

# 高基床顶墙波压强分布实验研究

卢 无 疆

潘 银 法

(河海大学海岸及海洋工程研究所, 南京)

(南京水利科学研究所)

**摘 要** 本文通过实验,论述了高基床顶墙与波浪相互作用的机理,提出顶墙水平及垂直分布压强变化规律和新见解,本文结果已被农业部渔港斜坡式防波堤规范采用。

**关键词** 高基床顶墙 波堤相互作用 分布压强 浮托力 总水平力 规范

## 1 现有的主要波压力计算方法和存在问题

高基床顶墙一般承受破波压力,由于破波极不稳定,机理复杂,虽有不少学者从事此项研究工作,但至今仍无满意的结果。

### 1.1 广井法

日本的广井于1920年提出一个极简单波压强计算公式:  $p=1.5rH$ 。广井认为水深  $d$  小于波高  $H$  的2倍 ( $d < 2H$ ) 时需考虑波浪的破碎,自水底到静水面以上1.25倍波高处,破波压强沿墙面均匀分布;如墙顶高出静水面不足1.25 $H$ 时,自墙顶算起。此法适用于远破波,但考虑因素太简单,且不计顶墙浮托力作用,一般给出过大的波压力。日本多用此法设计防波堤胸墙,结果甚少失败。广井法的波压强均匀分布与实际压强分布不同,不能用于墙面局部构件强度计算。

### 1.2 米尼金法

米尼金认为破波压力是动压力和静压力两者之和,在静水位上、下各0.5倍波高范围内呈抛物线分布,最大压强在静水位处。此法在欧、美各国及日本应用较广,并为一些设计标准所采用。计算结果与实验值比较,在海岸较平缓而波形较陡时波压相差不大;在海岸较陡而波形平坦之破波作用时计算值偏小。

### 1.3 苏联规范 CHиП II-57-75法

这是前苏联1975年颁布的,计算破波与击岸波对直墙式建筑物的荷载,此法适用条件是

墙前水深  $d_1 < 1.25H$ , 堤前水深  $d > 1.5H$ . 仅考虑波要素和墙前水深, 计算值偏小.

#### 1.4 大连理工大学法

此法考虑了墙前相对水深、基床厚度因子的影响, 与森弗罗立波公式有良好的衔接, 但适用条件限制在墙前水深  $d_1 \geq 0.6H$ , 使得水位与基床顶面平齐和基床出水两种情况不能计算, 此法不适用高基床顶墙波压力计算.

#### 1.5 我国交通部海港水文规范法

此法为河海大学几年来系统模型试验结果, 对混合堤直墙与波浪相互作用进行综合研究, 较完整地阐明了突基床对波压力的影响. 用32组高基床顶墙稳定试验和6组现场资料对此法进行验算, 符合率达65%左右<sup>[1]</sup>. 此法未考虑坡肩宽度  $b$ 、堤坡坡度  $m$  等因素影响.

通过上述几种计算方法的分析, 其在使用上都有一定局限性, 考虑因素不够全面, 都没有考虑顶墙埋入基床后压强重分布的影响. 根据已有的研究分析, 在坡肩相对宽度  $b/H$  在0~4之间变化时, 波压力有25%的变化幅度; 在堤坡坡度  $m$  从1.5变化到6时, 波压力有30%变化幅度, 因此有些因素的影响是不能忽略的. 本文综合考虑各种参数包括波要素 ( $L/H=11\sim 30$ )、坡肩相对宽度 ( $b/H=0\sim 4$ )、堤坡坡度 ( $m=1.5\sim 5$ )、堤前水深 ( $d/H=2\sim 4.5$ )、墙前水深 ( $d_1/H=-1.0\sim 1.0$ ) 以及顶墙底宽 ( $B/H=1\sim 6$ )、顶墙埋入基床深度 ( $d_2/H=0\sim 2$ ) 和基床护面两种型式等8个因素的影响, 进行748组次、4 488个点压强的断面波浪模型试验, 通过合理的数学手段求出顶墙波压强分布计算公式, 并同现有成果比较, 验证其合理性.

