

**Capítulo 192**  
***Freeboard* de córregos, rios, reservatórios,**  
**pontes e outros**

## Capítulo 192- *Freeboard* de córregos, rios, reservatórios, pontes e outros

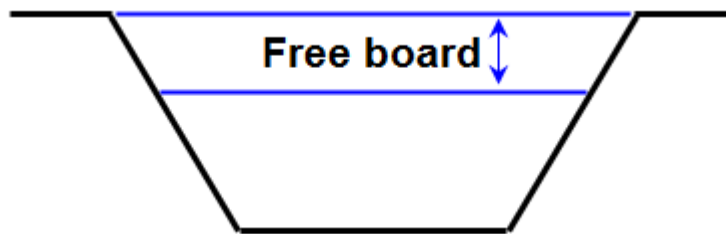
### 192.1 Introdução

O objetivo é mostrar os vários procedimentos de estimar o *freeboard*, ou seja, a Borda Livre e em alemão *Freibord*, de córregos, rios, reservatórios, pontes, bueiros e escadas hidráulicas.

O fluido é águas pluviais urbanas, água dos córregos, rios, lagos e reservatórios. Não se trata de fluido não-newtoniano, como o decorrente de barragens de rejeitos e de escorregamento de montanhas denominado de *debris flow*.

De modo geral, o *freeboard* é representado pela letra minúscula “ f ”.

Devido a ações de ondas provocadas por ventos, embarcações, ou flutuações das vazões, é necessário que se deixe uma borda livre.



**Figura 192.1- Esquema de *freeboard* de um canal**

Uma discussão frequente, mesmo entre os especialistas, é o periodo de retorno a adotar.

Em microdrenagem, adotamos  $Tr = 25$  anos, devido, principalmente, à ilha de calor e ao aumento das precipitações de curta duração que estão ocorrendo em todo o planeta

Para rios, canais e bueiros (travessias), adotamos  $Tr = 100$  anos.

De modo geral, para rios, deve ser adotado  $Tr = 100$  anos.

Na Europa, em alguns lugares como a Inglaterra, adota-se  $Tr = 200$  anos, e, na Italia, adotam-se dois periodos de retorno  $Tr = 100$  anos e  $Tr = 200$  anos, mas sempre deve ser verificada a vazão catastrófica  $Tr = 500$  anos.

Para o Brasil, deveria ser adotado  $Tr = 100$  anos e verificar na vazão catastrofica de 350 anos já ocorrida na década de 90, em Paraibuna, e em 1929, conforme estudos do dr. Silvio Luiz Giudice do DAEE São Paulo.

### 192.2 U. S. Bureau de Reclamation

Conforme Chaudhry (1993), o *U. S. Bureau de Reclamation* adota para borda livre a seguinte fórmula:

$$\text{Borda livre (m)} = f = (k \cdot y)^{0,5}$$

Sendo:

y= altura da lâmina d'água (m) e

k= coeficiente que varia de 0,8 até 1,4, dependendo da vazão do canal.

Para vazão de  $0,5\text{m}^3/\text{s}$ ,  $k=0,8$  e, para vazão maior que  $85\text{m}^3/\text{s}$ , temos  $k=1,4$ .

O *Bureau de Reclamation* adota a fórmula para regime torrencial, ou seja, quando o número de Froude for maior que 1.

$$\text{Borda livre (m)} = 0,61 + 0,0372 \cdot V \cdot y^{1/3}$$

Sendo:

V= velocidade média da seção (m/s) e

y= altura da lâmina d'água (m).

### Exemplo 192.1 de aplicação da Borda Livre de um Canal

Seja com altura da lâmina d'água de 2,50m e vazão de  $67\text{m}^3/\text{s}$ . Calcular a borda livre.

Adotando  $k=1,2$

$$\text{Borda livre (m)} = (k \cdot y)^{0,5} = (1,2 \cdot 2,5)^{0,5} = 1,73\text{m}$$

### 192.3 Central Board of Irrigation and Power na Índia

A Tabela (192.1) fornece sugestões para bordas livres, conforme as vazões nos canais, de acordo com a *Central Board of Irrigation and Power*, na Índia. Fornece valores bem menores que a fórmula do *Bureau de Reclamation*.

