



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**Eliane Conterato**

**DETERMINAÇÃO DE CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO  
DE SOLEIRA TERMINAL EM BACIA DE DISSIPÇÃO A  
JUSANTE DE VERTEDOIRO EM DEGRAUS**

**Porto Alegre**

Fevereiro 2014



Laboratório de  
**Obras Hidráulicas**  
UFRGS - IPH

**ELIANE CONTERATO**

**DETERMINAÇÃO DE CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO  
DE SOLEIRA TERMINAL EM BACIA DE DISSIPAÇÃO A  
JUSANTE DE VERTEDOIRO EM DEGRAUS**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação  
em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como  
requisito para obtenção do título de Mestre em Recursos  
Hídricos e Saneamento Ambiental.

**Orientador: Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques**

**Coorientador: Prof. Dr. Jorge de Saldanha Gonçalves Matos**

**Porto Alegre**

Fevereiro 2014

ELIANE CONTERATO

**DETERMINAÇÃO DE CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO  
DE SOLEIRA TERMINAL EM BACIA DE DISSIPÇÃO A  
JUSANTE DE VERTEDOIRO EM DEGRAUS**

Esta Dissertação foi desenvolvida no Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques.

Porto Alegre, fevereiro de 2014

Prof. Marcelo Giulian Marques  
Dr. Pela Université Laval  
Orientador

Prof. Jorge de Saldanha Gonçalves Matos  
Dr. Pelo Instituto Superior Técnico de Lisboa  
Coorientador

**BANCA EXAMINADORA**

Prof. Luiz Augusto Magalhães Endres  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Eder Daniel Teixeira  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof<sup>a</sup>. Daniela Guzzon Sanagiotto  
Dr<sup>a</sup>. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

*AO MEU QUERIDO PAI.*

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul e ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, pela oportunidade e ensinamentos ao longo do mestrado.

À CAPES, pela concessão da bolsa de mestrado durante todo o período da pesquisa.

Ao Laboratório de Obras Hidráulicas pelo apoio técnico, instrumentação e instalações em geral, em todas as etapas do trabalho.

À Dona Francisca Energética, pelo apoio financeiro que possibilitou o desenvolvimento da presente pesquisa.

Aos professores do LOH, em especial ao Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques, meu orientador, não apenas pela orientação técnica, mas pela amizade e confiança e pelo exemplo pessoal e profissional que sempre foi.

Aos colegas do LOH pela amizade e apoio, em especial aos que auxiliaram e possibilitaram o desenvolvimento da pesquisa.

Ao Franco, pela confiança, pelo apoio, pelo companheirismo e compreensão ao longo desse período.

À minha mãe Ana e meus irmãos Leandro e Fabio, agradeço imensamente pelo amor e apoio incondicional.

## RESUMO

Vertedouros em degraus têm se tornado uma boa opção em barragens pela facilidade de construção e, principalmente, por apresentar uma dissipação significativa de energia ao longo de sua calha, o que faz com que a parcela de energia a ser dissipada por ressalto hidráulico a jusante da barragem diminua, ocasionando uma significativa redução nas dimensões da estrutura da bacia de dissipação. A aplicação de soleira terminal em bacias de dissipação provoca uma melhor distribuição das velocidades e um melhor comportamento da flutuação de pressões ao longo da bacia e a jusante, aumentando assim seu desempenho na dissipação de energia. A combinação destas duas formas de dissipação (vertedouro em degraus e bacia de dissipação com soleira terminal) pode ser utilizada como uma solução econômica e segura, entretanto, o dimensionamento dessas estruturas esbarra na falta de critérios e informações, principalmente quanto ao tamanho e posição ideal para o projeto de uma soleira terminal. No presente trabalho foram analisados os dados de pressões médias e flutuações de pressões no interior da bacia e a jusante da soleira terminal, sendo apresentadas metodologias para dimensionamento de tamanho e para posicionamento de uma soleira em função do número de Froude da entrada do ressalto hidráulico. Também está sendo apresentada uma metodologia para análise das pressões médias em bacia do tipo I (sem soleira), além de uma comparação do comportamento dos esforços em bacia com soleira e sem soleira, com vertedouro em degraus e vertedouro de calha lisa. Os dados utilizados foram obtidos em modelo experimental, construído no Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH) do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH-UFRGS), através de transdutores de pressões fixados junto ao fundo do canal de ensaios para diversas vazões, considerando, além de bacia tipo I, diferentes tamanhos de soleira terminal, situadas em diferentes posições do canal.

Palavras-chave: Vertedouro em Degrau. Soleira Terminal. Bacias de Dissipação. Ressalto Hidráulico.

## **ABSTRACT**

Stepped spillways have become a good option in dams for ease of construction and especially to present a significant dissipation of energy throughout the spillway chute, which causes that the parcel of energy to be dissipated by hydraulic jump downstream of dam decreases, causing a significant reduction in the dimensions of the stilling basin structure. The application of end sill in stilling basins causes a better distribution of speeds and better behavior of the fluctuation of pressure along the basin and downstream, thus increasing their performance in energy dissipation. The combination of these two forms of dissipation (stepped spillway and stilling basin with end sill) can be used as an economical and safe solution, however, the sizing of these structures hindered by a lack of criteria and information, especially regarding the ideal size and position for design of an end sill. In this study the data mean pressures and pressure fluctuations within the basin and downstream of the end sill were analyzed, being presented methodologies for design the size and position of a sill as a function of the Froude number of the input of the hydraulic jump. A methodology for analysis of mean pressure in type I basin (without sill) is also being presented, and a comparison of the behavior of efforts in basin with and without end sill, with stepped spillway and flat spillway chute. The data were obtained in an experimental model built at the Laboratory of Hydraulic Works (LOH) at the Institute of Hydraulic Research (IPH-UFRGS), through pressure transducers attached at the bottom of the test channel for various flow rates, considering, in addition of type I basin, different sizes of end sill at different positions of the channel.

Key words: End Sill. Stilling Basin. Hydraulic Jump. Stepped Spillways.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Aplicações de estruturas dissipadoras em degraus .....	19
Figura 2: Bacia de dissipação por ressalto hidráulico com soleira terminal contínua a jusante de vertedouro (fonte: adaptado de Peterka, 1957) .....	20
Figura 3: Exemplo de blocos no final da calha ( <i>Chute blocks</i> ), blocos dispersores na bacia ( <i>Baffle blocks</i> ) e soleiras terminais ( <i>End sill</i> ), a jusante de um vertedouro de calha lisa (fonte: adaptado de Peterka, 1957) .....	20
Figura 4: Cavitação em blocos na entrada da bacia. (a) UHE Salto Grande, Argentina (fonte: notas de aula do Prof. Marcelo Marques) e (b) Barragem de Bonneville, (fonte: Lopardo et al. 2006) .....	20
Figura 5: Dissipadores do grupo 1 (fonte: adaptado de Marques, 1995) .....	24
Figura 6: Dissipadores do grupo 2 (fonte: adaptado de Marques, 1995) .....	24
Figura 7: Dissipadores do grupo 3 (fonte: adaptado de Marques, 1995) .....	25
Figura 8: Dissipadores do grupo 4 (fonte: adaptado de Marques, 1995) .....	25
Figura 9: Registros de estudos da época de Leonardo Da Vinci (fonte: <a href="http://vitruvio.imss.fi.it/foto/ingrin/ingrin-62MSH8rs.jpg">http://vitruvio.imss.fi.it/foto/ingrin/ingrin-62MSH8rs.jpg</a> ) .....	26
Figura 10: Barragem de Arkanian, Grécia, datada de 1.300 a.C (fonte: Chanson, 2002) .....	26
Figura 11: Barragem de New Croton, EUA, construída entre 1892 e 1906 (fonte: <a href="http://www.etsy.com/listing/52313172/the-new-croton-dam">http://www.etsy.com/listing/52313172/the-new-croton-dam</a> ) .....	27
Figura 12: Barragem da usina Hidrelétrica de Mauá durante a construção, 2010 (fonte: <a href="http://www.aen.pr.gov.br/modules/noticias/article.php?storyid=62750&amp;tit">http://www.aen.pr.gov.br/modules/noticias/article.php?storyid=62750&amp;tit</a> ) .....	27
Figura 13: Tipos de escoamento sobre vertedouro em degraus: (a) em quedas sucessivas e (b) deslizante sobre turbilhões (fonte: Conterato, 2011) .....	28
Figura 14: Desenvolvimento da aeração em vertedouro em degraus. A imagem refere-se ao vertedouro da barragem de Dona Francisca (Agudo/RS) .....	29
Figura 15: Dimensões do degrau .....	31
Figura 16: Adimensionalizações para ponto de início de aeração do escoamento conforme diferentes autores (fonte: Conterato, 2011) .....	32
Figura 17: Adimensionalizações para alturas do escoamento sobre a calha em degraus, conforme diferentes autores (fonte: Conterato, 2011) .....	32
Figura 18: Dissipação de energia em relação à energia de montante (fonte: Sanagiotto, 2003) .....	34
Figura 19: Imagem de um ressalto hidráulico clássico a jusante de um vertedouro em degraus, escoamento da esquerda para a direita. (Laboratório de Obras Hidráulicas, IPH/UFRGS) .....	36
Figura 20: Formas de ressalto hidráulico (fonte: adaptado de Peterka, 1957) .....	37
Figura 21: Alturas conjugadas .....	38
Figura 22: Diferentes perfis de ressalto hidráulico sobre paramento inclinado (fonte: adaptado de Vischer e Hager, 1995) .....	41
Figura 23: Pressões médias adimensionalizadas (fonte: Marques et al. 1997) .....	44
Figura 24: Flutuações de pressões adimensionalizadas (fonte: adaptado de Marques et al. 1997) .....	44
Figura 25: Exemplo de elementos em bacias (adaptado de Peterka, 1957) .....	46
Figura 26: Imagem do modelo utilizado por Donnelly e Blasdell (1954) .....	47



Figura 27: Configuração de bacia estudada pelo autor (tipo II), $D_1$ e $D_2$ correspondem à $Y_1$ e $Y_2$ (Fonte: adaptado de Peterka, 1957) .....	48
Figura 28: Configuração de bacia estudada pelo autor (bacia tipo III). As dimensões de $h_3$ e $h_4$ estão indicados na Figura 30 (Fonte: adaptado de Peterka, 1957) .....	49
Figura 29: Diferentes geometrias de blocos testados pelo autor (Fonte: Peterka, 1957) .....	49
Figura 30: Alturas recomendadas para blocos dispersores e soleiras terminais em função do número de Froude (Fonte: Peterka, 1957) .....	50
Figura 31: Erosão no pé da barragem de Porto Colômbia, MG, causada por cavitação devido ao descolamento do escoamento em altas velocidades (fonte: ELETROBRAS FURNAS) .....	50
Figura 32: Ressalto em bacia com soleira retangular, a) submerso e b) livre (Fonte: adaptado de Vischer e Hager, 1995) .....	51
Figura 33: Comparação entre, a) ressalto clássico e b) com soleira. (Fonte: Vischer e Hager, 1995) ...	52
Figura 34: Ressalto hidráulico em bacia com soleira vertical. (fonte: Alikhani et al., 2010) .....	53
Figura 35: Geometria da soleira em função das condições de entrada (fonte: Alikhani et al., 2010) ....	53
Figura 36: Modelo utilizado nos ensaios de Cardoso (2006) (fonte: Cardoso, 2006) .....	55
Figura 37: Modelo utilizado por Meireles et al. (2010) (fonte: Meireles et al., 2010) .....	56
Figura 38: Comparação entre os resultados obtidos no estudo de Meireles et al. (2010) e Meireles et al. (2005), bacia com elementos e bacia tipo I, respectivamente (fonte: Meireles et al., 2010) ..	56
Figura 39: Configurações de bacias tipo III estudadas por Bung et al. (2012) (fonte: Bung et al., 2012) .....	57
Figura 40: Modelo utilizado .....	60
Figura 41: Esquema do modelo utilizado .....	60
Figura 42: Detalhe do vertedouro em degraus .....	60
Figura 43: Esquema das diferentes alturas de soleiras utilizadas .....	61
Figura 44: Instalação da ponta linimétrica sobre a calha .....	62
Figura 45: Transdutores instalados na base do canal .....	63
Figura 46: Medição com transdutores – escoamento da esquerda para a direita .....	63
Figura 47: Esquema do posicionamento dos transdutores na bacia .....	64
Figura 48: Esquema mostrando as três diferentes posições dentro da bacia – escoamento da esquerda para a direita .....	65
Figura 49: Valores de comprimento de aerção adimensionalizados para diferentes tipos de calha em degrau .....	67
Figura 50: Valores de altura do escoamento no ponto de início de aerção adimensionalizados .....	67
Figura 51: Avaliação da dissipação de energia com relação à energia disponível a montante do vertedouro. Os pontos hachurados correspondem a regiões aeradas do escoamento .....	69
Figura 52: Comparação do fator de resistência calculado no presente estudo com resultados de outros autores .....	70
Figura 53: Distribuição longitudinal das pressões médias junto ao fundo da bacia de dissipação tipo I (sem soleira terminal), para diferentes vazões e submergências (S) .....	72
Figura 54: Distribuição longitudinal das pressões médias adimensionalizadas junto ao fundo da bacia de dissipação tipo I (sem soleira terminal) para diferentes vazões e submergências .....	73

Figura 55: Distribuição longitudinal das pressões médias adimensionalizadas junto ao fundo da bacia de dissipação tipo I (sem soleira terminal) para diferentes vazões e submergências (S) – divisão dos domínios .....	74
Figura 56: Reta para determinação do coeficiente “a” para o 1º domínio .....	75
Figura 57: Reta para determinação do coeficiente “b” para o 1º domínio .....	75
Figura 58: Posição de interseção entre as equações do 1º e 2º domínio.....	75
Figura 59: Ajuste para a distribuição longitudinal das pressões médias adimensionalizadas junto ao fundo da bacia de dissipação tipo I (sem soleira terminal) para diferentes submergências (S) – divisão dos domínios .....	76
Figura 60: Resultados obtidos no presente estudo em comparação com resultados de outros autores ..	77
Figura 61: Comparação entre os resultados do presente trabalho com Cardoso (2006). Os valores estão adimensionalizados pela altura crítica. ....	78
Figura 62: Resultados de flutuações de pressão em bacia tipo I. ....	79
Figura 63: Comparação entre as flutuações de pressões adimensionalizadas. ....	80
Figura 64: Distribuição longitudinal das pressões médias junto ao fundo em bacia do tipo I e bacia com soleira de 12 cm na posição 2/3H, para vazão de 80 l/s (Fr = 6,91) .....	82
Figura 65: Imagens do escoamento na bacia: (a) com soleira de 12 cm na posição 2/3H e (b) bacia tipo I, ambos para vazão de 80 l/s (Fr=6,91) – escoamento da esquerda para a direita .....	83
Figura 66: Imagens do escoamento com soleira de 12 cm, para vazão de 60 l/s (Fr = 6,98), nas três posições – escoamento da esquerda para a direita .....	84
Figura 67: Imagens detalhando escoamento a jusante da soleira de 12 cm, para vazão de 60 L/s (Fr = 6,98), nas três posições .....	85
Figura 68: Situação de “ <i>Weir flow</i> ”, com soleira de 18 cm na posição 2/3H e vazão de 40 l/s (Fr=7,44) – escoamento da esquerda para a direita.....	86
Figura 69: Distribuição longitudinal das pressões médias adimensionalizadas junto ao fundo para diferentes alturas de soleiras, na posição 2/3H e vazão de 80 l/s (Fr = 6,91) em comparação com resultados de bacia tipo I.....	86
Figura 70: Distribuição longitudinal das pressões médias adimensionalizadas para bacia com soleira de 12 cm e vazão de 80 l/s (Fr = 6,91) para diferentes posições, em comparação com bacia tipo I.....	87
Figura 71: Distribuição longitudinal das flutuações de pressão (desvio padrão da amostra) junto ao fundo da bacia tipo I e da bacia com soleira terminal de 12 cm e posição 2/3H, para vazão de 80 l/s (Fr = 6,91) .....	88
Figura 72: Imagem detalhando o escoamento a jusante da soleira terminal de 12 cm e posição 2/3H, para vazão de 80 l/s (Fr = 6,91) – escoamento da esquerda para a direita.....	89
Figura 73: (a) Distribuição longitudinal das flutuações de pressões adimensionalizadas para bacia do tipo I e bacia com soleira com diferentes alturas, na posição 1/2H, para vazão de 80 l/s (Fr = 6,91) (b) detalhe do trecho a jusante da soleira .....	90
Figura 74: Distribuição longitudinal das flutuações de pressões adimensionalizados para bacia do tipo I e bacia com soleira de diferentes alturas na posição 2/3H, para vazão de 80 l/s (Fr = 6,91) .....	91
Figura 75: Resultados de flutuações de pressões adimensionalizados para bacia do tipo I e bacia com soleira de diferentes alturas na posição 1/1H, para vazão de 80 l/s (Fr = 6,91).....	91
Figura 76: Resultados do coeficiente $\Omega$ em função da altura adimensionalizada da soleira para diferentes posições, para a vazão de 80 l/s (Fr = 6,91) .....	94

Figura 77: Valores adimensionalizados de posições das soleiras por altura das soleiras adimensionalizadas .....	96
Figura 78: Valores de coeficientes $\Omega$ em função do número de Froude, para soleira adimensionalizada nas 3 posições dentro da bacia.....	96
Figura 79: Valores de coeficiente $\Omega$ em função das posições das soleiras adimensionalizadas para as 5 vazões .....	97
Figura 80: Altura da soleira adimensionalizada para cada número de Froude, para posição $1/2H$ .....	98
Figura 81: Posição da soleira adimensionalizada, para cada número de Froude, que apresentou o menor coeficiente $\Omega$ .....	98
Figura 82: Valores adimensionalizados de máxima flutuação ( $\sigma_{pmáx}$ ) em função da altura adimensionalizada da soleira ( $s/Y_1$ ) para as 3 posições e $Fr = 6,91$ .....	100
Figura 83: Menores valores de $\sigma_{pmáx}$ encontrados, em função da posição da soleira adimensionalizada .....	101
Figura 84: Valores de altura adimensionalizada em função da posição adimensionalizada, para cada número de Froude .....	102
Figura 85: Valores de altura de soleira adimensionalizados que fornecem o menor $\sigma_{pmáx}$ , em função do número de Froude .....	103
Figura 86: Variação de $\sigma_{máx}$ na inserção de soleira terminal em relação a uma bacia tipo I, para $L_s \geq 6,0 (Y_2 - Y_1)$ .....	104
Figura 87: Altura ideal considerando as flutuações a montante da soleira para que as flutuações sejam mínimas e não ocorra escoamento tipo <i>Weir Flow</i> .....	106
Figura 88: Altura ideal da soleira terminal em função do número de Froude.....	107
Figura 89: Posição ideal da soleira terminal em função do número de Froude.....	108
Figura 90: Comparação dos resultados de posição da soleira em relação à outros autores .....	109
Figura 91: Comparação dos resultados obtidos para altura da soleira em relação à outros autores .....	110

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Equações sugeridas por diversos autores para posições de início de aeração e profundidade do escoamento nessa posição.....	30
Tabela 2: Equações sugeridas para o fator de resistência .....	35
Tabela 3: Equações sugeridas por diversos autores para determinação do comprimento do ressalto.....	39
Tabela 4: Equações sugeridas para comprimento do rolo (fonte: Teixeira, 2003).....	40
Tabela 5: Resultados obtidos por Donnelly e Blasdell (1954).....	48
Tabela 6: Características em função de vazão específica, altura crítica, altura rápida e número de Froude na entrada do ressalto, para um vertedouro de calha lisa .....	61
Tabela 7: Distâncias entre cada transdutor e acumulada a partir do início da bacia .....	63
Tabela 8: Relação das alturas e posições de soleiras ensaiadas .....	64
Tabela 9: Características dos ensaios com vertedouro em degraus.....	65
Tabela 10: Características das medições de comprimento de início de aeração e altura d'água, para $K = 36 \text{ mm}$ .....	66
Tabela 11: Valores das alturas conjugadas em bacia do tipo I a jusante de vertedouro em degraus .....	71
Tabela 12: Valores dos níveis de jusante adotados, a jusante de vertedouros em degraus .....	71
Tabela 13: Posicionamentos das soleiras adimensionalizados .....	90
Tabela 14: Valores de alturas de soleira adimensionalizados em função da altura rápida para cada número de Froude .....	93
Tabela 15: Características do menor coeficiente $\Omega$ .....	95
Tabela 16: Alturas limites calculadas.....	105
Tabela 17: Alturas limites consideradas.....	105

## LISTA DE SÍMBOLOS

$d$  = altura do degrau (m);

$D_h$  = diâmetro hidráulico do escoamento (m);

$E_p$  = energia em qualquer ponto ao longo da calha (m);

$E_j$  = energia a jusante do vertedouro (m);

$E_m$  = energia a montante do vertedouro (m);

$E_r$  = energia residual na base de um vertedouro em degraus (m);

$f$  = fator de resistência da calha em degraus;

$f_L$  = fator de resistência da calha lisa

$Fr_1$  = número de Froude correspondente à altura rápida;

$Fr_2$  = número de Froude correspondente à altura lenta;

$F^*$  = número de Froude rugoso;

$g$  = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>);

$h$  = profundidade não aerada do escoamento sobre a calha (m);

$H$  = altura da calha do vertedouro (m);

$h_a$  = altura da lâmina d'água no ponto de início de aeração (m);

$h_c$  = altura crítica sobre a crista (m);

$h_n$  = altura normal do escoamento sobre a calha (m);  $H_t$  = perda de carga ao longo do ressalto (m);

$K$  = altura de rugosidade do degrau (m);

$l$  = largura do degrau (m);

$L_a$  = distância de início de aeração a partir da crista ou início da ogiva do vertedouro (m);

