

黄河三角洲沿岸海浪风暴潮耦合 作用漫堤风险评估研究*

尹宝树 徐艳青¹ 任鲁川¹ 杨德周 程明华

(中国科学院海洋研究所 青岛 266071)

¹ (中国科学院海洋研究所 青岛 266071; 中国科学院研究生院 北京 100039)

² (中国科学院研究生院 北京 100039)

提要 海浪、风暴潮是重要的海洋灾害因子,过去人们主要对这些灾害因子本身进行研究,而对它们作用的承灾体研究甚少。实际上,只有它们作用的承灾体遭到破坏,才产生海洋灾害。本研究的目的是要针对海浪风暴潮漫堤灾害,提出漫堤灾害的风险评估标准及风险评估方法和程式,为沿海防灾减灾提供科学依据。针对黄河三角洲示范区,根据漫堤程度,提出了漫堤灾害风险等级标准,并基于建立的海浪和风暴潮潮汐数值模式及长期预测结果,提出了风险评估方法和程式步骤。对黄河三角洲近岸海域主要堤段进行了多年一遇和典型台风过程漫堤灾害的风险评估。得到的结果是:该区沿岸海堤在风暴潮水位下一般都不能发生水位漫堤现象,只有加上波浪作用时,才会出现海水漫堤;当发生五十年一遇的风暴潮、浪时,多数的海堤的风暴潮、浪漫堤灾害风险在 3—4 级,即有效波高的浪已爬上或接近爬到堤顶;9216 和 9711 号台风所产生的风暴潮、浪灾害约为 150—200 年一遇的情况。从实际情况看,本研究中提出的漫堤风险评估标准、评估方法是可行的,评估结果为有效防减海浪风暴潮漫堤灾害造成的损失提供了参考。

关键词 海浪, 风暴潮, 漫堤, 风险评估

中图分类号 P731

海浪和风暴潮(称为致灾因子)作为重要的海洋灾害,只有它们作用的载体(称为承灾体)遭到破坏时,方形成真正的灾害,如海上建筑物遭到破坏等。因此,对他们的研究主要集中在两方面:一是对海浪和风暴潮灾害的机理和规律研究,准确地预报预测模型的研究;二是海浪和风暴潮灾害风险评估的研究,主要包括海浪和风暴潮灾害作用的承灾体的风险标准、风险程度评估方法等。在我国,以往的研究大多集中于第一方面致灾因子的研究(Wen et al, 1999; 尹宝树等, 1994; 吴少华等, 2002),而对第二方面它们作用

的承灾体的风险评估研究目前我国基本上是个空白。任鲁川(2000)¹⁾仅仅给出了风暴潮致灾风险分析的基本程式框架,并没对具体的承灾体开展评估研究。美国自 20 世纪 90 年代开始进行风暴潮风险评估,1995 年建立了热带风暴灾害分析系统 TAOS(The Arbitrator of Storms),并可制作风暴潮灾害图和脆弱风险图。因此,在我国深入开展风暴潮海浪作用的承灾体的风险评估迫在眉睫,这方面的深入研究会使防灾减灾更有效,决策更科学。

为了胜利油田安全开采及人民生命财产的

* 国家自然科学基金资助项目,70071044 号和 40576018 号及国家重点基础研究发展计划 973 资助项目,2005CB422301 号。尹宝树,研究员, E-mail: bsyir@msqdi.ac.cn

收稿日期: 2005-08-16 收修改稿日期: 2006-03-06

1) 任鲁川, 2000. 区域自然灾害风险分析的原理与方法初探—风暴潮致灾风险分析初探. 中国科学院海洋研究所博士后研究报告, 1—82

安全,在黄河三角洲沿岸修建了一些重要的防浪防潮海堤设施,这些海堤的风险如何,能否承受重大海洋灾害,是极其重要的问题。作者基于建立的海浪和风暴潮潮汐耦合作用数值模式对黄河三角洲海域海浪和风暴潮进行了长期预测,在此基础上,通过建立的越浪漫堤风险评估标准和方法,给出了黄河三角洲海域海浪风暴潮漫堤多年一遇的风险评估结果,并对典型个例进行了评估。

