

考虑绕射效应的沿堤波浪力波动分析

蒋学炼^{1,2}, 马青山³, 李珊珊¹, 李炎保⁴

(1. 天津城市建设学院 天津市软土特性与工程环境重点实验室, 天津 300384; 2. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024; 3. 中国港湾工程有限责任公司, 北京 100027; 4. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072)

摘要:回顾了波浪绕射的理论基础,提出了等水深单突堤的总波浪力相位差修正公式,结合绕射效应解析解和波压计算方法,探讨了波高和波浪力的沿堤波动. 分析结果表明,波高沿堤波动导致波浪力沿堤也呈正弦形式的周期性衰减,这正是蛇形破坏现象的内在原因. 当不考虑堤后绕射波影响时,堤头附近水平波浪力最大峰值约为立波时的1.2倍,当考虑堤后绕射波影响时,最大峰值可达1.4倍以上. 这表明立波系统只是一种总体平均情况,考虑到波浪力的沿堤波动,工程中应加强局部重点堤段的防护.

关 键 词:波浪绕射; 相位差; 波浪力; 沿堤波动

中图分类号: U656.2

文献标志码: A

文章编号: 1009-640X(2012)05-0001-07

一般而言,工程中计算全反射沉箱式防波堤所受波浪力时,多将墙前波浪视为一维立波系统,即立波波高等于入射波高的2倍. 但在实际海况中,波高沿堤并非处处相等,往往周期性增大或减小,表现出明显的平面二维分布特征,使得防波堤局部堤段实际承受的波浪力有可能大于设计值. 尤其是处于施工期的防波堤,因堤身断面未完全形成,更易受到大风浪的冲击而破坏,典型案例如日本六小河源港防波堤北段的损坏^[1-3],国内长江口深水航道治理工程北导堤的局部滑移也有这种特征^[4]. 关于此类现象的原因,Ito等^[5]认为半无限长防波堤堤头附近的波高波动主要源自绕射效应,并将其称为“meandering damage”(蛇形破坏). Goda等^[6-7]采用势波理论研究了岛堤周围的波高分布,并与立波情况比较,岛堤中部堤段波浪力将增大20%~50%. Kobune等^[8]则讨论了随机波作用下防波堤凹角转折处的波高叠加,给出了波高沿辅防波堤分布的估算方法. Takahashi等^[9]对蛇形破坏的内在原因进行了分析和讨论,认为其影响因素包括结构型式、入射波及地形沿堤变动等. 李炎保等^[10]分析了140多件国内外防波堤损坏案例,从平面形态角度统计出发生蛇形破损的防波堤约占总数的50%以上. 蒋学炼等^[11]将期望滑移量模型与波浪绕射模型结合,探讨了正向波浪作用下沉箱直立堤的蛇形破坏量化方法.

但以往相关研究基本忽略了堤后绕射波产生的波浪力,将堤后视为静水面,仅考虑堤前波形成的波浪水压力. 与码头等背面填土的结构不同,防波堤前后两侧均为水域,在一定入射角条件下,其掩护区的绕射波高与墙前波高相比并非小值,且堤前堤后波浪相位不一致,两者叠加将改变堤身总波浪力,因此有必要分析绕射效应引起的沿堤波浪力变动. 本文即从绕射理论出发,基于相位分析探讨绕射引起的波高和波浪力沿堤不均匀波动,从内在机理角度解释蛇形破坏的原因.

收稿日期: 2012-02-23

基金项目: 天津市自然科学基金(10JCYBJC03700);天津市高等学校科技发展基金(20080906);大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室开放基金(LP1104)

作者简介: 蒋学炼(1975-),男,湖南桃源人,副教授,博士,主要从事港口、海岸及近海工程方面的研究.

