

文章编号: 1000-0887(2005) 05\_0534\_07

# 不同类型近破波作用下沉箱式防波 堤的振动\_提离摇摆运动\*

王元战, 周枝荣, 杨海东

(天津大学 建筑工程学院 天津市港口与海洋工程重点实验室, 天津 300072)

(戴世强推荐)

摘要: 倾覆失稳是沉箱式防波堤的主要破坏形式之一, 是稳定性验算的基本内容。采用质量\_弹簧\_阻尼器集总参数模型模拟沉箱式防波堤在单峰值冲击型、双峰值冲击型和冲击\_振荡衰减型等不同类型的近破波作用下的振动\_提离摇摆运动过程, 研究了不同类型的近破波和沉箱的提离摇摆运动对沉箱式防波堤动力响应的影响。结果表明, 在近破波冲击力幅值相同的条件下, 近破波类型对沉箱的动力响应影响很大; 提离摇摆运动虽然会使沉箱的转角幅值增大, 但可有效地减小沉箱的位移、滑移力和倾覆力矩幅值。研究成果为允许沉箱式防波堤出现提离摇摆运动的设计概念提供了理论基础。

关键词: 防波堤; 近破波类型; 振动; 提离摇摆运动

中图分类号: U656 文献标识码: A

## 引 言

沉箱式防波堤具有诸多优点, 是目前应用最为广泛、最具多功能开发应用前景的一种深水防波堤结构型式。但是, 沉箱式防波堤前易形成近破波而产生巨大的冲击力。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<sup>[1~3]</sup>。近破波冲击作用持续时间很短, 具有明显的动力作用特性。虽然在近破波冲击作用下, 防波堤设计目前仍然采用静力方法, 但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 和 Kortenhaus<sup>[4,5]</sup> 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<sup>[6]</sup> 也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<sup>[7,8]</sup> 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, 给出了防波堤滑移量的简单估算公式。王元战等<sup>[9~11]</sup> 分别建立了近破波作用下沉箱式防波堤振动分析、振动\_滑移运动分析和振动\_摇摆运动分析的质量\_弹簧\_阻尼器集总参数模型。上述研究工作均假设近

\* 收稿日期: 2003\_09\_25; 修订日期: 2005\_01\_18

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50279027); 天津市科技攻关基金资助项目(043114711)

作者简介: 王元战(1958—), 男, 天津市人, 教授, 博士(联系人。Tel/Fax: + 86\_22\_27401337; E\_mail: yzwang@public.tpt.tj.cn)。

破波冲击力作用时程为冲击\_振荡衰减型动力荷载,但实际上近破波产生的冲击力作用模型是多样的。

作用于直立式防波堤上的近破波冲击力是非常复杂的,几十年来已开展了大量的研究工作<sup>[5], [12-15]</sup>。在动力分析中,近破波冲击力作用时程可归纳为3种类型:单峰值冲击型、双峰值冲击型和冲击\_振荡衰减型等。本文对不同类型近破波作用下沉箱式防波堤的振动\_提离摇摆运动特性进行分析,研究了不同类型近破波作用和沉箱的提离摇摆运动对沉箱位移、转角、滑移力和倾覆力矩的影响。

## 1 振动\_提离摇摆运动分析方法

### 1.1 分析模型

沿沉箱式防波堤轴线方向取单位长度,其振动\_提离摇摆运动分析模型如图1所示。 $m$ 为沉箱质量,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。 $k_\tau$ 和 $c_\tau$ 分别为地基的等效水平弹性常数和阻尼系数; $k_\varphi$ 和 $c_\varphi$ 分别为地基的等效转角弹性常数和阻尼系数。 $H_P$ 、 $H_G$ 分别为波浪力合力作用高度和沉箱重心高度, $B$ 为沉箱宽度。 $x_1$ 和 $x_2$ 分别为防波堤底部和附加土质量的水平运动位移; $\varphi$ 为沉箱的运动转角。 $P(t)$ 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 $M_u(t)$ 。