$L_B$  = comprimento do ressalto com soleira (m);

$L_b$  = comprimento da bacia de dissipação (m);

$L_j$  = comprimento do ressalto (m);

$L_r$  = comprimento do rolo (m);

$L_s$  = distância da entrada do ressalto até a soleira (m);

$P$  = pressão média bruta (m.c.a.);

$Q$  = vazão (l/s);

$Q_m$  = vazão no modelo (m<sup>3</sup>/s);

$Q_p$  = vazão no protótipo (m<sup>3</sup>/s);

$q_m$  = vazão específica no modelo (m<sup>2</sup>/s);

$q_p$  = vazão específica no protótipo (m<sup>2</sup>/s);

$q$  = vazão específica (m<sup>3</sup>/s/m);

$S$  = submergência;

$s$  = altura da soleira (m);

$s_L$  = altura adimensionalizada;

$s_{lim}$  = altura limite da soleira (m);

$T_w$  = altura da lâmina d'água sobre a bacia de dissipação (m);

$v_1$  = velocidade do escoamento no início de ressalto (m/s);

$v_2$  = velocidade do escoamento no final do ressalto (m/s);

$V_m$  = velocidade do escoamento no modelo (m/s);

$V_p$  = velocidade do escoamento no protótipo (m/s);

$x$  = distância a partir do pé do vertedouro (m);

$x_p$  = distância adimensionalizada a partir do pé do vertedouro (m);

$x_s$  = altura da soleira adimensionalizada;

$Y$  = diferença de cota entre a crista do vertedouro e o local onde está sendo avaliada a energia (m);

$y_p$  = pressão adimensionalizada;

$Y_1$  = altura conjugada rápida (m);

$Y_2$  = altura conjugada lenta (m);

$Y_3$  = altura máxima do escoamento sobre a soleira (m);

$\alpha$  = declividade da calha ( $^\circ$ );

$\sigma$  = desvio padrão (m);

$\sigma_{pm\acute{a}x}$  = flutuação de pressão adimensionalizada máxima a jusante da soleira;

$\lambda$  = razão entre as escalas geométricas de modelo e de protótipo;

$\Omega$  = relação entre o valor de máxima flutuação de pressão a jusante da soleira e a distância em que ocorre em relação a soleira;

$\Delta E$  = variação de energia (m);

$\Delta x_{pm\acute{a}x}$  = distância adimensionalizada entre o pé da soleira e o ponto de máxima flutuação

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>18</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS</b> .....	<b>22</b>
<b>3</b>	<b>TIPOS DE DISSIPADORES DE ENERGIA</b> .....	<b>23</b>
<b>4</b>	<b>DISSIPACÃO DE ENERGIA EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS</b> .....	<b>26</b>
4.1	TIPOS DE ESCOAMENTO SOBRE VERTEDOURO EM DEGRAUS.....	28
4.2	AERAÇÃO SOBRE VERTEDOUROS EM DEGRAUS .....	29
4.3	DISSIPACÃO DE ENERGIA SOBRE VERTEDOUROS EM DEGRAUS.....	33
<b>5</b>	<b>BACIAS DE DISSIPACÃO POR RESSALTO HIDRÁULICO</b> .....	<b>36</b>
5.1	RESSALTO HIDRÁULICO CLÁSSICO.....	36
<b>5.1.1</b>	<b>Formas de ressalto hidráulico</b> .....	<b>37</b>
<b>5.1.2</b>	<b>Alturas conjugadas</b> .....	<b>38</b>
<b>5.1.3</b>	<b>Comprimento do ressalto</b> .....	<b>39</b>
<b>5.1.4</b>	<b>Comprimento do rolo</b> .....	<b>40</b>
5.2	RESSALTO HIDRÁULICO A JUSANTE DE VERTEDOUROS .....	41
<b>6</b>	<b>BACIAS DE DISSIPACÃO TIPO I</b> .....	<b>43</b>
6.1	DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES JUNTO AO FUNDO DO RESSALTO HIDRÁULICO.....	43
<b>7</b>	<b>BACIAS DE DISSIPACÃO COM ELEMENTOS</b> .....	<b>46</b>
7.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	46
7.2	ESTUDOS SOBRE ELEMENTOS EM BACIAS DE DISSIPACÃO .....	47
7.3	PESQUISAS SOBRE ELEMENTOS EM BACIAS DE DISSIPACÃO A JUSANTE DE VERTEDOUROS EM DEGRAUS.....	54
<b>8</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>59</b>
8.1	INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL .....	59
8.2	AQUISIÇÃO DE DADOS .....	62
<b>8.2.1</b>	<b>Aquisição de dados na calha do vertedouro em degraus</b> .....	<b>62</b>
<b>8.2.2</b>	<b>Aquisição de dados na bacia de dissipação</b> .....	<b>62</b>
<b>8.2.3</b>	<b>Considerações gerais de ensaio</b> .....	<b>64</b>
<b>9</b>	<b>ANÁLISE E RESULTADOS</b> .....	<b>66</b>
9.1	ANÁLISE E RESULTADOS DOS DADOS COLETADOS NA CALHA EM DEGRAUS .....	66
<b>9.1.1</b>	<b>Resultados referentes à aeração na calha do vertedouro</b> .....	<b>66</b>
<b>9.1.2</b>	<b>Resultados referentes à dissipação de energia</b> .....	<b>68</b>
<b>9.1.3</b>	<b>Conclusões referentes aos dados coletados na calha em degraus</b> .....	<b>70</b>
9.2	ANÁLISE DOS DADOS COLETADOS EM BACIA TIPO I .....	71
<b>9.2.1</b>	<b>Análise dos dados de pressões médias em bacia do tipo I</b> .....	<b>71</b>
<b>9.2.2</b>	<b>Análise dos dados de flutuação de pressões em bacia tipo I</b> .....	<b>78</b>
<b>9.2.3</b>	<b>Conclusões referentes aos dados coletados em bacia tipo I</b> .....	<b>80</b>



9.3	ANÁLISE DOS DADOS COLETADOS EM BACIA COM SOLEIRAS TERMINAIS.....	82
9.3.1	Análise dos dados de pressões médias em bacia com soleira terminal.....	82
9.3.2	Análise dos dados de flutuação de pressões em bacias com soleira terminal .....	88
9.3.3	Conclusões referentes à análise de pressões médias e flutuações de pressões na bacia com soleira terminal.....	106
9.4	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE ALTURA E POSIÇÃO DE SOLEIRA .....	109
<b>10</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>112</b>
<b>11</b>	<b>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>114</b>
<b>12</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>115</b>
ANEXO I: DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DAS PRESSÕES MÉDIAS BRUTAS EM COMPARAÇÃO COM RESULTADOS EM BACIA TIPO I .....		
		120
ANEXO II: DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DAS PRESSÕES MÉDIAS ADIMENSIONALIZADAS PARA CADA FROUDE, PARA CADA POSIÇÃO DA SOLEIRA, VARIANDO A ALTURA DA SOLEIRA. ....		
		129
ANEXO III: DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DAS PRESSÕES MÉDIAS ADIMENSIONALIZADAS PARA CADA FROUDE, PARA CADA ALTURA, VARIANDO A POSIÇÃO DA SOLEIRA. ....		
		132
ANEXO IV: DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DAS PRESSÕES MÉDIAS ADIMENSIONALIZADAS PARA CADA ALTURA, CADA POSIÇÃO DA SOLEIRA, VARIANDO O FROUDE.....		
		136
ANEXO V: DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DAS FLUTUAÇÕES DE PRESSÕES BRUTAS EM COMPARAÇÃO AOS RESULTADOS OBTIDOS EM BACIA TIPO I .....		
		139
ANEXO VI: DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DAS FLUTUAÇÕES DE PRESSÕES ADIMENSIONALIZADAS PARA CADA VAZÃO, CADA POSIÇÃO, VARIANDO A ALTURA DA SOLEIRA .....		
		148
ANEXO VII: GRÁFICOS COM VALORES DOS MENORES COEFICIENTES $\Omega$ , PARA CADA VAZÃO, POSIÇÃO E ALTURA DE SOLEIRA.....		
		151
ANEXO VIII: GRÁFICOS COM MENORES VALORES DE FLUTUAÇÃO MÁXIMA PARA CADA VAZÃO, POSIÇÃO E ALTURA DE SOLEIRA. ....		
		154

## 1 INTRODUÇÃO

Estruturas hidráulicas de grande porte necessitam, normalmente, controlar grandes volumes de água a altas pressões. A descarga do excesso do armazenamento, quando realizado por vertedouros, resulta em grande energia cinética na base da estrutura podendo causar sérios danos, podendo citar, erosão e solapamento. Com o intuito de minimizar esses danos, estruturas hidráulicas são projetadas buscando uma maior dissipação de energia, seja durante a queda ou na base da estrutura.

No dimensionamento de dissipadores de energia são considerados, basicamente, fatores como desnível a ser vencido, vazão de projeto efluente, características topográficas, características geológicas a jusante do dissipador e condições de operação e manutenção do empreendimento. A finalidade, independentemente da geometria adotada, é transpor o escoamento para o leito natural de maneira segura e econômica, com a menor parcela possível de energia residual. Atualmente buscam-se soluções de estruturas de dissipação de energia diferentes das convencionais, visando aumentar a eficiência e diminuir os custos de construção e manutenção.

Neste sentido, o vertedouro em degraus consiste em uma estrutura onde uma representativa parcela da dissipação de energia ocorra durante a queda do escoamento, diminuindo a parcela de energia a ser dissipada na sua base. Apesar de existirem registros de utilização de vertedouros em degraus ao longo da história, nas últimas décadas houve um significativo aumento no interesse por esse tipo de estrutura devido às novas técnicas de construção, especialmente com o advento do Concreto Compactado a Rolo (CCR), que pela forma do processo de lançamento facilita o acabamento da superfície em degraus e gera economia na obra, além de provocar uma significativa dissipação de energia causada pela macrorugosidade dos degraus. Conforme Peterka (1957), e, ressaltado por Simões (2008), canais em queda com geometrias convencionais (sem degraus) promovem a dissipação de, no máximo, 5% da energia total a montante do vertedouro, dependendo da altura e vazão específica vertida. Estudos realizados por autores como Tozzi (1992), Sanagiotto (2003), Dai Pra (2004), entre outros, utilizando canais em degraus indicam uma redução variando de 60% a 80% da energia total a montante do vertedouro em função da altura e vazão específica vertida. Na Figura 1 estão alguns exemplos de aplicação de dissipadores em degraus.



(a) Degraus a jusante de bueiro



(b) Vertedouro em degraus na Barragem Rio da Dona, Stº Antônio de Jesus/BA



(c) Vertedouro em degraus na Barragem Dona Francisca, Agudo/RS



(d) Canal em degraus em encosta

Figura 1: Aplicações de estruturas dissipadoras em degraus

A jusante de vertedouros em degraus, principalmente no Brasil, se tem adotado com frequência bacias de dissipação somente com soleiras terminais (Figura 2). A combinação de vertedouros em degraus e bacias de dissipação por ressalto hidráulico, resulta em estruturas de dissipação mais curtas e menos profundas, portanto, mais econômicas.

O uso de bacias mais compactas, com blocos dispersores (na bacia ou final da calha) ou soleiras terminais dentadas (Figura 3) é bastante limitado. Isso decorre da experiência negativa de bacias que apresentaram problemas de cavitação nos blocos e soleiras dentadas, conforme mostrado na Figura 4. A cavitação, neste caso, ocorre em função das baixas pressões geradas pelo descolamento do escoamento, em alta velocidade, junto às quinas destas estruturas. Entretanto, como em vertedouros em degraus o escoamento apresenta uma maior aeração, que pode chegar a valores próximos a 20% (Matos, 1999), e que, segundo Peterka (1953), as concentrações de ar acima de 8% inibem os efeitos danosos de cavitação, julga-se que nessas condições a utilização de blocos e soleiras dentadas poderiam ter um bom desempenho.

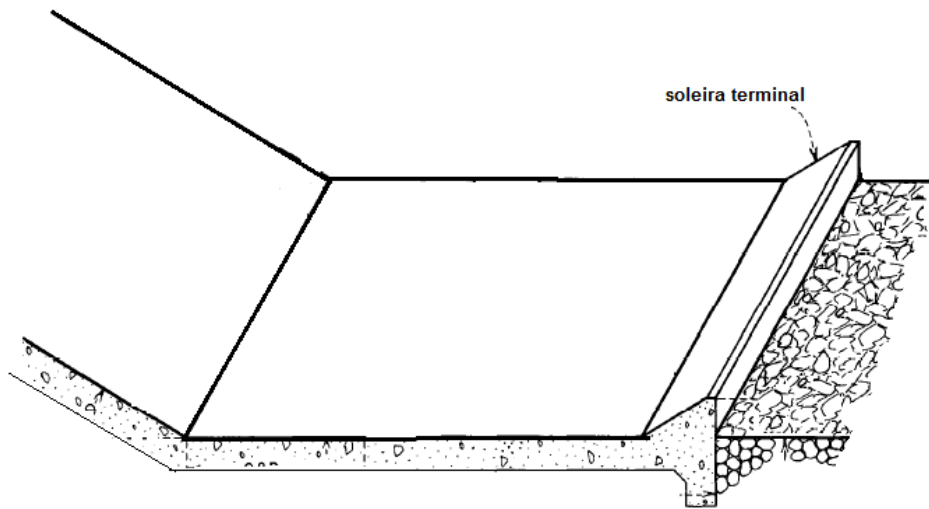


Figura 2: Bacia de dissipação por ressalto hidráulico com soleira terminal contínua a jusante de vertedouro (fonte: adaptado de Peterka, 1957)

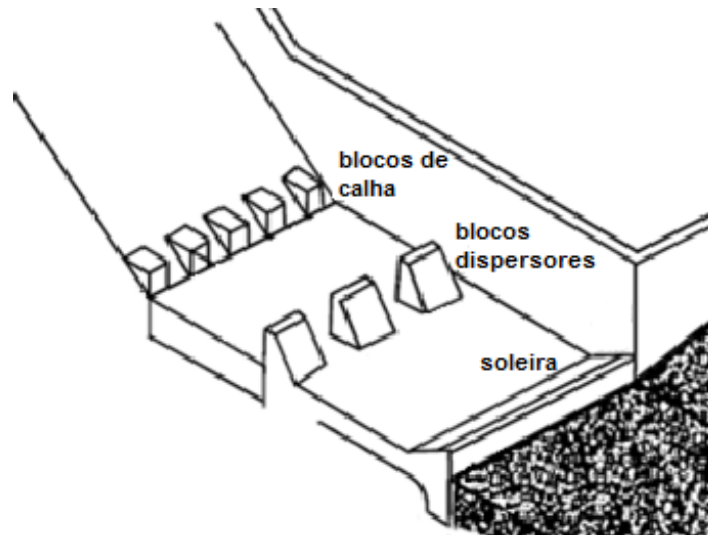


Figura 3: Exemplo de blocos no final da calha (*Chute blocks*), blocos dispersores na bacia (*Baffle blocks*) e soleiras terminais (*End sill*), a jusante de um vertedouro de calha lisa (fonte: adaptado de Peterka, 1957)



(a)



(b)

Figura 4: Cavitação em blocos na entrada da bacia. (a) UHE Salto Grande, Argentina (fonte: notas de aula do Prof. Marcelo Marques) e (b) Barragem de Bonneville, (fonte: Lopardo et al. 2006)

Existem diversos estudos mostrando o comportamento do escoamento ao longo da calha em degraus, podendo-se citar Tozzi (1992), Matos (1999), Pinheiro (1995), Povh (2000), Sanagiotto (2003), Dai Pra (2004), Amador (2005), Meireles (2011), entre outros. Entretanto, estudos em bacias de dissipação são geralmente realizados a jusante de vertedouros de calha lisa, podendo-se citar Peterka (1957), Lopardo (1986), Marques (1997), Mees (2008), Dai Pra (2011). Pesquisas envolvendo bacias de dissipação com elementos a jusante de vertedouros em degraus são escassos, podendo-se citar Cardoso (2006), Meireles et al. (2010), Bung et al. (2012), Conterato et al. (2013).

## 2 OBJETIVOS

O objetivo principal desta pesquisa foi desenvolver uma metodologia para determinação das características geométricas e posicionamento da soleira terminal contínua em bacia de dissipação por ressalto hidráulico a jusante de vertedouro em degraus.

Para alcançar o objetivo foi realizada a análise da influência da soleira terminal contínua na distribuição longitudinal de pressões médias e de suas flutuações junto ao fundo de bacia de dissipação localizada a jusante do vertedouro em degraus. Essa análise é composta por várias etapas, denominados objetivos secundários da pesquisa, que são:

- Análise de dados de pressões médias e instantâneas obtidas em bacia tipo I (sem soleira), para comparação com resultados obtidos em bacia com soleira terminal;
- Análise da influência das diferentes geometrias e posições das soleiras na distribuição das pressões médias;
- Análise da influência das diferentes geometrias e posições das soleiras no comportamento das flutuações de pressão máximas a jusante da estrutura;
- Análise da influência das diferentes geometrias e posições das soleiras no comportamento das flutuações de pressão no interior da bacia, a montante da soleira, a fim de observar as situações mais favoráveis à implantação do elemento;
- Determinação de critérios para dimensionamento de soleira terminal em função dos resultados obtidos nas análises.

### 3 TIPOS DE DISSIPADORES DE ENERGIA

Conforme Ortiz (1982), dissipadores de energia são projetados em função, basicamente, do desnível a ser vencido, da vazão específica de projeto, da geologia do local e do nível de jusante. O autor classifica os dissipadores de energia em dois grandes grupos:

- Grupo A: bacias de dissipação e estruturas especiais que possuem a finalidade de conter a zona de dissipação de energia hidráulica;
- Grupo B: estruturas projetadas para lançar o jato para longe da obra. A dissipação se dá pelo impacto hidrodinâmico no leito do rio longe da estrutura, garantindo a segurança da mesma.

As estruturas contidas no primeiro grupo são mais eficientes quando a curva de descarga do rio se aproxima da altura conjugada do ressalto, que é a condição ideal para o ressalto ficar bem definido e dentro da bacia de dissipação. No primeiro grupo se encaixam bacias de dissipação com formação de ressalto hidráulico, incluindo bacias especiais (com elementos no seu interior ou inclinadas), estruturas em concha que retém o ressalto hidráulico e vertedouro com a finalidade de dissipar energia durante a queda, como em degraus.

No segundo grupo se encaixam estruturas que não têm a finalidade de dissipar sobre elas a energia do escoamento, e sim transferir essa função ao leito do rio através do lançamento do jato a uma distância suficiente para garantir que a estrutura não seja danificada. Nesse grupo de encaixam estruturas como vertedouro tipo salto esquí e conchas de lançamento.

Marques (1995) baseado na classificação apresentada por Ortiz (1982), apresenta uma classificação dos tipos de dissipadores, dividida em 4 diferentes grupos:

- Grupo 1: Quando o leito do rio oferece pouca resistência ao escoamento. A dissipação ocorre dentro do dissipador, geralmente pela formação do ressalto hidráulico clássico. A Figura 5 mostra alguns exemplos de bacias desse grupo.

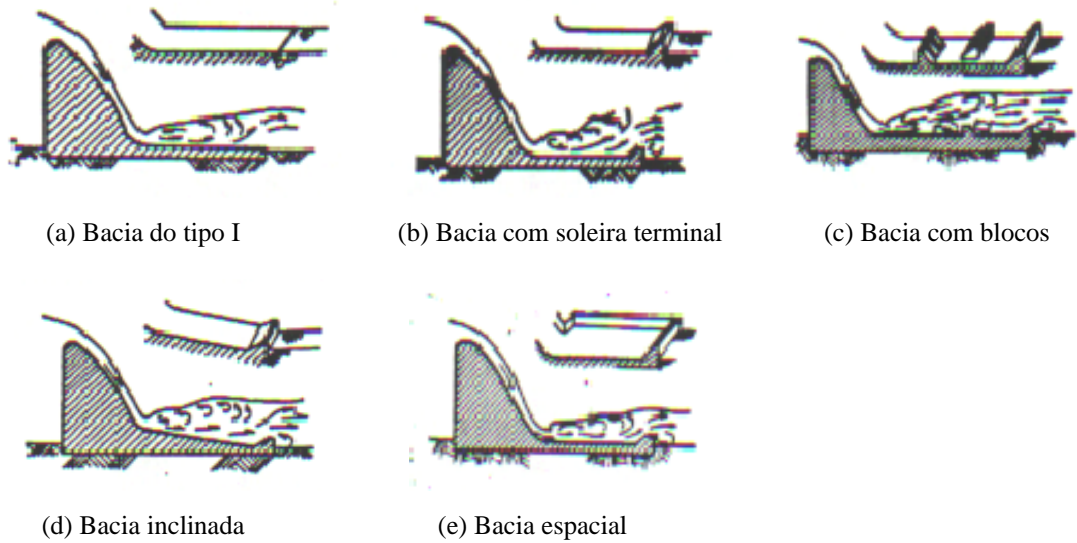


Figura 5: Dissipadores do grupo 1 (fonte: adaptado de Marques, 1995)

- Grupo 2: Quando o leito do rio é mais resistente, a estrutura pode ser construída de modo a transferir a dissipação de energia para o leito do rio. As estruturas devem garantir que a energia seja dissipada sem danos à estrutura, ou seja, a uma distância suficiente do pé da estrutura. A Figura 6 mostra alguns exemplos de dissipadores desse tipo.

