

沉箱式防波堤振动-滑移-提离摇摆耦合运动 模型及动力设计方法*

王元战 华蕾娜 董少伟

(天津大学建筑工程学院港口工程系, 天津 300072)

摘要 振动、滑移和提离摇摆是动力荷载作用下沉箱式防波堤的 3 种基本运动形式, 建立了沉箱式防波堤振动-滑移-提离摇摆耦合运动的动力模型和数值模拟方法, 对近破波冲击作用下沉箱式防波堤的运动过程进行了数值模拟, 计算了振动模型、振动-滑移运动模型、振动-提离摇摆运动模型和振动-滑移-提离摇摆耦合运动模型下沉箱的位移、转角、滑移力和倾覆力矩的响应时程, 研究了沉箱运动模型对防波堤运动特性和稳定性的影响, 分析了近破波冲击作用下允许沉箱式防波堤出现滑移和提离摇摆运动的动力设计概念的可行性.

关键词 防波堤 动力设计 振动-滑移-提离摇摆 耦合运动 稳定性

港口、海岸工程建设迅速向深海发展, 作为适用于深水域的一种结构型式, 沉箱式防波堤将会得到更为广泛的应用. 但是, 沉箱式防波堤前易于形成近破波, 产生巨大的冲击力. 近几十年来, 已发生很多由于近破波冲击作用而导致防波堤破坏的工程案例^[1~4]. 近破波冲击作用力持续时间很短, 具有明显的动力作用特性, 沉箱式防波堤的动力分析已成为近年来的一个重要研究课题.

Oumeraci^[5]和Klammer^[6]根据大比尺模型试验, 给出了近破波冲击力作用时程模型, 采用弹簧-阻尼器上的刚体运动模型对防波堤的动力响应进行了分析. Goda^[7]对冲击力作用下沉箱式防波堤的响应和滑移运动进行了研究. Takahashi 等人^[8,9]应用有限元模型对沉箱式防波堤的动力响应进行了计算, 研究了防波堤的动力响应对有效波浪力的影响, 提出了允许沉箱发生滑移运动的设计概念, 并给出了沉箱式防波堤滑移量的简单估算公式. 这些研究工作均未考虑防波堤的提离摇摆运动. 文献[10]建立了防波堤振动分析的质量-弹簧-阻尼器集总参数模

2003-10-13 收稿, 2004-02-10 收修改稿

* 国家自然科学基金资助项目(批准号: 50279027)

型, 文献[11]建立了防波堤振动-滑移运动分析模型, 文献[12]建立了防波堤振动-摇摆运动分析模型, 并提出了允许沉箱发生摇摆运动的设计概念. 但上述研究工作均未考虑沉箱的滑移-脱离摇摆耦合运动情况.

沉箱式防波堤的基本运动形式包括: 振动、滑移和脱离摇摆, 根据沉箱断面形式和作用力情况, 沉箱以基本运动形式或基本运动形式的耦合形式发生运动. 沉箱式防波堤的耦合运动形式包括: 振动-滑移耦合运动、振动-脱离摇摆耦合运动和振动-滑移-脱离摇摆耦合运动等. 振动-滑移-脱离摇摆耦合运动是一种适用性更为广泛的运动形式. 在文献[10~12]中, 已分别建立了振动模型、振动-滑移耦合运动模型和振动-脱离摇摆耦合运动模型. 本文进一步建立了沉箱式防波堤振动-滑移-脱离摇摆耦合运动模型和数值模拟方法, 分别计算了振动模型、振动-滑移运动模型、振动-脱离摇摆运动模型和振动-滑移-脱离摇摆耦合运动模型下沉箱的位移、转角、滑移力和倾覆力矩的响应时程, 研究了沉箱的运动形式对防波堤稳定性的影响, 对近破波冲击作用下允许沉箱式防波堤出现滑移和脱离摇摆运动的动力设计概念的可行性进行了分析.

1 动力分析模型

沉箱式防波堤动力分析模型如图1所示. 图中, m 为沉箱的质量, 其中包括附加水质量; J 为沉箱对重心的转动惯量; m_s 为沉箱振动时的附加土质量. x_1 和 x_2 分别为防波堤底部和附加土质量的水平位移; φ 为沉箱的运动转角. k_r 和 c_r 分别为地基的等效水平弹性常数和阻尼系数; k_φ 和 c_φ 分别为地基的等效转角弹性常数和阻尼系数. H_p 和 H_G 分别为波浪力合力作用高度和沉箱重心高度, B 为沉箱的宽度. $P(t)$ 为破碎波冲击力, 设作用于沉箱底部的波浪浮托力为 $P_u(t)$, 波浪浮托力对沉箱底部形心的力矩为 $M_u(t)$.