E-mail: jiangxuelian99@163.com

1 波浪绕射理论基础

从能量角度考虑,波浪在传播过程中遇到建筑物时,一部分波能在障碍物前产生波浪反射,另一部分波能则绕过障碍物继续传播,并在掩蔽区内发生波能扩散,即波浪绕射.由于绕射是波浪从能量高的区域向能量低的区域进行重新分布,因此,与自由传播的波浪不同,绕射区波高是沿同一波峰线向掩蔽区内逐渐减小的.

首先讨论规则波绕射^[12].基于势流理论,假定流体无黏性和不可压缩,运动无旋,且水深恒定,入射波和散射波均为线性波,则波场中的总波势等于无建筑物时的入射波势 $\varphi_i(x, y, z, t)$ 和建筑物引起的散射波势 $\varphi_s(x, y, z, t)$ 之和.取坐标系 (x, y, z) , x 和 y 轴相互垂直并位于静水面, z 轴从静水面垂直向上,并将入射波势和散射波势的位置因子 (x, y, z) 和时间因子 $\exp(-i\sigma t)$ 分离开,总波势可写为:

$$\varphi(x, y, z, t) = [\varphi_i(x, y, z) + \varphi_s(x, y, z)] \exp(-i\sigma t) \quad (1)$$

根据微幅波理论,上式中入射波复势可写为:

$$\begin{aligned} \varphi_i(x, y, z) &= Z(z)f_i(x, y) = \\ &\left[\frac{\cosh(kz + kh)}{\cosh(kh)} \right] \left[-i \frac{gH_i}{2\sigma} \exp(ik(x\cos\alpha + y\sin\alpha)) \right] \end{aligned} \quad (2)$$

式中: σ 为入射波圆频率; H_i 为入射波波高; α 为波浪入射角(波向与防波堤外法线夹角); k 为波数; h 为水深; $f_i(x, y)$ 为平面二维入射波复势.

根据势波理论及势函数叠加性,波浪场的散射波势 $\varphi_s(x, y, z)$ 应满足拉普拉斯方程和边界条件:

$$\text{拉普拉斯方程:} \quad |\nabla^2 \varphi_s|_{-h < z < 0} = 0 \quad (3)$$

$$\text{底部边界条件:} \quad \left. \frac{\partial \varphi_s}{\partial z} \right|_{z=-h} = 0 \quad (4)$$

$$\text{自由表面边界条件:} \quad \left. \frac{\partial \varphi_s}{\partial z} - \frac{\sigma^2}{g} \varphi_s \right|_{z=0} = 0 \quad (5)$$

$$\text{物面条件:} \quad \left. \frac{\partial \varphi_s}{\partial n} = - \frac{\partial \varphi_i}{\partial n} \right|_{\text{全反射物面处}} \quad (6)$$

$$\text{辐射边界条件:} \quad \lim_{r \rightarrow \infty} \left(\frac{\partial \varphi_s}{\partial r} - ik\varphi_s \right) = 0, \quad r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (7)$$

式(3)~(7)构成规则波绕射的定解问题.对于简单建筑物形状可求得解析解,但对于不规则形状的海湾、岛式防波堤等,则需采用数值方法进行计算^[13].散射波复势可写为如下形式:

$$\varphi_s(x, y, z) = Z(z)f_s(x, y) = \left[\frac{\cosh(kz + kh)}{\cosh(kh)} \right] f_s(x, y) \quad (8)$$

式中: $f_s(x, y)$ 为平面二维散射波复势.

散射波势求出后,将式(8)和(2)代入式(1)即可得到总波势:

$$\begin{aligned} \varphi(x, y, z, t) &= Z(z)[f_i(x, y) + f_s(x, y)] \exp(-i\sigma t) = \\ &-i \frac{gH_i}{2\sigma} \left[\frac{\cosh(kz + kh)}{\cosh(kh)} \right] f(x, y) \exp(-i\sigma t) \end{aligned} \quad (9)$$

式中: $f(x, y)$ 为平面二维复势.