## 2 顶墙波压强分布变化规律<sup>1), 2)</sup>

顶墙波压强分布见图1.

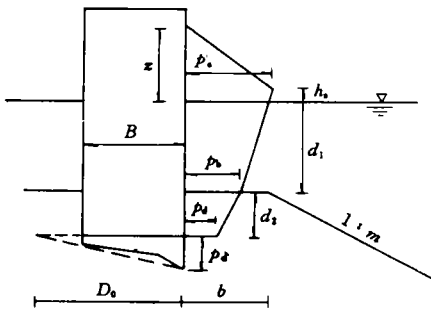


图1 顶墙波压强分布

### 2.1 水平波压强分布规律

#### 2.1.1 最大波压强 $p_s/(rH)$ 的规律

在本实验条件下, 影响最大波压强的因素有堤前相对水深  $d/H$ 、波坦  $L/H$ 、墙前相对水深  $d_1/H$ 、堤坡坡度  $m$ 、坡肩相对宽度  $b/H$  和顶墙埋入基床相对深度  $d_2/H$ , 写成函数形式, 即:

$$\frac{p_s}{rH} = f\left(\frac{d}{H}, \frac{L}{H}, \frac{d_1}{H}, \frac{b}{H}, \frac{d_2}{H}, m\right). \quad (1)$$

为了找到一个简单明了的回归方程, 先采用单因素分析方法, 找出其内在规律.

(1) 堤前相对水深  $d/H$  的影响. 在实验范围  $d/H=2.0\sim 4.5$  内,  $d/H$  无论对水平压力

1) 卢无疆, 金建新, 汤君久. 斜坡式防波堤胸墙波压力试验研究. 1990.

2) 赵林. 高基床防波堤胸墙波压力实验研究. 硕士论文, 1990.

还是浮托力均无明显影响, 无任何规律. 在已有的抛石堤消浪作用实验研究中, 发现  $d/H=2\sim 5$  时, 波浪作用无显著增加, 反映了与本实验相同的问题.

(2) 堤前相对水深  $d_1/H$  的影响.  $d_1/H$  (水位高于堤顶为正, 反之为负, 以下同) 是影响波堤相互作用的主要因素, 由图2可见,  $d_1/H$  从  $-1.0$  增加到  $1.0$ ,  $p_s/(rH)$  先增后减, 呈单峰型式变化, 其峰值在  $d_1/H=0.5$  附近出现.

(3) 坡肩相对宽度  $b/H$  的影响. 图3表示随  $b/H$  的增加, 不同波坦时波压强都经历了一个先增加后减小的单峰变化, 在  $b/H=1.0$  附近产生最大波压强. 当  $b/H$  在  $0\sim 0.5$  之间变化时, 陡波压强略大于坦波;  $b/H>0.5$ , 坦波压力逐渐增大,  $L/H$  越大, 波压越大. 随  $b/H$  增大, 陡波先破碎, 坦波后破碎, 破碎后坦波能量仍大于陡波引起的.

当  $d_1/H$  在  $0\sim -1.0$  之间变化时,  $b/H>2.0$  后, 大部分波能损耗在堤坡和坡肩上, 顶墙受到波压力迅速减小, 到  $d_1/H=-1.0$ ,  $p_s/(rH)$  接近零.

(4) 堤坡坡度  $m$  的影响. 图4表示随着  $m$  从  $1.5$  增大到  $5$ , 堤坡变坦, 总的来说波压强存在一个逐步降低的趋向. 但由于  $b/H$  和  $d_1/H$  的影响,  $p_s/(rH)$  随  $m$  增大先减小再增大到一个峰值, 然后再减小的过程. 充分说明各参数的综合作用的程度是复杂的. 在不同组合条件下,  $p_s/(rH)$  的峰值位置是变化的.