**Tabela 192.1 – Sugestões de borda livre recomendado pela Central Board of Irrigation and Power, na Índia (Raju, 1983)**

Vazão ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Vazão < 1,5 $\text{m}^3/\text{s}$	Vazão entre 1,5 a 85 $\text{m}^3/\text{s}$	Vazão > 85 $\text{m}^3/\text{s}$
Borda Livre	0,50m	0,75m	0,90m

Fonte: Chaudhry (1993).

### 192.4 DAEE (Departamento de Águas e Energia Elétrica de São Paulo)

Conforme Instrução DPO 002/ 2007 do DAEE temos, na Figura (192.2), as recomendações do Estado de São Paulo.

**Figura 192.2- Instrução DPO 002/ 2007 DAEE**

Obra hidráulica	Folga ( <i>freeboard</i> ) f (m)
Canalização aberta ou fechada e galerias	$f \geq 0,20 h$
Pontes	$f \geq 0,20 h$ com $f \geq 0,40m$
Barramento	$f \geq 0,10 h$ com $f \geq 0,50m$
Bueiro	Não tem recomendação

Em canalização aberta ou fechada, o DAEE recomenda um *freeboard* mínimo de 0,2 x da altura da lâmina de água.

Para barramentos, o *freeboard* mínimo é de 0,50m e sempre maior que 0,1 da altura da água.

### 192.5 Pontes

Para pontes, o DAEE recomenda um mínimo de 0,40m e maior que 0,2 da altura da lâmina de água.

Nas normas europeias, o remanso máximo provocado pelo estreitamento de uma ponte é de 0,30m, entretanto, em pontes antigas feitas no Brasil, e adotando-se período de retorno de 100 anos para os rios, obtemos valores bem mais altos. A situação piora quando o rio desemboca no mar e, no Estado de São Paulo, consideramos altura máxima do mar em 2,00m, que, juntamente com o período de retorno de 100 anos e do estreitamento da ponte, fornecerão um remanso bem elevado.

### 192.5 Alemanha

Conforme o livro digital *Wasserbau* de Heinz e Gonsowski (2011), são recomendados os *freeboards* da Tabela (192.3), na Alemanha e Suíça.

**Tabela 192.3- *Freeboard* recomendado na Alemanha**

Tipo de escoamento	<i>Freeboard</i> nas margens	<i>Freeboard</i> em pontes
Córregos	0,5m a 0,8m	0,7m a 1,00m
Rios	0,8m a 1,3m	1,0m a 1,5m
Águas torrenciais	2,5m	

Fonte: Heinz e Gonsowski, 2011

### 192.6 Piso da construção 1,5m acima da curva dos 100anos

Não existe lei brasileira, norma da ABNT e nem estrangeira que estabeleça a cota do piso das construções ao longo dos rios.

O LEED usa para pré-desenvolvimento que o nível de construção esteja no mínimo 1,5m acima da curva dos 100 anos, conforme Figura (192.3).

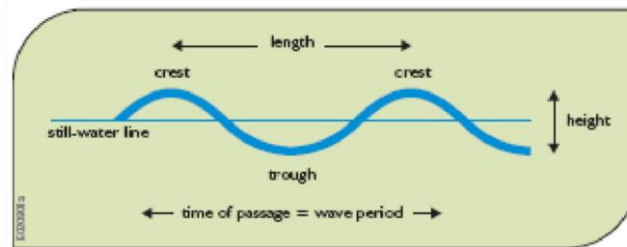


**Figura 192.3- Soleira de construção**

### 192.7-Efeito do vento em rios e lagos

Em lagos, é muito importante a determinação da borda livre, pois a ação do vento faz criar ondas na superfície da água que atingem até uma

determinada altura. A Figura (192.4) mostra esquematicamente o comprimento, altura e o período da onda.