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,即滑移力,为直接作用于沉箱上的水平波浪力和沉箱运动水平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稳定力矩时,沉箱\_地基系统的运动为水平\_转角耦合振动;当倾覆力矩大于沉箱稳定力矩时,沉箱将绕其前趾或后趾产生提离摇摆运动。

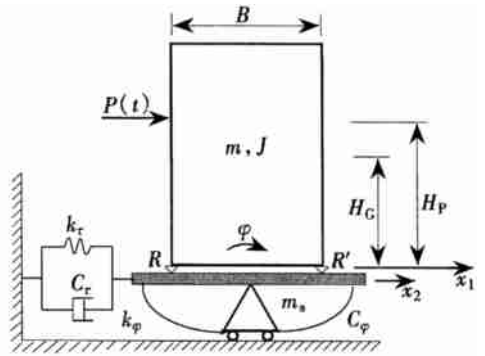


图1 沉箱\_地基系统动力分析模型

### 1.2 水平\_转角耦合振动方程

在动力分析中,使沉箱产生滑移失稳的力,即滑移力为

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

使沉箱产生倾覆失稳的力矩,即倾覆力矩为

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

当滑移力小于沉箱与地基间的摩擦力、并且倾覆力矩小于沉箱的稳定力矩时,沉箱\_地基系统的运动为水平\_转角耦合振动,其运动方程为:

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

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、加速度响应时程。由式

(1)、(2) 可计算出防波堤的滑移力和倾覆力矩

### 1.3 提离摇摆运动方程

在提离摇摆运动状态下, 沉箱的转角较大, 其稳定力矩为

$$M_s(t) = m_c g R_0 \sin(\varphi_c - \varphi), \quad (4)$$

式中,  $m_c$  为沉箱的水下质量;  $R_0 = \sqrt{H_G^2 + B^2}/4$ , 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

当倾覆力矩大于沉箱的重力稳定力矩时, 沉箱将部分脱离地基, 绕前趾  $R'$  或后趾  $R$  作提离摇摆运动。沉箱绕后趾  $R$  的提离摇摆运动方程为

$$\begin{cases} x_2 = x_1, \\ (m + m_s)\ddot{x}_1 + mR_0\cos(\varphi_c - \varphi)\dot{\varphi} + c\tau\dot{x}_1 + k\tau x_1 = P(t), \\ mR_0\cos(\varphi_c - \varphi)\dot{x}_1 + J_R\dot{\varphi} = M(t) - m_c g R_0 \sin(\varphi_c - \varphi). \end{cases} \quad (5)$$

沉箱绕前趾  $R'$  的提离摇摆运动方程为

$$\begin{cases} x_2 = x_1, \\ (m + m_s)\ddot{x}_1 + mR_0\cos(\varphi_c + \varphi)\dot{\varphi} + c\tau\dot{x}_1 + k\tau x_1 = P(t), \\ mR_0\cos(\varphi_c + \varphi)\dot{x}_1 + J_R\dot{\varphi} = M(t) + m_c g R_0 \sin(\varphi_c + \varphi), \end{cases} \quad (6)$$

其中,  $J_R$  为沉箱对后趾  $R$  或前趾  $R'$  的转动惯量。

在提离摇摆运动状态下, 防波堤的滑移力和倾覆力矩分别为

$$F_s(t) = P(t) - m\dot{x}_1 - mR_0\cos(\varphi_c \pm \varphi)\dot{\varphi}, \quad (7)$$

$$M_o(t) = M(t) - mR_0\cos(\varphi_c \pm \varphi)\dot{x}_1 - J_R\dot{\varphi}, \quad (8)$$

在式(7)、(8)中“±”号的选取规则是, 当沉箱绕  $R$  点提离摇摆运动时取“-”号, 当沉箱绕  $R'$  点提离摇摆运动时取“+”号。

当沉箱的提离摇摆运动结束后, 再次转为水平\_转角耦合振动, 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)或(6), 可模拟沉箱的振动\_提离摇摆运动过程。