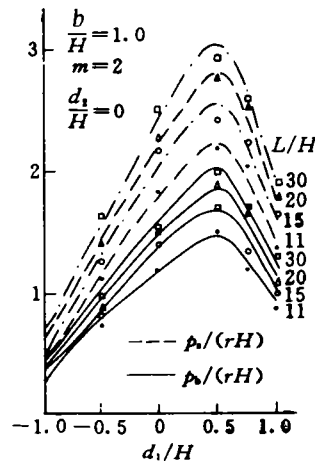


图2  $p_s/(rH)$  和  $p_b/(rH)$  与  $d_1/H$  的关系

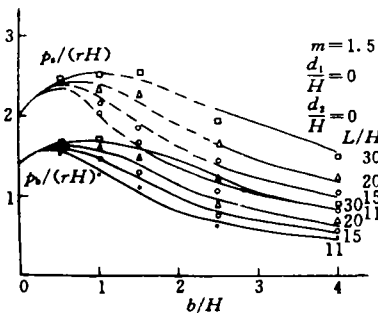


图3  $p_s/(rH)$  和  $p_b/(rH)$  与  $b/H$  的关系

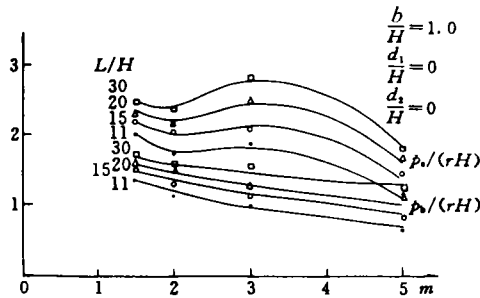


图4  $p_s/(rH)$  和  $p_b/(rH)$  与  $m$  的关系

(5) 顶墙埋入基床深度  $d_2/H$  的影响. 分析实验资料发现,  $d_2/H$  从  $0$  增加到  $0.5$ ,  $p_s/(rH)$  略有增加,  $d_2/H>0.5$  后,  $p_s/(rH)$  增值甚微, 可略而不计. 图5为  $d_2/H=1.5$  时的  $p_s/(rH)-d_1/H$  曲线.

(6) 最大水平波压强  $p_s/(rH)$  计算公式. 在单因素变化对波压强影响的分析基础上, 对  $748$  个  $p_s$  点压强, 选取多种形式的因子及组合, 通过变量筛选的逐步回归分析方法, 得到  $p_s/(rH)$  计算公式:

$$\frac{p_s}{rH} = K_s(0.1 \frac{d_2}{H} + 1.0) \frac{p'_s}{rH} \quad (2)$$

当  $d_2/H > 0.5$ , 按  $d_2/H = 0.5$  考虑; 墙坡为抛石护面,  $K_s = 1.0$ ; 干砌护面,  $K_s = 1.2 \times (3 + d_1/H)^{-0.12}$ ;  $p'_s/(rH)$  为顶墙无埋置时最大水平压强, 按下式计算:

$$\frac{p'_s}{rH} = AA \exp[-AB(1.15 \frac{d_1}{H} - 0.15 - AC \cdot AD)^2], \quad (3)$$

$$AA = [2.32 - (0.19 + 3.24 \frac{H}{L}) \frac{b}{H}] e^{0.2b/H},$$

$$AB = 1.24 + \frac{H}{L} - 0.03 \frac{b}{H},$$

$$AC = (0.66 \frac{b}{L} + 3.52 \frac{H}{L})(m - 2) + 1.0,$$

$$AD = 0.12 + 0.05 \frac{b}{H} + 1.98 \frac{H}{L} + 0.83 \frac{b}{L}.$$

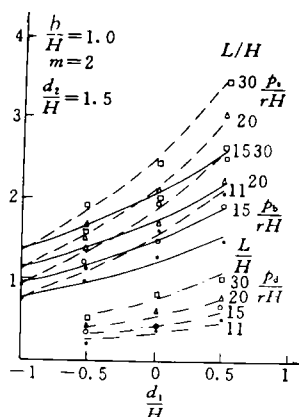


图5  $p_s/(rH)$ 、 $p_b/(rH)$ 和  $p_d/(rH)$  与  $d_1/H$  的关系

衡量经验关系式拟合程度好坏的复相关系数  $R = 0.911$ , 方差  $\sigma = 0.35$ .