由式(9)求得总波势后,代入下式即可求得规则波绕射系数:

$$K_d = \frac{H_d}{H_i} = 2\eta_{\max} = \left| - \frac{2}{g} \frac{\partial \varphi}{\partial t} \right|_{z=0} = |f(x, y)| \quad (10)$$

真实海浪是不规则的,其绕射系数可通过线性叠加不同方向、不同频率的组成规则波获得,如 Goda^[14]:

$$(K_d)_{\text{eff}} = \frac{H_{d1/3}}{H_{11/3}} = \left[\frac{1}{m_0} \int_0^{\infty} \int_{\infty}^{\infty} S(f, \theta) K_d^2(f, \theta) d\theta df \right]^{1/2} \quad (11)$$

式中: $(K_d)_{\text{eff}}$ 为不规则波绕射系数; $S(f, \theta)$ 为波浪方向谱; $K_d(f, \theta)$ 为波向 θ 及频率 f 组成规则波的绕射系数; $m_0 = \int_0^{\infty} \int_{\infty}^{\infty} S(f, \theta) d\theta df$ 为方向谱零阶矩。

我国大连理工大学、河海大学、南京水利科学研究院也分别对不同类型防波堤的不规则波绕射提出了计算方法, 并已收入《海港水文规范》, 此处不再赘述。

2 半无限长单突堤绕射效应分析

为了探讨波浪绕射对沿堤波高和波浪力不均匀波动的影响, 本文以半无限长单突堤为例进行说明。通过求解式(3)~(7), 并采用圆柱坐标系 (r, θ, z) , Penney 等^[15] 将式(9)的总波势改写为(图1):

$$\Phi(r, \theta, t) = -i \frac{gH_i}{2\sigma} \left[\frac{\cosh(kz + kh)}{\cosh(kh)} \right] f(r, \theta) \exp(-i\sigma t) \quad (12)$$

式中平面二维复势 $f(r, \theta)$ 的表达式为:

$$f(r, \theta) = f(u_1) \exp[-ikr \cos(\theta - \theta_0)] + f(u_2) \exp[-ikr \cos(\theta + \theta_0)] \quad (13)$$

式中: $u_1 = 2 \left(\frac{kr}{\pi} \right)^{1/2} \sin \left[\frac{1}{2}(\theta - \theta_0) \right]$, $u_2 = -2 \left(\frac{kr}{\pi} \right)^{1/2} \sin \left[\frac{1}{2}(\theta + \theta_0) \right]$, $f(u) = \frac{1}{2} \{ [1 + C(u) + S(u)] + i[C(u) - S(u)] \}$, $S(u)$ 和 $C(u)$ 分别为 Fresnel 正弦积分和余弦积分, $S(u) = \int_0^u \sin\left(\frac{\pi}{2}t^2\right) dt$, $C(u) = \int_0^u \cos\left(\frac{\pi}{2}t^2\right) dt$ 。

可见, 式(12)和(13)均为复函数形式, 因此不但可以得到防波堤周围各位置处的波高分布, 而且还能获得其相位关系。

图2给出了不同入射角情况下半无限长单突堤周围的波高分布。从图2(a)可见, 由于绕射效应的影响, 堤前入、反射波叠加形成的波高沿堤并非均匀分布, 而是呈现正弦形式的周期性衰减变化, 稳定波高趋向于入射波高的2倍(即完全立波), 最大波高出现于堤头附近, 波高比接近2.35。另外, 不同入射角的结果也显示, 波浪越趋近于正向入射, 第1个波高比峰值越接近堤头。图2(b)则表明堤后绕射波高沿波峰线向掩蔽区内逐渐减小, 入射角越小, 进入掩护区的波能越大。