1 海浪和风暴潮潮汐耦合作用长期预测

为了对漫堤进行风险评估,必须对海浪和风暴潮进行准确的预报和预测。为此,首先要建立合理的海浪和风暴潮预测预报数值模式。

为提高海浪和风暴潮预报的准确度,海浪和风暴潮数值模式的建立应该考虑两者的耦合作用。为此,作者先建立了渤海高分辨率海浪和风暴潮潮汐耦合作用数值模式。模式由一个先进的浅水波浪数值模式和一个二维风暴潮数值模式组成。模式充分考虑了风暴潮水位和流对波浪传播、产生和耗散的影响以及依赖波浪状态的表面风应力、波流相互作用底应力及辐射应力对风暴潮潮汐的影响,是一个考虑主要相互作用机制两方面的同步耦合数值模式。模式框架简介如下。

1.1 波浪数值模式

采用目前国际上通用的第三代模式,本研究中作者采用的是浅水波浪模式 YWE-WAM。源函数大多直接取自于第三代 WAM 模式,但在浅水考虑了浅水深度限制破碎引起的能量耗散,其基本方程如下:

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \dot{y} [(\bar{C}_g + u)N] + \frac{\partial}{\partial \sigma} [C_{\sigma}N] + \frac{\partial}{\partial \theta} (C_{\theta}N) = \frac{S}{\sigma} \tag{1}$$

其中 $N = N(\sigma, \theta, \bar{x}, t) = \frac{F(\sigma, \theta, \bar{x}, t)}{\sigma}$ 为作用谱密度, F 为谱密度, $S = S(\sigma, \theta, \bar{x}, t) = S_{in} + S_n + S_{dis} + S_{bot} + S_{dbr}$ 为源函数。

1.2 风暴潮潮汐数值模式

笛卡尔坐标如下,取 x 轴向东为正, y 轴向北为正,二维风暴潮潮汐数值模式的基本方程为:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial(Du)}{\partial x} + \frac{\partial(Dv)}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - fv = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p_a}{\partial x}$$

$$+ \frac{1}{\rho_w D} \left[\tau_x - \tau_{ax} - \frac{\partial s_{xx}}{\partial x} - \frac{\partial s_{xy}}{\partial y} \right] + A \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right]$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + fu = -g \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p_a}{\partial y}$$

$$+ \frac{1}{\rho_w D} \left[\tau_y - \tau_{ay} - \frac{\partial s_{xy}}{\partial x} - \frac{\partial s_{yy}}{\partial y} \right] + A \left[\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right]$$

其中,耦合过程中表面风应力采用 Done lan 等 (1993) 依赖波令的结果,底应力采用 Signell 等 (1990) 简化了的 Grant and Madsen (1979) 的波流相互作用模式,辐射应力各分量由波谱给出。

边界条件

初始条件: $\zeta = u = v = 0$

固体边界: 法向流速为 0

开边界:

$$\zeta = \frac{p_b - P_o}{\rho_g} + \sum f H_i \cos[\omega_i t + (v + u)_i - g_i]$$

P_o 和 P_b 分别为开边界和风暴外的大气压。 i 代表分潮,在此取为 $K_1, O_1, P_1, Q_1, M_2, S_2, N_2, K_2, S_{\alpha}, S_{\alpha\alpha}$, 10 个分潮。 ω_i 为分潮角速率, H_i 为分潮振幅, g_i 为分潮迟角, f_i 为交点因子, t_i 为时间,从某一初始时间 t_0 作为零开始计算, $(v + u)_i$ 为 t_0 时刻的分潮初位相,其中 u 为交点订正角。

在林祥等 (2002) 和 Yin 等 (2003, 2004) 中,对建立的这个耦合模式进行了详细的检验,结果显示了耦合模式的结果比非耦合模式的结果理论上更合理,与实测更吻合。这就为可靠的海浪风暴潮漫堤风险评估奠定了基础。

运用建立的海浪和风暴潮潮汐耦合数值预测模式,对渤海 34 个天气过程进行了后报,根据后报的 34 个波高和水位极值组成的序列,分别运用 Weibull 分布和 Gumbell 分布推算了黄河三角洲海域波要素及水位的长期预测多年一遇结果,这些结果将在漫堤风险评估中使用,其中波浪的推算没分方向,计算中所采用的风场全部由中国海洋大学国家“九五”科技攻关成果提供。