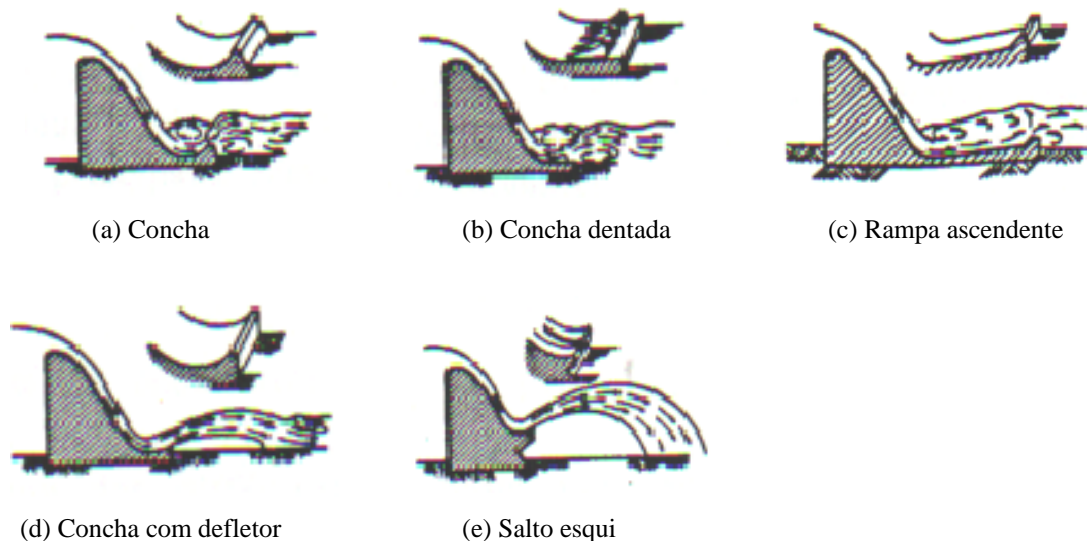
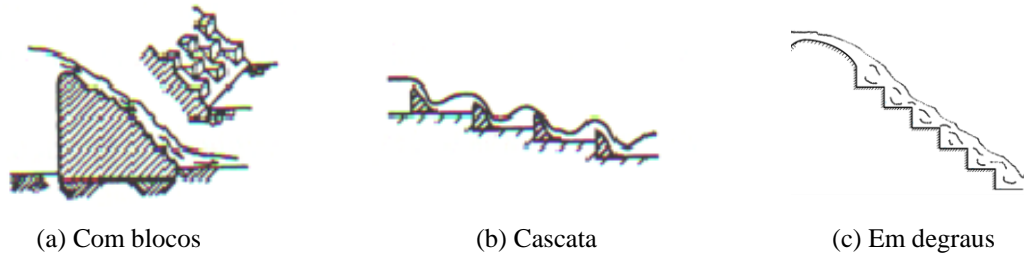


Figura 6: Dissipadores do grupo 2 (fonte: adaptado de Marques, 1995)

- Grupo 3: Neste grupo de dissipadores a energia é dissipada durante a queda geralmente com singularidades localizadas sobre a superfície do vertedouro causando



macroturbulência do escoamento. O vertedouro em degraus está inserido neste grupo. A Figura 7 mostra outros exemplos de dissipadores desse grupo.



(a) Com blocos

(b) Cascata

(c) Em degraus

Figura 7: Dissipadores do grupo 3 (fonte: adaptado de Marques, 1995)

- Grupo 4: Este grupo inclui os dissipadores não convencionais que não fazem parte dos primeiros três grupos. Neste grupo podemos encontrar as bacias onde a dissipação é causada por jatos que se atingem durante a queda ou jatos cruzados. Este grupo também inclui bacias pequenas que são usadas em drenagem urbana. A Figura 8 mostra exemplos desse tipo de dissipador



(a) Jatos que se atingem durante a queda



(b) Caixa de impacto (usada em drenagem urbana)

Figura 8: Dissipadores do grupo 4 (fonte: adaptado de Marques, 1995)

Ao longo dos próximos capítulos serão detalhados os dissipadores tipo vertedouro em degraus, bacias de dissipação do tipo I e bacias de dissipação com elementos, mais detalhadamente bacias com soleiras terminais.

#### 4 DISSIPACÃO DE ENERGIA EM VERTEDOUROS EM DEGRAUS

Vertedouros em degraus dissipam parte da energia na própria estrutura. São estruturas que podem ser combinadas com bacia de dissipação do tipo I (clássica) ou ainda com bacias com elementos (blocos ou soleiras). Quanto à utilização de vertedouros em degraus, existem registros de estudos desde a época de Leonardo da Vinci, como mostrado na Figura 9.



Figura 9: Registros de estudos da época de Leonardo Da Vinci  
(fonte: <http://vitruvio.imss.fi.it/foto/ingrin/ingrin-62MSH8rs.jpg>)

Conforme Chanson (2002) a primeira obra desse tipo que se tem registros foi construída na Grécia em 1300 a. C.. A estrutura, mostrada na Figura 10, tem cerca de 10m de altura, 25m de comprimento e uma declividade média de 45°, construída em blocos de rocha com degraus variando entre 0,6 e 0,9 m. A sua forma provavelmente foi mais construtiva e estrutural do que com o objetivo da dissipação de energia propriamente.



Figura 10: Barragem de Arkananian, Grécia, datada de 1.300 a.C.  
(fonte: Chanson, 2002)

Sorensen (1985) também cita registros de um vertedouro construído em degraus na barragem de New Croton (EUA), construída entre 1892 e 1906 (Figura 11). Esse provavelmente foi o primeiro vertedouro em degraus projetado na história com a finalidade de dissipar energia.



Figura 11: Barragem de New Croton, EUA, construída entre 1892 e 1906 (fonte: <http://www.etsy.com/listing/52313172/the-new-croton-dam>)

A partir de 1970 o interesse por estruturas desse tipo teve um impulso, principalmente pela evolução de métodos que facilitam a construção de estruturas escalonadas. A técnica do Concreto Compactado a Rolo (CCR) é um exemplo de aplicação em que o concreto, mais denso que o convencional, é lançado e compactado em camadas horizontais. A Figura 12 mostra a construção da Barragem da Usina Hidrelétrica de Mauá, em 2011, construída em CCR. Na obra foram lançados mais de 630 mil metros cúbicos de concreto, compactados em camadas.

Conforme Amador et al. (2004), atualmente, mais de 30% das barragens em CCR utilizam vertedouros em degraus com a finalidade de dissipar energia durante a queda.



Figura 12: Barragem da usina Hidrelétrica de Mauá durante a construção, 2010 (fonte: <http://www.aen.pr.gov.br/modules/noticias/article.php?storyid=62750&tit>)

A seguir serão destacadas algumas características importantes sobre escoamento em vertedouros com calha em degraus. Essas características são fatores predominantes no dimensionamento dessas estruturas.

#### 4.1 TIPOS DE ESCOAMENTO SOBRE VERTEDOIRO EM DEGRAUS

O escoamento sobre o degrau pode ocorrer de duas formas, dependendo do desnível a ser vencido e da vazão específica empregada. A maioria dos autores classifica o escoamento em dois tipos: *nappe-flow* e *skimming-flow*, que, conforme a tradução de Matos e Quintela (1995) são denominados “escoamento em quedas sucessivas” e “escoamento deslizante sobre turbilhões”. A Figura 16 mostra esses dois tipos de escoamento.

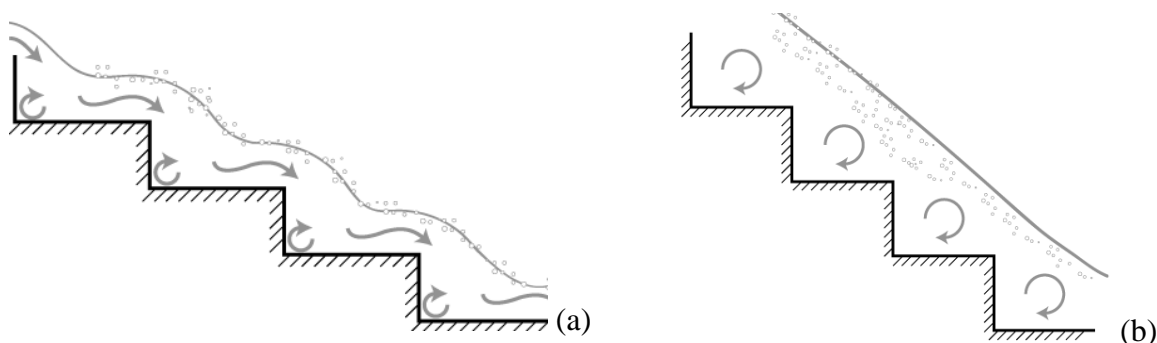


Figura 13: Tipos de escoamento sobre vertedouro em degraus: (a) em quedas sucessivas e (b) deslizante sobre turbilhões (fonte: Conterato, 2011)

Outros autores como Otshu e Yasuda (1997) citam um terceiro tipo de escoamento denominado de transição (*transition flow*) para algumas vazões intermediárias que, ora funcionam em quedas sucessivas, e ora causam pequenos turbilhões sobre o degrau.

A seguir serão detalhados os tipos de escoamentos sobre degraus, para maiores esclarecimentos ver Chanson (2001), Sanagiotto (2003):

- a) Escoamento em quedas sucessivas: esse fenômeno ocorre em estruturas com declividades menos acentuadas, e vazões específicas muito baixas. Segundo Chanson (2001), esse tipo de escoamento é caracterizado por quedas livres sucessivas do jato da água proveniente do degrau anterior cuja lâmina impacta total ou parcialmente sobre o piso do degrau imediatamente a jusante. Este tipo de escoamento está presente em estruturas de drenagem, detalhes arquitetônicos ou vertedouros com degraus de grandes dimensões;

- b) Escoamento de transição: esse tipo de escoamento ocorre entre as altas vazões do regime em quedas sucessivas e baixas vazões do regime deslizante sobre turbilhões, gerando um modo de transição entre os dois. Esse regime é seguidamente abordado pelo fato de que a região entre o regime em quedas sucessivas e o deslizante sobre turbilhões é caracterizado pela instabilidade do escoamento;
- c) Escoamento deslizante sobre turbilhões: conforme Chanson (2001), o escoamento deslizante sobre turbilhões é caracterizado por um fluxo principal deslizando sobre os degraus. Esse tipo de escoamento, geralmente ocorre em declividades mais acentuadas vertendo maiores vazões.

## 4.2 AERAÇÃO SOBRE VERTEDOUROS EM DEGRAUS

Conforme Campbell et al (1965) *apud* Sanagiotto (2003), nos escoamentos sobre vertedouros de calha lisa existe um ponto crítico onde a camada limite atinge a superfície livre denominado ponto de início de aeração. A superfície do escoamento a jusante deste ponto caracteriza-se pela sua irregularidade. Em vertedouros em degraus também ocorre o mesmo fenômeno, porém, conforme Bindo et al (1993) a macrorugosidade dos degraus favorece o desenvolvimento da camada limite fazendo com que sua espessura aumente muito mais rapidamente que em vertedouros de calha lisa.

No desenvolvimento do escoamento sobre um vertedouro em degraus, observa-se escoamento não aerado até o ponto de afloramento da camada limite. Neste ponto o escoamento começa a incorporar ar. Denomina-se região de aeração incipiente esse trecho de variação entre o escoamento aerado e o não aerado. Após esse ponto, no qual o escoamento é gradualmente variado, o escoamento torna-se aerado com nível uniforme (Tozzi, 1992; Matos, 1999). A Figura 14 mostra o desenvolvimento da aeração sobre um vertedouro em degraus.

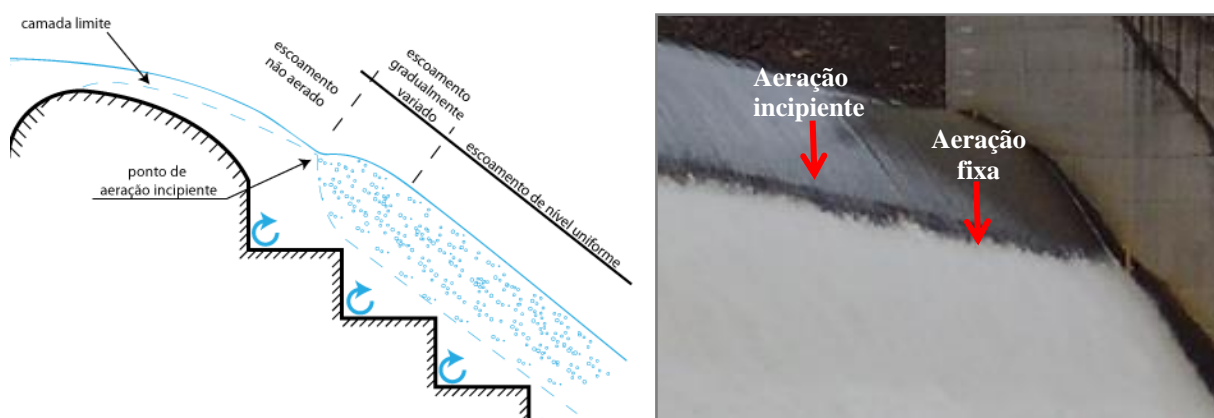


Figura 14: Desenvolvimento da aeração em vertedouro em degraus. A imagem refere-se ao vertedouro da barragem de Dona Francisca (Agudo/RS)

O ponto de início de aeração define uma região de alta turbulência da camada limite, que nesse ponto atinge a superfície do escoamento. Através de medições experimentais em modelos de vertedouros em degraus, diversos autores sugeriram equações para previsão de posições de início de aeração e profundidade do escoamento nesse ponto. As equações propostas por alguns autores são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1: Equações sugeridas por diversos autores para posições de início de aeração e profundidade do escoamento nessa posição

AUTOR	Equações propostas	
Campbell et al. (1965) <sup>1</sup> e Tozzi et al. (1994) <sup>2</sup>	$\frac{\delta}{L_a} = 0,080 \left( \frac{L_a}{K} \right)^{-0,233}$	Equação 1
Wood et al. (1983)	$\frac{L_a}{K} = 613,6 \cdot (\text{sen} \alpha)^{0,0796} \cdot F^{*0,713}$	Equação 2
Chanson (1994)	$\frac{L_a}{K} = 9,8 (\text{sen} \alpha)^{0,08} F^{*0,71}$	Equação 3
	$\frac{h_a}{K} = \frac{0,40}{(\text{sen} \alpha)^{0,04}} F^{*0,64}$	Equação 4
Matos (1999)	$\frac{L_a}{K} = 6,289 \cdot F^{*0,734}$	Equação 5
	$\frac{h_a}{K} = 0,361 \cdot F^{*0,606}$	Equação 6
Sanagiotto (2003)	$\frac{L_a}{K} = 9,7721 \cdot F^{*0,7014}$	Equação 7
	$\frac{h_a}{K} = 0,3965 F^{*0,5975}$	Equação 8
Amador (2005)	$\frac{L_a}{K} = 5,982 \cdot F^{*0,840}$	Equação 9
	$\frac{h_a}{K} = 0,385 \cdot F^{*0,580}$	Equação 10

AUTOR	Equações propostas	
Conterato (2011)	$\frac{L_a}{K} = 12F^{*(2/3)}$	Equação 11
	$\frac{h_a}{K} = \frac{1}{3}F^{*(2/3)}$	Equação 12

<sup>1</sup>para vertedouros com face lisa

<sup>2</sup>confirmou o uso para vertedouros em degraus.

Nas equações da Tabela 1:

$L_a$  = posição de início de aeração a partir da crista ou início da ogiva do vertedouro (m);

$h_a$  = altura da lâmina d'água no ponto de início de aeração (m);

$K$  = altura de rugosidade do degrau (m) (mostrada na Figura 15);

$\alpha$  = declividade da calha (°);

$\delta$  = espessura da camada limite (m);

$F^*$  = Froude do degrau, proposto por Wood *et al.* (1983) conforme Equação 13 (adimensional).

$$F^* = \frac{q}{\sqrt{g * K^3 * \text{sen}(\alpha)}} \quad \text{Equação 13}$$

Onde:

$q$  = vazão específica (m<sup>3</sup>/s/m);

$g$  = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>);

$K$  = altura de rugosidade do degrau (m), mostrado na Figura 15;

$\alpha$  = declividade da calha (°).

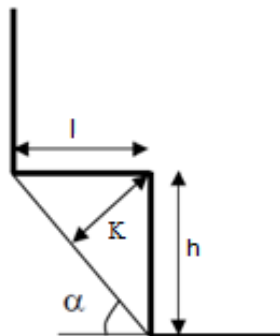


Figura 15: Dimensões do degrau

Na Figura 16 estão apresentados alguns resultados obtidos por autores que estudaram estruturas com diferentes alturas, degraus e declividades e o ajuste feito por Conterato (2011) englobando os diferentes tipos de estruturas. Percebe-se que a adimensionalização leva os valores a uma mesma tendência mesmo com características geométricas diferentes.

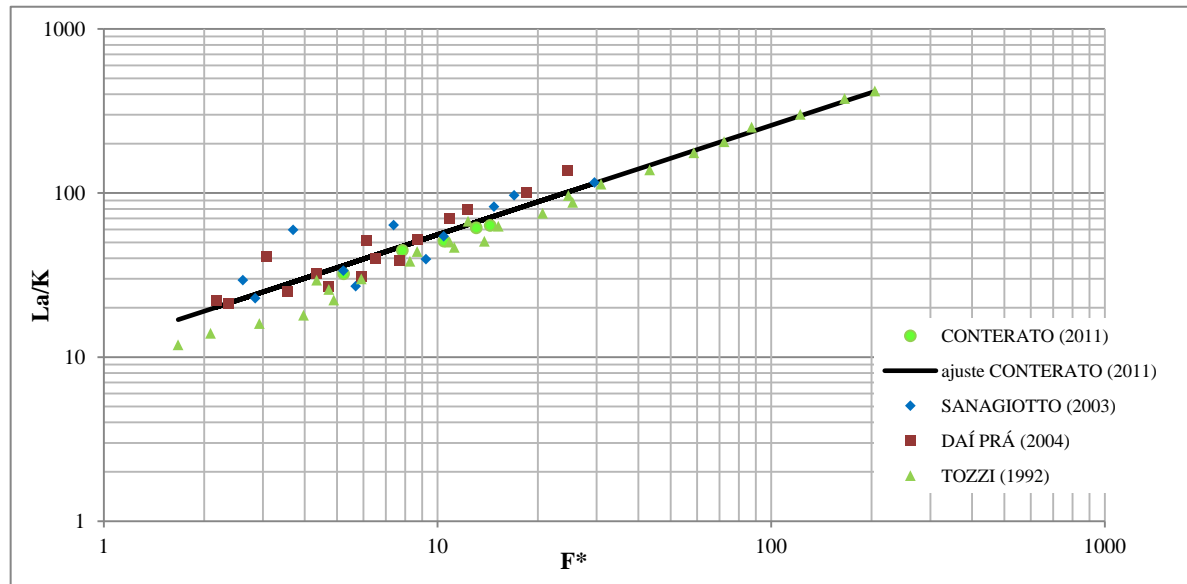


Figura 16: Adimensionalizações para ponto de início de aeração do escoamento conforme diferentes autores (fonte: Conterato, 2011)

Da mesma forma, na Figura 17 são apresentados resultados de alturas do escoamento sobre a calha em degraus adimensionalizados por diferentes autores.

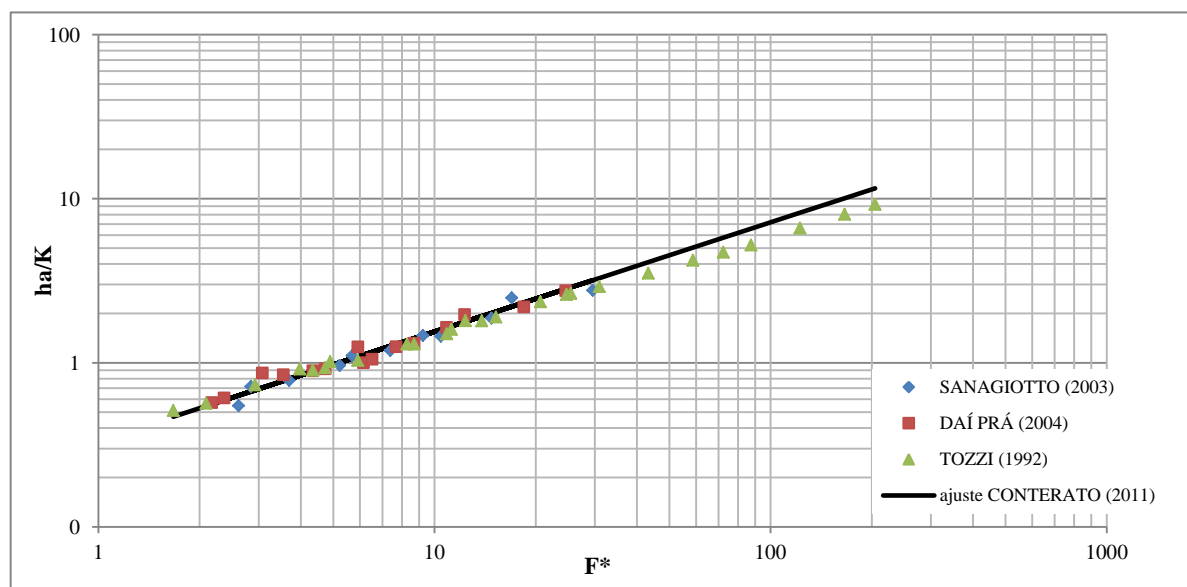


Figura 17: Adimensionalizações para alturas do escoamento sobre a calha em degraus, conforme diferentes autores (fonte: Conterato, 2011)



### 4.3 DISSIPACÃO DE ENERGIA SOBRE VERTEDOUROS EM DEGRAUS

A dissipação de energia é uma das principais funções do vertedouro em degraus. Com maior dissipação na calha do vertedouro, busca-se reduzir a energia residual do escoamento no pé da barragem, diminuindo os riscos de erosão do maciço e os custos de construção de bacias de dissipação a jusante de barragens (Sanagiotto, 2003).