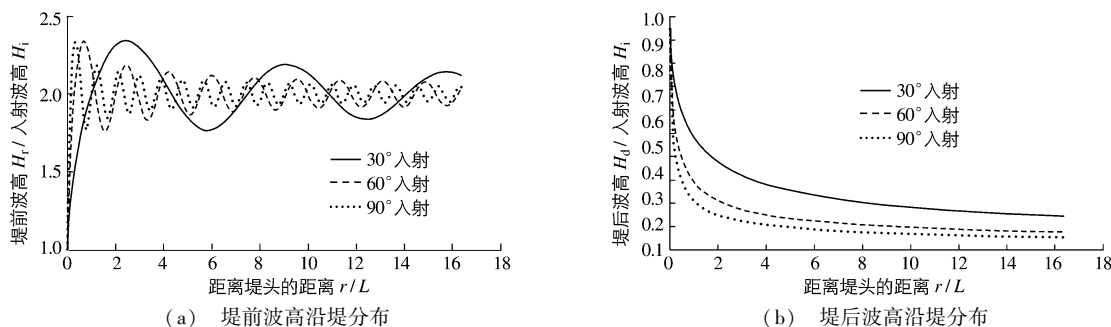


图2 考虑绕射效应半无限长单突堤周围波高分布 ($T=10$ s, $h=20$ m)

Fig. 2 Distribution of wave height around semi-infinite breakwater considering wave diffraction ($T=10$ s, $h=20$ m)

图3给出了不同入射角情况下半无限长单突堤相同位置处堤前堤后波浪相位差。可以看出, 堤前后波浪

的相位并不一致,两者叠加将改变堤身波浪总力。

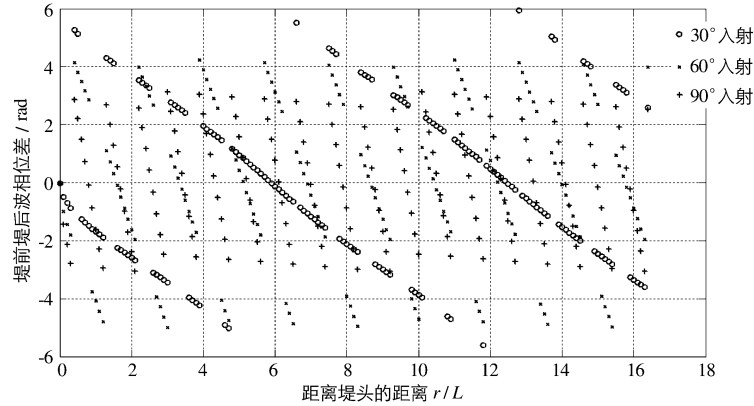


图3 半无限长单突堤相同位置处堤前堤后波浪相位差 ($T=10\text{ s}, h=20\text{ m}$)

Fig. 3 Phase difference between waves behind and in front of the breakwater ($T=10\text{ s}, h=20\text{ m}$)

3 绕射引起的沿堤波浪力波动

上述分析表明,绕射效应使得单突堤周围的波高和相位沿堤不均匀分布,这将导致波浪力沿堤波动。从工程角度考虑,由于堤前立波远大于堤后绕射波,因此防波堤失稳通常发生在堤前为波峰的时刻。本文也以此工况为前提,进一步探讨堤前堤后波高分布及相位差对沿堤波浪力的影响。

3.1 波压计算方法

首先明确波浪力的计算方法。本文讨论的是全反射情况,波峰作用采用考虑破波冲击效应的 Goda 公式^[14],波谷作用则采用 Sainflou 公式^[16]。

Goda 波压公式见式 (14) ~ (18),压强分布见图 4。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)H_i \quad (14)$$

$$P_s = 0.5(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha^* \cos^2\beta)\gamma_w H_i, \quad (15)$$

$$\alpha^* = \max\{\alpha_2, \alpha_1\}$$

$$P_d = \frac{P_s}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (16)$$

$$P_b = \alpha_3 P_s \quad (17)$$

$$P_u = 0.5(1 + \cos\beta)\alpha_1\alpha_3\gamma_w H_i \quad (18)$$

各参数定义如下:

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2, \quad \alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_i}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_i} \right\},$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right], \quad \alpha_l = \alpha_{IH} \alpha_{IB}$$

$$\alpha_{IH} = \min\{H/d, 2.0\}, \quad \alpha_{IB} = \begin{cases} \cos\delta_2 / \cosh\delta_1, & \delta_2 \leq 0 \\ 1 / (\cosh\delta_1 \cosh^{1/2}\delta_2), & \delta_2 > 0 \end{cases}$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11}, & \delta_{11} \leq 0 \\ 15\delta_{11}, & \delta_{11} > 0 \end{cases}, \quad \delta_2 = \begin{cases} 4.9\delta_{22}, & \delta_{22} \leq 0 \\ 3.0\delta_{22}, & \delta_{22} > 0 \end{cases}$$

$$\delta_{11} = 0.93 \left(\frac{B_M}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left(0.4 - \frac{d}{h} \right), \quad \delta_{22} = -0.36 \left(\frac{B_M}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left(0.4 - \frac{d}{h} \right)$$

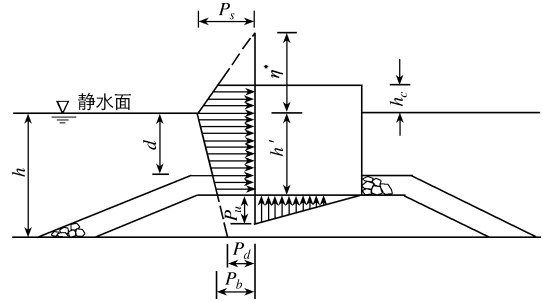


图4 Goda 波压计算图式

Fig. 4 Distribution of wave pressure on a vertical breakwater under a wave crest (Goda)

式中: β 为来波方向与防波堤法线夹角(本文已在绕射效应中考虑了斜向入射,因此 $\beta=0$); h_b 为堤前 $5H_{1/3}$ 处的水深(本文假定海床水平,故 $h_b=d$); B_M 为基床外肩宽;其余参数定义见图4.

Sainflou 波压公式见式(19)~(22),压强分布见图5.

$$h_s = \frac{\pi H_i^2}{L} \coth\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (19)$$

$$P_s = \gamma_w (H_i - h_s) \quad (20)$$

$$P_d = P_d = \frac{\gamma_w H_i}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (21)$$

$$P_b = P_s - (P_s - P_d) \frac{h + h_s - H_i}{h + h_s - H_i} \quad (22)$$

根据上述波压公式求得各点压强后,对相应的作用面积积分即可得波浪总力.

3.2 实例计算分析

3.2.1 计算条件 为了直观展示波浪力沿堤波动的规律,选取典型明基床直立堤—日本 HOSIJIMA 港的防波堤进行实例分析. 计算中取波高 $H_i=5.0$ m,波周期 $T=10.0$ s,底床水平及其他参数见图6^[14].

3.2.2 堤前波浪力沿堤波动 基于图2(a)和 Goda 波压公式(14)~(18),计算出不同入射角情况下半无限长单突堤沿堤波浪力的分布(见图7). 图中 Y 轴为考虑绕射效应时水平波浪力与立波情况的比值. 可以看出,水平波浪力围绕立波波浪力呈正弦波动,堤头附近水平波浪力的最大峰值可达立波情况的1.2倍以上,且入射角越小,水平波浪力趋近稳定所需的距离越长,如入射角 30° 时,距离堤头10倍波长后波浪力偏差才小于10%.

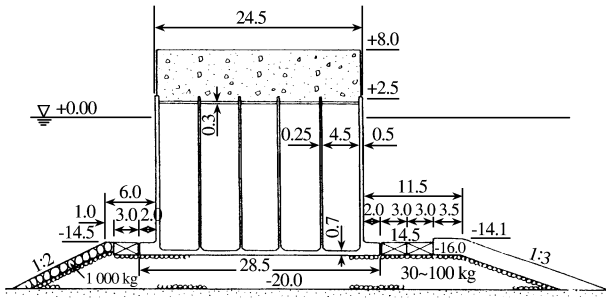


图6 HOSIJIMA 港防波堤断面(单位: m)^[14]