**Figura 192.4- Comprimento, altura e período da onda**  
**Fonte: Unesco (2005).**

Conforme ASCE (1996), as ondas na água podem ter diversas origens: vento, força gravitacional devido a Lua, atividade sísmica ou movimento de água dentro de um vaso ou deslocamento de um navio.

Existem teorias para as ondas do mar, mas para ondas em lagos e rios o processo é estatístico.

Em rios e lagos, é importante a velocidade do vento e o *fetch*.

### **192.8 Determinação da borda livre de um lago, conforme Stevenson**

Conforme Prof. dr. K. Tamada (1999), da EPUSP, a altura da onda  $h_o$  é obtida através da fórmula empírica de Stevenson.

$$h_o = 0,028 \times (V \times F)^{0,5} + 0,76 - 0,26 \times (F)^{(1/4)}$$

Sendo:

$h_o$  = altura da onda (m)

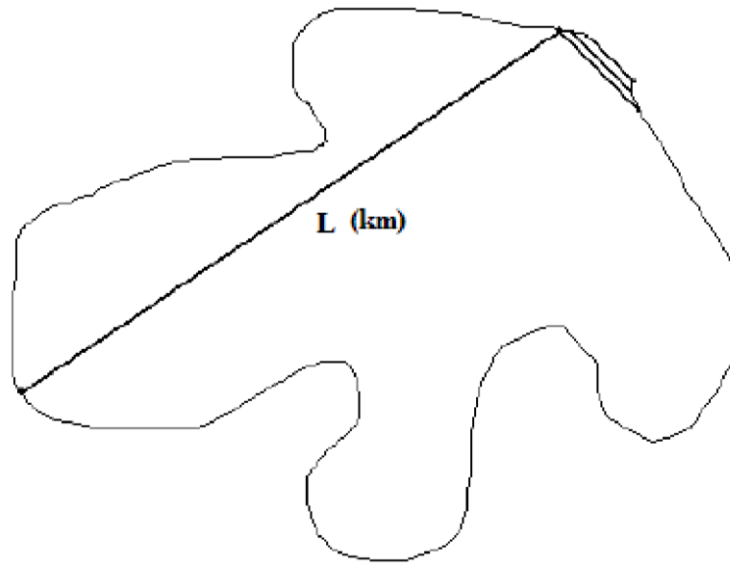
$V$  = velocidade do vento (km/h). São Paulo: velocidade do vento adotada está entre 100km/h e 120km/h

$F$  = *fetch* (km). *Fetch* é a medida, em linha reta, sem cortar qualquer obstáculo físico como ilhas e penínsulas, até o barramento, conforme Figura (192.5). O ângulo entre o *fetch* e a direção do vento é denominado de  $\Phi$ . O *fetch* é normalmente representado pela letra maiúscula " F ".

$h$  = borda livre (m)

$$h = 1,40 \times h_o$$

Notar que o *freeboard* a ser adotado é 40% maior que o calculado  $h_o$ .



**Figura 192.5- Fetch de comprimento L, em km**

Conforme Novak (2007), temos:

$$F < 20 \text{ km} \quad H = 0,34 \times F^{0,5} + 0,76 - 0,26 \times F^{1/4}$$

Para *fetch* maior que 20km, desprezam-se os últimos dois termos, ficando:

$$F > 20 \text{ km} \quad H = 0,34 \times F^{0,5}$$

Sendo:

F= *fetch* (km)

H= altura da onda (m)

Conforme Novak (2007), em reservatórios de tamanho médio, o *freeboard* fw pode ser estimado por:

$$fw = 0,75H + c^2/2g$$

Sendo:

fw=

*freeboard*

(m)

H= altura da onda

(m)

c= velocidade da  
onda (m/s)

g= 9,81 m/s<sup>2</sup> =aceleração da gravidade

Mas o valor de  $c$  é:

$$c = 1,5 + 2H$$

E, então, teremos:

$$fw = 0,75 H + (1,5 + 2H)^2/2g$$

### Onda significativa $H_s$

O conceito de altura de onda significativa  $H_s$  é a altura média do terço da onda mais alta.