2 黄河三角洲近岸海域海浪风暴潮漫堤风险评估

2.1 海浪风暴潮漫堤风险评估标准

承灾体风险评估是一个崭新的课题,问题非常复杂,但具有极其重要的应用价值,可靠的评估带来的经济效益是无法估量的。由于这是一个新的领域,鲜有可见的成果鉴见。为此,为了使问题的研究由简单到复杂,这里先对简单的情形:海浪风暴潮漫堤的情形进行风险评估,以为

复杂情况承灾体的风险评估打下基础。

为了较明确地评估在一定海况下海堤的越浪漫堤程度, 必须设计出一种衡量海堤越浪漫堤的风险等级标准, 即风险评估标准。本项研究中作者提出把漫堤越浪风险程度标准分为五级, 即:

一级 出现的最大波爬高远未达到堤顶 (离顶大于 0.5m);

二级 出现的最大波浪爬高接近爬上堤顶 (离顶小于 0.5 m);

三级 堤顶出现部分越浪, 越浪率小于等于 13%;

四级 堤顶越浪率大于 13%, 至静水面与堤顶齐高;

五级 静水面高于堤顶高度。

需要提及的是, 这里所说静水面 = 风暴潮和天文潮合成水位。

本研究中选定的海浪风暴潮漫堤风险评估示范区域是黄河三角洲近岸区域。

2.2 波浪风暴潮漫堤风险评估方法

海堤的越浪和漫堤程度主要受海堤高度、结构 (直立、斜坡及护面等)、水位和波浪等因素控制, 同一海堤在不同水位和波浪状态下, 形成越浪和漫堤的可能性大不相同。同样在相同的海况下, 不同高度、坡度和护面的海堤其越浪和漫堤的可能性也大不相同。因此, 海堤的越浪漫堤风险评估, 应当依据具体海堤进行具体的评估。

(1) 首先给出被评估海堤的结构形式, 即海堤的堤顶高度、胸墙高度, 堤身坡度, 基床类型, 海堤护面结构形式等。海堤的结构形式和几何尺度是在一定海况下决定海堤越浪与否的关键因素。基体类型则与波浪爬高和堤前波态有关, 海堤护面结构形式决定其糙渗参数, 影响爬坡高度。

(2) 给出被评估海况在堤前的主要特征值, 即堤前出现的水位、水深、波高及周期, 这些是产生漫堤越浪与否的海况条件。

(3) 确定波浪在海堤上的爬坡高度:

1) 波浪在直立式堤上的爬高 按《海港水文规范》波浪在直立式堤上的爬高计算公式为 $\frac{H_c}{d} = B(H/d)^A$, 其中 H_c 为爬高 (静水面上), d 为堤前水深, H 为入射波高, A, B 为系数, 分别为

$$B = 2.3104 - 2.5907T_*^{-0.5941}$$

$$A = T_* / (0.00913T_*^2 + 0.636T_* + 1.2515)$$

$$T_* = \bar{T} \sqrt{g/d}$$

T_* 为无因次周期。

2) 波浪在斜坡堤上的爬高 正向规则波在斜坡堤上波浪爬高可按下列公式计算

$$R = K_\Delta R_1 H$$

其中

$$R_1 = K_1 th(0.432M) + [(R_1)_m - K_2] R(M)$$

$$M = \frac{1}{m} \left(\frac{L}{H} \right)^{1/2} \left[th \frac{2\pi d}{L} \right]^{-1/2}$$

$$(R_1)_m = \frac{K_3}{2} th \frac{2\pi d}{L} \left[1 + \frac{4\pi d L}{sh \frac{4\pi d}{L}} \right]$$

$$R(M) = 1.09M^{3.32} \exp(-1.25M)$$

式中 R 为波浪爬高 (m), 从静水位起算, 向上为正; R_1 为 $K_\Delta = 1, H = 1m$ 时波浪爬高 (m); $(R_1)_m$ 为相应于某一 d/L 时的爬高最大值 (m); M 为与斜坡的 m 值有关的函数; $R(M)$ 为爬高函数; K_1, K_2, K_3 为系数, 分别为 $K_1 = 1.24, K_2 = 1.029, K_3 = 4.98H$ 为入射波高。 K_Δ 为糙渗系数, 可从《海港水文规范》中查到。