Vários fatores interferem na dissipação de energia na calha como:

- geometria dos degraus;
- declividade da calha;
- tipos de escoamento;
- aeração do escoamento.

Estudando a energia total dissipada em um vertedouro em degraus em relação à energia a montante, Sanagiotto (2003), concluiu que degraus maiores dissipam mais energia em vertedouro de mesma altura.

A autora utilizou a Equação 14, proposta por Chow (1959) para canais de grande declividade, para cálculo da energia em diferentes pontos ao longo da calha. Assim, através de Equação 15 calculou a energia dissipada em relação à energia de montante.

$$E_p = z_p + h_p \cos \alpha + \alpha_1 \frac{V_p^2}{2g} \quad \text{Equação 14}$$

$$\frac{\Delta E}{E_m} = \frac{E_m - E_p}{E_m} \quad \text{Equação 15}$$

Onde:

$\Delta E$  = variação de energia;

$E_p$  = energia em qualquer ponto ao longo da calha (m);

$z_p$  = cota do piso do degrau considerado (m);

$h_p$  = profundidade do escoamento medida perpendicularmente à quina do degrau (m);

$V_p$  = velocidade média correspondente, calculada a partir de  $h_p$  (m/s);

$E_m$  = energia a montante ( $Y + 1,5hc$ ) (m);

$\alpha$  = declividade da calha ( $^\circ$ );

$h_c$  = altura crítica do escoamento sobre a calha (m).

Na Figura 18, a autora compara resultados da dissipação de energia em relação à energia de montante, em vertedouros com degraus de diferentes alturas, entre vários autores.

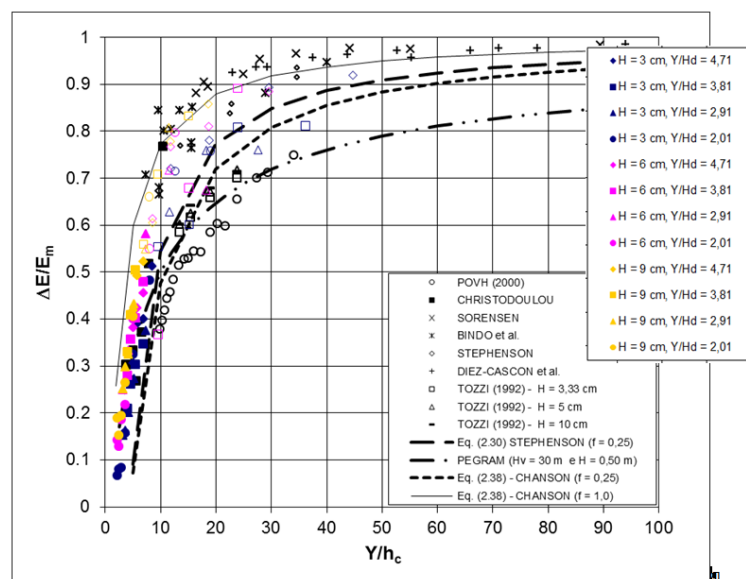


Figura 18: Dissipação de energia em relação à energia de montante (fonte: Sanagiotto, 2003)

Conforme Tozzi (1992), a avaliação da dissipação em calhas com degraus pode ser feita analiticamente através do cálculo do fator de resistência “ $f$ ” da equação de Darcy-Weisbach. Com o fator de resistência se pode calcular a altura normal do escoamento, através da Equação 16.

$$h_n = \left( \frac{f \cdot q^2}{8g \cdot \text{sen} \alpha} \right)^{1/3} \quad \text{Equação 16}$$

Diferentes autores propuseram equações para cálculo do “ $f$ ”, conforme Tabela 2.

Tabela 2: Equações sugeridas para o fator de resistência

AUTOR	Equações propostas	
Rajaratnam (1990)	$f = \frac{8.h_n^3.g.sen\alpha}{q^2}$	Equação 17
Stephenson (1991)	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,74 + 2.\log\left(\frac{h}{K_s}\right)$	Equação 18
Tozzi (1992)	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,16 + 1,24.\log\left(\frac{h}{K}\right)$	Equação 19
Chanson (1994)	$f = \frac{8.g.(sen\alpha).h_n^2}{q^2} \cdot \left(\frac{D_h}{4}\right)$	Equação 20
Chamani e Rajaratnam (1999)	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,77 + 1,92.\log\left(\frac{h}{K}\right)$	Equação 21
Sanagiotto (2003)	$\frac{f_L}{f} = 1,8162.\exp\left(-1,7692.\frac{L}{L_a}\right)$	Equação 22

Na tabela:

$k$  = rugosidade do degrau, mostrado na Figura 15 (m);

$h$  = profundidade não aerada do escoamento (m);

$g$  = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>);

$\alpha$  = declividade da calha (°);

$f_L$  = fator de resistência calha lisa;

$D_h$  = diâmetro hidráulico, corresponde a  $4h$ , considerando canal retangular de grande largura (m);

$L$  = distância medida a partir da crista do vertedouro, paralelamente à calha (m);

$L_a$  = comprimento de aeração (m);

$q$  = vazão específica (m<sup>3</sup>/s/m).

## 5 BACIAS DE DISSIPAÇÃO POR RESSALTO HIDRÁULICO

As bacias de dissipação com formação de ressalto hidráulico estão entre as estruturas mais usadas na dissipação de energia a jusante de vertedouros ou canais. Essas estruturas podem ser adaptadas a diferentes geometrias, sempre evitando danos no leito a jusante. A inserção de elementos na bacia convencional tem como objetivo melhorar a distribuição de esforços, interferindo no comportamento do ressalto hidráulico, entretanto, para grandes velocidades, pode ocorrer erosão nos elementos, principalmente em blocos de calha e de bacia.

Neste capítulo serão feitas algumas considerações a respeito de bacias de dissipação e o comportamento do escoamento nessas estruturas, avaliado por diversos autores ao longo da história.

### 5.1 RESSALTO HIDRÁULICO CLÁSSICO

O ressalto hidráulico pode ser definido como a passagem turbulenta e repentina de água de um escoamento em regime rápido (super-crítico ou torrencial) para um escoamento em regime lento (subcrítico ou fluvial). A mudança brusca de regime é acompanhada de uma instabilidade na superfície, com grandes ondulações, flutuações de pressão, de velocidade, aeração do escoamento e por uma conseqüente perda de energia pela grande turbulência. Por essas características geralmente é utilizado como dissipador de energia cinética de um escoamento. A Figura 19 mostra um exemplo de ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro em degraus.



Figura 19: Imagem de um ressalto hidráulico clássico a jusante de um vertedouro em degraus, escoamento da esquerda para a direita. (Laboratório de Obras Hidráulicas, IPH/UFRGS)

### 5.1.1 Formas de ressalto hidráulico

Quando o ressalto ocorre sem nenhuma interferência a jusante que impeça sua formação, é considerado ressalto livre. Conforme Peterka (1957) o ressalto hidráulico, a jusante de uma comporta, pode ocorrer em 4 formas diferentes, conforme o número de Froude, mostradas na Figura 20.

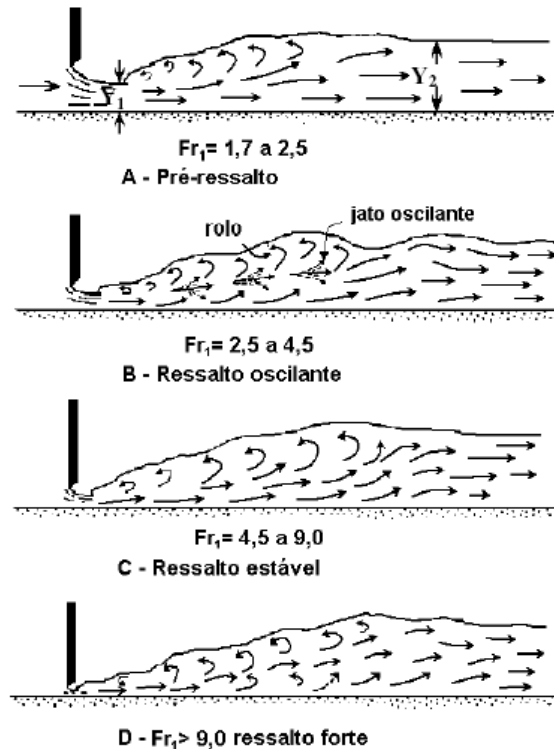


Figura 20: Formas de ressalto hidráulico (fonte: adaptado de Peterka, 1957)

Conforme a figura, Peterka (1957) classifica o tipo de ressalto em relação o número de Número de Froude.

- a) número de Froude de 1,7 até 2,5: observa-se apenas pequenas ondulações e formação de pequenos rolos que aumentam conforme o número de Froude se aproxima de 2,5. Nesse caso a velocidade é uniforme em toda a seção e a perda de energia é cerca de 20%, não necessitando de bacias especiais para conter o escoamento. É classificado como pré-ressalto;
- b) número de Froude de 2,5 a 4,5: ocorre o ressalto oscilante. Esse tipo de ressalto gera ondas que se propagam além da bacia de dissipação. É considerado ressalto de transição;

- c) número de Froude de 4,5 a 9: ressalto estabilizado, bem definido. Esse tipo de ressalto mantém a turbulência dentro de si, causando pouca turbulência a jusante da bacia de dissipação. Esse tipo de ressalto dissipa de 45 a 70% da energia total do escoamento;
- d) número de Froude  $> 9$ : Ressalto forte. A velocidade é muito alta causando ondas a jusante da estrutura de dissipação. Esse tipo de ressalto dissipa até 85% da energia.

### 5.1.2 Alturas conjugadas

As alturas conjugadas são importantes características do ressalto hidráulico. A chamada altura rápida ( $Y_1$ ) corresponde à altura da lâmina d'água na estrada do ressalto, onde inicia a macroturbulência. A altura lenta ( $Y_2$ ) corresponde à altura a jusante do ressalto, onde o escoamento deixa de ser turbulento (agitado) e aerado. A Figura 21 mostra um esquema das alturas.

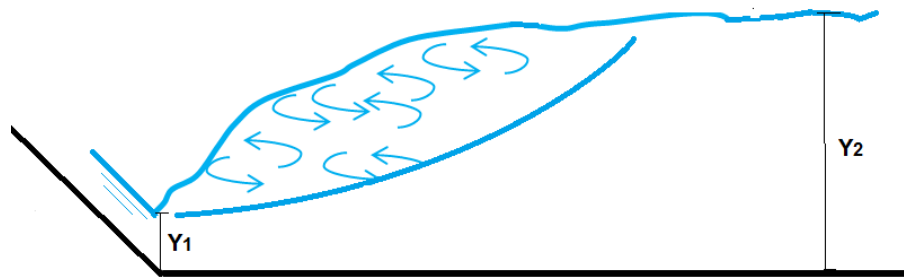


Figura 21: Alturas conjugadas

A relação entre essas duas alturas foi proposta por Bèlanger (1828) e até hoje é usada por ser considerada a mais adequada. O autor considerou a conservação da quantidade de movimento entre a entrada e saída do ressalto, que resulta na Equação 23. Vale ressaltar que a equação considera a hipótese simplificada da distribuição hidrostática de pressões.

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1 \right) \quad \text{Equação 23}$$

Onde:

$Y_1$  = altura conjugada rápida (m);

$Y_2$  = altura conjugada lenta (m);

$Fr_1$  = número de número de Froude correspondente à altura rápida.

### 5.1.3 Comprimento do ressalto

O comprimento do ressalto é um dos principais fatores na definição do comprimento da bacia de dissipação. O fenômeno é altamente turbulento gerando flutuações de pressões sobre o fundo da bacia que podem levar a destruição do dissipador de energia por fatores como: fadiga, subpressão e danos por cavitação. Portanto, um correto dimensionamento de uma bacia de dissipação deve garantir a acomodação de todo o ressalto de maneira a suportar as solicitações impostas pelo mesmo. Muitos autores estudaram o comprimento do ressalto a fim de estabelecer critérios para a determinação do mesmo. Hager (1992) define o final do comprimento do ressalto quando:

- a) a superfície livre é essencialmente horizontal;
- b) a agitação da superfície é significativamente diminuída;
- c) o escoamento é sem aeração;
- d) as condições do escoamento gradualmente variado desaparecem.

Diferentes autores sugerem equações para determinação do comprimento do ressalto, conforme mostrado na Tabela 3.

Tabela 3: Equações sugeridas por diversos autores para determinação do comprimento do ressalto

AUTOR	Equações propostas	
Riegel, Beebe (1917)	$L_j = 5(Y_2 - Y_1)$	Equação 24
Aravin (1935)	$L_j = 5,4(Y_2 - Y_1)$	Equação 25
Peterka (1957)	$L_j = 6,1(Y_1)$ $4,5 \leq Fr_1 \leq 9$	Equação 26
Elevatorski (1959)	$L_j = 6,9(Y_2 - Y_1)$	Equação 27
Marques et al. (1997)	$L_j = 8,5(Y_2 - Y_1)$	Equação 28

Teixeira (2003)	$L_j = 8(Y_2 - Y_1)$	Equação 29
-----------------	----------------------	------------

### 5.1.4 Comprimento do rolo

A determinação do comprimento do rolo possui diferentes definições. Lopardo (1986) definiu que o comprimento do rolo corresponde à distância entre o início do ressalto e o ponto onde o escoamento atinge 95% da altura lenta. Outros autores propuseram metodologias, algumas delas baseadas na análise de pressões junto ao fundo, como Marques et al. (1997). Diferentes equações estão mostradas na Tabela 4.

Tabela 4: Equações sugeridas para comprimento do rolo (fonte: Teixeira, 2003)

AUTOR	Equações propostas	
Safranez (1929)	$\left(\frac{L_r}{Y_1}\right) = 6.Fr_1$	Equação 30
Pietrkowski (1932)	$\left(\frac{L_r}{Y_1}\right) = 5,9.Fr_1$	Equação 31
Einwachter (1933)	$L_r = \left(15,2 - \frac{0,24.Y_2}{Y_1}\right) \cdot \left\{ \frac{Y_2}{Y_1} - 1 - v_1 \cdot \left(\frac{Y_2}{Y_1}\right) - 1 \right\}$	Equação 32
Douma (1942)	$L_r = 3.Y_2$	Equação 33
Peterka (1957)	$L_r = 4,5.Y_2, (4,5 \leq Fr_1 \leq 9)$	Equação 34
Newmham (1973)	$L_r = 6,73.(F_1 - 1)$	Equação 35
Hager et al. (1989)	$L_r = 12 + 100. \tan gh \left( \frac{Fr_1}{12,5} \right)$	Equação 36
Marques et al. (1997)	$L_r = 6.(Y_2 - Y_1)$	Equação 37



## 5.2 RESSALTO HIDRÁULICO A JUSANTE DE VERTEDOUROS

O ressalto a jusante de um paramento inclinado pode ser classificado em relação à vazão e ao nível do ressalto. Vischer e Hager (1995) ilustram os diferentes perfis de um ressalto que podem ocorrer sobre superfície inclinada, conforme a Figura 22.

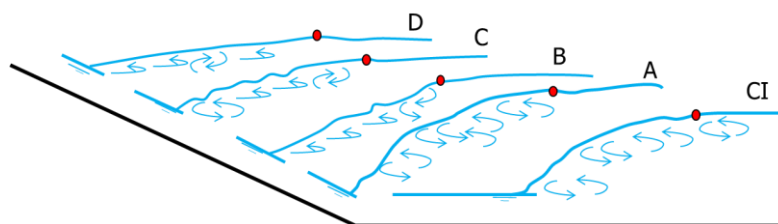


Figura 22: Diferentes perfis de ressalto hidráulico sobre paramento inclinado (fonte: adaptado de Vischer e Hager, 1995)

Conforme a altura a jusante do ressalto aumenta tornando-se maior que a altura conjugada lenta, o ressalto sofre um afogamento movendo-se sobre o paramento. Conforme o grau de afogamento pode-se distinguir as formas do ressalto:

- a) tipo A: quando a lâmina d'água sobre a bacia equivale à altura lenta. O ressalto inicia no pé da estrutura. Essa configuração equivale ao ressalto clássico;
- b) tipo B: o ressalto inicia sobre o paramento e termina sobre o trecho horizontal da bacia;
- c) tipo C: o ressalto inicia sobre o paramento e termina no ponto de tangência entre o vertedouro e o trecho horizontal;
- d) tipo D: ressalto ocorre totalmente sobre o paramento do vertedouro;
- e) tipo CI: ressalto inicia sobre a bacia horizontal, a jusante do pé do vertedouro. Essa configuração não é aconselhável devido ao fato do ressalto se estender para fora do limite da bacia, causando danos ao leito a jusante.

O projeto da cota de fundo de uma bacia de dissipação deve sempre ser feito em função dos níveis de jusante para que o ressalto inicie no pé do vertedouro (ressalto tipo A ou tipo B). Para as demais vazões o ressalto hidráulico deve iniciar sobre o paramento. Em momento algum o ressalto deve se deslocar para jusante.

O ressalto afogado depende do grau de submergência, conforme a Equação 38.

$$S = \frac{T_w}{Y_2}$$

Equação 38

Onde:

S = grau de submergência (quando S=1 o ressalto é livre);

$T_w$  = altura da lâmina d'água sobre a bacia de dissipação (m);

$Y_2$  = altura conjugada lenta (m).

Mees (2008) destaca alguns pontos quanto à influência da submergência no campo de pressões do ressalto hidráulico:

- a) para uma mesma vazão específica, o valor da pressão média sobre a bacia de dissipação será maior quanto maior for a submergência;
- b) para uma mesma vazão específica, o valor do desvio padrão da pressão será menor quanto maior for a submergência;
- c) para um mesmo número de Froude de escoamento, o comprimento do ressalto será maior quanto maior for a submergência (Rajaratnam, 1967);
- d) a eficiência na dissipação de energia atinge um máximo para ressaltos levemente afogados e diminui após este pico para ressaltos muito afogados (Rajaratnam, 1967).

## 6 BACIAS DE DISSIPACÃO TIPO I

As bacias de dissipação tipo I (conforme classificação da USBR), sem a presença de elementos, são as mais estudadas a jusante de vertedouros. Essas estruturas permitem que o ressalto hidráulico se forme sem a influência das soleiras terminais ou de blocos intermediários, sendo o seu estudo mais simples. Essa configuração de bacia permite que se estime quais as solicitações em que a estrutura ou leito a jusante estará sujeita na faixa de vazões que suportará em sua vida útil. Grandes solicitações podem danificar a laje de fundo do dissipador, seja por cavitação, erosão, fadiga ou por subpressão (flutuação da laje de fundo). Diversos autores estudaram esta condição, entre eles Lopardo (1986), Endres (1990), Pinheiro (1995), Marques et al. (1997), Mees (2008), Teixeira (2008), Dai Pra (2011), Simões et al. (2012), propondo metodologias para previsão desses esforços.

### 6.1 DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES JUNTO AO FUNDO DO RESSALTO HIDRÁULICO

O conhecimento dos esforços atuantes no ressalto hidráulico através de medições de pressões instantâneas é fundamental para análise e dimensionamento de bacias de dissipação. Marques et al. (1997) apresentaram resultados de pressões médias e flutuações de pressões em função da posição do ressalto hidráulico, segundo a Equação 39 e Equação 40. Os autores estudaram valores de número de Froude variando de 4,9 a 9,3 em um modelo de vertedouro Creager e bacia de dissipação. Os resultados estão apresentados na Figura 23 e Figura 24.

$$\frac{P - Y_1}{Y_2 - Y_1} = F \left( \frac{x}{Y_2 - Y_1} \right) \quad \text{Equação 39}$$

$$\left( \frac{\sigma}{\Delta H} \right) \left( \frac{Y_2}{Y_1} \right) = F \left( \frac{x}{Y_2 - Y_1} \right) \quad \text{Equação 40}$$

Onde:

$P$  = pressão média (m.c.a);

$\sigma$  = desvio padrão (m);

$Y_1$  = altura conjugada rápida no início do ressalto, para  $S = 1$  (m);

$Y_2$  = altura conjugada lenta no final do ressalto, para  $S = 1$  (m);

$x$  = distância a partir do pé do vertedouro (início do ressalto) (m);

$\Delta H$  = perda de carga no ressalto (m);

$F$  = função de ajuste.