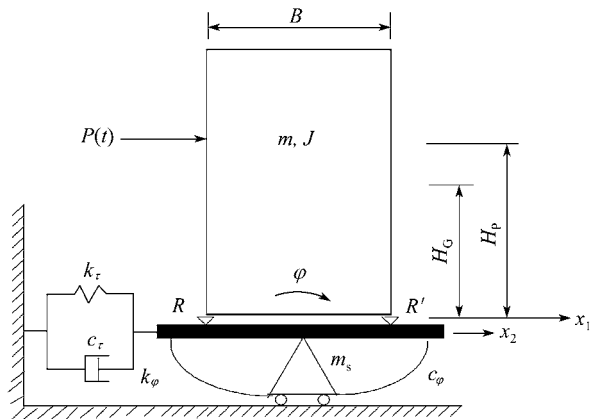


图1 沉箱-地基系统动力分析模型

在沉箱式防波堤动力稳定性分析中,使沉箱产生滑移失稳的力,称为滑移力,为直接作用于沉箱上的水平波浪力和沉箱运动加速度产生的惯性力之和;使沉箱产生倾覆失稳的力矩,即倾覆力矩,为直接作用于沉箱上的波浪力产生的力矩和沉箱运动加速度产生的惯性力矩之和.当滑移力小于沉箱与地基间的摩擦力、且倾覆力矩小于沉箱的稳定力矩时,沉箱-地基系统的运动形式为振动模型;当滑移力大于沉箱与地基间的摩擦力、而倾覆力矩小于沉箱的稳定力矩时,沉箱-地基系统的运动形式为振动-滑移耦合运动模型;当滑移力小于沉箱与地基间的摩擦力、而倾覆力矩大于沉箱的稳定力矩时,沉箱将绕其前趾或后趾产生提离摇摆运动,运动形式为振动-提离摇摆耦合运动模型;当滑移力大于沉箱与地基间的摩擦力、且倾覆力矩亦大于沉箱的稳定力矩时,沉箱的运动形式为振动-滑移-提离摇摆耦合运动模型.

2 运动方程及数值求解方法

2.1 沉箱的振动方程

在动力分析中,使沉箱产生滑移失稳的力,即滑移力为

$$F_s(t) = P(t) - m\ddot{x}_1 - H_G m\ddot{\phi}. \quad (1)$$

使沉箱产生倾覆失稳的力矩,即倾覆力矩为

$$M_o(t) = M(t) - H_G m\ddot{x}_1 - (J + H_G^2 m)\ddot{\phi}. \quad (2)$$

如前所述,当滑移力小于沉箱与地基间的摩擦力、且倾覆力矩小于沉箱的稳定力矩时,沉箱-地基系统的运动为振动模式,其运动方程为

$$\begin{aligned} x_2 &= x_1, \\ (m + m_s)\ddot{x}_1 + H_G m\ddot{\phi} + c_\tau \dot{x}_1 + k_\tau x_1 &= P(t), \\ H_G m\ddot{x}_1 + (J + H_G^2 m)\ddot{\phi} + c_\phi \dot{\phi} + k_\phi \phi &= M(t), \end{aligned} \quad (3)$$

其中, $M(t)$ 为波浪产生的力矩.

应用四阶 Runge-Kutta 方法求解方程(3),可得系统的位移、速度和加速度响应时程.由(1)和(2)式可计算出防波堤的滑移力和倾覆力矩.

2.2 滑移运动方程

沉箱与地基间的摩擦力为

$$\mu = f(\bar{m}_c g - P_u) \cdot \text{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2), \quad (4)$$

其中, f 为沉箱与地基间的摩擦系数, $\bar{m}_c$ 为沉箱的水下质量, g 为重力加速度.在运动过程中,沉箱与地基间摩擦力的方向是变化的, $\text{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)$ 为摩擦力方向指示函数,当 $\dot{x}_1 - \dot{x}_2$ 为正值时, $\text{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)$ 为 +1; 当 $\dot{x}_1 - \dot{x}_2$ 为负值时, $\text{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)$ 为 -1.

当滑移力大于沉箱与地基间的摩擦力、而倾覆力矩小于沉箱的稳定力矩时, 沉箱将相对于地基产生滑移运动, 其运动方程为

$$\begin{aligned} m\ddot{x}_1 + H_G m\ddot{\varphi} &= P(t) - f(\bar{m}_c g - P_u) \cdot \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2), \\ H_G m\ddot{x}_1 + (J + H_G^2 m)\ddot{\varphi} + c_\varphi \dot{\varphi} + k_\varphi \varphi &= M(t), \\ m_s \ddot{x}_2 + c_\tau \dot{x}_2 + k_\tau x_2 &= f(\bar{m}_c g - P_u) \cdot \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2). \end{aligned} \quad (5)$$

当滑移运动结束后, 沉箱再次转为振动模型, 其运动仍由方程(3)控制. 应用四阶 Runge-Kutta 方法交替求解方程(3)和方程(5), 可模拟沉箱的振动-滑移运动过程.

2.3 脱离摇摆运动方程

在脱离摇摆运动状态下, 沉箱的转角较大, 其稳定力矩为

$$M_S(t) = \bar{m}_c g R_0 \sin(\varphi_c - \varphi), \quad (6)$$

式中, $R_0 = \sqrt{H_G^2 + B^2}/4$, 为防波堤重心到前趾 R' 或后趾 R 的距离; $\varphi_c = \arctan(B/2H_G)$, 为沉箱倾倒的临界角.