### 2.1.2 堤顶处波压强 $p_b/(rH)$ 的规律

$p_b/(rH)$  随不同参数变化规律基本上与  $p_s/(rH)$  一致, 但  $d_2/H$  对  $p_b/(rH)$  的影响明显大于对  $p_s/(rH)$  的影响(见图2~5). 对748个点压强资料, 采用和  $p_s/(rH)$  同样分析的方法, 得出  $p_b/(rH)$  的计算公式:

$$\frac{p_b}{rH} = K_b \left( 0.7 + 0.42 \frac{d_2}{H} \right) \frac{p'_s}{rH} \quad (4)$$

当  $d_2/H > 0.5$  时, 按  $d_2/H = 0.5$  计算. 抛石护面  $K_b = 1.0$ ; 干砌护面  $K_b = 1 + [1 + 1/(0.02b/H - 0.92)] \frac{d_1}{H}$ , 当  $d_1/H \geq 0$  时,  $K_b = 1.0$ .

复相关系数  $R = 0.879$ , 方差  $\sigma = 0.317$ .

### 2.1.3 墙底处波压强 $p_d/(rH)$ 的规律

由  $p_s/(rH)$  和  $p_b/(rH)$  的分析可知, 顶墙埋入基床波压重分布, 当  $d_2/H = 0.5 \sim 2.0$  时, 对堤顶上部波压分布无影响. 因顶墙底位于基床内, 受到渗透波压的作用,  $d_2/H$ 、 $m$ 、 $b/H$  越大, 渗透波能衰减越大,  $p_d/(rH)$  值就越小(见图6、7);  $L/H$  越大, 穿透基床能力增大, 产生波压强  $p_d/(rH)$  也增大(见图6、7);  $d_1/H$  增大, 导致直墙上波压力增大, 波浪渗透能力也相应增大,  $p_d/(rH)$  增大(图5).

通过与  $p_s/(rH)$  和  $p_b/(rH)$  相同的回归分析法得到  $p_d/(rH)$  的计算公式:

$$\frac{p_d}{rH} = K_b(0.7 - 1.56 \sqrt{\frac{d_2}{L}}) \frac{p'_s}{rH}, \quad (5)$$

$K_b$  同上. 当  $d_2 = 0$  时,  $p_d = p_b$ .

复相关系数  $R = 0.823$ , 方差  $\sigma = 0.214$ .