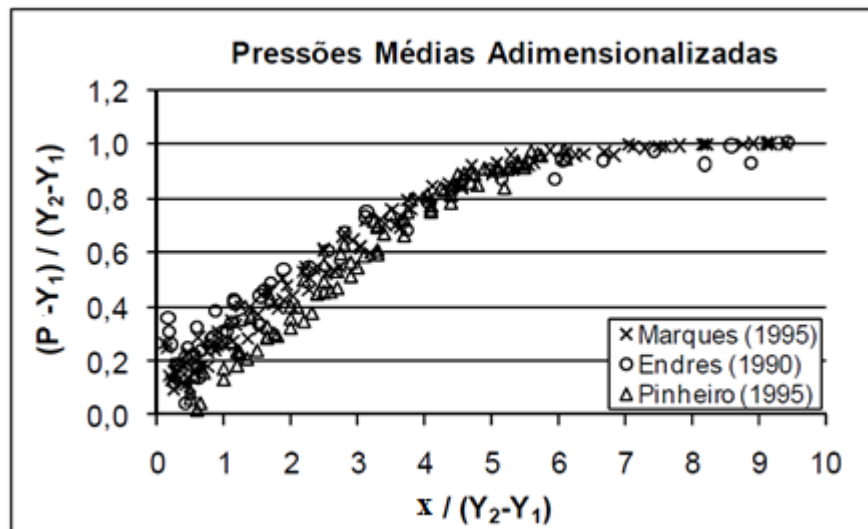


Figura 23: Pressões médias adimensionalizadas (fonte: Marques et al. 1997)

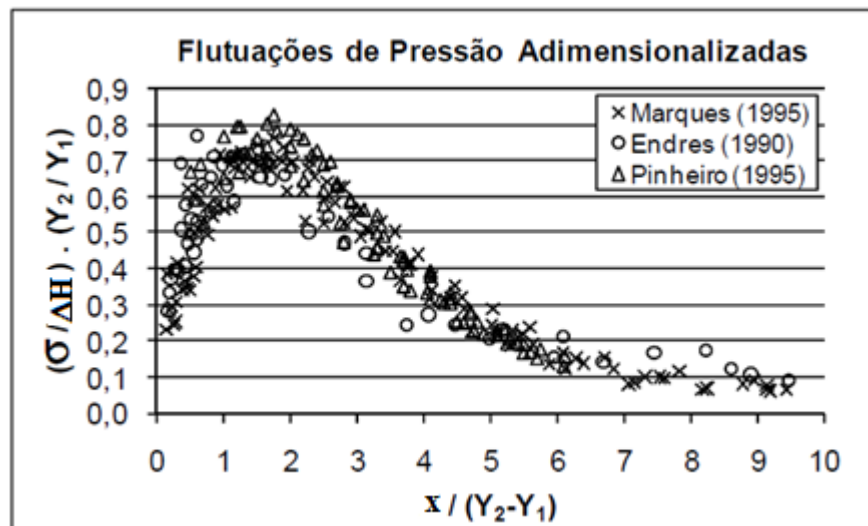


Figura 24: Flutuações de pressões adimensionalizadas (fonte: adaptado de Marques et al. 1997)

Analisando os resultados os autores fizeram algumas observações importantes referentes às posições características do ressalto:

- Ponto de máxima flutuação:  $1,75 (Y_2 - Y_1)$ ;

- Descolamento do escoamento junto ao fundo: 4,0 ( $Y_2 - Y_1$ );
- Final do rolo: 6,0 ( $Y_2 - Y_1$ );
- Final do ressalto: 8,5 ( $Y_2 - Y_1$ ).

Lopardo (1986) aborda em seu trabalho a influência das condições de entrada no ressalto nas flutuações de pressões. O autor compara resultados obtidos em ressalto a jusante de comporta e a jusante de vertedouros, com e sem curva de concordância, para números de Froude variando entre 4,5 e 10. Com isso conclui que o comportamento do ressalto está diretamente ligado às condições de entrada. O autor destaca também que o comportamento das flutuações de pressões é diferente para condições a jusante de vertedouros e comportas, sendo que o descolamento do fluxo ocorre antes em ressaltos a jusante de comportas.

Endres (1990) realizou análises com dados de pressões instantâneas a jusante de vertedouros, na mesma faixa de números de Froude estudados por Lopardo (1986). Com a análise das flutuações de pressão o autor mostrou que os resultados seguem a mesma tendência de Lopardo (1986).

Yuditskii (1960) *apud* Mees (2008), apresentou um estudo referente a ações de forças hidrodinâmicas sobre a laje da bacia de dissipação. O autor concluiu que as flutuações de pressões decaem rapidamente no sentido do escoamento, não sendo originadas pela turbulência a grandes distâncias do início do ressalto. O autor também mostra a influência da submergência nas flutuações de pressão, que são menores para maiores afogamentos.

## 7 BACIAS DE DISSIPAÇÃO COM ELEMENTOS

A seguir são apresentadas bacias de dissipação com diferentes elementos no seu interior e diferentes estudos envolvendo essas estruturas.

### 7.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Conforme Elevatorski (1959) elementos (acessórios) como blocos de calha (*chute blocks*), blocos dispersores na bacia (*baffle blocks*) e soleiras terminais na bacia (*end sills*) são geralmente instalados para melhorar o desempenho da bacia de dissipação. Os elementos auxiliam na estabilização do escoamento, aumentando a turbulência e distribuindo a velocidade equilibradamente através da bacia, provocando um afogamento artificial. Conforme Pirestani et al. (2012) elementos desse tipo afetam até 60% da dissipação da energia que entra em uma bacia, dependendo do número de Froude. A Figura 25 ilustra os três tipos de elementos citados. Esses elementos podem ser usados em conjunto ou separadamente.

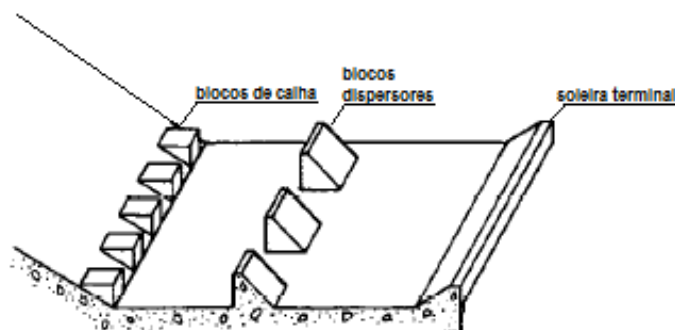


Figura 25: Exemplo de elementos em bacias (adaptado de Peterka, 1957)

Conforme o *United States Bureau of Reclamation* (USBR), as bacias com elementos são classificadas conforme sua configuração em relação aos elementos em seu interior:

- Tipo I: bacia sem elementos;
- Tipo II: bacia com blocos de calha e soleira dentada;
- Tipo III: bacia com blocos de calha, blocos dispersores e soleira terminal;
- Tipo IV: bacia com blocos de calha e soleira terminal.

Elementos do tipo blocos de calha e blocos dispersores na bacia de dissipação são cada vez menos usados em países como o Brasil, onde a tendência é a construção de obras com grandes quedas e/ou grandes vazões específicas. Apesar da forte aeração do escoamento, a ocorrência de altas velocidades e o descolamento do escoamento junto à superfície dos elementos, pode propiciar cavitação, danificando a estrutura. Bacias de dissipação com soleiras terminais contínuas despertam o interesse de pesquisadores pela grande utilização.

## 7.2 ESTUDOS SOBRE ELEMENTOS EM BACIAS DE DISSIPACÃO

Diversos trabalhos entre eles Donnelly e Blasdell (1954), Peterka (1957), Vischer e Hager (1995), e Alikhani et al. (2010) propuseram critérios para dimensionamento de blocos de calha, blocos dispersores e soleiras terminais.

Buscando o desenvolvimento de regras gerais para dimensionamento de bacias de dissipação com elementos a jusante de calha lisa, Donnelly e Blasdell (1954), observaram o comportamento do escoamento em uma estrutura montada em laboratório com vertedouro, bacia de dissipação e canal de jusante, as últimas duas móveis e ajustáveis a cada condição de ensaio. O objetivo principal do estudo foi a obtenção de critérios de dimensionamento de bacias para evitar danos ao leito do rio a jusante. Para isso o canal de jusante foi modelado em areia para visualizar a erosão no leito. Os autores testaram bacias de dissipação com blocos dispersores em conjunto com soleiras terminais em modelos de fundo móvel, conforme a imagem da Figura 26.

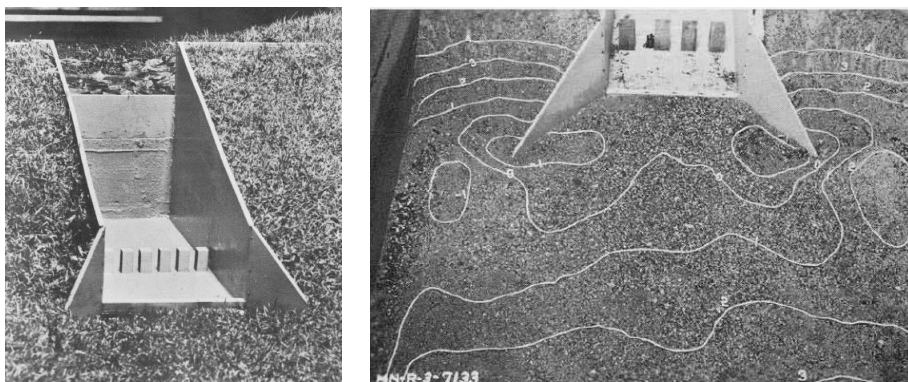


Figura 26: Imagem do modelo utilizado por Donnelly e Blasdell (1954)

Após comparação dos resultados, os autores chegaram a valores referentes ao dimensionamento de blocos e soleiras em função da altura crítica sobre o vertedouro, conforme a Tabela 5.

Tabela 5: Resultados obtidos por Donnelly e Blasdell (1954)

Melhor altura de soleira terminal	$0,4 h_c$
Altura de blocos dispersores	$0,8 h_c$
Espaçamento entre os blocos	$0,4 h_c$ (com variação de $0,15 h_c$ )

Perterka (1957) propôs critérios de dimensionamento para bacia tipo II. A Figura 27 mostra as dimensões recomendadas para bacias com esses elementos. Na figura  $D_1$  e  $D_2$  correspondem a  $Y_1$  e  $Y_2$ , respectivamente.

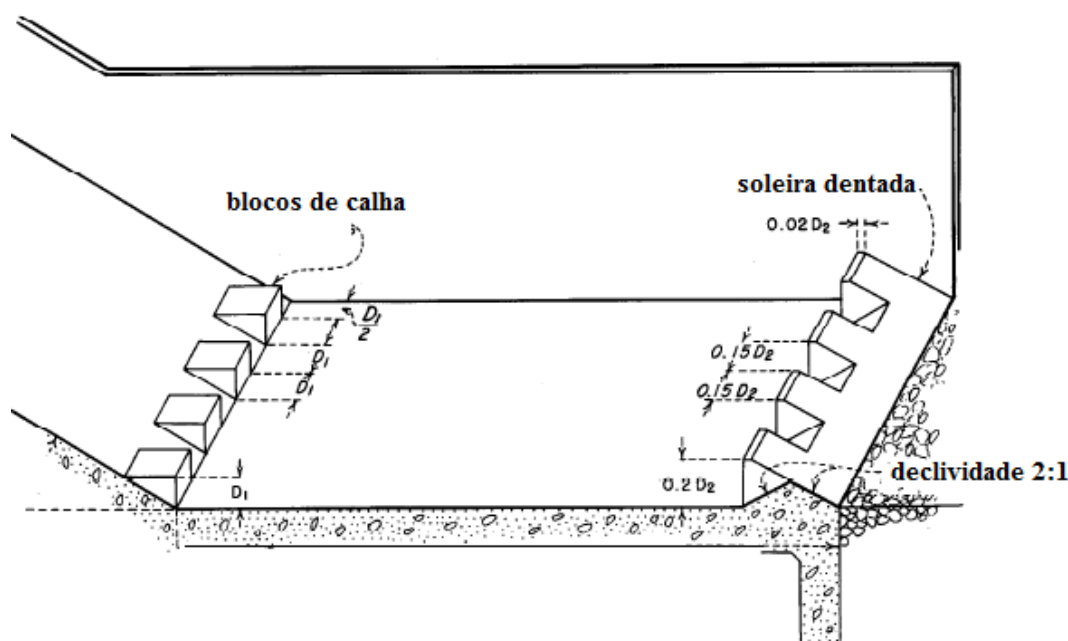


Figura 27: Configuração de bacia estudada pelo autor (tipo II),  $D_1$  e  $D_2$  correspondem à  $Y_1$  e  $Y_2$  (Fonte: adaptado de Peterka, 1957)

O autor apresenta também as dimensões recomendadas para bacias bacia tipo III. Além disso, recomenda que a estrutura mencionada seja instalada a jusante de calha lisa, para pequenas barragens, onde as velocidades na entrada da bacia sejam inferiores a 15m/s. Essa configuração é apresentada na Figura 28. Para a configuração citada, o autor estudou diferentes geometrias de blocos dispersores na bacia a fim de encontrar uma geometria eficaz o suficiente para diminuir as dimensões da bacia de dissipação. A Figura 29 mostra os diferentes tipos de configurações testadas pelo autor. Os blocos foram testados em fileiras simples e fileiras duplas, mas as fileiras duplas não apresentaram resultados melhores que fileiras simples.

Dentre as geometrias estudadas o autor obteve bons resultados com geometrias do tipo “b”. Os blocos “c” e “d” não apresentaram resultados satisfatórios, segundo o autor não



melhoraram a agitação do escoamento e ocorre formação de ondas a jusante do bloco. Os blocos tipo “e” e “f” tiveram comportamento similar, com um resultado satisfatório. O bloco “g” (idêntico ao “f” porém com cantos arredondados) também não obteve um resultado satisfatório, pois o arredondamento dos cantos reduziu significativamente a eficácia do bloco. Como o bloco “f” é preferível estruturalmente, este foi utilizado no restante dos ensaios.

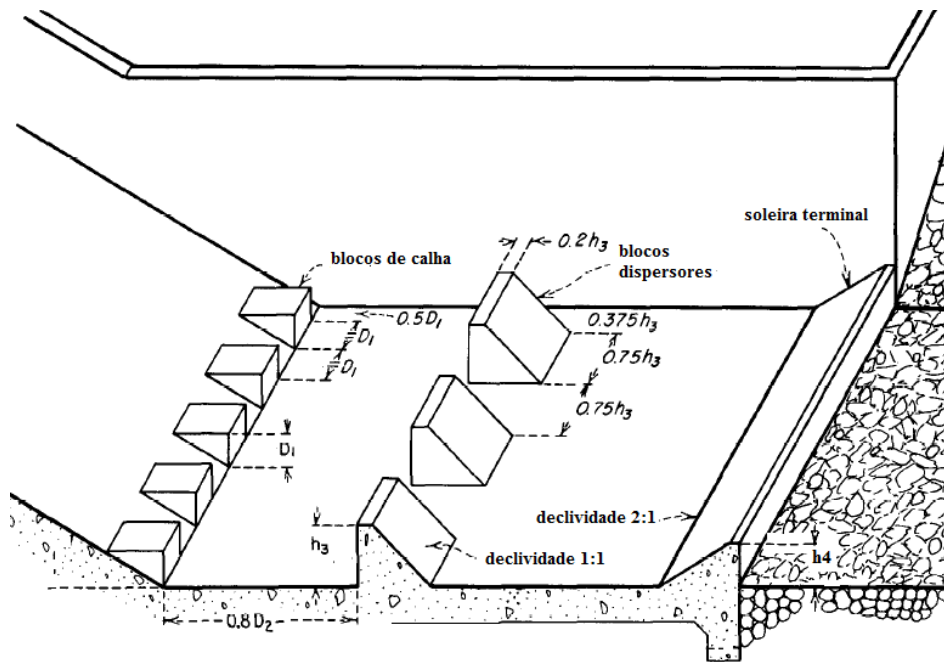


Figura 28: Configuração de bacia estudada pelo autor (bacia tipo III). As dimensões de  $h_3$  e  $h_4$  estão indicados na Figura 30 (Fonte: adaptado de Peterka, 1957)

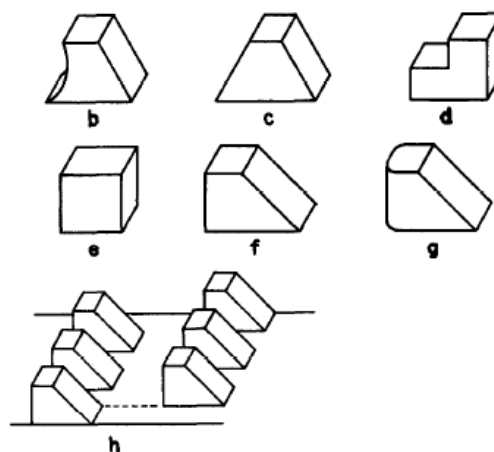


Figura 29: Diferentes geometrias de blocos testados pelo autor (Fonte: Peterka, 1957)

Peterka (1957) também propôs o dimensionamento da altura dos blocos dispersores e da soleira em função do número de Froude na entrada do ressalto conforme a Figura 30.

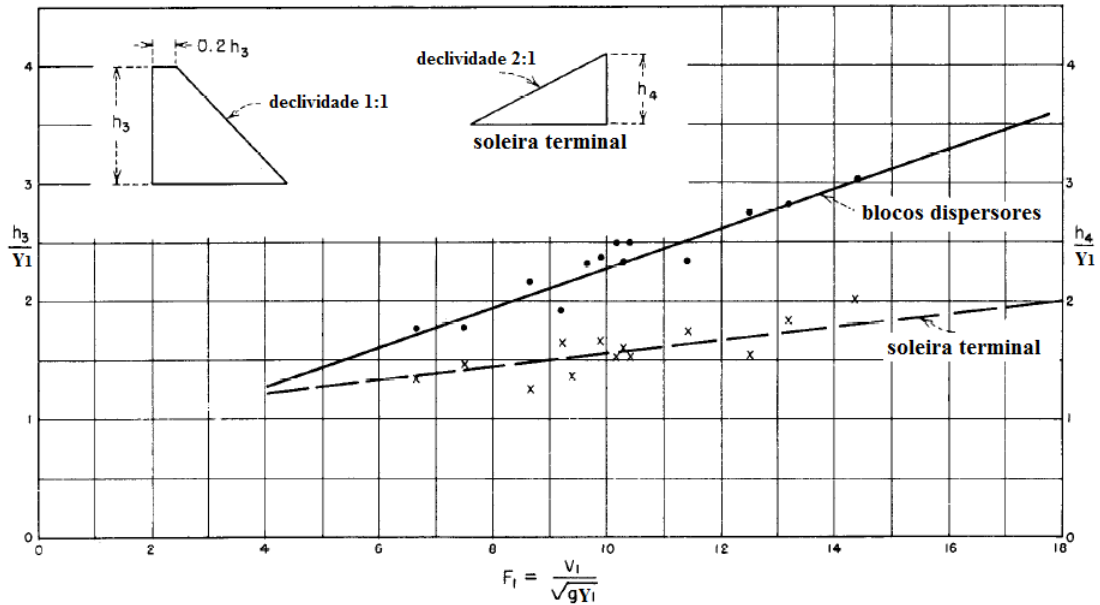


Figura 30: Alturas recomendadas para blocos dispersores e soleiras terminais em função do número de Froude (Fonte: Peterka, 1957)

Estruturas como blocos de pé e blocos dispersores possuem uso limitado pela velocidade do escoamento. Para grandes estruturas a velocidade no pé do vertedouro chega a valores muito elevados, podendo propiciar cavitação na estrutura. Quando esse fenômeno ocorre pode erodir a estrutura causando sérios danos, como na barragem de Porto Colômbia, no Rio Grande, (MG) mostrado na Figura 31.



Figura 31: Erosão no pé da barragem de Porto Colômbia, MG, causada por cavitação devido ao descolamento do escoamento em altas velocidades (fonte: ELETROBRAS FURNAS)

Contudo considera-se que a aplicação de vertedouros em degraus pode diminuir o risco de cavitação nessas estruturas devido à grande aeração do escoamento. Conforme Simões et al. (2009), sabe-se que concentrações de ar mínimas podem prevenir a ocorrência de cavitação, uma vez que a mistura compressível ar-água é capaz de absorver o colapso das bolhas. Ainda,

segundo Peterka (1953), concentrações de ar acima de 8% inibem os efeitos danosos da cavitação.

Vischer e Hager (1995) apresentam diferentes formas e acessórios para bacias de dissipação como mudança no nível da bacia (*steps*), uso de blocos dispersores (*baffle blocks*) ou soleiras terminais (*end sill*) retangulares.

Conforme os autores, uma soleira envolve apenas perturbações locais na sua base e sua espessura não possui efeito discernível sobre o escoamento, sendo que devem possuir uma resistência estrutural suficiente. O escoamento pode ser submerso ou livre, conforme mostrado na Figura 32, mas apenas o caso de escoamento submerso é discutido, pois o nível d'água a jusante é subcrítico, assim como o requerido para o projeto. Conforme os autores a soleira pode gerar:

- ressalto tipo A;
- ressalto tipo B;
- ressalto tipo B mínimo;
- ressalto tipo C;
- escoamento tipo onda, com escoamento supercrítico sobre a soleira e inaceitáveis condições de dissipação de energia.

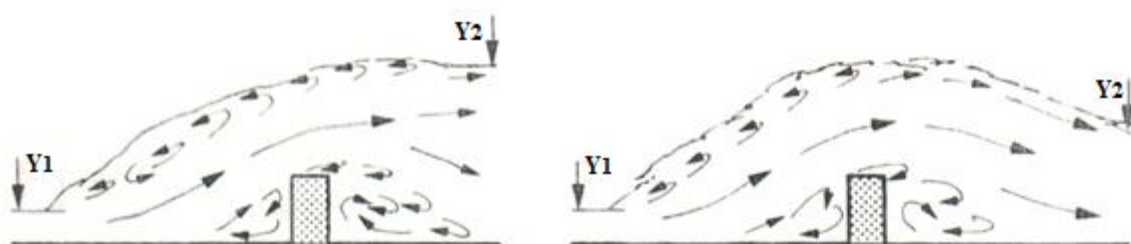


Figura 32: Ressalto em bacia com soleira retangular, a) submerso e b) livre  
(Fonte: adaptado de Vischer e Hager, 1995)

Os autores usam como parâmetros para análise da soleira submersa os seguintes termos:

- a altura relativa ( $s/Y_1$ ), onde  $s$  é a altura da soleira;
- o número de Froude na entrada do ressalto  $e$ ;
- o parâmetro de posição ( $L_s/Y_1$ ), onde  $L_s$  é a distância da soleira, conforme Figura 33;

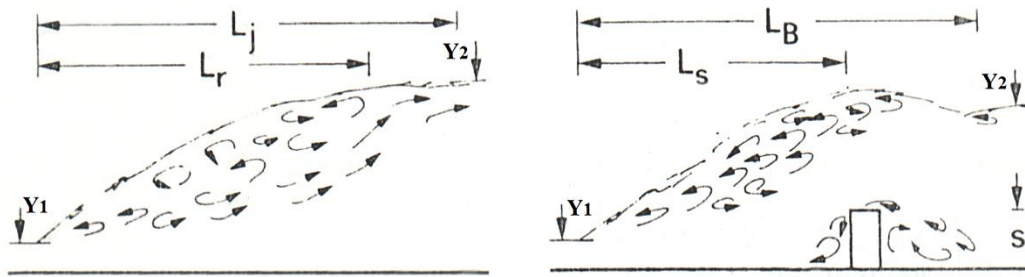


Figura 33: Comparação entre, a) ressalto clássico e b) com soleira.  
(Fonte: Vischer e Hager, 1995)

Os autores observam que o ressalto do tipo A possui um menor potencial de erosão e é adequado para leitos erosivos. O ressalto tipo B pode erodir porções ao longo das laterais do canal de jusante e o ressalto tipo B mínimo é adequado apenas para leitos rochosos sob o colchão d'água. Em geral o ressalto tipo B é recomendado como tipo de escoamento para uma dissipação eficiente.