É recomendado por ICE (1996), conforme Novak (2007), que a altura de projeto,  $H_d$ , seja um múltiplo de  $H_s$ , variando de  $H_d = 0,75 H_s$  a  $1,3 H_s$ , para barragens de concreto.

Para barragens em terra,  $H_d = 1,67 H_s$ . O valor de  $H_s$  pode ser obtido, conforme Novak (2007), pela equação:

$$H_s = V \cdot F^{0,5} / 1760$$

Sendo:

$H_s$  = altura da onda significativa (m)

$V$  = velocidade do vento (m/s)

$F$  = *fetch* (m)

$H_d$  = altura significativa da onda (m). É a altura da onda para o projeto.

$H_d = 0,75 H_s$  ou  $1,3 H_s$ , para barragens de concreto

$H_d = 1,67 H_s$ , para barragens em terra

Novak (2007) salienta que a decisão final é do projetista, que terá que levar em consideração as várias situações, como:

- Efeito do nível do reservatório devido ao *flood routing*;
- Efeitos sísmicos;
- Efeitos dos ventos na superfície da água do reservatório; e
- Efeitos e ação dos ventos na barragem.

### Fórmula de Gaillard

$$v = 1,5 + 2 \times h_o$$

Sendo:

$v$  = velocidade das ondas (m/s).

Nota: não é a mesma coisa que velocidade do vento  $V$

$h_o$  = altura das ondas (m).



### Exemplo 192.2

Calcular a folga, para uma barragem que tem um *fetch* de  $F=25\text{km}$ .

<http://www.carisia.com.br/barragensG-Aula3-projetodebarragens.pdf>

Acessado em 31 de outubro de 2007

$F > 18\text{km}$

$$h_o = 0,34 \times F^{0,5}$$

$$h_o = 0,34 \times 25^{0,5} = 1,70\text{m}$$

$$v = 1,5 + 2 \times h_o$$

$v$  = velocidade das ondas

$$(\text{m/s}) \quad v = 1,5 + 2 \times 1,70 =$$

$$4,90\text{m/s}$$

$$\text{Folga} = 0,75 \times h_o + \frac{v^2}{2g} = 0,75 \times 1,70 + \frac{4,9^2}{(2 \times 9,81)} = 2,50\text{m}$$

### Exemplo 192.3

Calcular a borda livre de uma represa do Cabuçu, em Guarulhos, com *fetch* =  $1,5\text{km}$ , velocidade do vento de  $120\text{km/h}$ .

$$h_o = 0,028 \times (V \times F)^{0,5} + 0,76 - 0,26 \times (F)^{(1/4)}$$

$$h_o = 0,028 \times (120 \times 1,5)^{0,5} + 0,76 - 0,26 \times (1,5)^{(1/4)}$$

$$h_o = 0,38 + 0,76 - 0,29 = 1,27\text{m (altura da$$

$$\text{onda}) \quad h = 1,40 \times h_o = 1,4 \times 1,27 = 1,78\text{m}$$

(borda livre)

### 192.9 Fórmula de Molitor

Para  $F < 30\text{km}$

$$h_o = 0,75 + 0,032 \times (V \times F)^{0,5} - 0,27 (V \times F)^{(1/4)}$$

Para  $F > 30\text{km}$

$$h_o = 0,032 \times (V \times F)^{0,5}$$

Sendo:  $h_o$  = altura da onda (m)

$V$  = velocidade do vento (km/h)

$F$  = *fetch* (km). Nota: não confundir o *fetch*  $F$  com a folga  $F$ .