当滑移力小于沉箱与地基间的摩擦力、而倾覆力矩大于沉箱的稳定力矩时, 沉箱将绕其前趾或后趾产生脱离摇摆运动. 沉箱绕后趾 R 的脱离摇摆运动方程为

$$\begin{aligned} x_2 &= x_1, \\ (m + m_s)\ddot{x}_1 + mR_0 \cos(\varphi_c - \varphi)\ddot{\varphi} + c_\tau \dot{x}_1 + k_\tau x_1 &= P(t), \\ mR_0 \cos(\varphi_c - \varphi)\ddot{x}_1 + J_R \ddot{\varphi} &= M(t) - \bar{m}_c g R_0 \sin(\varphi_c - \varphi). \end{aligned} \quad (7)$$

沉箱绕前趾 R' 的脱离摇摆运动方程为

$$\begin{aligned} x_2 &= x_1, \\ (m + m_s)\ddot{x}_1 + mR_0 \cos(\varphi_c + \varphi)\ddot{\varphi} + c_\tau \dot{x}_1 + k_\tau x_1 &= P(t), \\ mR_0 \cos(\varphi_c + \varphi)\ddot{x}_1 + J_R \ddot{\varphi} &= M(t) + \bar{m}_c g R_0 \sin(\varphi_c + \varphi), \end{aligned} \quad (8)$$

其中, J_R 为沉箱对后趾 R 或前趾 R' 的转动惯量.

在脱离摇摆运动状态下, 防波堤的滑移力和倾覆力矩分别为

$$F_s(t) = P(t) - m\ddot{x}_1 - mR_0 \cos(\varphi_c \pm \varphi)\ddot{\varphi}, \quad (9)$$

$$M_o(t) = M(t) - mR_0 \cos(\varphi_c \pm \varphi)\ddot{x}_1 - J_R \ddot{\varphi}. \quad (10)$$

在(9)和(10)式中“ $\pm$ ”号的选取规则是, 当沉箱绕 R 点脱离摇摆运动时取“-”号, 当沉箱绕 R' 点脱离摇摆运动时取“+”号.

当脱离摇摆运动结束后, 沉箱再次转为振动模型, 其运动仍由方程(3)控制. 应用四阶 Runge-Kutta 方法交替求解方程(3)和方程(7)或(8), 可模拟沉箱的振动-脱离摇摆运动过程.

2.4 滑移-提离摇摆耦合运动方程

当滑移力大于沉箱与地基间的摩擦力、且倾覆力矩大于沉箱的稳定力矩时,沉箱将作滑移-提离摇摆耦合运动. 沉箱绕后趾 R 的滑移-提离摇摆耦合运动方程为

$$\begin{aligned} m\ddot{x}_1 + mR_0 \cos(\varphi_c - \varphi)\ddot{\varphi} &= P(t) - f(\bar{m}_c g - P_u) \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2), \\ mR_0 \cos(\varphi_c - \varphi)\dot{x}_1 + J_R \ddot{\varphi} &= M(t) - \bar{m}_c g R_0 \sin(\varphi_c - \varphi), \\ m_s \ddot{x}_2 + c_\tau \dot{x}_2 + k_\tau x_2 &= f(\bar{m}_c g - P_u) \cdot \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2). \end{aligned} \quad (11)$$

沉箱绕前趾 R' 的提离摇摆运动方程为

$$\begin{aligned} m\ddot{x}_1 + mR_0 \cos(\varphi_c + \varphi)\ddot{\varphi} &= P(t) - f(\bar{m}_c g - P_u) \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2), \\ mR_0 \cos(\varphi_c + \varphi)\dot{x}_1 + J_R \ddot{\varphi} &= M(t) + \bar{m}_c g R_0 \sin(\varphi_c + \varphi), \\ m_s \ddot{x}_2 + c_\tau \dot{x}_2 + k_\tau x_2 &= f(\bar{m}_c g - P_u) \cdot \operatorname{sgn}(\dot{x}_1 - \dot{x}_2). \end{aligned} \quad (12)$$

在滑移-提离摇摆耦合运动状态下,防波堤的滑移力和倾覆力矩仍由(9)和(10)式计算.

在沉箱的滑移-提离摇摆耦合运动结束后,其运动模式视情况而定.若沉箱转为滑移运动模式,其运动由方程(5)控制;若沉箱转为提离摇摆运动模式,其运动由方程(7)或(8)控制;若沉箱转为振动模式,其运动由方程(3)控制.应用四阶 Runge-Kutta 方法交替求解方程(3), (5), (7)或(8), 以及方程(11)或(12), 可模拟沉箱的振动-滑移-提离摇摆耦合运动过程.

3 近破波作用模型及系统动力模型参数

3.1 近破波作用模型

大量实验研究结果表明^[5,6,13~18],近破波冲击力作用可用冲击-振荡衰减型作用力模型模拟,如图 2 所示.冲击-振荡衰减型近破波冲击力时程为:在持续时间很短、幅值较大的冲击力后为振荡衰减的简谐荷载.