Os autores observam que para qualquer altura de soleira é necessário um número de Froude mínimo para que haja formação de ressalto hidráulico, pois do contrário ocorrerá escoamento do tipo *weir flow*. Para qualquer número de Froude os autores limitaram a altura máxima da soleira ( $s_L = s/Y_1$ ) com a Equação 41, e a “altura ótima” ( $s_{opt}$ ) para  $3 < Fr_1 < 10$  pela Equação 42.

$$s_L = \frac{1}{6} Fr_1^{1,645} \quad \text{Equação 41}$$

$$s_{opt} = 1 + \left( \frac{1}{200} \right) Fr_1^{2,5} \quad \text{Equação 42}$$

Comparando comprimentos de ressalto em bacias com elementos com ressaltos clássicos em bacias tipo I, Vischer e Hager (1995) classificaram a soleira como efetiva na estabilização de ressalto hidráulico, além de serem econômicas construtivamente.

Alikhani et al. (2010) estudaram a influência de uma soleira vertical retangular e sua posição na bacia de dissipação a jusante de vertedouro. Os autores testaram cinco alturas diferentes

em três posições diferentes na bacia para números de Froude na entrada do ressalto variando entre 4 e 12 e relação entre altura da soleira e altura rápida ( $s_L = s/Y_1$ ) entre 2 e 8.

As características hidráulicas do ressalto foram medidas e comparadas com ressalto hidráulico clássico. A Figura 34 mostra a configuração da bacia estudada pelos autores, onde:

$L_s$  = distância do início do ressalto até a soleira (m);

$Y_1$  e  $Y_2$  = altura conjugadas, rápida e lenta respectivamente (m);

$Y_3$  = altura máxima do escoamento sobre a soleira (m);

$s$  = altura da soleira (m);

$s_L$  = relação entre altura da soleira e altura rápida;

$Fr_1$  = número de Froude na entrada do ressalto.

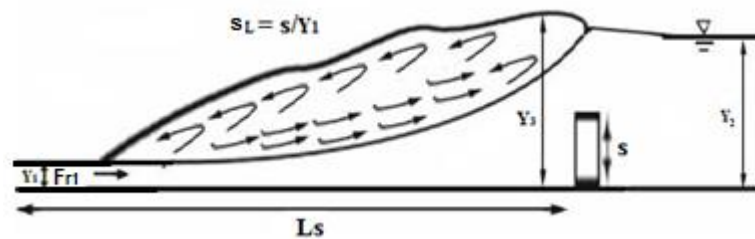


Figura 34: Ressalto hidráulico em bacia com soleira vertical.  
(fonte: Alikhani et al., 2010)

Os autores, com base nos resultados experimentais, chegaram a uma relação entre os parâmetros de entrada do ressalto e a altura da soleira. Conhecidos os parâmetros  $Y_1$  e  $Fr_1$  é possível, com base no diagrama apresentado na Figura 35, estimar o valor para a distância e altura da soleira.

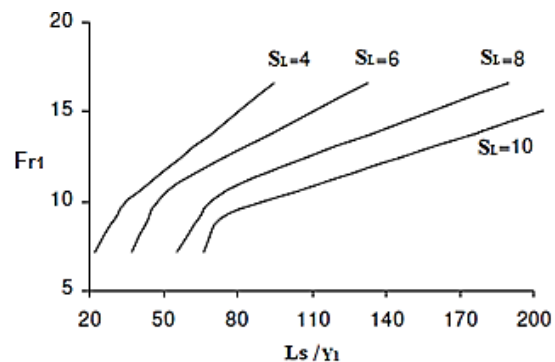


Figura 35: Geometria da soleira em função das condições de entrada  
(fonte: Alikhani et al., 2010)

O autor ressalta que a altura da soleira não pode ultrapassar o limite estipulado por Hager (1992) mostrado na Equação 41, pois, a partir desse limite o fluxo é alterado para *Weir flow*. Como, em função dessa limitação, a escolha do  $L_s$  pode precisar de várias estimativas, o autor sugeriu uma equação limitando a faixa de escolha, conforme a Equação 43.

$$3(Y_2 - Y_1) \leq L_s \leq 5(Y_2 - Y_1) \quad \text{Equação 43}$$

O autor concluiu que com a utilização de soleiras terminais com essa geometria é possível reduzir em até 30% o comprimento da bacia em relação a uma bacia livre.

Tiwari et al. (2011) estudou o efeito de soleiras em ressaltos gerados a jusante de saídas de tubos retangulares com e sem paredes de impacto tentando observar a erosão a jusante dessas estruturas. O autor observou três geometrias diferentes: retangular, quadrada e inclinada com declividade 1/1. O autor concluiu que a forma da soleira afeta significativamente a profundidade máxima de erosão e que a geometria inclinada apresenta os melhores resultados.

### 7.3 PESQUISAS SOBRE ELEMENTOS EM BACIAS DE DISSIPACÃO A JUSANTE DE VERTEDOUROS EM DEGRAUS

A seguir serão citadas algumas pesquisas realizadas em bacias de dissipação com elementos a jusante de vertedouros em degraus.

Cardoso (2006) estudou o comportamento do ressalto em bacia tipo III (conforme USBR) e bacia tipo I, a jusante de um vertedouro com degraus de 2 cm de altura. A Figura 36 mostra o modelo utilizado.



Figura 36: Modelo utilizado nos ensaios de Cardoso (2006) (fonte: Cardoso, 2006)

O autor analisou o comportamento de pressões médias adquiridas através de piezômetros instalados na base da bacia, além das alturas do escoamento para vazões específicas variando de 0,08 a 0,2 m<sup>3</sup>/s/m e números de Froude na entrada do ressalto de 5,0 a 6,5.

Entre as demais conclusões, no que se refere à bacia com elementos em comparação com bacias tipo I, com ressalto livre, as verificações foram as seguintes:

- a inserção de elementos conduz a uma diminuição de 40 a 60% no comprimento do ressalto, estando de acordo com limites apresentados por Peterka (1958);
- a inserção de elementos causa uma diminuição de cerca de 20% da altura do escoamento a jusante do ressalto, para um mesmo posicionamento do início do ressalto;
- em bacias com elementos verifica-se, no trecho inicial, um aumento nos valores de altura do escoamento e altura piezométrica na bacia;

Meireles et al. (2010) realizaram estudos em bacias com elementos (blocos dispersores no pé do vertedouro (blocos de calha), blocos dispersores e soleiras terminais), também a jusante de vertedouros em degraus com declividade 1V:0,75H, conforme Figura 37. Os autores também analisaram a influência dos blocos de calha na configuração da bacia estudada.

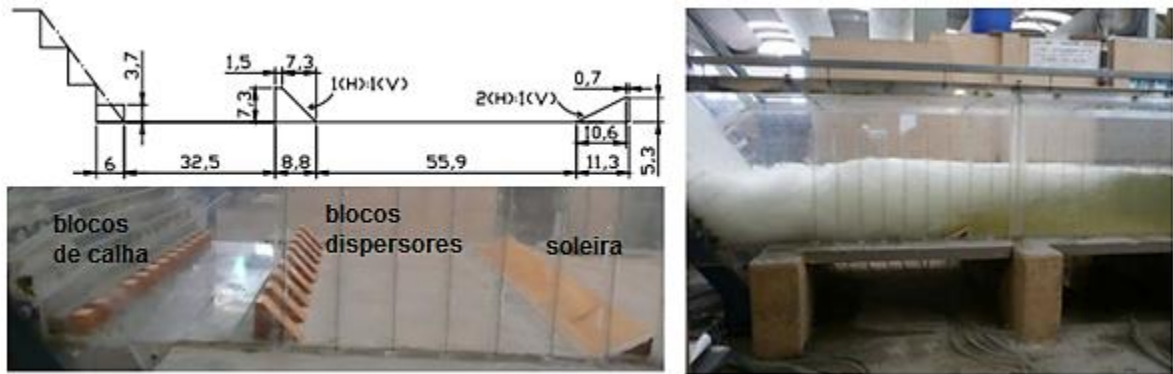


Figura 37: Modelo utilizado por Meireles et al. (2010) (fonte: Meireles et al., 2010)

A seguir são apresentadas algumas das principais conclusões sobre o escoamento nas bacias estudadas:

- Os valores de pressões ao longo da bacia aumentam com a descarga;
- Na região de impacto os valores são significativamente maiores do que valores correspondentes para uma distribuição de pressões hidrostática;
- Os valores mínimos de pressão ocorrem após os blocos dispersores;
- A influência de blocos de calha mostrou-se irrelevante, não alterando o comportamento das pressões nem do nível d'água, se comparados os resultados com os obtidos em bacia com blocos dispersores e soleiras.

Os autores também compararam os resultados com os dados obtidos em bacia tipo I, por Meireles et al. (2005). A Figura 38 mostra a comparação entre as pressões médias.

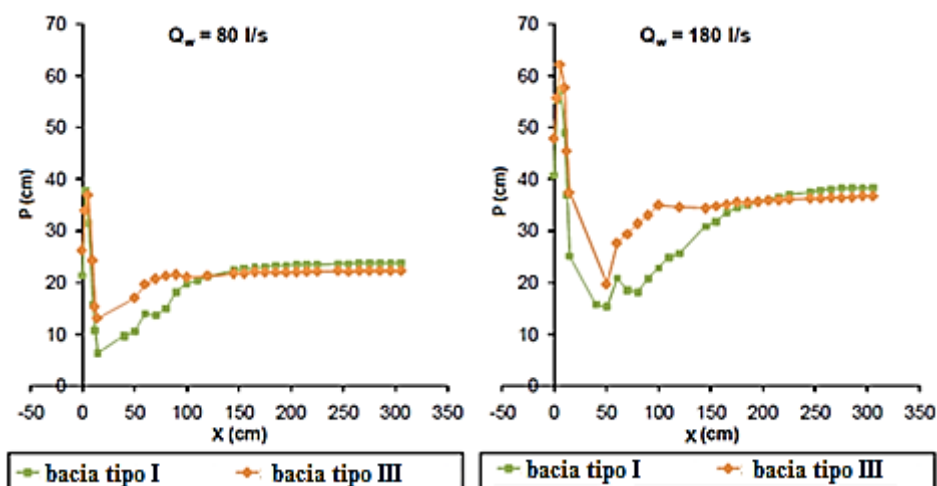


Figura 38: Comparação entre os resultados obtidos no estudo de Meireles et al. (2010) e Meireles et al. (2005), bacia com elementos e bacia tipo I, respectivamente (fonte: Meireles et al., 2010)



Os resultados obtidos em bacia com elementos obtiveram pressões maiores ao longo do ressalto. No entanto o ressalto nessa situação se estabiliza muito mais rápido que na bacia tipo I.

Visando a complementação desse estudo, Meireles et al. (2010) salientam a importância de maiores estudos, com calhas de vertedouro de diferentes inclinações e outras alturas de degrau. Salientam também a importância da medição de pressões instantâneas.

Bung et al.(2012) realizaram estudos em bacia de dissipação com elementos a jusante de vertedouros em degraus com declividade 1V:0,75H. O estudo foi realizado com bacias tipo III (USBR). Foram realizados 3 grupos de testes, sendo o grupo 1 sem blocos de calhas e os grupos 2 e 3 com blocos de calha, de diferentes geometrias, conforme Figura 39.

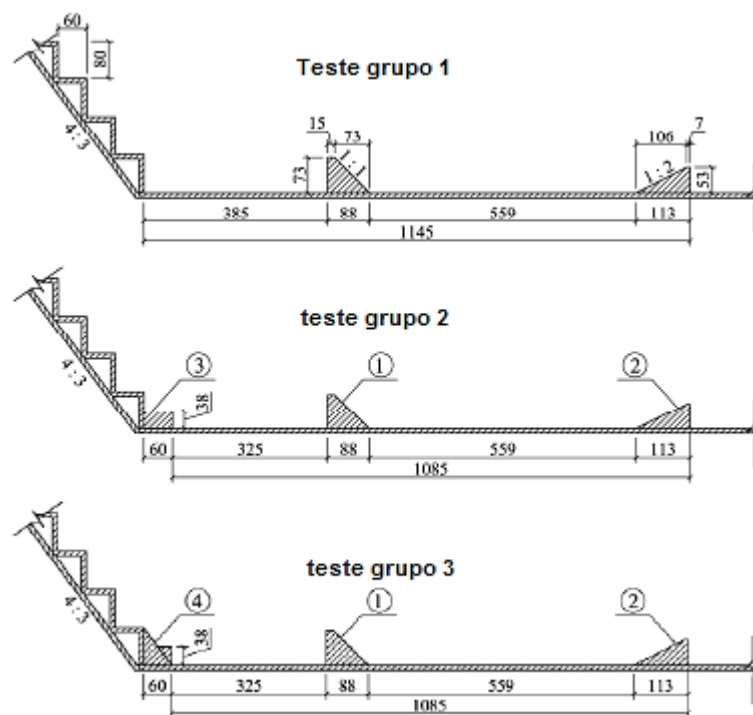


Figura 39: Configurações de bacias tipo III estudadas por Bung et al. (2012)  
(fonte: Bung et al., 2012)

Os autores coletaram dados de pressões médias, no centro da bacia, para vazões específicas variando entre 0,08 e 0,20 m<sup>3</sup>/s/m e alturas críticas entre 0,087 e 0,160 m. As análises foram realizadas com diferentes níveis de jusante ( $T_w$ ), gerando ressalto de diferentes perfis (afogado, livre e iniciando a jusante do pé do vertedouro). Analisando os resultados de

pressões os autores concluíram que o uso de blocos de calha (blocos no pé do vertedouro) é dispensável em estruturas com vertedouro em degraus.

Apesar do aumento da utilização de bacias de dissipação por ressalto hidráulico somente com soleira terminal contínua, são poucos os estudos, principalmente considerando a influência da soleira na distribuição longitudinal de pressões junto ao fundo da bacia ou a jusante da mesma. Esses estudos são ainda mais escassos se tratando de bacias a jusante de vertedouros em degraus.

## 8 METODOLOGIA

Para análise da influência da soleira terminal na distribuição longitudinal das pressões junto ao fundo de uma bacia de dissipação a jusante de um vertedouro em degraus, foram utilizados resultados de pressões instantâneas obtidos em uma instalação experimental.

### 8.1 INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL

Os ensaios foram realizados para uma condição de calha em degraus (declividade e altura de degrau) e para diferentes posições e tamanhos de soleiras terminais na bacia de dissipação. A pesquisa foi desenvolvida no Laboratório de Obras Hidráulicas do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH/UFRGS).

O modelo experimental utilizado para os ensaios consistiu numa estrutura já existente no Laboratório de Obras Hidráulicas do IPH/UFRGS que foi apenas adaptado para satisfazer as condições de ensaio. O modelo físico contempla um vertedouro em degraus com bacia de dissipação a jusante, onde podem ser fixadas soleiras terminais em diferentes posições. O modelo possui as seguintes características, detalhadas na Figura 41:

- altura da calha (H) = 2,45 m;
- declividade da calha = 1(V) : 0,75 (H);
- calha com 33 degraus com 0,06 m de altura;
- comprimento do canal de jusante do vertedouro = 5 m;
- largura do canal = 0,40 m.

O modelo foi disposto de maneira a facilitar a aquisição de dados e o manuseio de equipamentos. A estrutura é composta por perfis metálicos com as laterais do vertedouro e parte do canal a jusante em chapas de acrílico transparente, facilitando a visualização do escoamento. A ogiva do vertedouro é do tipo Creager foi projetada para uma carga de 0,4 m, conforme a recomendação do USBR (1987). A Figura 40 e a Figura 41 ilustram o vertedouro, a Figura 42 ilustra a calha utilizada. A montante do vertedouro há um trecho de 5 m de comprimento e um reservatório, construído para que ocorra a tranquilização do escoamento. A jusante do canal encontra-se instalada uma comporta tipo veneziana vertical e um piezômetro com escala graduada para controle e verificação de níveis.



Figura 40: Modelo utilizado

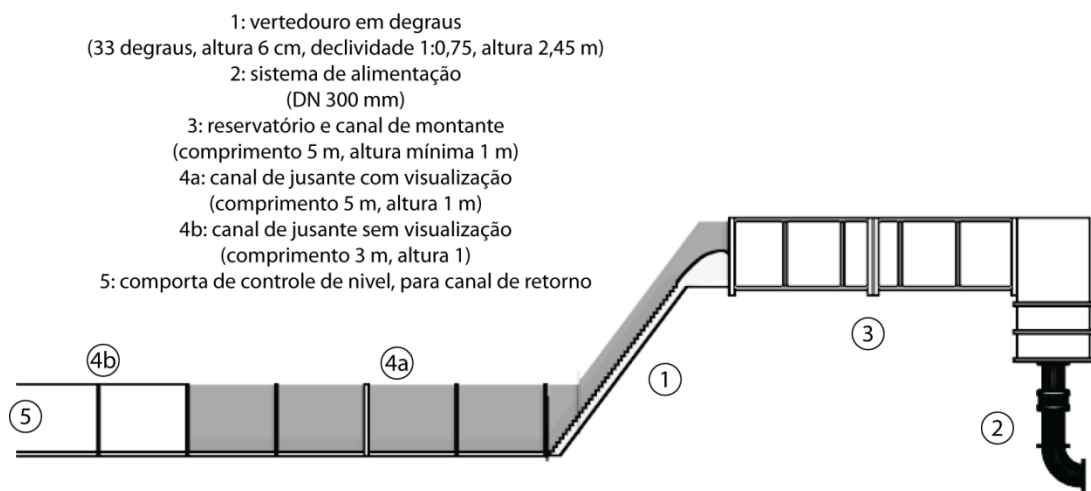


Figura 41: Esquema do modelo utilizado

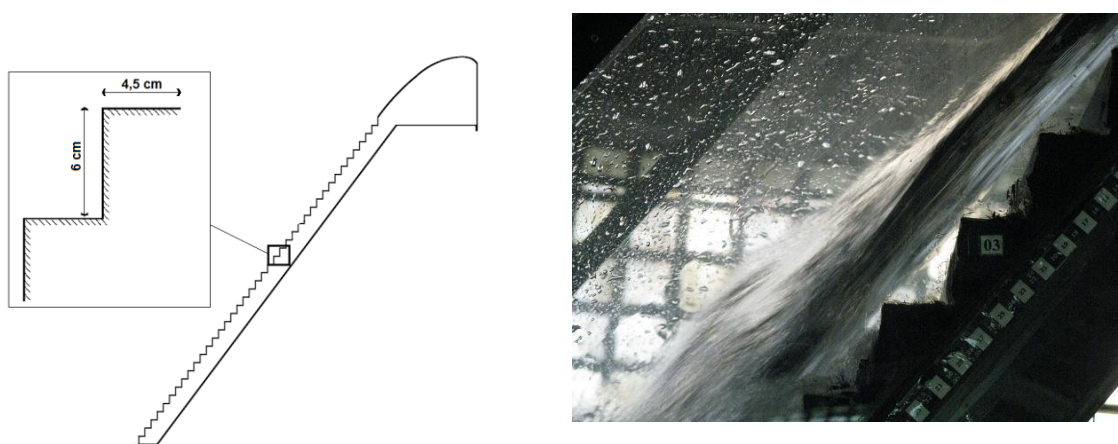


Figura 42: Detalhe do vertedouro em degraus

A Tabela 6 apresenta algumas características de um vertedouro de calha lisa equivalente ao de calha em degraus estudado para posterior comparação. As vazões apresentadas na tabela

foram as estudadas, os cálculos e as medidas dos parâmetros serão detalhadas no próximo subcapítulo.

Tabela 6: Características em função de vazão específica, altura crítica, altura rápida e número de Froude na entrada do ressalto, para um vertedouro de calha lisa

Vazão específica $q$ (m <sup>3</sup> /s/m)	Altura crítica $h_c$ (m)	$h_c/H^*$	Altura da lâmina na entrada da bacia $Y_1$ (m)	Número de Froude $Fr_1$
0,100	0,101	0,041	0,014	19,27
0,150	0,132	0,054	0,021	15,95
0,200	0,160	0,065	0,028	13,97
0,250	0,185	0,076	0,034	12,63
0,275	0,198	0,081	0,037	12,10

\*  $H$  = carga a montante, em metros.

Na bacia de dissipação foram instaladas soleiras terminais de diferentes alturas e mesma declividade (45°). Essas estruturas foram projetadas e executadas possibilitando, posteriormente, a remoção para fixação em diferentes locais dentro da bacia. As peças foram confeccionadas em chapas metálicas dobradas sendo pintadas para evitar deterioração e possíveis mudanças na rugosidade das mesmas. A fixação na bacia de dissipação foi feita com resina epóxi e silicone, materiais que possibilitaram a limpeza após cada troca de estrutura ou de posição, evitando influência dos resíduos no comportamento do escoamento. A Figura 43 mostra um esquema das diferentes soleiras utilizadas. A bacia do tipo I foi considerada com soleira zero (nula).