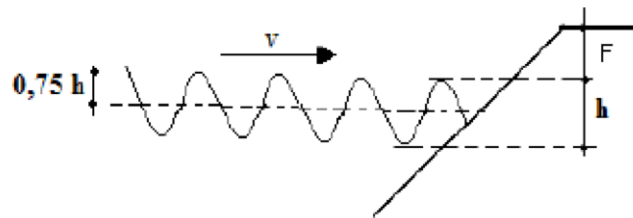


Figura 192.7- Altura da onda  $h$  e  $F$  = folga

A folga  $F$  é 0,75 vezes a altura das ondas mais  $V^2/2g$ .

$$F = 0,75h + \frac{v^2}{2g}$$

Onde:

$h$  = altura das ondas (m)

$v$  = velocidade das ondas (m/s)

$g$  = aceleração da gravidade ( $\text{m}^2/\text{s}$ )

### 192.10 Determinação da altura da onda, conforme Narfet

Conforme Allan et al. (2000), a estimativa da altura da onda e do período pode ser obtida usando-se as equações de Narfet.

$$h_o = 0,0015 \times g^{-0,5} \times F^{0,5} \times [V \cos(\Phi)] \quad T_p = 2,6 \times g^{0,72} \times F^{-0,28} \times [V \times \cos(\Phi)]^{-0,44}$$

Sendo:

$h_o$  = altura da onda (m)

F= *fetch* na direção do vento (m)  
V= velocidade do vento (m/s)  
(Φ)=ângulo entre a direção do vento  
e o Fetch  
g= 9,81m/s<sup>2</sup>  
Tp= período da onda (s)

De modo geral, segundo observações de Allan (2000), a equação de Narfet aumenta um pouco o valor da altura da onda e diminui um pouco o período da onda, mas mesmo assim é usada.

### Exemplo 192.4

Dada a velocidade do vento de 120km/h (33,33m/s) e *fetch* de 500m, calcular a altura da onda  $h_o$  e o período da onda  $T_p$ .

$$h_o = 0,0015 \times g^{-0,5} \times F^{0,5} \times [V \cos(\Phi)]$$
$$T_p = 2,6 \times g^{0,72} \times F^{-0,28} \times [V \cos(\Phi)]^{-0,44}$$

$$h_o = 0,0015 \times 9,81^{-0,5} \times 500^{0,5} \times [33,33 \cos(0)] = 0,36\text{m (altura da onda)}$$
$$T_p = 2,6 \times 9,81^{0,72} \times 500^{-0,28} \times [33,33 \cos(0)]^{-0,44} = 0,5\text{s (período)}$$

### 192.11 Comprimento da onda, conforme Eckart (1952)

Conforme Eckart (1992) *in* Allan (2000), o comprimento da onda pode ser obtido usando-se a equação:

$$L = (g \times T_p^2 / (2 \times \text{PI})) \times \{\tanh [(4 \times \text{PI}^2 \times d) / (T_p^2 \times g)]\}^{0,5}$$

Sendo:

L= comprimento da onda (m)  
g= 9,81m/s<sup>2</sup>  
Tp= período (s)  
tanh= tangente  
hiperbólica  
d= profundidade do lago (m)

### Exemplo 192.5

Dado um lago com profundidade d=1,20m, período  $T_p= 2,46\text{s}$

$$L = (g \times T_p^2 / (2 \times \text{PI})) \times \{\tanh [(4 \times \text{PI}^2 \times d) / (T_p^2 \times g)]\}^{0,5}$$
$$L = (9,81 \times 2,46^2 / (2 \times \text{PI})) \times \{\tanh [(4 \times \text{PI}^2 \times 1,20) / (2,46^2 \times 9,81)]\}^{0,5} = 7,69\text{m}$$

Portanto, o comprimento da onda  $L=7,69\text{m}$ .