3.2 地基弹簧常数和阻尼比

3.2.1 地基弹簧常数

确定地基弹簧常数的方法主要有两种,一种是建立在弹性半空间理论基础上的,地基弹簧常数由剪切模量或弹性模量表示,文献[19]给出了一组公式:

水平振动地基弹簧常数:

$$k_\tau = \frac{32(1-\nu)GR}{7-8\nu} = \frac{16(1-\nu)ER}{(7-8\nu)(1+\nu)}, \quad (13)$$

转角振动地基弹簧常数:

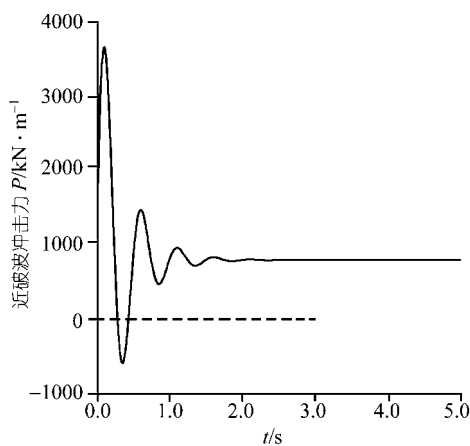


图 2 冲击-振荡衰减型近破波冲击力时程

$$k_{\varphi} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} = \frac{4ER^3}{3(1-\nu^2)}, \tag{14}$$

式中, ν 为地基土的 Poisson 比, 变化范围通常在 0.3(干的散粒土)到 0.5(软的饱和黏土)之间. G 和 E 分别为地基土剪切模量和弹性模量, 文献[19]给出了各类土的弹性模量值. R 为有效半径, 对于矩形基础, $R = (BL/\pi)^{1/2}$, B 为矩形基础宽度, L 为矩形基础长度.

第 2 种确定地基弹簧常数的方法是利用地基模数 k_v' [20]:

$$k_v = k_v' A, \quad k_{\tau} = k_{\tau}' A, \quad k_{\varphi} = k_{\varphi}' I, \quad k_{\psi} = k_{\psi}' I_J, \tag{15}$$

式中, A 为基础底面积, I 为对通过底面形心水平轴的惯性矩, I_J 为对通过底面形心垂直轴的扭转惯性矩. k_v' , k_{τ}' , k_{φ}' 和 k_{ψ}' 分别为垂直、水平、转动和扭转的地基模数, 它们之间的关系为

$$k_{\tau}' = 0.5k_v', \quad k_{\varphi}' = 1.7k_v', \quad k_{\psi}' = 0.75k_v'. \tag{16}$$

表 1 给出了 k_v' 的推荐设计值 [20], 给出的地基模数值来自动力机械基础的研究成果, 沉箱的底面积要比机械基础大得多, 地基模数与此有较大差别. Goda [7]

表 1 k_v' 推荐设计值 [20]

编号	土类别	$k_v' / \text{MN} \cdot \text{m}^{-3}$
I	软弱土(塑性状态的黏土和粉砂质黏土、粘质砂土和粉砂土、II 类和 III 类土中含有机淤泥或泥炭薄层的土)	<30
II	中等强度的土(接近于塑限的黏土和砂质黏土、砂)	30~50
III	硬土(坚硬的黏土和粉砂质黏土、砾石和砾石砂、黄土和黄土质土)	50~100
IV	岩石	>100

认为, 文献[20]建议的地基模数值是针对底面积为 $1 \sim 2 \text{ m}^2$ 的基础的, 随着基础底面积的增大, 地基模数 k'_v 按 $A^{-1/2}$ (A 为基础底面积) 比例减小. 对于底面积为 $100 \sim 400 \text{ m}^2$ 的防波堤, 地基模数 k'_v 应在 $1 \sim 2 \text{ MN/m}^3$. 关于此点, 还有待于进一步的实验研究工作加以验证.

3.2.2 地基阻尼比

准确确定地基的阻尼比是困难的, 文献[19]给出了一组计算阻尼比的公式:

水平振动地基阻尼比为

$$\xi_r = \frac{0.31}{\sqrt{m/\rho R^3}}, \quad (17)$$

转角振动地基阻尼比为

$$\xi_\varphi = 0.05 + \frac{0.1}{\sqrt{I/\rho R^6(1 + I_m/4\rho R^6)}}, \quad (18)$$

其中, m 为基础的质量, R 为基础底面有效半径, I_m 为基础转动惯量, ρ 为地基土的质量密度.

严格来讲, 地基弹簧常数和阻尼系数是与频率有关的. 但是, 在时域内进行动力分析时, 一般采用与频率无关的地基弹簧常数和阻尼系数, 由此产生的误差是很小的[21,22].

3.3 附加质量

3.3.1 附加水质量

当沉箱运动时, 沉箱附近的一定量的水体将随沉箱一起运动, 这部分水体称为附加水质量. 附加水质量的大小主要取决于浸入水中的物体的几何形状. 文献[5]给出了根据二维势流理论确定的直立式防波堤单位长度附加水质量的计算公式.

水平振动附加水质量为

$$m_{wh} = 0.543\rho_w d_w^2, \quad (19)$$

转角振动附加水质量为

$$m_{wr} = 0.218\rho_w d_w^2, \quad (20)$$

其中, ρ_w 为水的质量密度, d_w 为水深.

3.3.2 附加土质量

沉箱运动将影响其周围一定范围的土体. 通过假设临近沉箱的部分土体随沉箱一起运动来考虑这一影响, 随沉箱一起运动的这部分土体称为附加土质量.

表 2 和 3 列出了计算附加土质量的 2 组公式^[20].