3) 不规则波的爬高 在风直接作用下, 不规则波的爬高按下式计算:

$$R_{v\%} = K_\Delta K_U R_1 H_{v\%}$$

式中 $R_{v\%}$ 为累积频率为 $v\%$ 的爬高 (m); K_U 为与风速有关的系数; R_1 为 $K_\Delta = 1, H = 1m$ 时的爬高 (m), 计算时波坦取为 $LH_{v\%}$ 。与风速 U 有关的系数 K_U 可按《海港水文规范》确定。

为确定其他累积率的爬高 $R_{v\%}$ 可将 $R_{v\%}$ 乘以换算系数 K_F (查《海港水文规范》) 即可。

4) 越浪量的计算 当发生越浪时, 对斜坡堤无胸墙时, 堤顶的越浪量可按下式计算:

$$Q = AK_A \frac{H_{1/3}^2}{T} \left(\frac{H_c}{H_{1/3}} \right)^{-1.7} \left[\frac{1.5}{\sqrt{m}} + th \left(\frac{d}{H_{1/3}} - 2.8 \right) \right]^2 \cdot h \left[\frac{gT_p^2 m}{2\pi H_{1/3}} \right]$$

式中 Q 为单位时间的单位堤宽的越浪量 ($m^3/m \cdot s$); H_c 为堤顶在静水面以上的高度 (m); A, B 为经验系数, K_A 为护面结构影响系数, 可从《海港水文规范》查得。

当斜坡堤顶有胸墙时, 堤顶的越浪量按下式计算:

$$Q = 0.07^H e^{H/3} \exp\left[0.5 - \frac{b_1}{2H_{1/3}}\right] BK_A \frac{H_{1/3}^2}{T_p} \cdot \left[\frac{0.3}{\sqrt{m}} + th \left[\frac{3}{H_{1/3}} - 2.8 \right]^2 \right] \ln \frac{\sqrt{gT_p^2 m}}{\sqrt{2\pi H_{1/3}}}$$

B 和 K_A 意义同上, b_1 为堤顶与胸墙的距离。

2.3 漫堤风险评估过程

以正向规则波在斜坡堤上波浪爬高为例, 说明波浪漫堤评估过程。

(1) 建立海堤的结构形式数据库, 即海堤的堤顶高度 H_d 、胸墙高度 H_q 、堤身坡度 (1:m)、海堤护面结构形式、糙渗系数 K_Δ 等;

(2) 建立海况在堤前的主要特征值数据库, 即堤前出现的风暴潮水位 D (单位: m; 相对于黄海高程)、堤前水深 h 、有效波高 $H_{1/3}$ 及有效周期 T_s ;

(3) 计算波长 L

$$L = \frac{g\bar{T}^2}{2\pi} h \frac{2\pi d}{L}$$

其中 $\bar{T} = T_s / 1.15$ 为平均周期, 令 $d = D + h$;

(4) 利用浅水条件下的波高超值累计概率分布函数:

$$P(H) = \exp\left[- \frac{\pi}{4 \left[1 + \frac{H^*}{\sqrt{2\pi}} \right]} \left(\frac{H_p}{\bar{H}} \right)^{2/(1-H^*)} \right]$$

迭代得出平均波高 H , 其中 $H^* = \frac{\bar{H}}{D+h}$, 令

$P(H) = 0.13$, $H_p = H_{1/3}$ 即可迭代得出 \bar{H} ;

(5) 计算堤前极限波高 $H_{max} = 0.75(D+h)$;

(6) 判断 $1.28H_{1/3} < H_{max} < 1.7H_{1/3}$ 与否, 正确按方案为 A, 不正确按方案为 B

A: $H_{max} = 1.7H_{1/3}$

得出, 其中令 $P(H) = 0.04H_{4\%} = H_p$,

B: $H_{max} = 0.75(D+h)$

$$\bar{H} = H_{max} / 1.9$$

$$H_{4\%} = 1.48\bar{H};$$

(7) 用浪在斜坡堤上的爬高公式分别计算

H_{max} 和 $H_{4\%}$ 对应的爬高 R ;

(8) 按给定的风险等级标准, 判断漫堤风险等级。

2.4 黄河三角洲近岸海浪风暴潮漫堤风险评估结果

评估海堤: 桩古 101、桩古 18、桩古 46、孤东海堤。

海浪风暴潮对这些海堤的漫堤灾害风险评估结果见表 1。

1992 年 9 月 16 号台风海浪风暴潮漫堤灾害风险评估结果和 1997 年 8 月 11 号台风海浪风暴潮漫堤灾害风险评估结果见表 2。由计算结果可推断:

(1) 从长期预测结果及表 1 看出, 由于百年一遇高水位在胜利油田沿岸为 3.0—3.7m (相对黄海平面), 故沿岸海堤在风暴潮水位下一般都不能发生水位漫堤现象 (堤顶高度为 3.7—4.5m), 只有加上波浪作用时, 才会出现海水漫堤。

(2) 当发生 50 年一遇的风暴潮、浪时, 多数的海堤的风暴潮、浪漫堤灾害风险在 3—4 级, 即有效波高的浪已爬上或接近爬到堤顶。

(3) 海堤上修筑胸墙对阻止风暴潮、浪漫堤灾害有明显作用。

(4) 1992 年 16 号台风和 1997 年 11 号台风所产生的风暴潮、浪灾害约为 150—200 年一遇的情况。

表 1 海浪、风暴潮漫堤灾害风险评估结果

Tab. 1 Risk assessment of overtopping dam under waves and surges

桩古 101	重现期 (a)	风暴潮 (m)	有效波高 (m)	有效周期 (s)	最大波高 (m)	1% 波高 (m)	最大波		有效波		风险等级	
							爬高 (m)	越顶 (m)	爬高 (m)	越顶 (m)	相对堤顶	相对胸墙
	5	2.43	1.52	6.7	2.58	1.87	1.34	-0.23	1.07	-0.49	2	
	10	2.61	1.97	7.0	2.70	1.97	1.40	0.00	1.12	-0.27	2	
	20	2.79	2.07	7.2	2.84	2.07	1.47	0.25	1.18	-0.04	3	
	50	3.02	2.19	7.3	3.01	2.19	1.56	0.57	1.25	0.27	4	
	100	3.19	2.29	7.5	3.14	2.29	1.63	0.82	1.31	0.50	4	
海堤参数		堤顶高 (m)	堤坡坡度	护坡	粗糙系数	胸墙高 (m)	堤前水深 (m)					
		4.0	1:1.5	砌石	0.65	0.0	1.0					

续表

桩古 18	重现期 (a)	风暴潮 (m)	有效波高 (m)	有效周期 (s)	最大波高 (m)	1%波高 (m)	最大波		有效波		风险等级	
							爬高 (m)	越顶 (m)	爬高 (m)	越顶 (m)	相对堤顶	相对胸墙
	5	2.30	1.53	6.0	2.11	1.53	1.38	-0.02	1.25	-0.28	2	1
	10	2.47	1.62	6.2	2.23	1.62	1.46	0.23	1.18	-0.04	3	2
	20	2.65	1.72	6.4	2.36	1.72	1.55	0.50	1.25	0.20	4	3
	50	2.88	1.85	6.7	2.54	1.85	1.66	0.84	1.34	0.53	4	4
	100	3.06	1.94	7.0	2.67	1.94	1.75	1.11	1.59	0.95	4	4
海堤参数		堤顶高 (m)	堤坡坡度	护坡	粗糙系数	胸墙高 (m)	堤前水深 (m)					
		3.7	1:0.2	混凝土	0.9	0.5(内侧)	0.5					
桩古 46	重现期 (a)	风暴潮 (m)	有效波高 (m)	有效周期 (s)	最大波高 (m)	1%波高 (m)	最大波		有效波		风险等级	
							爬高 (m)	越顶 (m)	爬高 (m)	越顶 (m)	相对堤顶	相对胸墙
	5	2.40	1.63	6.6	2.78	2.01	1.59	-0.51	1.27	-0.83	1	1
	10	2.57	1.71	6.9	2.90	2.11	1.64	-0.29	1.30	-0.62	2	1
	20	2.75	1.79	7.1	3.04	2.21	1.72	-0.03	1.37	-0.38	2	1
	50	2.98	1.83	7.2	3.21	2.34	1.83	0.31	1.46	-0.06	3	1
	100	3.16	1.97	7.4	3.35	2.43	1.90	0.56	1.51	0.17	4	1
海堤参数		堤顶高 (m)	堤坡坡度	护坡	粗糙系数	胸墙高 (m)	堤前水深 (m)					
		4.5	1:2.5	栅栏板	0.65	1.2(外侧)	1.3					
孤东海堤	重现期 (a)	风暴潮 (m)	有效波高 (m)	有效周期 (s)	最大波高 (m)	1%波高 (m)	最大波		有效波		风险等级	
							爬高 (m)	越顶 (m)	爬高 (m)	越顶 (m)	相对堤顶	相对胸墙
	5	2.31	1.46	6.8	2.48	1.81	1.41	-0.99	1.12	-1.27	1	1
	10	2.48	1.54	6.9	2.61	1.90	1.48	-0.74	1.18	-1.04	1	1
	20	2.66	1.62	7.0	2.75	2.00	1.57	-0.47	1.25	-0.79	2	1
	50	2.89	1.72	7.3	2.92	2.12	1.66	-0.15	1.32	-0.49	2	1
	100	3.07	1.80	7.5	3.05	2.22	1.73	0.10	1.38	-0.25	3	1
海堤参数		堤顶高 (m)	堤坡坡度	护坡	粗糙系数	胸墙高 (m)	堤前水深 (m)					
		4.7	1:3	栅栏板	0.65	1.1(外侧)	1.0					