### 192.12 Tensão trativa em rios

Conforme Tomaz (2002), a tensão trativa média  $T$  é dada pela equação:  $T = \gamma \cdot R \cdot S$

Sendo:

$T$  = tensão trativa média no perímetro molhado da seção transversal ( $N/m^2$ ) ou Pascal Pa

$\gamma$  = peso específico da água =  $10000N/m^3$  (valor mais exato = 9800)

$R$  = raio hidráulico (m)

$S$  = declividade (m/m)

Sendo  $b$  a largura do rio e  $y$  a altura da lâmina de água para um rio muito largo ( $b/y > 4$ ), a tensão trativa no fundo do rio é:

$$T = \gamma \cdot y \cdot S$$

No talude, a tensão trativa é menor, ou seja:

$$T = 0,7 \cdot \gamma \cdot y \cdot S$$

Conforme a Unesco (2005), a tensão trativa nos rios é a soma da tensão trativa devido ao escoamento e tensão trativa devido ao vento.

$$T = T_{\text{escoamento}} + T_{\text{vento}}$$

### Tensão trativa devido ao escoamento do rio

Usando a equação da tensão trativa combinada com a equação de Manning, obtemos a tensão trativa em  $N/m^2$  ou  $kg/m/s^2$  no fundo do rio, dada pela equação:

$$T_{\text{vento}} = 1000 \times 9,81 \times U^2 \times n^2 / d^{(1/3)}$$

Sendo:

$T_{\text{vento}}$  = tensão trativa devido ao vento

$U$  = velocidade média do rio (m/s)

$n$  = coeficiente de Manning do rio

$d$  = profundidade do rio (m)

### Tensão trativa devido ao vento

A tensão trativa no fundo do rio devido ao vento é dada pela equação:

$$T_{\text{vento}} = 0,25 \times 1000 \times f_w \times U_o^2$$

Sendo:

$T$  = tensão trativa devido ao vento ( $N/m^2$ )

$f_w$  = fator de fricção (adimensional)

U<sub>o</sub>= velocidade efetiva horizontal no fundo do rio devido a ondas (m/s)

$$U_o = \frac{\pi \times h_o}{T_p \times \sinh(2 \times \pi \times d / L)}$$

Sendo:

U<sub>o</sub>= velocidade horizontal no fundo devido às ondas (m/s)

h<sub>o</sub>= altura da onda (m)

T<sub>p</sub>= período da onda (s)

senh= seno hiperbólico

L= comprimento da onda (m)

O valor aproximado de f<sub>w</sub>:

$$f_w = \exp(-5,977 + 5,123 \times d^{-0,194})$$

Uma estimativa para f<sub>w</sub>=0,32.

Geralmente, a tensão trativa no fundo dos rios devido ao vento é muito pequena e é desprezada.

### 192.13 Bueiros (travessias)

Não existe *freeboard* para bueiros. Geralmente, a carga H<sub>w</sub> em relação à altura do mesmo é menor ou igual a 1,5 ou 1,2.

### 192.14 Escada hidráulica

Em escada hidráulica, adoto o mesmo critério do *Bureau of Reclamation*:

$$\text{Borda livre (m)} = f = (k \cdot y)^{0,5}$$

### 192.15 Vertedor

Adoto o mesmo critério do *Bureau of Reclamation*, já explicado.

### 192.16 Zona costeira do mar

Em praias e nas costas, adotam-se critérios especiais que não iremos mostrar.

### **192.17 Previsão de altura de ondas**

Conforme Gomes (2014), na Tabela (192.1), temos um resumo das fórmulas usadas na previsão de altura de ondas devido ao vento.