表 2 较高频率下附加土质量

振动型式	附加土质量		
	$\nu = 0.0$	$\nu = 0.25$	$\nu = 0.5$
垂直振动	$0.5\rho R^3$	$1.0\rho R^3$	$2.0\rho R^3$
水平振动	$0.2\rho R^3$	$0.2\rho R^3$	$0.1\rho R^3$
转动振动	$0.4\rho R^5$		
扭转振动	$0.3\rho R^5$	$0.3\rho R^5$	$0.3\rho R^5$

表 3 低频下附加土质量

振动型式	附加土质量
垂直振动	$1.08\rho R^3/(1-\nu)$
水平振动	$0.76\rho R^3/(2-\nu)$
转动振动	$0.64\rho R^5/(1-\nu)$
扭转振动	$0.24\rho R^5$

在低频($\omega < c_s/R$, c_s 为剪切波速)激励下, 采用表 3 给出的附加土质量的值比较合适. 在激励频率较高时, 采用表 2 给出的附加土质量的值比较合适.

附加土质量与结构物质量和附加水质量相比, 一般是很小的, 对动力计算的影响不大. 在大多数情况下, 即使完全忽略附加土质量, 所产生的误差也比计算弹簧常数不准确所造成的误差要小.

4 不同近破波冲击力作用下防波堤动力响应

4.1 动力系统参数

对图 3 所示的钢筋混凝土沉箱式防波堤进行了运动分析. 已知沉箱质量 $m_c =$

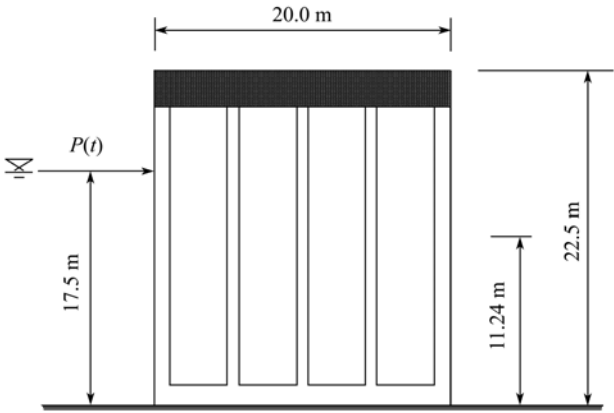


图 3 钢筋混凝土沉箱式防波堤

843.52 t/m, 沉箱水下质量为 $\bar{m}_c = 484.77$ t/m, 附加水质量为 $m_w = 170.45$ t/m, 附加土质量为 $m_s = 27.69$ t/m, 质心高度为 $H_G = 11.24$ m, 沉箱对质心转动惯量为 $J = 63703.33$ t·m²/m, 附加水转动惯量为 $J_w = 5167.89$ t·m²/m.

地基弹簧常数采用弹性半空间理论确定. 假设地基剪切模量为 $G = 2.0 \times 10^5$ kN/m², Poisson 比 $\nu = 0.3$, 则由(13)和(14)式可得水平振动和转角振动地基弹簧常数分别为: $k_\tau = 1.8 \times 10^5$ kN/m², $k_\phi = 4.289 \times 10^8$ kN.

地基阻尼比由(17)和(18)式计算, 水平振动和转角振动阻尼系数分别为

$$c_\tau = 2\xi_\tau \sqrt{mk_\tau} = 3.40 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{s/m}^2,$$

$$c_\phi = 2\xi_\phi \sqrt{(J + H_G^2 m)k_\phi} = 4.534 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{s/m}.$$

计算中采用的作用于沉箱上的近破波冲击力时程如图 2 所示.