Fig. 6 Cross section of breakwater in HOSIJIMA port (unit: m)

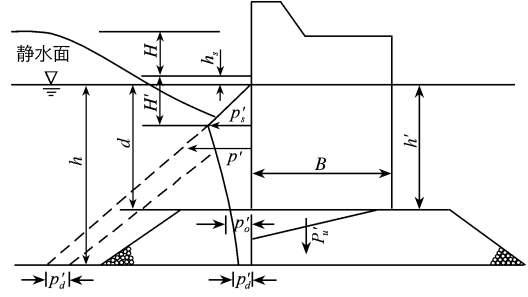


图5 Sainflou 波压计算图式

Fig. 5 Distribution of wave pressure on a vertical breakwater under a wave trough (Sainflou)

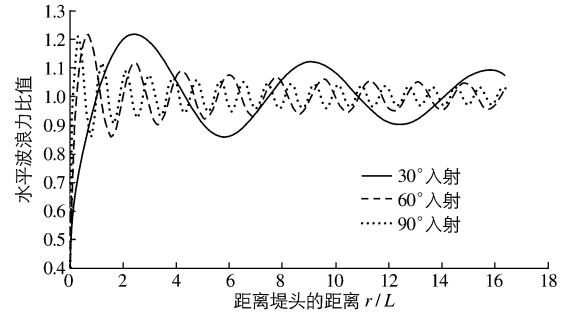


图7 半无限长单突堤水平波浪力分布

Fig. 7 Distribution of horizontal wave force along semi-infinite breakwater

3.2.3 堤后绕射波对波浪力的影响 图7未考虑堤后绕射波对于沿堤波浪力的影响. 但从图2(b)和图3可以看出,在距离堤头一定范围内堤后绕射波与入射波相比仍具有一定波幅,且与堤前波存在相位差,两者叠加将改变堤身总波浪力. 为了讨论这一现象,首先需要明确在总波浪力的计算中如何考虑堤前堤后波的相位差. 根据波浪理论,波浪产生的动水压强一般可以概化为如下形式:

$$P_D = |P_D|_{\max} \cos \Omega \quad (23)$$

式中: $|P_D|_{\max}$ 为波浪动水压力最大值; $\Omega(r, \theta, t)$ 为波浪相位函数.

从工程应用角度考虑,本文采用堤前为波峰时刻进行讨论(对应堤前波 $\Omega(r, \theta, t) = 2n\pi, n=0, 1, 2, \dots$),则根据式(23)可得到总波浪力相位差修正公式:

$$\begin{cases} (HF_{\text{总}})_{\max} = HF_{\text{堤前波峰}} - HF_{\text{堤后波}} \cos \Delta \Omega \\ (VF_{\text{总}})_{\max} = VF_{\text{堤前波峰}} + VF_{\text{堤后波}} \cos \Delta \Omega \end{cases} \quad (24)$$

式中: HF , VF 分别代表水平和竖向波浪力; $\Delta\Omega$ 为堤前堤后波相位差,由式(13)得到.当 $|\Delta\Omega| < \pi/2$ 时,堤前堤后波同处于波峰过程,反之则堤前波为波峰时刻,堤后波为波谷过程.

按上述方法可得到考虑堤后绕射波叠加的半无限长单突堤水平波浪力沿堤分布(图8).可见,水平波浪力沿堤变化形态基本与不考虑堤后波叠加的情况相同(图7),但其振荡幅度明显增大,堤头附近水平波浪力的最大峰值可达立波情况的 1.4 倍以上,且水平波浪力趋近稳定所需的距离更长,如入射角 30° 时,距离堤头 10 倍波长处波浪力偏差仍有约 20%.