**Tabela 192.1- Fórmulas existentes para previsão de altura de ondas, conforme Gomes (2014).**

NOME DO MÉTODO	EXPRESSÃO	LIMITAÇÕES
Hasselman et al.(1976)	$\frac{g H_{m0}}{U_A^2} = 1.6 \times 10^{-3} \left( \frac{g F}{U_A^2} \right)^{\frac{1}{2}}$ $T_m = 6.238 \times 10^{-2} \left( \frac{g H_{m0}}{U_A^2} \right)^{\frac{1}{2}}$	$H_{m0}$ apresenta valores próximos de $H_s$ para grandes profundidades $\frac{g T_m}{U_A} \leq 8.134$ $\frac{H_{m0} g}{U_A^2} \leq 0.2433$
Sverdrup-Munk-Bretschneider (SMB)	$\frac{g H_s}{U_{10}^2} = 0.283 \tanh \left( 0.0125 \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)^{0.42} \right)$ $\frac{g T_s}{U_{10}^2} = 7.54 \tanh \left( 0.077 \left( \frac{g F}{U_{10}^2} \right)^{0.25} \right)$ $\frac{g t_{min}}{U_{10}} = 0.00183 \exp \left( (0.0161m^2 - 0.3692m + 2.2024)^{\frac{1}{2}} + 0.8798m \right)$	----
Bhomwik (1976)	$\frac{g * H_s}{U^2} = 3.23 * 10^{-3} * \left( \frac{g * F}{U^2} \right)^{0.435}$	$\frac{g * H_s}{U^2} < 3 * 10^4$
Demirbilek, Bratos e Thompson (1993)	$\frac{g * H_{m0}}{U_A^2} = 4.13 * 10^{-2} * \left( \frac{g * F}{U_A^2} \right)^{\frac{1}{2}}$ $\frac{g * T_p}{U_A} = 0.751 * \left( \frac{g * F}{U_A^2} \right)^{\frac{1}{2}}$	$\frac{g * H_{m0}}{U_A^2} < 2.115 * 10^2$ $\frac{g * T_p}{U_A} \leq 2.398 * 10^2$
Wilson (1965)/Goda(2003)	$\frac{g * H_s}{U_{10}^2} = 0.3 * \left( 1 - \left( 1 + 0.004 * \left( \frac{g * F}{U_{10}^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)^{-2} \right)$ $\frac{g * T_s}{U_{10}} = 8.61 * \left( 1 - \left( 1 + 0.008 * \left( \frac{g * F}{U_{10}^2} \right)^{\frac{1}{3}} \right)^{-5} \right)$	----
Kahma e Calkoen (1992)	$\frac{g * H_s}{U_{10}^2} = A * \left( \frac{g * F}{U_{10}^2} \right)^B$ $\frac{g * T_s}{U_{10}} = C * \left( \frac{g * F}{U_{10}^2} \right)^D$	Ver Quadro 2. 1 e Quadro 2. 2 valor de A, B, C e D
Saville(1954)/Carlson e Sayre(1961)	$\frac{g * H_s}{U e^2} = 3.23 * 10^{-3} * \left( \frac{g * F e}{U e^2} \right)^{0.435}$	$\Phi < 45^\circ$ ; sinal de $\bar{V}$ varia com a direção do escoamento (2.2.3.1.) e $0.05 < W/F < 0.6$
Donelan (1980)	$\frac{g * H_s}{(U_{10} * \cos(\theta - \phi_w))^2} = 0.00366 * \left( \frac{g * F_\theta}{(U_{10} * \cos(\theta - \phi_w))^2} \right)^{0.38}$ $\frac{g * T_p}{U_{10} * \cos(\theta - \phi_w)} = 0.542 * \left( \frac{g * F_\theta}{(U_{10} * \cos(\theta - \phi_w))^2} \right)^{0.23}$	$\frac{g * H_s}{(U_{10} * \cos(\theta - \phi_w))^2} \leq 0.28$ $\frac{g * T_p}{U_{10} * \cos(\theta - \phi_w)} \leq 7.56$
Young e Verhagen (1996)	$\frac{g * H_s}{U_{10}^2} = 0.241 * \left( \tanh(A_1) * \tanh \left( \frac{B_1}{\tanh(A_1)} \right) \right)^{0.87}$ $\frac{g * T_p}{U_{10}^2} = 7.519 * \left( \tanh(A_2) * \tanh \left( \frac{B_2}{\tanh(A_2)} \right) \right)^{0.37}$	Apresenta limitações para fetches pequenos

### 192.18 Altura da onda em locais onde passam embarcações e navios

Também não iremos detalhar tais assuntos, mas vamos mostrar o método de Hochtein (1980).

$$H_i = 0,0448 \cdot V^2 (D/L)^{0,5} (1 - B \cdot D/Ac)^{-2,5}$$

**Sendo:**

**$H_i$** = altura da onda próxima da embarcação (m)

**$V$** = velocidade da embarcação

**$D$** = calado da embarcação (m). Nota: o que está submerso

**$L$** = comprimento da embarcação (m)

**$B$** = largura da embarcação (m)

**$A_c$** = área da seção transversal do canal (m<sup>2</sup>)

Conforme Gomes (2014), na Tabela (192.2), temos um resumo das fórmulas usadas na previsão de altura de ondas devido a embarcações.