## 2 近破波作用模型及系统动力模型参数

### 2.1 近破波作用模型

大量实验研究结果表明, 近破波冲击力作用可用单峰值冲击型、双峰值冲击型和冲击\_振荡衰减型 3 种模型模拟, 如图 2(a)、图 2(b)、图 2(c) 所示。

### 2.2 地基弹簧常数和阻尼比

地基弹簧常数和阻尼比可采用弹性半空间理论计算。文献[16]给出一组计算地基弹簧常数和阻尼比的公式。

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<sup>[17]</sup>。

### 2.3 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。文献[4]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:

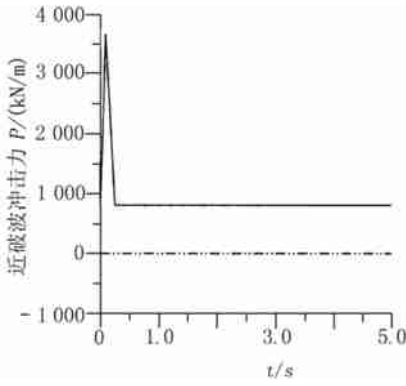


图 2(a) 单峰值近破波冲击力历程

$$m_{wh} = 0.543 \rho_w d_w^2,$$

转角振动附加水质量为:

$$m_{wr} = 0.218 \rho_w d_w^2,$$

其中,  $\rho_w$  为水的质量密度,  $d_w$  为水深。

## 2.4 附加土质量

沉箱运动将影响其周围一定范围内的土体。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。文献[16]给出了在低频 ( $\omega < c_s/R$ ,  $c_s$  为剪切波速) 和较高频激励下计算附加土质量的 2 组公式。

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。

## 3 不同近破波冲击力作用下防波堤动力响应

### 3.1 动力系统参数

图 3 所示为钢筋混凝土沉箱式防波堤断面图, 沿轴线方向取单位长度进行运动分析。

沉箱质量为  $m_c = 843.52 \times 10^3 \text{ kg/m}$ , 沉箱水下质量为  $m_c = 484.77 \times 10^3 \text{ kg/m}$ , 附加水质量为  $m_w = 170.45 \times 10^3 \text{ kg/m}$ , 附加土质量为  $m_s = 27.69 \times 10^3 \text{ kg/m}$ , 质心高度为  $H_C = 11.24 \text{ m}$ , 沉箱对质心转动惯量为  $J = 63703.33 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ , 附加水转动惯量为  $J_w = 5167.89 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ 。

地基水平和转角弹簧常数分别为:  $k_\tau = 1.8 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ ,  $k_\varphi = 4.289 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ 。

地基水平和转角阻尼系数分别为:  $c_\tau = 2\xi_\tau \sqrt{mk_\tau} = 3.40 \times 10^3 \text{ (kN} \cdot \text{s/m)}/\text{m}$ ;  $c_\varphi = 2\xi_\varphi \times \sqrt{(J + H_C^2 m) k_\varphi} = 4.534 \times 10^5 \text{ (kN} \cdot \text{m} \cdot \text{s)}/\text{m}$ 。

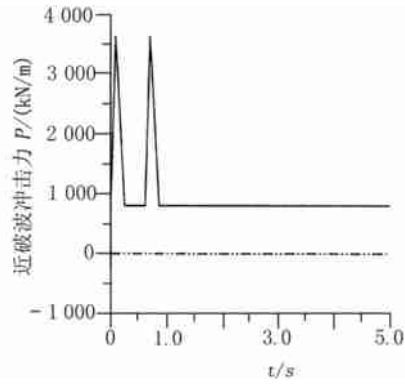


图 2(b) 双峰值近破波冲击力历程

(9)

(10)