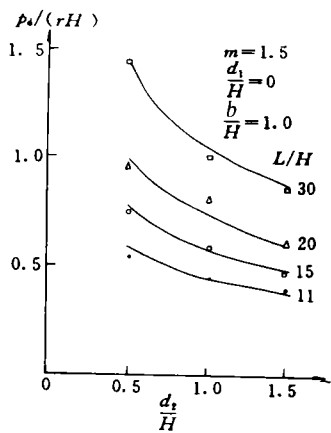


图6  $p_s/(rH)$ 与  $d_2/H$  的关系

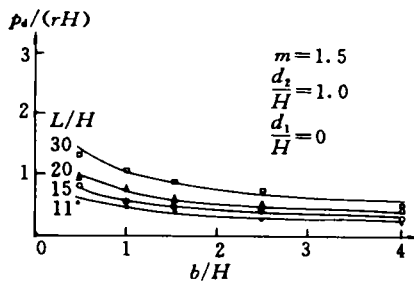


图7  $p_s/(rH)$ 与  $b/H$  的关系

2.1.4 超高  $h_s/H$  的规律

通常认为, 在墙前相对水深  $d_1/H > 0$  时, 其最大水平波压强  $p_s$  位于静水位处, 对立波来说是符合实际情况的, 但当破波作用在直墙上时, 由于高基床的影响,  $p_s$  位于静水位以上  $h_s$  处. 实验表明,  $h_s/H$  与  $d_1/H$  和  $d_2/H$  有关, 且以  $d_1/H = 0$  为分界点,  $d_1/H > 0$ , 呈部分立波状,  $d_1/H < 0$  为破波. 顶墙埋入基床, 使顶墙埋入部分承受波压力, 顶墙总水平力增大, 引起  $p_s$  位置下降, 且随  $d_1/H$  增大, 对  $h_s/H$  的影响减小(图8).

通过回归分析, 得到  $h_s/H$  计算公式:

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_s}{H} &= \left(0.23 - \frac{d_1}{H}\right) - \left(0.18 - 0.28 \frac{d_1}{H}\right) \frac{d_2}{H} & \frac{d_1}{H} \leq 0 \\ \frac{h_s}{H} &= 0.23 \left(1 - \frac{d_1}{H}\right) - 0.18 \left(1 - \frac{d_1}{H}\right) \frac{d_2}{H} & \frac{d_1}{H} \geq 0 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

当  $d_2/H > 0.5$ , 按  $d_2/H = 0.5$  计算. 复相关系数  $R = 0.997$ , 方差  $\sigma = 0.053$ , 拟合程度很高.

2.1.5 分布高度  $(d_1 + d_2 + Z)/H$  的规律

波压强分布高度直接关系到波压强分布规律和波浪总压力大小. 经实验资料分析, 分布高度主要由  $d_1/H$ 、 $d_2/H$  和护面形式有关, 而  $b/H$ 、 $m$  和  $L/H$  影响较小, 虽在回归分析时参与统计, 为了简化公式, 在式中略而不计, 即:

$$\begin{aligned} \frac{d_1 + d_2 + Z}{H} &= 0.95 \frac{d_2}{H} \exp\left(0.2 \frac{d_1}{H}\right) \\ &+ 0.56 \exp\left(1.1 \frac{d_1}{H}\right) + 0.28 + K_z. \end{aligned} \quad (7)$$

抛石护面  $K_z = 0$ , 干砌护面  $K_z = 0.10$ . 复相关系数  $R = 0.993$ , 方差  $\sigma = 0.092$ .

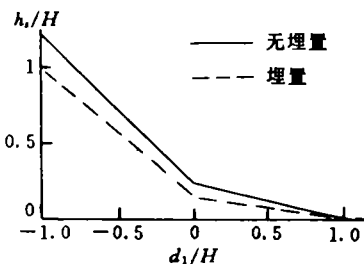


图8  $h_s/H$  与  $d_1/H$  的关系

## 2.2 浮托力分布规律

顶墙底处浮托力分布及其大小, 由  $p_d/(rH)$  和计算宽度  $D_0/H$  来确定 (见图1),  $p_d/(rH)$  在2.1.3节已论述.

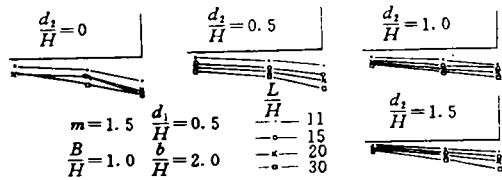


图9 浮托力分布与  $d_2/H$  的关系

大量的实验资料证实,  $D_0/H$  主要是由  $d_1/H$ 、 $d_2/H$  和  $m$  确定. 当  $d_1/H$  增大,  $m$  减小时,  $D_0/H$  增大, 此时总的浮托力也增大. 当  $d_2/H$  由零增至0.5,  $D_0/H$  增加, 因  $p_d/(rH)$  减小, 所以总的浮托力缓慢减小; 当  $d_2/H > 0.5$ ,  $D_0/H$  变化甚微, 因  $p_d/(rH)$  继续减小, 总的浮托力还在缓慢减小. 随着  $d_2/H$  增加, 浮托压强分布趋向均匀 (图9).