4.2 振动模型与振动-滑移-脱离摇摆耦合运动模型比较

图 4(a)~(d)给出了振动模型和振动-滑移-脱离摇摆耦合运动模型下, 沉箱的

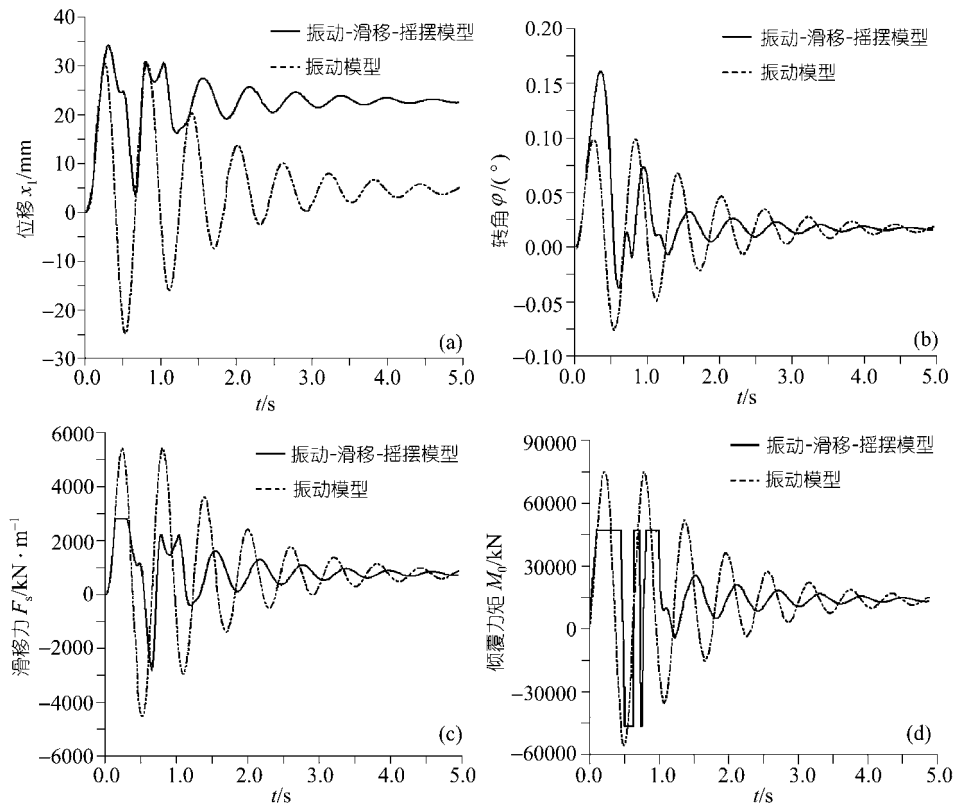


图 4 振动-滑移-摇摆模型和振动模型下位移响应(a)、转角响应(b)、滑移力(c)及倾覆力矩(d)

位移、转角、滑移力和倾覆力矩的时程响应曲线.

4.3 振动-滑移运动模型与振动-滑移-脱离摇摆耦合运动模型的比较

图 5(a)~(d)给出了振动-滑移运动模型和振动-滑移-脱离摇摆耦合运动模型下, 沉箱的位移、转角、滑移力和倾覆力矩的时程响应曲线.

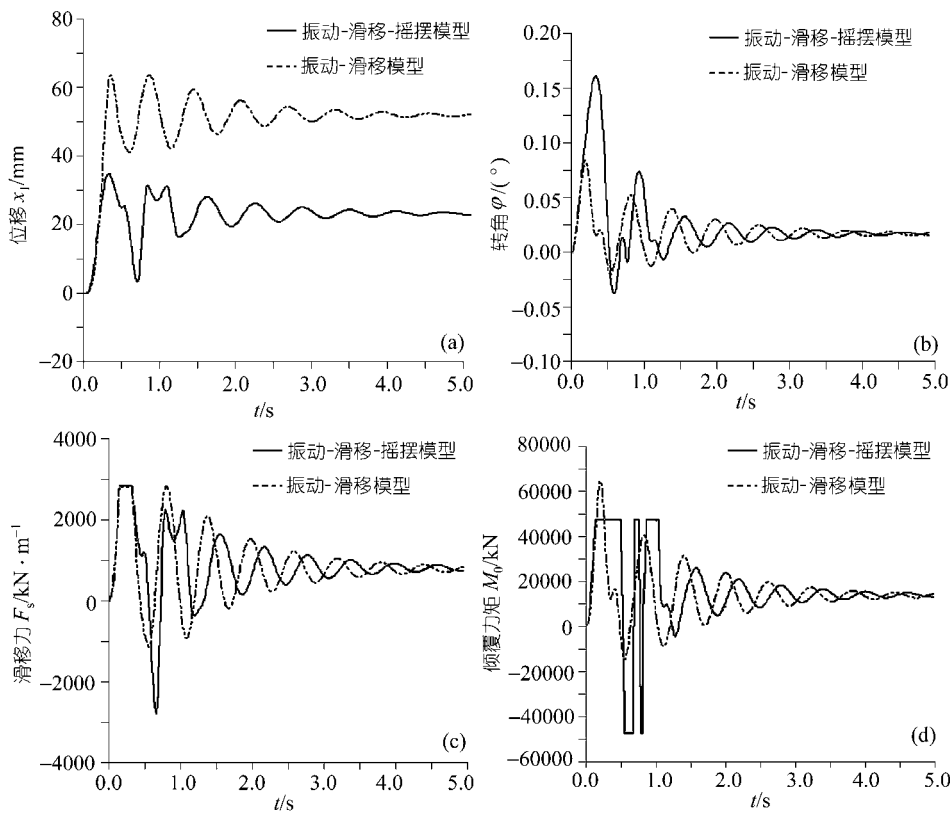


图 5 振动-滑移-摇摆模型和振动-滑移模型位移响应(a)、转角响应(b)、滑移力(c)及倾覆力矩(d)

4.4 振动-脱离摇摆运动模型与振动-滑移-脱离摇摆耦合运动模型的比较

图 6(a)~(d)给出了振动-脱离摇摆运动模型和振动-滑移-脱离摇摆耦合运动模型下, 沉箱的位移、转角、滑移力和倾覆力矩的时程响应曲线. 表 4 列出了各种运动模型下沉箱位移、转角、滑移力和倾覆力矩的最大幅值.