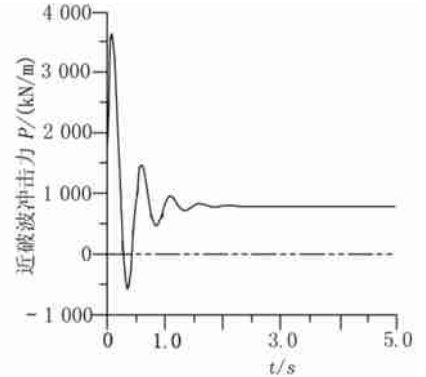


图 2(c) 冲击振荡衰减型近破波冲击力历程

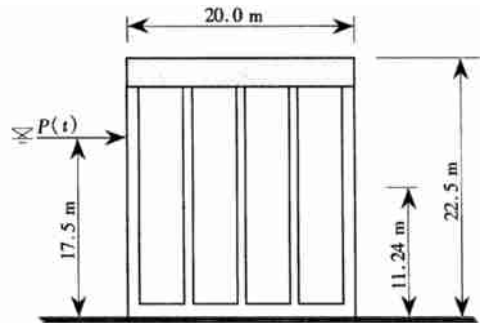


图 3 钢筋混凝土沉箱式防波堤

作用于沉箱上的3种近破波冲击力时程如图2(a)、图2(b)、图2(c)所示。

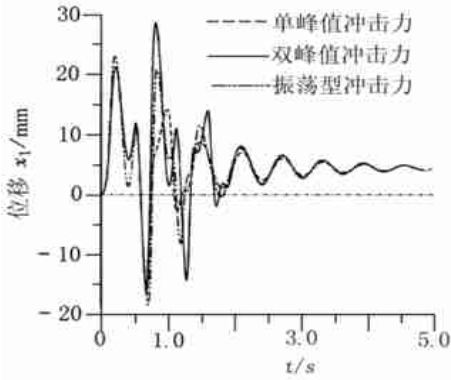


图4 振动\_提离摇摆运动模型下位移响应

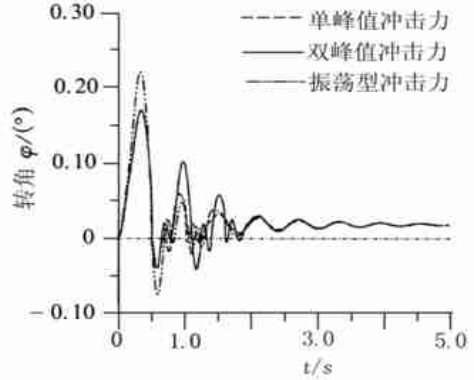


图5 振动\_提离摇摆运动模型下转角响应

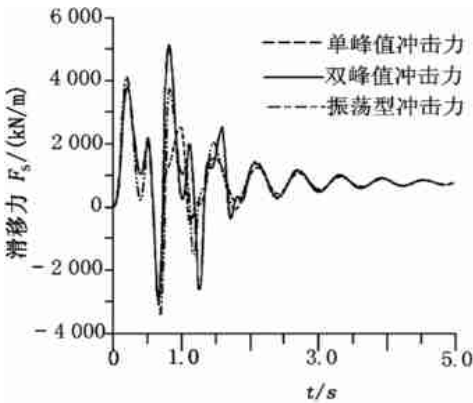


图6 振动\_提离摇摆运动模型下滑移动

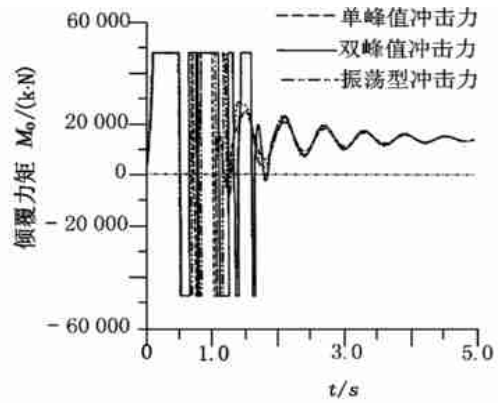


图7 振动\_提离摇摆运动模型下倾覆力矩

表1

沉箱动力响应最大幅值

运动模型	近破波类型	位移 $x_1$ / (mm)	转角 $\varphi$ / ( $^\circ$ )	滑移力 $F_s$ / (kN/m)	倾覆力矩 $M_0$ / (kN·m/m)
单纯振动	单峰值	26.502	0.087	4 785.0	65 570
	双峰值	35.744	0.119	6 450.8	89 524
	冲击_振荡	30.463	0.102	5 502.0	76 330
振动_摇摆	单峰值	21.162	0.170	3 822.0	47 495
	双峰值	28.534	0.170	5 160.6	47 495
	冲击_振荡	22.926	0.220	4 141.1	47 495

### 3.2 不同近破波冲击作用下沉箱的振动\_提离摇摆运动

分别采用振动分析模型和振动\_提离摇摆运动分析模型,对图3所示钢筋混凝土沉箱式防波堤进行动力响应计算。图4至图7分别给出了单峰值近破波冲击力、双峰值近破波冲击力、冲击\_振荡衰减型近破波冲击力作用下,采用振动\_提离摇摆运动分析模型计算的沉箱位移、转角、滑移力和倾覆力矩时程响应曲线。

