazaki. Mechanism of wave_induced liquefaction and densification in seabed foundations [J]. Soil and Foundations, 1990, **30**: 90—104.
- [23] Yamamoto T. Wave_induced pore pressures and effective stresses in inhomogeneous seabed foundations[J]. Ocean Engng, 1981, **8**: 1—16.

Effects of Surface Waves and Marine Soil Parameters on Seabed Stability

LIN Mian, LI Jia_chun

(Institute of Mechanics, CAS, Beijing 100080, P R China)

Abstract: Based on the Yamamoto's soil model by considering the Coulomb friction effects, the wave_induced seabed instability has been investigated. An analytical solution is derived for soil response of a finite depth seabed under surface water wave. The effects of wave parameters and soil characteristics on the seabed instability are addressed for three types of soil. Finally, the roles of Coulomb friction stability are then analyzed as well.

Key words: seabed instability; shear failure; liquefaction