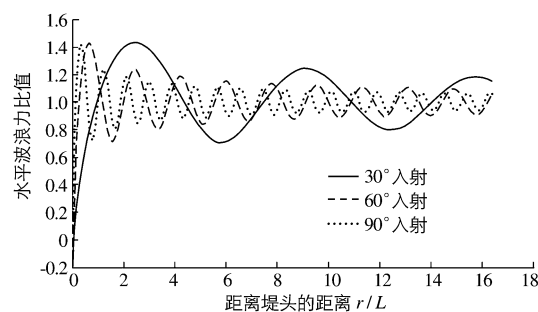


图8 半无限长单突堤水平波浪力分布(考虑堤后波叠加)

Fig. 8 Distribution of horizontal wave force along semi-infinite breakwater considering diffracting waves behind breakwater

4 结 语

(1)回顾了波浪绕射的理论基础,基于半无限长单突堤绕射效应解析解,得到了沿堤波高分布及相位关系.由于绕射效应的影响,堤前合成波呈正弦形式的周期性衰减,稳定波高趋于完全立波,最大波高出现于堤头附近,约为入射波高的 2.35 倍,且波浪越趋近于正向入射,第 1 个波高比峰值越接近堤头.而堤后绕射波高沿波峰线向掩蔽区内则逐渐减小,入射角越小,掩护区内同一位置处的波高越大.

(2)基于绕射模型和波压计算结果,可以看出沿堤水平波浪力围绕立波情况呈现正弦波动,且入射角越小,趋近稳定所需的距离越长,此即“蛇行破坏”的内在原因.当不考虑堤后绕射波影响时,堤头附近水平波浪力的最大峰值约为立波情况的 1.2 倍,当考虑堤后绕射波影响时,最大峰值则可达 1.4 倍以上.这也暗示工程中应对堤头附近区域给予足够的重视,尤其当施工采取陆地推进法时,任意部位均可能充当一段时间的临时堤头,一旦防护不及时,极易在大风浪情况下产生破坏.

(3)基于波浪理论,提出了等水深单突堤的总波浪力相位差修正公式.结果表明,堤前堤后波的相位差将加剧总波浪力的沿堤波动,工程中采用立波系统进行计算只是一种总体平均情况,还应考虑波浪绕射的影响,在局部重点堤段增加防护措施.

参 考 文 献:

- [1] 谢世楞. 深水防波堤技术的最新进展-94 深水防波堤国际会议报导[J]. 港工技术, 1994(2): 1-10. (XIE Shi-leng. The development in deepwater breakwater technology-94 international conference on deepwater breakwater [J]. Port Engineering Technology, 1994(2): 1-10. (in Chinese))
- [2] 谢世楞, 邢复. 海港工程设计手册(中)[M]. 北京: 人民交通出版社, 1994. (XIE Shi-leng, XIN Fu. Handbook for design of sea harbor (Vol. 2) [M]. Beijing: China Communications Press, 1994. (in Chinese))
- [3] 李炎保, 吴永强, 蒋学炼. 国内外防波堤损坏研究进展评述[J]. 中国港湾建设, 2004(6): 53-56. (LI Yan-bao, WU Yong-qiang, JIANG Xue-lian. A review of the development of research on breakwater failures at home and abroad [J]. China Harbour Engineering, 2004(6): 53-56. (in Chinese))
- [4] 范期锦, 李乃扬. 长江口二期北导堤局部破坏的原因及对策[J]. 中国港湾建设, 2004(2): 1-8. (FAN Qi-jing, LI Nai-yang. The reasons & countermeasures for north bank's part failure in the second phase regulation project of Yangtze estuary [J]. China Harbour Engineering, 2004(2): 1-8. (in Chinese))
- [5] ITO Y, TANIMOTO K. Meandering damage of composite type breakwaters[J]. Tech Note of Port and Harbour Res Inst, 1971, 1971(117): 1-20.
- [6] GODA Y, YOSHIMURA T, ITO M. Reflection and diffraction of water waves by an insular breakwater[J]. Rept Port and Harbour Res Inst, 1971, 10(2): 3-52. (in Japanese))