表1给出了单纯振动和振动\_提离摇摆运动2种计算模型情况下,不同类型近破波作用产生的沉箱位移、转角、滑移力和倾覆力矩的最大幅值。

## 4 结 语

在近破波冲击力幅值相同的条件下,近破波类型对沉箱的动力响应影响很大。在单峰值近破波冲击力作用下沉箱的动力响应幅值最小,双峰值近破波冲击力作用下沉箱的位移和滑移力幅值最大,在冲击\_振荡衰减型近破波冲击力作用下沉箱的摇摆角幅值最大。但各种类型近破波作用下沉箱的倾覆力矩幅值相同。

沉箱的提离摇摆运动虽然使沉箱的最大转角幅值增大,但却有效地降低了沉箱的最大位移、滑移力和倾覆力矩幅值,而且沉箱的倾覆力矩幅值不会超过沉箱的稳定力矩,多余的波浪能量转换为沉箱转角运动的增加。如在冲击\_振荡近破波作用下,最大转角幅值由单纯振动模型的 $0.102^\circ$ 增大到振动\_提离摇摆运动模型的 $0.220^\circ$ ,而最大位移幅值却由 $30.463\text{ mm}$ 降至 $22.926\text{ mm}$ ,滑移力幅值由 $5502\text{ kN/m}$ 降至 $4141.1\text{ kN/m}$ ,倾覆力矩幅值由 $76330\text{ kN}\cdot\text{m/m}$ 降至 $47495\text{ kN}\cdot\text{m/m}$ 。

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。只有当提离摇摆运动转角大于沉箱倾覆的临界角时,沉箱才会倾倒。一般说来,在各种类型的近破波冲击作用下,沉箱的提离摇摆运动转角远小于沉箱倾覆的临界角。如算例中,在冲击\_振荡衰减型近破波作用下,沉箱的最大转角幅值为 $0.220^\circ$ ,而沉箱倾覆的临界角为 $41.7^\circ$ 。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可行的。