当  $B/H < 2.0$  或  $d_1/H > 0$ , 一般波压强沿墙底传播至后趾时, 压强还未衰减至零, 墙底浮托力呈梯形分布, 此时  $D_0/H > B/H$ . 当  $B/H$  较大,  $d_1/H < -0.5$ , 沿墙底传播的压强还未传到后趾, 压强已衰减至零, 墙底浮托力呈三角形分布, 此时  $D_0/H < B/H$ . 因此一般情况下, 墙后趾压强不是正好等于零, 只有在特殊情况下  $D_0/H = B/H$  时, 后趾压强正好等于零.

浮托力折减系数  $\mu$ , 抛石护面取0.80, 干砌护面取0.75, 这是因为前者波能易透过基床引起的. 当  $d_2/H$  较大时  $\mu$  接近1.0, 上述的  $\mu$  值指平均值而言.

通过回归分析, 得到  $D_0/H$  计算公式:

$$\frac{D_0}{H} = 2.0^{1.3d_1/H} m^{-1/3} [1 + (1.6 - 1.2 \frac{d_1}{H}) \frac{d_2}{H}]. \quad (8)$$

当  $d_2/H > 0.5$  时按  $d_2/H = 0.5$  计算. 判断拟合程度好坏的复相关系数  $R = 0.84$ , 方差  $\sigma = 0.372$ , 由此可见, 水平分布压强拟合程度比浮托力好.

综上所述, 根据式(2)~(8)可以求出顶墙波压强分布, 再由分布压强得出总水平力  $P_h/(rH^2)$  和总浮托力  $P_v/(rH^2)$ . 当顶墙越浪时, 公式仍适用, 只需扣除越顶部分分布压强即可.

## 3 总力和总力矩变化规律

水平总力  $P_h/(rH^2)$  和力矩  $M_h/(rH^3)$ 、浮托力  $P_v/(rH^2)$  和力矩  $M_v/(rH^3)$  和总力矩  $M_0/(rH^3) = M_h/(rH^3) + M_v/(rH^3)$  的变化规律见图10和11. 由图和上述分析可看出如下变化规律:

墙前相对水深  $d_1/H$  是影响波堤相互作用的主要参数. 当  $d_1/H$  从-1.0增到1.0时, 总波压力先增加而后减小, 呈单峰形式变化, 其峰值在  $d_1/H = 0.5$  附近出现. 随  $b/H$  的增大, 峰值位置向  $d_1/H$  较大方向移动. 当  $b/H$  很大, 即  $b/H = 4.0$  时,  $P_h/(rH^2)$ 、 $P_v/(rH^2)$  和  $M_0/(rH^3)$  无峰值. 在相同条件下, 波坦  $L/H$  越大, 出现峰值时的  $d_1/H$  值越小.

在  $d_1/H = 1.0$  时, 坡肩相对宽度  $b/H = 0 \sim 1.0$ , 陡波由部分立波波态变为破碎波, 破波直接打击在顶墙上, 产生比坦波大的波压力. 在  $b/H = 0$ , 无论陡波还是坦波均成部分立波状

态;在  $b/H=0.5\sim 1.0$  时,陡波逐渐达到完全破碎,其波压力增至最大值,而坦波正向破碎波发展,其波压力亦在增大; $b/H\geq 1.5$  时,坦波开始破碎,其波压力激增而陡波此时已处于破后波推移阶段,波压力在减小;坦波在  $b/H=2.5$  附近产生最大波压力.

$d_1/H=0.5$  时,在  $b/H=0$  位置各波坦产生的波压力  $P_h/(\rho H^2)$  和  $P_v/(\rho H^2)$  相近,由于水深变浅陡波完全破碎的位置移到  $b/H=0.5$  附近,坦波产生最大波压力的位置亦移到  $b/H=1.0\sim 2.5$ ,坦波产生的最大波压力大于陡波.一方面这是由于坦波能量大于陡波,另一方面是坦波经较大的推移才破碎,水质点速度快,水量大.在  $b/H>2.5$  以后,各种波均为破后波态,波压力减小.