**Tabela 192.2- Previsão de altura de ondas devido a embarcações, conforme Gomes (2014).**

NOME DO MÉTODO	EXPRESSÃO	LIMITAÇÕES
Sorensen e Weggel (1984)	$H^* = \alpha x^{*n}$ $\log(\alpha) = a + b \log(h^*) + c \log^2(h^*)$	Para $0.2 < Fr_h \leq 0.8$
Balanin e Bykov (1965)	$H_i = 2.5 \frac{V^2}{2g} \left( 1 - \left( 1 - \frac{1}{(4.2 + \frac{A_c}{A_m})^{0.5}} \right) \left( \frac{A_c - 1}{\frac{A_m}{A_c}} \right)^2 \right)$	Unidades dos parâmetros não estão nas unidades SI
Hochstein (1980)	$H_i = 0.0448 V^2 \left( \frac{D}{L} \right)^{0.5} \left( 1 - \frac{BD}{A_c} \right)^{-2.5}$	-----
Kriebel e Seelig (2005)	$\frac{g H_i}{V^2} = \beta (Fr_* - 0.1)^2 \left( \frac{x}{L} \right)^{-\frac{1}{2}}$	$0.9 < \frac{x}{L} < 1.1$ $0.3 \leq Fr_h \leq 0.8$
Bhowmik (1975)	$\left( \frac{H_i}{D} \right)^2 = 0.139 V^{1.174} \left( \frac{x}{L} \right)^{-0.915}$	Condições de deslizamento e semi-deslizamento
Bhowmik et al. (1991)	$H_i = 0.537 V^{-0.356} x^{-0.345} L^{0.56} h^{0.355}$	Condições de semi-deslizamento e deslizamento

### 192.19 Canais com muita declividade

É dimensionado conforme critério de Vedernikov onde se usa o número de Froude e o número de Vedernikov já explicado por Ven Te Chow. Notar que a Alemanha, para estes casos, adota o mínimo de 2,5m.

### 192.20 *Freeboard* devido a efeitos sísmicos

Não iremos tratar deste assunto.



### 192.21 Bibliografia e livros consultados

- ALLAN, JONATHAN et al. *Wind wave characteristics at Lake Dunstan, South Island, New Zeeand*,
- ASCE (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEER). *Hydrology handbook*, 2A ED.2006, 784 páginas.
- GOMES, DIOGO NUNES DE PINHO LEAL. *Avaliação da geração de ondas por ação do vento e de embarcações em albufeiras. Estudo de caso.* Dissertação de Mestrado de julho de 2014, Universidade do Porto, 255 páginas.**,
- INTERNET- <http://www.carisia.com.br/barragensG-Aula3-projetodebarragens.pdf> Acessado em 31 de outubro de 2007
- INTERNET- <http://www.ufrj.br/institutos/it/de/acidentes/hid.htm>. Acessado em 31 de outubro de 2007.
- NOVAK, P. et al. *Hydraulic Structures*. Editora E& FN Spon, 4a ed, 2007 com 700 páginas, ISBN 13-978-0-415-38625-8.
- PATT, HEINZ E GONSOWSKI, PETER. *Wasserbau*. Amazon- Kindle, Editora Springer Ver777lag Berlin Heidelberg, 2011. ISBN978-3-642-11963-7.**
- TAMADA, K. *Construções hidráulicas*. EPUSP, 1999. Notas de aula PHD-511
- UNESCO. *Water resources systems planning and management*. Ano 2005. 22 de março 2000.