由以上计算结果可见, 在振动模型假设下, 沉箱滑移力和倾覆力矩的最大值远大于其他运动模型下的最大值. 在振动-滑移运动模型假设下, 由于滑移运动

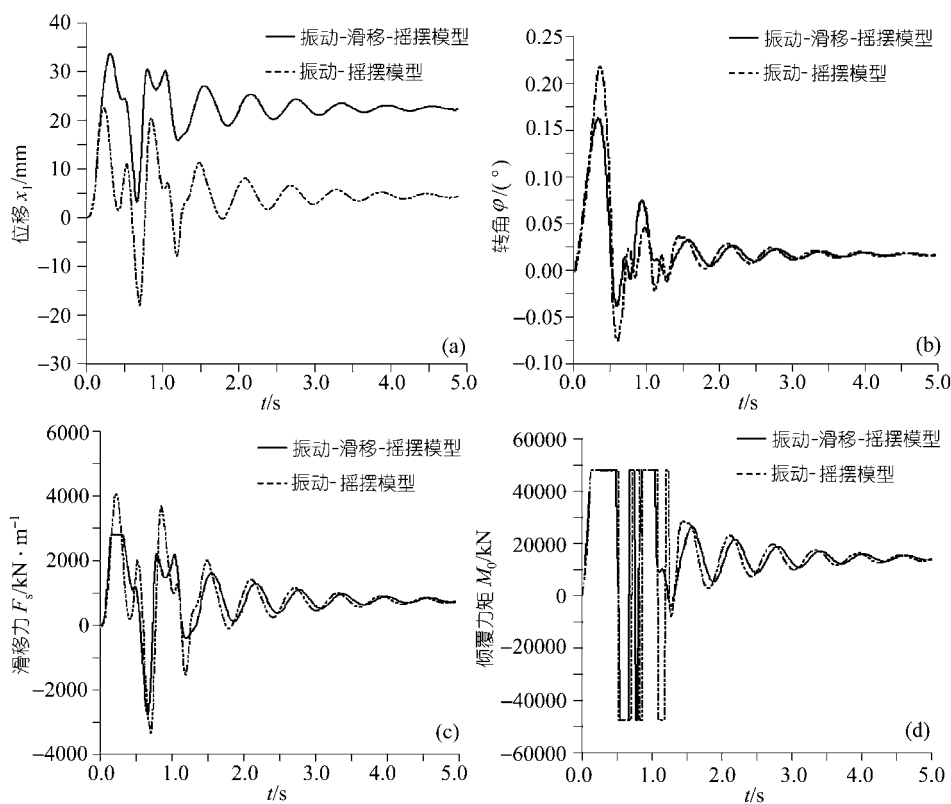


图 6 振动-滑移-摇摆模型和振动-摇摆模型位移响应(a)、转角响应(b)、滑移力(c)及倾覆力矩(d)

表 4 沉箱动力响应最大幅值

运动模型	位移 x_1/mm	转角 $\varphi/(^{\circ})$	滑移力 $F_s/kN \cdot m^{-1}$	倾覆力矩 M_0/kN
振动模型	30.469	0.102	5502.9	76505
振动-滑移模型	62.364	0.086	2853.5	65243
振动-摇摆模型	22.926	0.220	4239.7	47496
振动-滑移-摇摆模型	34.136	0.165	2853.5	47496

使沉箱位移的最大值远大于其他运动模型假设下的位移最大值,但滑移力远小于振动模型和振动-脱离摇摆运动模型下的滑移力,滑移力的最大值不超过沉箱与地基间的摩擦力,多余的能量转化为沉箱的滑移运动.在振动-脱离摇摆运动模型假设下,由于脱离摇摆运动使沉箱转角的最大值远大于其他运动模型假设下的转角最大值,但倾覆力矩远小于振动模型和振动-滑移运动模型下的倾覆力矩,倾覆力矩的最大值不超过沉箱的稳定力矩,多余的能量转化为沉箱的摇摆运动.在振动-滑移-脱离摇摆耦合运动模型假设下,沉箱滑移力的最大值远小于振

动模型和振动-提离摇摆运动模型下的滑移力,滑移力的最大值不超过沉箱与地基间的摩擦力,多余的能量转化为沉箱的滑移运动;沉箱的倾覆力矩远小于振动模型和振动-滑移运动模型下的倾覆力矩,倾覆力矩的最大值不超过沉箱的稳定力矩,多余的能量转化为沉箱的摇摆运动。在振动-滑移-提离摇摆耦合运动模型假设下,由于提离摇摆运动耗损了部分运动能量,使沉箱的滑移位移远小于振动-滑移运动模型下的滑移位移;同时,由于滑移运动也耗损了部分运动能量,使沉箱的摇摆转角小于振动-提离摇摆运动模型下的摇摆转角。

5 结语

在目前防波堤的静力设计方法中,不考虑防波堤的运动特性,将直接作用于防波堤上的波浪力及其产生的力矩作为稳定性验算的滑移力和倾覆力矩。按动力设计的观点,如果考虑防波堤的运动特性,那么直接作用于防波堤上的波浪力及其产生的力矩与动力稳定性验算的滑移力和倾覆力矩存在较大区别。在近破波冲击作用下,采用动力设计方法应是更为合理的。

计算分析假设了沉箱的4种运动模型:振动模型、振动-滑移运动模型、振动-提离摇摆运动模型和振动-滑移-提离摇摆耦合运动模型。显然,振动-滑移-提离摇摆耦合运动模型更可准确地模拟沉箱的实际运动状态,其他运动模型的计算结果只是表明用该种运动模型模拟沉箱的运动特性所产生的误差。