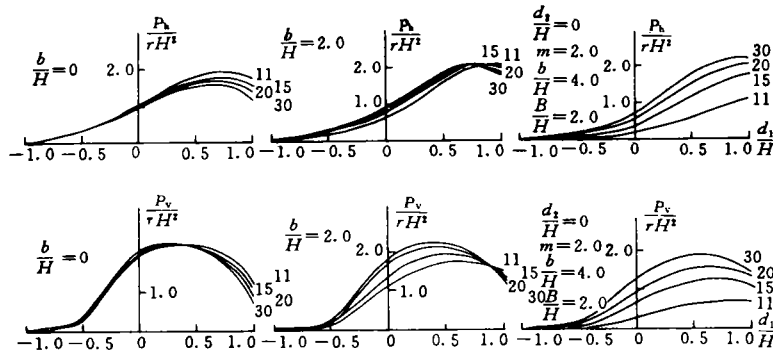


图10  $P_h/(\rho H^2)$  和  $P_v/(\rho H^2)$  与  $d_1/H$  的关系

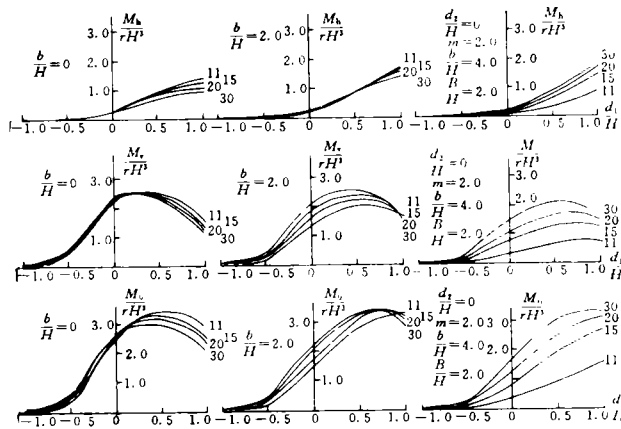


图11  $M_0/(\rho H^3)$ 、 $M_b/(\rho H^3)$  和  $M_v/(\rho H^3)$  与  $d_1/H$  的关系

$d_1/H \leq 0$  时,无论坦波或陡波均在坡脚附近破碎.破波击堤顶后(或同时)击墙,使得击墙波压力显著小于  $d_1/H > 0$  的情况.由于水面齐平或低于基床顶面,使得破波波压力通常在  $b/H=0\sim 0.5$  附近产生最大值,即波浪完全破碎位置向海侧(即  $b/H$  较小方向)移动.

综上所述,确定顶墙稳定断面尺度时,要充分考虑顶墙受力状态,选择受力较小工况,尽

可能减小断面尺度,又满足稳定与使用要求.

## 4 本文成果与现有主要成果总力比较

除本文成果外,现有各家计算顶墙波压强分布的公式中,一般都不考虑顶墙埋入基床深度  $d_2/H$  的影响,为便于比较,取  $d_2/H=0$  工况,以  $m=2$ 、 $b/H=2$ 、 $B/H=2$  和  $L/H=20$  为例,依本文推荐的顶墙无埋置深度时波压强分布计算式得到  $P_h/(rH^2)$ 、 $M_h/(rH^3)$ 、 $P_v/(rH^2)$  和  $M_v/(rH^3)$ ,与各家公式进行比较,见图12.由图12可知,本文的水平力  $P_h/(rH^2)$ ,接近并略大于海港水文规范法;水平力矩  $M_h/(rH^3)$  值介于广井和海港水文规范之间.本文的浮托力  $P_v/(rH^2)$  和浮托力矩  $M_v/(rH^3)$  与海港水文规范相差甚大,当  $d_1/H < 0$  时,本文方法的结果小得多; $d_1/H > 0$ ,本文的结果大得多,主要原因是规范法认为顶墙后趾波压强始终为零造成的.