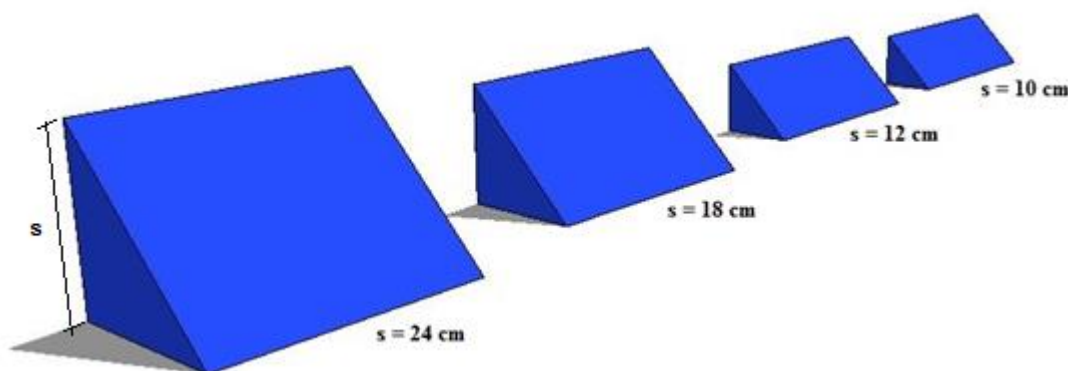


Figura 43: Esquema das diferentes alturas de soleiras utilizadas

O sistema de alimentação é composto por uma moto-bomba centrífuga de 50 CV de potência, operada por um inversor de frequência para ajuste das vazões requeridas. As vazões foram

medidas através de um medidor eletromagnético incorporado à tubulação. A vazão medida foi comparada com a curva de descarga do vertedouro, mostrando concordância aceitável (2 a 3%). O sistema é abastecido por um reservatório inferior com 600 m<sup>3</sup> de capacidade através de tubulações em ferro fundido de 300 mm de diâmetro funcionando em circuito fechado.

## 8.2 AQUISIÇÃO DE DADOS

Os dados de pressões médias e instantâneas ao longo da bacia de dissipação foram coletados no eixo longitudinal junto ao fundo do canal, para diferentes tamanhos e posicionamentos da soleira terminal, além de dados em bacia livre (sem soleira), para posterior comparação dos resultados.

### 8.2.1 Aquisição de dados na calha do vertedouro em degraus

Tendo em vista a importante influência do vertedouro em degraus na energia total dissipada em um extravasor, foram identificados visualmente os degraus onde ocorre a aeração (incipiente e firme), para todas as vazões específicas ensaiadas. Também foram levantadas alturas de água no início da aeração para posterior comparação com demais autores. Os valores foram obtidos com o auxílio de pontas linimétricas, conforme Figura 44.



Figura 44: Instalação da ponta linimétrica sobre a calha

### 8.2.2 Aquisição de dados na bacia de dissipação

Os dados de pressões instantâneas ao longo da bacia de dissipação foram coletados com transdutores piezo-resistivos de faixa de -1,5 a +2,5 m.c.a. com precisão de 0,25% e

transdutores piezo-resistivos de faixa de -0,5 a +1,5 m.c.a. com precisão de 0,50%, fixados na base do canal, conforme mostrado na Figura 45.

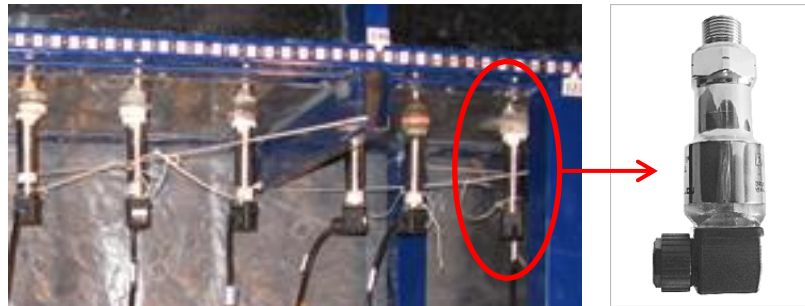


Figura 45: Transdutores instalados na base do canal

Os transdutores foram previamente calibrados para determinação da curva de pressão por corrente elétrica para cada transdutor. Os dados foram coletados com frequência de 256 Hz durante 8 minutos. Optou-se por essa quantidade de dados para possibilitar futuros estudos com a mesma base de dados. A Figura 46 mostra os transdutores instalados na bacia durante uma das medições. A Tabela 7 mostra as distâncias entre os transdutores e a distância acumulada a partir do início da bacia.

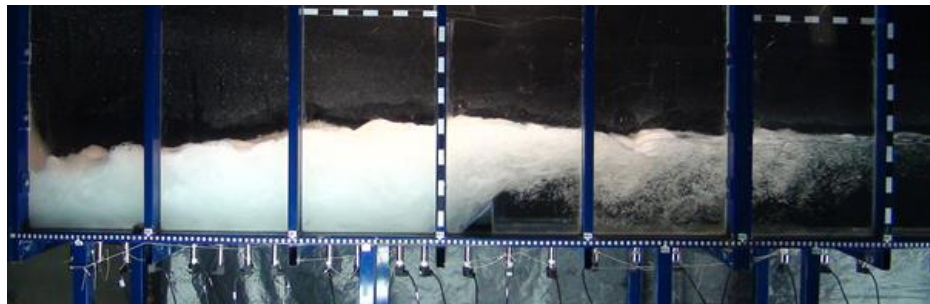


Figura 46: Medição com transdutores – escoamento da esquerda para a direita

Tabela 7: Distâncias entre cada transdutor e acumulada a partir do início da bacia

<b>Transdutores</b>	<b>Distâncias (m)</b>	<b>Distância Acumulada (m)</b>
1	0,150	0,150
2	0,100	0,250
3	0,100	0,350
4	0,100	0,450
5	0,160	0,610
6	0,100	0,710
7	0,100	0,810
8	0,100	0,910

Transdutores	Distâncias (m)	Distância Acumulada (m)
9	0,200	1,110
10	0,100	1,210
11	0,150	1,360
12	0,090	1,450
13	0,160	1,610
14	0,150	1,760
15	0,150	1,910
16	0,150	2,060
17	0,150	2,210
18	0,140	2,350
19	0,250	2,600
20	0,150	2,750
21	0,145	2,895
22	0,155	3,050
23	0,300	3,350
24	0,995	4,345

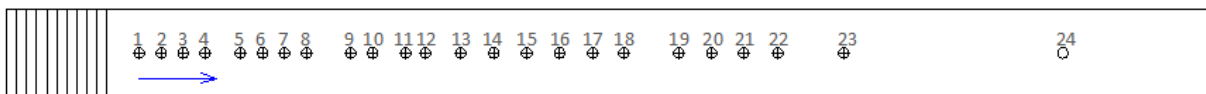


Figura 47: Esquema do posicionamento dos transdutores na bacia

### 8.2.3 Considerações gerais de ensaio

Conforme comentado anteriormente, foram estudadas 4 alturas diferentes de soleiras, 10, 12, 18 e 24 cm, nas posições 245, 163 e 122,5 cm, que são equivalentes a 1H, 2/3H e 1/2H, conforme mostra a Tabela 8, sendo H a altura da calha do vertedouro com 2,45 m. A Figura 48 mostra um esquema de uma das soleiras nas três posições ensaiadas separadamente. Além da condição de bacia com soleiras foi estudada bacia sem soleira (tipo I), na condição de ressalto livre e mais duas submergências.

Tabela 8: Relação das alturas e posições de soleiras ensaiadas

Posição / Altura (cm)	10	12	18	24
1 H	x	x	x	x
1/2 H	x	x	x	x
2/3 H	x	x	x	x



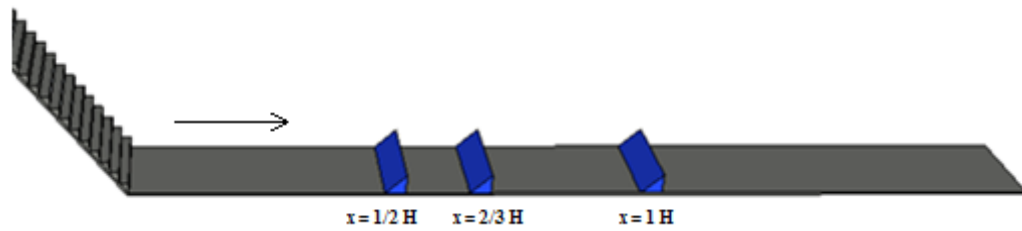


Figura 48: Esquema mostrando as três diferentes posições dentro da bacia – escoamento da esquerda para a direita

As vazões específicas ensaiadas no modelo foram de 0,10; 0,15; 0,20; 0,25; 0,275 m<sup>2</sup>/s, com os valores de altura a jusante do ressalto previamente estabelecidos. Os valores de nível de jusante foram equivalentes às alturas lentas para cada vazão em bacia tipo I, medidos em ensaios no mesmo modelo, de maneira que o início do ressalto se posicionasse no pé do vertedouro, ou seja, no início da bacia. A vazão máxima e a mínima foram limitadas pela geometria do modelo para evitar extravasamento e pela precisão desejada no medidor eletromagnético de vazão, que seria obtida somente para vazões acima de 40 l/s (0,10 m<sup>3</sup>/s/m). A Tabela 9 mostra as características dos ensaios.

Tabela 9: Características dos ensaios com vertedouro em degraus.

Vazão específica $q$ (m <sup>3</sup> /s/m)	Jusante			Montante		
	$Y_2$ (m)	$v_2$ (m/s)	$Fr_2$	$Y_1$ (m)	$v_1$ (m/s)	$Fr_1$
0,100	0,27	0,38	0,23	0,026	3,78	7,44
0,150	0,34	0,44	0,24	0,036	4,15	6,98
0,200	0,41	0,49	0,24	0,044	4,54	6,91
0,250	0,46	0,54	0,26	0,054	4,62	6,34
0,275	0,48	0,58	0,27	0,060	4,58	5,98

A altura na entrada do ressalto ( $Y_1$ ) foi calculada em função da altura lenta ( $Y_2$ ), pré-estabelecida no ensaio, pela equação de Bèlanger. Na tabela acima se percebe que a faixa de variação do número de Froude na entrada do ressalto ( $Fr_1$ ) é pequena. Se comparada com a Tabela 6 citada anteriormente, para um vertedouro equivalente de calha lisa percebe-se que a calha em degraus reduz significativamente o número de Froude na entrada do ressalto. Enquanto que na condição de calha lisa varia na faixa  $12,11 < Fr_1 < 19,27$  (Tabela 6), com a calha em degraus, para as mesmas vazões, a faixa varia de  $5,98 < Fr_1 < 7,44$  devido à dissipação ao longo da calha.

## 9 ANÁLISE E RESULTADOS

Foram analisados dados de pressões médias e desvio padrão das amostras coletadas a fim de desenvolver uma metodologia para determinação da melhor altura e posição da soleira terminal na bacia de dissipação. Tentando entender o comportamento da bacia com elementos foram realizados também análises e comparações com resultados em bacias do tipo I (sem soleiras).

Também será apresentada uma breve análise da aeração e dissipação de energia na calha do vertedouro, já que são fatores importantes de influência direta no escoamento dentro da bacia.

### 9.1 ANÁLISE E RESULTADOS DOS DADOS COLETADOS NA CALHA EM DEGRAUS

#### 9.1.1 Resultados referentes à aeração na calha do vertedouro

Com os dados coletados referentes ao início da aeração ( $L_a$ ) e altura do escoamento nesse ponto ( $h_a$ ), foi feita uma comparação com diferentes autores (Tozzi, 1992; Sanagiotto, 2003; Dai Pra, 2004; Conterato, 2011).

Na Tabela 10 estão apresentados os resultados para as diferentes vazões ensaiadas,  $F^*$  é o número de Froude proposto por Wood et al. (1983), conforme mostrado anteriormente na Equação 13. Os valores de comprimento de aeração ( $L_a$ ) são medidos a partir da crista do vertedouro até o ponto de aeração. Os resultados estão coerentes com os apresentados por outros autores (Figura 49), e se ajustam bem à equação proposta por Conterato (2011).

Tabela 10: Características das medições de comprimento de início de aeração e altura d'água, para  $K = 36$  mm

Vazão específica $q$ ( $m^3/s/m$ )	Degraus onde ocorre aeração Degrau – $L_a$	Comprimento da aeração $L_a$ (m)	Altura d'água na aeração $h_a$ (m)	Número de Froude do degrau $F^*$	$L_a/K$	$h_a/K$
0,100	5	1,16	0,036	5,23	32,19	1,00
0,150	11	1,61	0,038	7,85	44,69	1,04
0,200	14	1,83	0,055	10,47	50,94	1,52
0,250	19	2,21	0,071	13,08	61,36	1,97
0,275	20	2,28	0,075	14,39	63,44	2,09

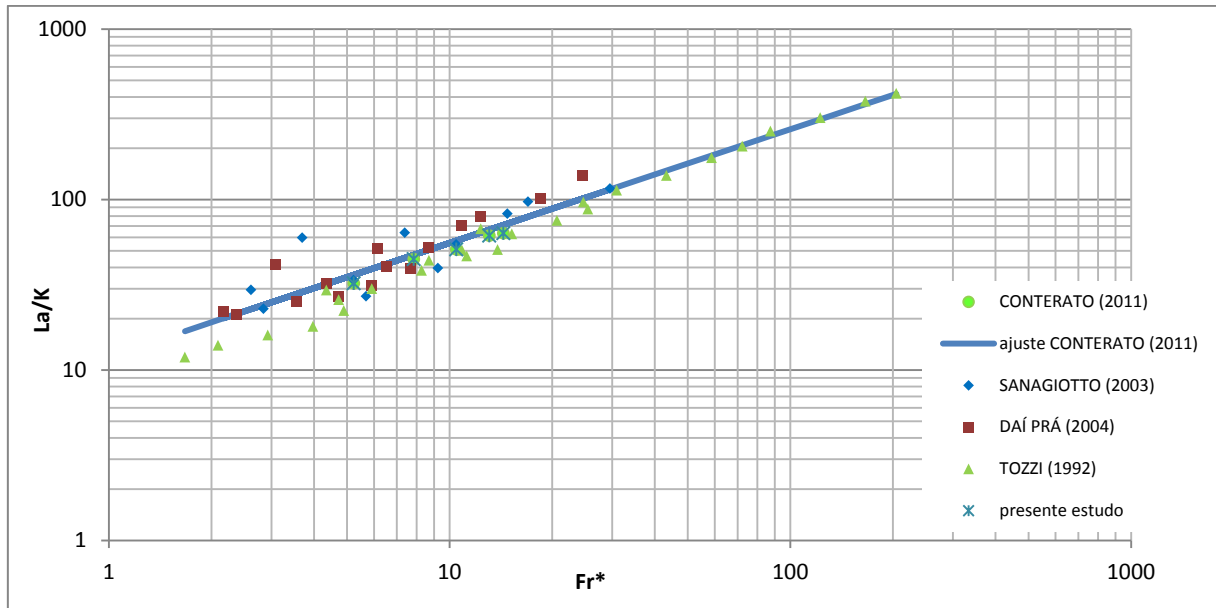


Figura 49: Valores de comprimento de aeração adimensionalizados para diferentes tipos de calha em degrau

A Figura 50 mostra os resultados referentes à altura do escoamento do presente estudo em comparação com outros autores. Observa-se que os dados se ajustam bem à equação proposta por Conterato (2011).

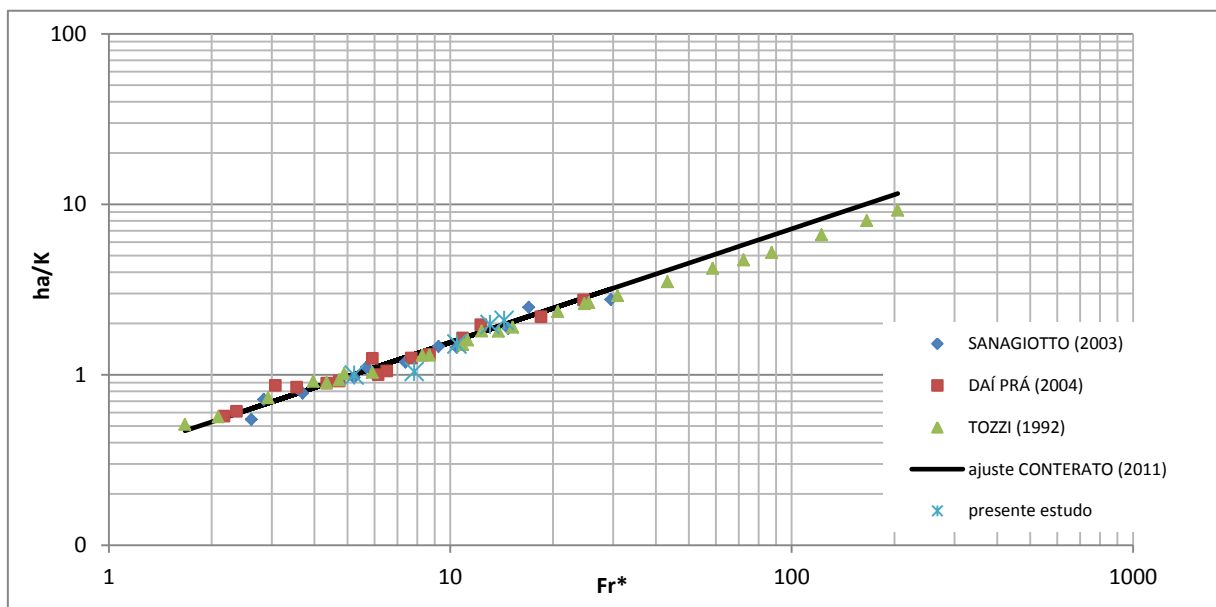


Figura 50: Valores de altura do escoamento no ponto de início de aeração adimensionalizados

### 9.1.2 Resultados referentes à dissipação de energia

A dissipação de energia nesta pesquisa foi avaliada analisando a perda de energia em relação à energia total disponível a montante do vertedouro. O cálculo da dissipação de energia foi feito a partir da medição dos níveis a montante da calha e a jusante do ressalto (altura conjugada lenta). Com os valores da altura lenta foi possível chegar à altura conjugada rápida  $Y_1$ , para o cálculo da energia residual ao pé do vertedouro (considerando esta igual à altura normal do escoamento no final da calha). Com os valores de altura foi possível calcular a velocidade de aproximação e a velocidade a jusante da calha.

A energia total a montante ( $E_m$ ) do vertedouro é obtida somando-se a altura do vertedouro com a altura d'água sobre a crista e a taquicarga, conforme Equação 44.

$$E_m = H + h_m + \frac{v_a^2}{2g} \quad \text{Equação 44}$$

Onde:

$E_m$  = energia total a montante do vertedouro (m);

$H$  = altura total da estrutura (calha) (m);

$h_m$  = altura d'água sobre a crista do vertedouro (m);

$v_a$  = velocidade de aproximação (m/s);

$g$  = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>).

A energia a jusante do vertedouro é dada pela soma da energia cinética e a altura rápida, conforme Equação 45.

$$E_j = \frac{v_1^2}{2g} + Y_1 \quad \text{Equação 45}$$

Onde:

$E_j$  = energia a jusante do vertedouro (m);

$Y_1$  = altura rápida, calculada pela equação de Bèlanger, (m);

$V_1$  = velocidade a jusante do vertedouro, calculada através da altura rápida, (m/s);

$g$  = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>).

A variação de energia é dada pela diferença entre a energia de montante e a de jusante, conforme Equação 46.

$$\Delta E = E_m - E_j \quad \text{Equação 46}$$

Na Figura 51 são apresentados os resultados da variação de energia em relação a montante e é feita uma comparação com resultados de outros autores. Os dados obtidos neste estudo se aplicam à faixa de valores de  $0,73 < \frac{h_c}{K} < 1,66$  (sendo  $h_c$  a altura crítica do escoamento) e  $\frac{H}{d} = 40,83$  (sendo  $d$  a altura do degrau).

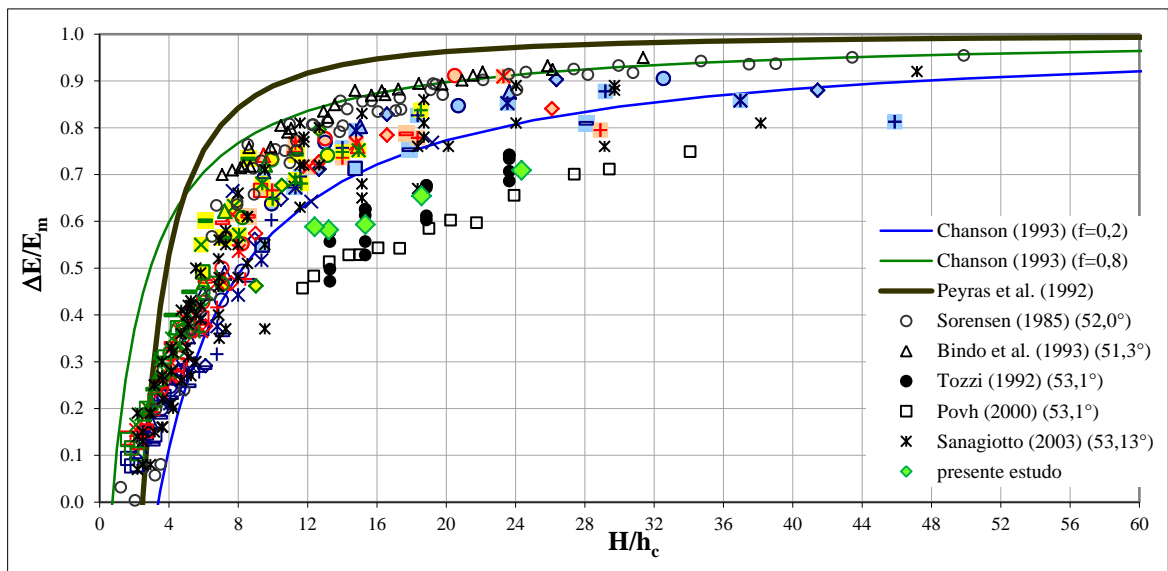


Figura 51: Avaliação da dissipação de energia com relação à energia disponível a montante do vertedouro. Os pontos hachurados correspondem a regiões aeradas do escoamento

Na Figura 51 percebe-se, pelos dados de outros autores, que para regiões não aeradas o comportamento de  $\Delta E/E_m$  segue uma tendência bem definida e aumenta rapidamente para uma pequena variação de  $H/h_c$ . Nas regiões aeradas do escoamento a dispersão aumenta e os valores tendem a um valor constante. Os dados obtidos nesta pesquisa ficaram muito próximos dos dados de Tozzi (1992) e entre os dados de Povh (2000) e Sanagiotto (2003), todos com declividade de (1V:0,75 H).