表 2 典型台风暴雨、海浪漫堤灾害风险评估结果

Tab 2 Risk assessment of overtopping dam under typhoon waves and storm surges

时间 (年·月·日)	项目	海堤名称	桩 101	桩古 46	桩古 18	孤东
1992.09.16	海堤参数	堤顶高 (m)	4.0	4.5	3.7	4.7
		坡度	1:1.5	1:2.5	1:0.2	1:3
		护坡	栅栏板	栅栏板	混凝土	栅栏板
		糙渗系数	0.70	0.70	0.9	0.70
		胸墙高 (m)	0	1.2	0.5(内侧)	1.1(外侧)

续表

时 间 (年·月·日)	项目	海堤名称	桩 101	桩古 46	桩古 18	孤 东
	环境参数	堤前水深 (m)	1.0	1.3	0.5	1.0
		风暴潮水位 (m)	3.44	3.44	3.44	3.44
		有效波高 (m)	2.0	2.1	1.7	2.0
		有效周期 (s)	6.7	6.6	6.5	6.8
		最大波高 (m)	3.33	3.56	2.96	3.33
	波浪爬高	1% 波高 (m)	2.42	2.59	2.15	2.42
		最大波爬高 (m)	1.79	2.17	1.94	2.02
		最大波越堤顶 (m)	1.23	1.11	1.67	0.76
		有效波爬高 (m)	1.42	1.72	1.57	1.62
		有效波越堤顶 (m)	0.86	0.66	1.31	0.36
	风险等级	相对堤顶	4	4	4	4
		相对胸墙		2	4	3

时 间 (年·月·日)	项目	海堤名称	桩 101	桩古 46	桩古 18	孤 东
1997.08.11	海堤参数	堤顶高 (m)	4.0	4.5	3.7	4.7
		坡度	1:1.5	1:2.5	1:0.2	1:3
		护坡	栅栏板	栅栏板	混凝土	栅栏板
		渗系数	0.70	0.70	0.9	0.70
		胸墙高 (m)	0	0.2	0.5(内侧)	1.1
		堤前水深 (m)	1.0	1.3	0.5	1.0
	环境参数	风暴潮水位 (m)	4.0	3.90	3.75	3.60
		有效波高 (m)	2.2	2.3	1.88	2.03
		有效周期 (s)	6.9	6.8	6.7	6.9
		最大波高 (m)	3.75	3.9	3.19	3.45
		1% 波高 (m)	2.73	2.84	2.32	2.51
	波浪爬高	最大波爬高 (m)	2.03	2.40	2.09	2.10
		最大波越堤顶 (m)	2.03	1.80	2.14	1.00
		有效波爬高 (m)	1.61	1.90	1.69	1.68
		有效波越堤顶 (m)	1.61	1.30	1.74	0.58
	风险等级	相对堤顶	5	4	5	4
		相对胸墙	4	4	4	2

3 结语

本文中作者提出了海浪风暴潮漫堤灾害的风险评估标准、评估方法,并基于建立的海浪和风暴潮潮汐耦合数值模式及长期预测结果,对黄河三角洲近岸海域海浪风暴潮漫堤灾害进行了风险评估,给出了黄河三角洲沿岸主要堤段多年一遇海浪风暴潮漫堤风险评估的长期预测结果,同时给出了1992年和1997年典型台风浪风暴潮漫堤风险评估结果。从实际情况看,本研究中所