### [参 考 文 献]

- [1] Oumeraci H. Review and analysis of vertical breakwater failures\_lessons learned[J]. Coastal Engineering, 1994, 22(1/2): 3—30.
- [2] Franco L. Vertical breakwaters: the Italian experience[J]. Coastal Engineering, 1994, 22(1/2): 31—56.
- [3] Hitachi S. Case study of breakwater damages—Mutsu\_Ogawara Port[A]. Proc of Intl Workshop on Wave Barriers in Deepwaters[C]. Japan: Port and Harbor Research Institute, 1994, 308—331.
- [4] Oumeraci H, Kortenhaus A. Analysis of the dynamic response of caisson breakwater[J]. Coastal Engineering, 1994, 22(1/2): 159—183.
- [5] Klammer P, Kortenhaus A, Oumeraci H. Wave impact loading of vertical face structures for dynamic stability analysis\_prediction formulae[A]. Proceedings of the 25th International Conference on Coastal Engineering[C]. Orlando, Fla. Sept 2\_6, 1996, 2534—2547.
- [6] Goda Y. Dynamic response of upright breakwater to impulsive force of breaking wave[J]. Coastal Engineering, 1994, 22(1/2): 135—158.
- [7] Takahashi S, Tanimoto K, Shimosako K. Dynamic responses and sliding of breakwater caisson against impulsive breaking wave forces[A]. Proc of Intl Workshop on Wave Barriers in Deepwaters[C]. Japan: Port and Harbor Research Institute, 1994, 362—401.
- [8] Takahashi S, Shimosako K, Uwabe T. Characteristics of the dynamic response of composite breakwater against impulsive breaking wave force[J]. Report of Port and Harbor Research Institute, Japan: 1994, 33(22): 59—86.
- [9] Wang Y Z, Chi L H, Pan H Z. Dynamic response behaviors of upright breakwaters under breaking

- wave impact[J]. *China Ocean Engineering*, 1996, **10**(3): 343—352.
- [10] 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[J]. *海洋学报*, 1998, **20**(2): 128—132.
- [11] WANG Yuan\_zhan. Motion and stability of caisson breakwater under breaking wave impact[J]. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2001, **28**(6): 960—968.
- [12] Hayashi T, Hattori M. Pressure of the breaker against a vertical wall[J]. *Coastal engineering in Japan*, Japan Society of Civil Engineers, 1958, **1**(1): 25—37.
- [13] Kirkgoz M S. Shock pressure of breaking waves on vertical walls[J]. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, 1982, **108**(1): 81—95.
- [14] Chan E S, Cheong H F, Gin K Y H. Breaking wave loads on vertical walls suspended above mean sea level[J]. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 1995, **121**(4): 195—202.
- [15] Hitachi S, Arami, Yui T. Wave impact pressure on vertical walls under breaking waves of various types[J]. *Coastal Engineering*, 1994, **22**(1/2): 79—114.
- [16] Hallam M G, Heaf N J, Wootton L R. Dynamics of marine Structures[R]. Report UR8, CIRIA Underwater Engineering Group, Construction Industry Research and Information Association, 6 Storey's Gate, London SW1p 3AU 1977.
- [17] Whitman R V. Soil platform interaction[A]. Proceedings of the 1st International Conference on Behaviour of Off Shore Structure[C]. Trondheim: Norway, 1976, 817—829.

## Vibrating Uplift Rocking Motion of Caisson Breakwaters Under Various Breaking Wave Impact Forces

WANG Yuan\_zhan, ZHOU Zhi\_rong, YANG Hai\_dong

(Tianjin Key Laboratory of Harbor & Ocean Engineering, School of Civil Engineering  
Tianjin University, Tianjin 300072, P. R. China)

**Abstract:** Overturning is one of principal failure types of caisson breakwaters and is an essential content of stability examination in caisson breakwater design. The mass\_spring\_dashpot model of caisson\_foundation system is used to simulate the vibrating\_uplift rocking motion of caisson under various types of breaking wave impact forces, i. e., single peak impact force, double peak impact force, and shock\_damping oscillation impact force. The effects of various breaking wave types and the uplift rocking motion on dynamic response behaviors of caisson breakwaters are investigated. It is shown that the dynamic responses of a caisson are significantly different under different types of breaking wave impact forces even when the amplitudes of impact forces are equal. Though the rotation of a caisson is larger due to the uplift rocking motion, the displacement, the sliding force and the overturning moment of the caisson are significantly reduced. It provides the theoretical base for the design idea that the uplift rocking motion of caisson is allowed in design.

**Key words:** breakwater; breaking wave type; vibration; uplift rocking motion