- [7] GODA Y, YOSHIMURA T. Wave force computation for structures of large diameter, isolated in the offshore[J]. Rept Port and Harbour Res Inst, 1971, 10(4): 3-52. (in Japanese))
- [8] KOBUNE K, OSATO M. A study of wave height distribution along a breakwater with a corner[J]. Rept Port and Harbour Res Inst, 1976, 25(2): 55-88. (in Japanese))
- [9] TAKAHASHI S, SHIMOSAKO K, KIMURA K, et al. Typical failures of composite breakwaters in Japan[C]// Proceedings of the 27th International Conference on Coastal Engineering (ICCE 2000), 2000: 1899-1910.
- [10] 李炎保, 蒋学炼, 刘任. 防波堤损坏特点与其成因的关系[J]. 海洋工程, 2006, 24(2): 67-75. (LI Yan-bao, JIANG Xue-lian, LIU Ren. Discussion on the relationship between characteristics and the reasons of breakwater failures[J]. The Ocean Engineering, 2006, 24(2): 67-75. (in Chinese))
- [11] 蒋学炼, 李炎保. 联合效用理论与风险量化的防波堤决策模型研究[J]. 海洋通报, 2009, 28(1): 65-74. (JIANG Xue-lian, LI Yan-bao. Study on the decision-making model for breakwater based on the combination of utility theory and risk quantification[J]. Marine Science Bulletin, 2009, 28(1): 65-74. (in Chinese))
- [12] 邹志利. 海岸动力学[M]. 4版. 北京: 人民交通出版社, 2009. (ZHOU Zhi-li. Coastal hydrodynamics[M]. 4th edition. Beijing: China Communications Press, 2009. (in Chinese))
- [13] 潘军宁, 左其华, 王登婷. 港域波浪数学模型的改进与验证[J]. 海洋工程, 2008, 26(2): 34-42, 95. (PAN Jun-ning, ZUO Qi-hua, WANG Deng-ting. Improvement and verification of a numerical harbour wave model[J]. The Ocean Engineering, 2008, 26(2): 34-42, 95. (in Chinese))
- [14] GODA Y. Random seas and design of marine structures[C]// Advanced Series on Ocean Engineering. Singapore: World Scientific Publishing Co Pte Ltd, 2000.
- [15] PENNY W G, PRICE A T. The diffraction theory of sea waves and the shelter afforded by breakwaters[J]. Philosophical Transactions of the Royal Society of London (SerA: Physical Science and Engineering), 1952(244): 236-253.
- [16] 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. (YU Yu-xiu. Random wave and its applications to engineering[M]. Dalian: Dalian University of Technology Press, 2000. (in Chinese))

Undulation analysis of wave force along breakwater considering wave diffraction

JIANG Xue-lian^{1,2}, MA Qing-shan³, LI Shan-shan¹, LI Yan-bao⁴

(1. Tianjin Key Laboratory of Soft Soil Characteristics & Engineering Environment, Tianjin Institute of Urban Construction, Tianjin 300384, China; 2. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 3. China Harbour Engineering Company, Ltd. (CHEC), Beijing 100027, China; 4. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: The theory of wave diffraction is reviewed and the revised formulas of total wave force are deduced for the semi-infinite vertical breakwater with the same depth. And the undulation in wave height and wave force along a semi-infinite vertical breakwater is discussed by combining the wave diffraction model and the wave pressure formulas. The analysis results show that the undulation of wave height along breakwater produces a spatial variation with a sinusoidal form in the wave pressure exerted on the breakwater, which is just the intrinsic cause of the meandering damage. Without consideration of the diffracting waves behind the semi-infinite breakwater, the total wave force per unit length of structure can reach 1.2 times the standing wave force. However, with consideration of the diffracting waves behind the breakwater, the first peak of wave force shows an increase of more than 40% compared with that of the standing wave system. The fact indicates that the standing wave system commonly used in engineering is only a rule of averages and the spatial variation in total wave force should be taken into account carefully under construction in order to prevent the local trunks near the tip of breakwater from damage.

Key words: wave diffraction; phase difference; wave force; undulation along breakwater