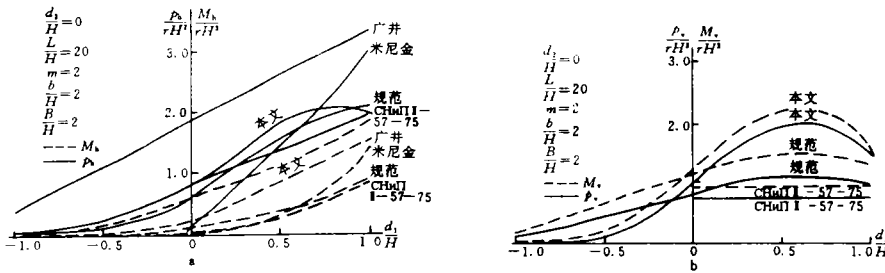


图12 各家公式比较

用32组高基床顶墙稳定试验和6组现场资料对本文推荐方法进行验算,符合率高达80%以上,在各家公式中占首位<sup>[1]</sup>,本文成果已被农业部渔港斜坡式防波堤规范采用.

## 5 主要结论

1. 依式(2)~(6)计算高基床顶墙水平力,依式(5)和(8)计算顶墙浮托力.

2. 对顶墙波压力起主要作用的因素是墙前水深  $d_1/H$ ,而堤前波浪未破碎时水深  $d/H$  无显著影响.一般在  $d_1/H=0.5$  附近时,顶墙所受的水平总力  $P_h/(rH^2)$  和浮托力  $P_v/(rH^2)$  及其相应的力矩  $M_h/(rH^3)$  达到最大值;当  $d_1/H \leq -0.5$ ,顶墙所受的力和力矩大幅度减小,在顶墙设计中应充分考虑堤顶高程对其稳定性的影响.

3. 当  $d_1/H \leq 0$ ,顶墙所受的力和力矩随坡肩宽度  $b/H$  增大而减小,波坦  $L/H$  越大,减小越慢.当  $d_1/H \geq 0.5$ ,一般先随  $b/H$  增大略有增加,然后再减小,波坦越小,出现压力峰值的  $b/H$  值越小.

4. 顶墙埋入基床后,压强重新分布,点压强  $p_s/(rH)$  略有增大,  $p_b/(rH)$  增大幅度可达1.3倍,堤顶以上部分分布高度  $(d_1+Z)/H$ ,当  $d_1/H \leq 0$ ,减小,  $d_1/H > 0$ ,增大.如不考虑埋入部分水平压力,堤顶以上部分水平压力略增大,而浮托力减小较缓慢.因顶墙受力高度又增加  $d_2/H$ ,总水平力因顶墙埋入基床增加幅度较大.但顶墙重量增大,又增加墙后土压力,对稳定不一定不利,要作具体稳定性计算.一般顶墙埋入部分在静水位以上,对稳定可能有利,在

静水位以下对稳定可能不利.

5. 顶墙后趾垂直压强一般不为零. 当  $d_1/H \geq 0$  时,  $D_0/H > B/H$ , 顶墙后趾垂直压强大于零, 浮托力呈梯形分布, 本文公式浮托力计算值一般大于现有国内外有关技术规范的计算值.  $d_1/H < 0$ , 一般  $D_0/H \leq B/H$ , 浮托力分布呈三角形, 本文计算值小于现有规范值. 差别是现有计算浮托力方法中假定顶墙后趾垂直压强始终为零造成的.

### 参考文献

- 1 卢无疆, 金建新, 赵林. 渔港斜坡式防波堤规范胸墙波压强分布和计算方法. 海洋工程, 1993, (3): 71~81
- 2 港口工程技术规范. 北京: 人民交通出版社, 1988