提出的漫堤风险评估标准、评估方法是可行的,易于实现,评估的结果是合理的。评估结果为有效防减海浪风暴潮漫堤灾害造成的损失提供了参考。

海浪风暴潮漫堤风险评估是一个新的领域,本研究是在这个领域的一种探索和尝试,所提出的思路和方法肯定会对我国深入开展这方面的研究大有裨益。

参 考 文 献

- 中华人民共和国交通部, 1998. 海港水文规范. 北京: 人民交通出版社, 219
- 尹宝树, 王 涛, 范顺庭, 1994. YW-SWP波浪数值预报模式及应用. 海洋与湖沼, 3: 293—300
- 吴少华, 宋 珊, 戴明瑞等, 2002. 渤海风暴潮概况及温带风暴潮数值模拟. 海洋学报, 24(3): 28—34
- 林 祥, 尹宝树, 侯一筠, 2002. 辐射应力在黄河三角洲近岸波浪和潮汐风暴潮相互作用中的影响. 海洋与湖沼, 33(6): 615—621
- Donelan M. K., Dobson F W., Smith S D *et al.*, 1993. On the dependence of sea surface roughness on wave development. *J Phys Oceanogr* 23: 2143—2149
- Grant W D., Madsen O S. 1979. Combined wave and current interaction with a rough bottom. *J Geophys Res* 84: 1797—1808
- Signell R P., Beardsley R C., Graber H C *et al.*, 1990. Effect of wave-current interaction on wind-driven circulation in narrow, shallow embayments. *J Geophys Res* 95: 9671—9678
- Wen S C., Qian C C., Ye A L *et al.*, 1999. Wave modeling based on an adopted wind-wave directional spectrum. *Journal of Ocean University of Qingdao* 29(3): 345—397
- Yin Baoshu, Liu Haq, Lin Xiang *et al.*, 2004. The net impact of physical interaction mechanisms in a coupled wave-tide-surge model. *Journal of Hydrodynamics Ser. B* 16(5): 615—620
- Yin Baoshu, Yang Dezhou, Lin Xiang *et al.*, 2003. Effects of wave-current interaction on bottom stress and currents. *Journal of Hydrodynamics Ser. B* 15(5): 13—19

RISK ASSESSMENT OF OVERTOPPING DAM UNDER WAVES AND SURGES IN COASTAL AREAS OF THE HUANGHE (YELLOW) RIVER DELTA

YN Bao-Shu, XU Yan-Qing^{*}, REN Lu-Chuan^{**}, YANG De-Zhou, CHENG Ming-Hua

(*Institute of Oceanology, Chinese Academy of Sciences, Qingdao, 266071*)

^{*} (*Institute of Oceanology, Chinese Academy of Sciences, Qingdao, 266071*)

Graduate School of Chinese Academy of Sciences, Beijing, 100039)

^{**} (*Graduate School of Chinese Academy of Sciences, Beijing, 100039*)

Abstract Oceanic waves and storm surges are severe factors for causing coastal disasters. In the past, the regarding studies focused usually on those factors but disaster-suffering objects. In fact, only if the suffering objects are destroyed, can marine disasters happen. The aim of this study is to present the assessment standard and method as well as the procedures for the risk of overtopping dam subject to waves and surges.

In the coastal areas of the Huanghe River Delta, Dams were built to protect on-land constructions. Based on the features of the dams, the standard of risk level determination was developed, and the methods and procedures are presented in this paper. Applying the established wave-tide-surge coupled numerical model and long-term prediction, the assessment on the main part of the dam was conducted. A long-term prediction for subject dam was made in different return periods of waves and elevations. In the present, overtopping dam would not occur in general only if the wave action co-works. The current dam construction is able to protect against the storm with 50-year return period during which the overtopping would reach level 3 to 4. In other words, the significant wave height could reach or nearly reach the top of dams. The study shows also that the storms of 9216 and 9711 typhoons that caused disaster in the area have the return period of 150- to 200-year. The established standard and procedures are practicable in both real-case simulation and long-term prediction of hidden risk on the coastal constructions.

Key words Waves, Storm surges, Overtopping dam, Risk assessment