在近破波作用下允许沉箱式防波堤出现滑移运动的设计概念,是由日本研究人员首次提出的,其关键是将滑移位移量控制在允许的范围内。需要指出的是,本文计算只取了一次近破波冲击作用,计算的滑移位移是一次近破波冲击作用的结果。实际上,在较长一段时间内,近破波冲击作用是连续出现的,由于沉箱的滑移位移不可恢复,滑移位移量将连续累计,这使控制沉箱的滑移位移量变得很困难。因此,允许沉箱出现滑移运动的设计概念还有待进一步探讨。

本文提出在近破波作用下允许沉箱式防波堤出现提离摇摆运动的设计概念。在目前防波堤静力设计中,当倾覆力矩大于沉箱的稳定力矩时,定义为倾覆破坏,即不允许沉箱出现提离摇摆运动。实际上,当倾覆力矩大于沉箱的稳定力矩时,大多情况下沉箱不会倾倒,只是出现提离摇摆运动。只有当摇摆角大于沉箱倾覆的临界角时,沉箱才会倾倒。一般说来,在近破波冲击作用下沉箱的提离摇摆运动转角远小于沉箱倾覆的临界角。如本文算例中,在振动-滑移-提离摇摆耦合运动模型假设下,沉箱的最大转角幅值为 0.165° ,而沉箱倾覆的临界角为 41.7° 。此外,如果沉箱的提离摇摆运动转角小于沉箱倾覆的临界角,则摇摆运动转角可恢复到平衡位置,即在近破波冲击作用连续出现时,摇摆运动转角不会累计。因此,在工程设计中,允许沉箱出现提离摇摆运动的设计概念是更为可行的。

参 考 文 献

- 1 Tsinker G P. Handbook of Port and Harbor Engineering-Geotechnical and Structural Aspects. New York: Chapman & Hall, International Thomson Publishing, 1997
- 2 Oumeraci H. Review and analysis of vertical breakwater failures—lessons learned. *Coastal Engineering*, 1994, 22(1, 2): 3~30[DOI]
- 3 Franco L. Vertical breakwaters: the Italian experience. *Coastal Engineering*, 1994, 22(1, 2): 31~56[DOI]
- 4 Hitachi S. Case study of breakwater Damages-Mutsu-Ogawara port proc of intl. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, Japan: Port and Harbor Research Institute, 1994. 308~331
- 5 Oumeraci H, Kortenhaus A. Analysis of the dynamic response of caisson breakwater. *Coastal Engineering*, 1994, 22(1, 2): 159~183[DOI]
- 6 Klammer P, Kortenhaus A, Oumeraci H. Wave impact loading of vertical face structures for dynamic stability analysis-prediction formulae. *Proceedings of the 25th International Conference on Coastal Engineering*. Orlando, 1996. 2534~2547
- 7 Goda Y. Dynamic response of upright breakwater to impulsive force of breaking wave. *Coastal Engineering*, 1994, 22(1, 2): 135~158[DOI]
- 8 Takahashi S, Tanimoto K, Shimosako K, et al. Dynamic responses and sliding of breakwater caisson against impulsive breaking wave forces. *Proc of Intl Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, Japan: Port and Harbor Research Institute*, 1994. 362~401
- 9 Takahashi S, Shimosako K, Uwabe T. Characteristics of the dynamic response of composite breakwater against impulsive breaking wave force. *Report of Port and Harbor Research Institute*, 1994, 33(22), 59~86
- 10 Wang Y Z, Chi L H, Pan H Z. Dynamic response behaviors of upright breakwaters under breaking wave impact. *China Ocean Engineering*, 1996, 10(3): 343~352
- 11 王元战, 迟丽华, 龚 薇. 直立防波堤振动-滑移运动分析的模型和方法. *海洋学报*, 1998, 20(2): 128~132
- 12 Wang Y Z. Motion and stability of caisson breakwater under breaking wave impact. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2001, 28(6): 960~968[DOI]
- 13 Ross C W. Shock pressure of breaking waves. *Proceedings of Fourth Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 1953. 323~332
- 14 Hayashi T, Hattori M. Pressure of the breaker against a vertical wall. *Coastal Engineering in Japan*, Japan Society of Civil Engineers, 1958, (1): 25~37
- 15 Mitsuyasu H. Shock pressure of breaking wave. *Proceedings of Tenth Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 1966, 1: 268~283
- 16 Kirkgoz M S. Shock pressure of breaking waves on vertical walls. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, 1982, 108(1): 81~95
- 17 Chan E S, Cheong H F, Gin K Y H. Breaking-wave loads on vertical walls suspended above mean sea level. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 1995, 121(4): 195~202[DOI]
- 18 Hitachi S A, Yui T. Wave impact pressure on vertical walls under breaking waves of various types. *Coastal Engineering*, 1994, 22(1, 2): 79~114[DOI]
- 19 Hallam M G, Heaf N J, Wootton L R. Dynamics of marine structures. Report UR8, CIRIA Underwater Engineering Group, Construction Industry Research and Information Association, 6 Storey's Gate, London SW1p 3AU 1977
- 20 Barkan D D. Dynamics of Base and Foundations. New York, NY: McGraw-Hill, 1962
- 21 Jr Richart F E, Jr Hall J R, Woods R D. Vibrations of soils and foundations. Englewood Cliffs, N J: Prentice-Hall Inc, 1970
- 22 Whitman R V. Soil-platform interaction. *Proceedings of the 1st International Conference on Behaviour of Off-Shore Structure*. Trondheim, 1976. 817~829