Para o presente estudo foi calculado o fator de resistência através da Equação 17, proposta por Rajaratnam (1990). Os valores estão apresentados na Figura 52.

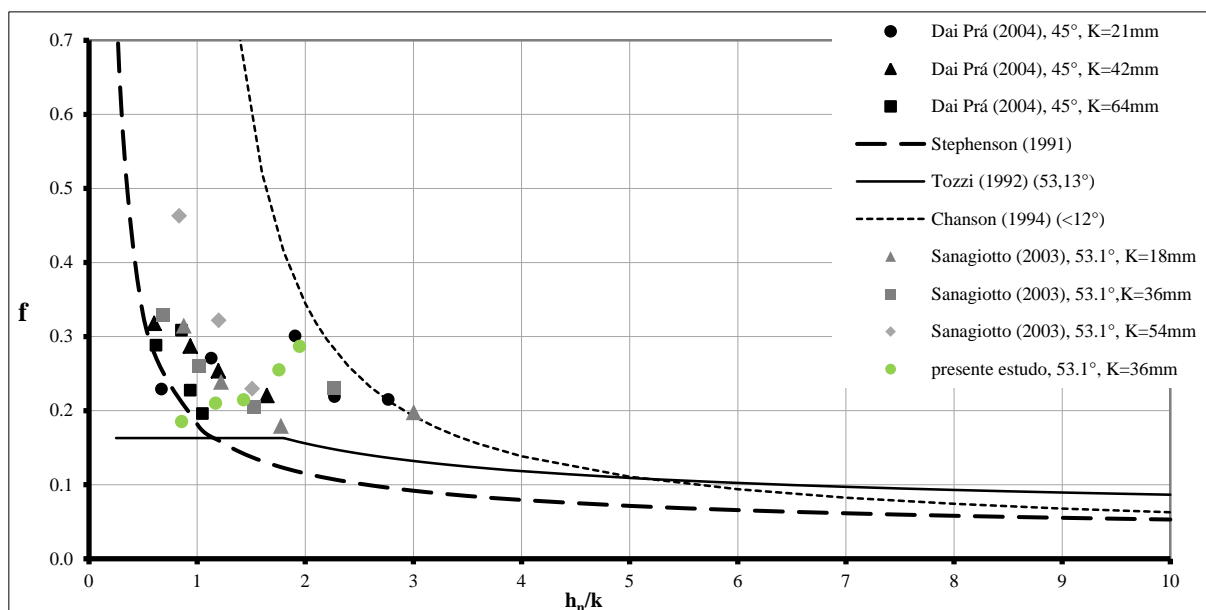


Figura 52: Comparação do fator de resistência calculado no presente estudo com resultados de outros autores

Para estimativa do fator de resistência foi utilizada a altura normal sobre a calha ( $h_n$ ), calculada em relação à altura rápida  $Y_1$ . Conforme Meireles et al. (2005), assumindo a hipótese da distribuição hidrostática de pressões a montante do ressalto, leva a uma subestimação de cerca de 17% no nível d'água. Essa consideração foi feita no cálculo da altura normal  $h_n$  do presente estudo.

Os resultados obtidos estão coerentes com os resultados dos demais autores, estando próximos aos valores estudados por Sanagiotto (2003) e Dai Pra (2004). Os valores estão um pouco acima do limite estabelecido por Tozzi (1992), estando dentro entre os limites estabelecidos por Stephenson (1991) e Chanson (1994).

### 9.1.3 Conclusões referentes aos dados coletados na calha em degraus

Quanto aos dados de aeração, posição de início de aeração ( $L_a$ ), altura d'água na aeração ( $h_a$ ) e altura normal após a aeração ( $h_n$ ), se conclui que os resultados estão coerentes e seguem a mesma tendência apresentada por outros autores. Além disto, se ajustam bem às equações propostas por Conterato (2011).

Quanto à dissipação de energia, os dados também estão coerentes com os de autores que estudaram estruturas semelhantes (mesma declividade).

## 9.2 ANÁLISE DOS DADOS COLETADOS EM BACIA TIPO I

Foram analisados dados de pressões médias e suas flutuações em bacia do tipo I (sem soleira). O objetivo principal da análise é a posterior comparação com os dados obtidos em bacias com soleiras terminais.

### 9.2.1 Análise dos dados de pressões médias em bacia do tipo I

A Tabela 11 mostra as vazões ensaiadas com as respectivas alturas conjugadas. O valor da altura rápida ( $Y_1$ ) foi calculado, pela equação de Bèlanger, a partir do valor da altura lenta ( $Y_2$ ) medida em modelo. A medição da altura lenta em modelo foi realizada ajustando o nível de jusante de modo que o ressalto tivesse início no pé do vertedouro em degraus. A tabela mostra também as velocidades e os respectivos números de Froude para cada seção.

Tabela 11: Valores das alturas conjugadas em bacia do tipo I a jusante de vertedouro em degraus

$q$ (m <sup>3</sup> /s/m)	Altura conjugada rápida			Altura conjugada lenta		
	$Y_1$ (m)	$v_1$ (m/s)	$Fr_1$	$Y_2$ (m)	$v_2$ (m/s)	$Fr_2$
0,100	0,026	3,784	7,436	0,265	0,377	0,234
0,150	0,036	4,154	6,983	0,339	0,442	0,243
0,200	0,044	4,540	6,909	0,409	0,489	0,244
0,250	0,054	4,617	6,337	0,459	0,545	0,257
0,275	0,060	4,582	5,975	0,478	0,575	0,266

Os níveis para as demais submergências foram calculados a partir da altura conjugada lenta medida. A Tabela 12 mostra os valores medidos ( $S = 1,0$ ) e os valores de nível de jusante calculados para submergências diferentes ( $S = 1,1$  e  $1,2$ ).

Tabela 12: Valores dos níveis de jusante adotados, a jusante de vertedouros em degraus

$q$ (m <sup>3</sup> /s/m)	Níveis (m)		
	$S = 1,0$	$S = 1,1$	$S = 1,2$
0,100	0,265	0,289	0,317
0,150	0,339	0,375	0,408
0,200	0,409	0,449	0,490
0,250	0,459	0,506	0,553
0,275	0,478	0,522	0,574

Os dados de pressões médias brutas, junto ao fundo da bacia do tipo I, em metro de coluna d'água (m.c.a.), para as cinco vazões e três submergências, estão mostrados na Figura 53.

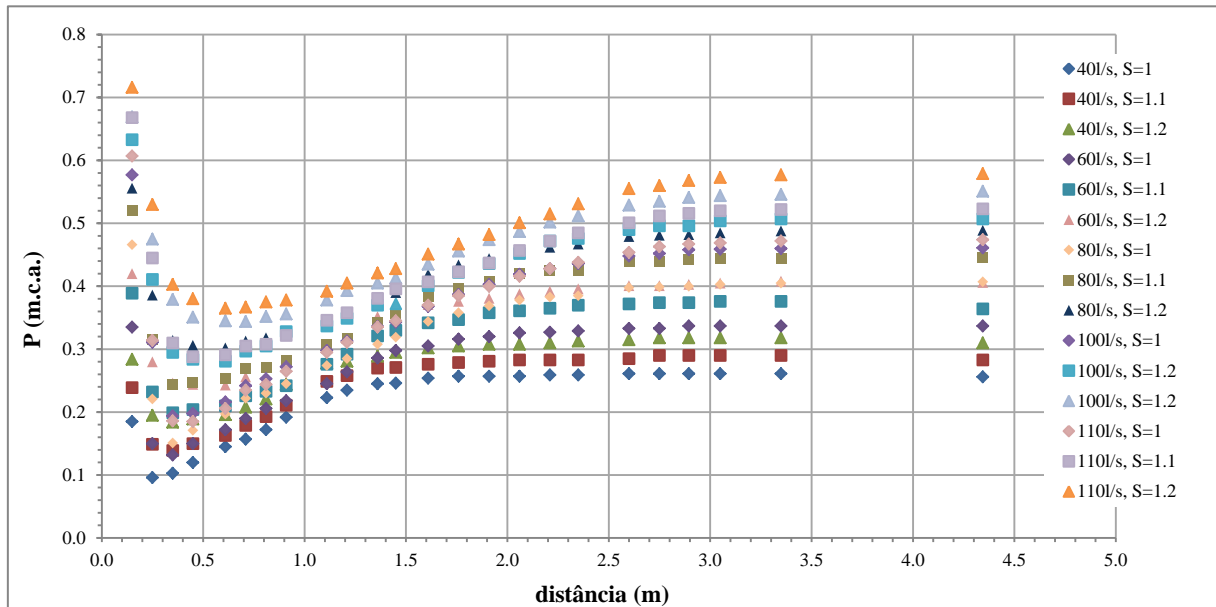


Figura 53: Distribuição longitudinal das pressões médias junto ao fundo da bacia de dissipação tipo I (sem soleira terminal), para diferentes vazões e submergências (S)

Para análise e comparação dos dados de pressões médias foi utilizada a metodologia proposta por Marques et al. (1997). Os dados de pressões médias foram adimensionalizados em função do parâmetro “ $y_p$ ”, mostrado na Equação 47, a distância foi adimensionalizada em função de “ $x_p$ ”, mostrado na Equação 48.

$$y_p = \frac{(P - Y_1) 1}{(Y_2 - Y_1) S} \quad \text{Equação 47}$$

Onde:

$y_p$  = Pressão adimensionalizada;

$P$  = Pressão média (m.c.a.);

$Y_1$  = Altura conjugada rápida no início do ressalto, para  $S = 1,0$  (m);

$Y_2$  = Altura conjugada lenta no final do ressalto, para  $S = 1,0$  (m);

$S$  = Submergência.

$$x_p = \frac{x}{(Y_2 - Y_1)} \quad \text{Equação 48}$$

Onde:

$x_p$  = distância adimensionalizada;



$x$  = distância a partir do pé do vertedouro (início do ressalto) (m);

Como resultado foram obtidas as curvas mostradas na Figura 54 para as três diferentes submergências em cada vazão.

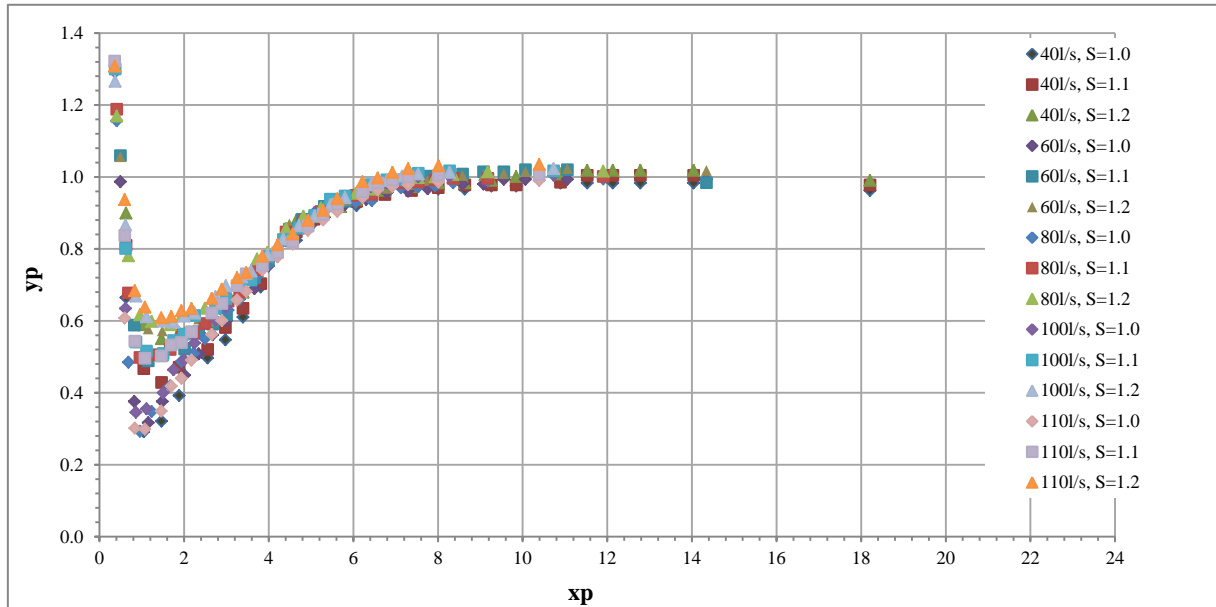


Figura 54: Distribuição longitudinal das pressões médias adimensionalizadas junto ao fundo da bacia de dissipação tipo I (sem soleira terminal) para diferentes vazões e submergências

Analisando a Figura 54 observa-se que os resultados, para as diferentes condições ensaiadas, seguem uma mesma tendência. No entanto, na parte inicial percebe-se um deslocamento vertical entre as curvas de diferente submergência. Após essa posição os resultados convergem e não se percebe diferença entre os resultados de submergências distintas.

Em vista disso foram estabelecidas duas regiões distintas no gráfico, conforme Figura 55:

- domínio 1: onde as três submergências assumem comportamento diferente;
- domínio 2: onde as submergências assumem o mesmo comportamento.

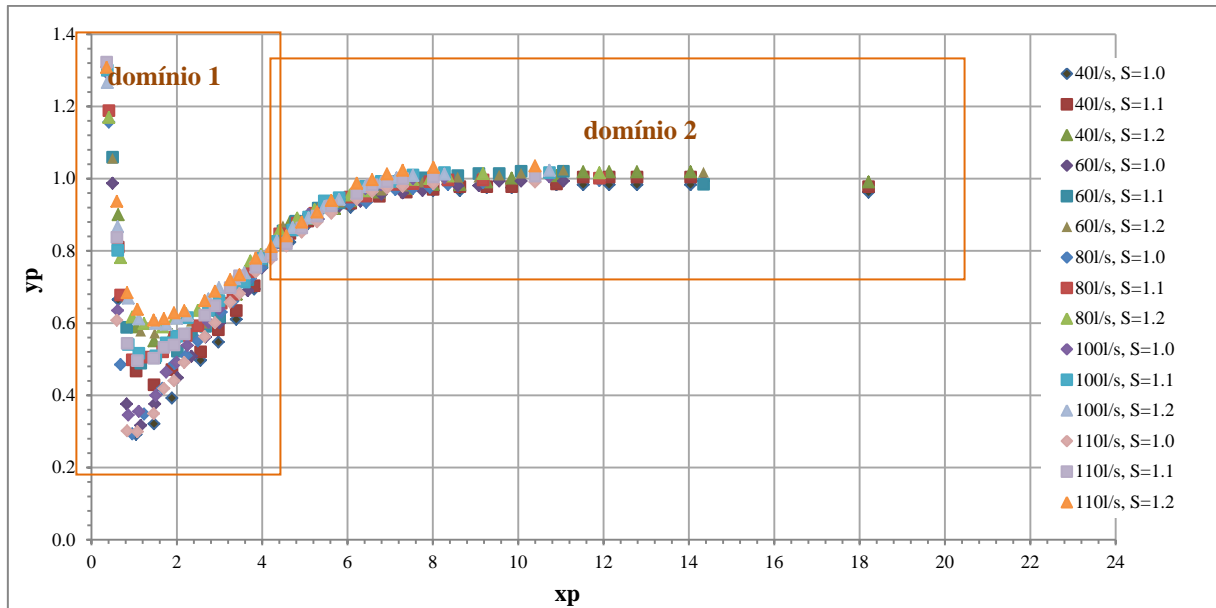


Figura 55: Distribuição longitudinal das pressões médias adimensionalizadas junto ao fundo da bacia de dissipação tipo I (sem soleira terminal) para diferentes vazões e submergências (S) – divisão dos domínios

Foram estabelecidas equações para definir o comportamento inicial (diferentes para cada submergência), resultando na seguinte equação:

$$y_p = a + bx_p + \frac{0,14}{x_p^2} \quad \text{Equação 49}$$

A seguir são apresentados os gráficos para determinação dos coeficientes para cada submergência (Figura 56 e Figura 57). Os coeficientes “a” e “b” variam em função da submergência, assim como o ponto de intersecção entre o primeiro e o segundo domínio (Figura 58).

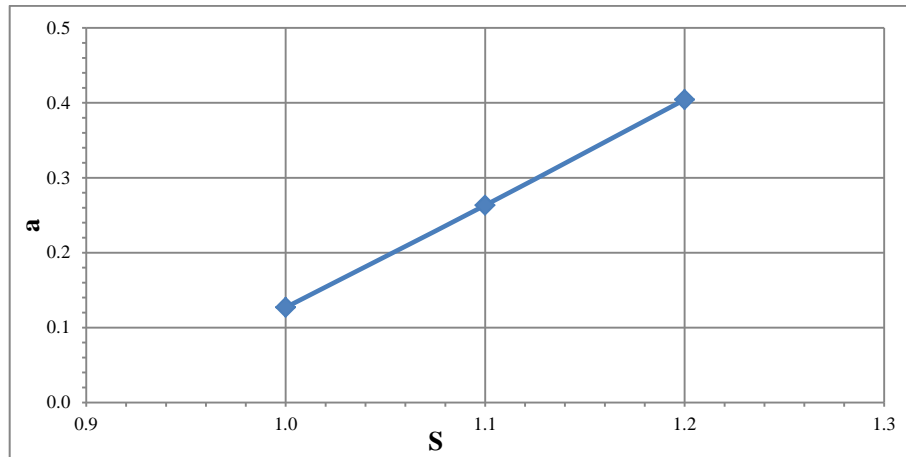


Figura 56: Reta para determinação do coeficiente “a” para o 1º domínio

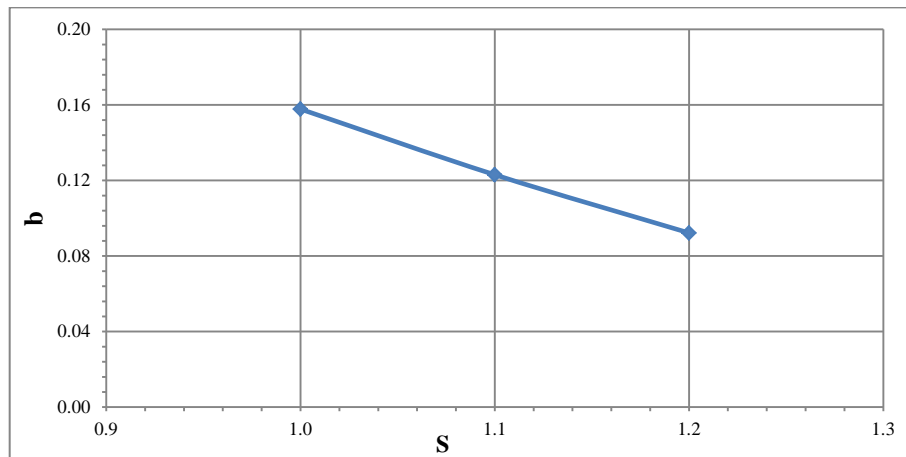


Figura 57: Reta para determinação do coeficiente “b” para o 1º domínio

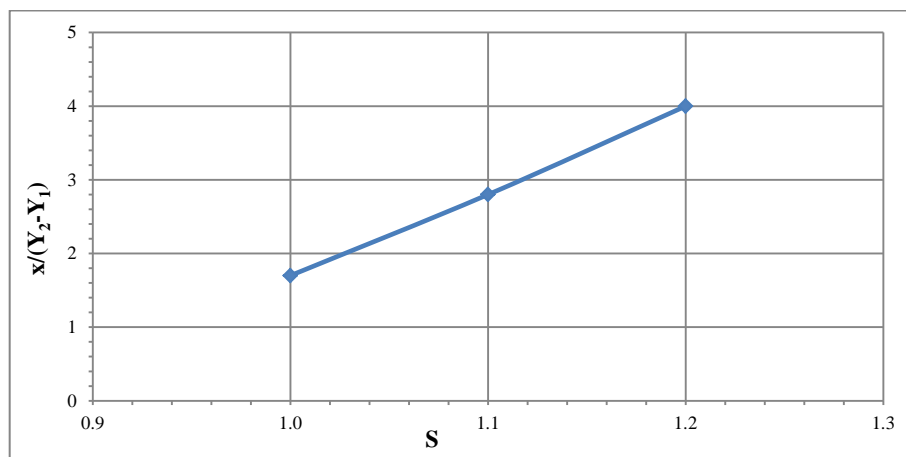


Figura 58: Posição de interseção entre as equações do 1º e 2º domínio

Para o segundo domínio ajustou-se uma equação para todas as submergências que é válida a partir do ponto de intersecção. A equação está mostrada abaixo.

$$y_p = \frac{1,015}{(1 + 3,66^{(-0,625x_p)})}$$

Equação 50

Em resumo, os valores de  $y_p$  para o 1º domínio dependem dos coeficientes “a” e “b”, obtidos na Figura 56 e Figura 57, respectivamente, além da posição adimensionalizada  $x_p$ , calculada para cada ponto. A equação do 1º domínio é válida, para cada submergência, até o ponto de intersecção, obtido na Figura 58. Após o ponto de intersecção é válida a equação ajustada para o 2º domínio. Na Figura 59 estão representadas as curvas obtidas pelas equações no primeiro e no segundo domínio.

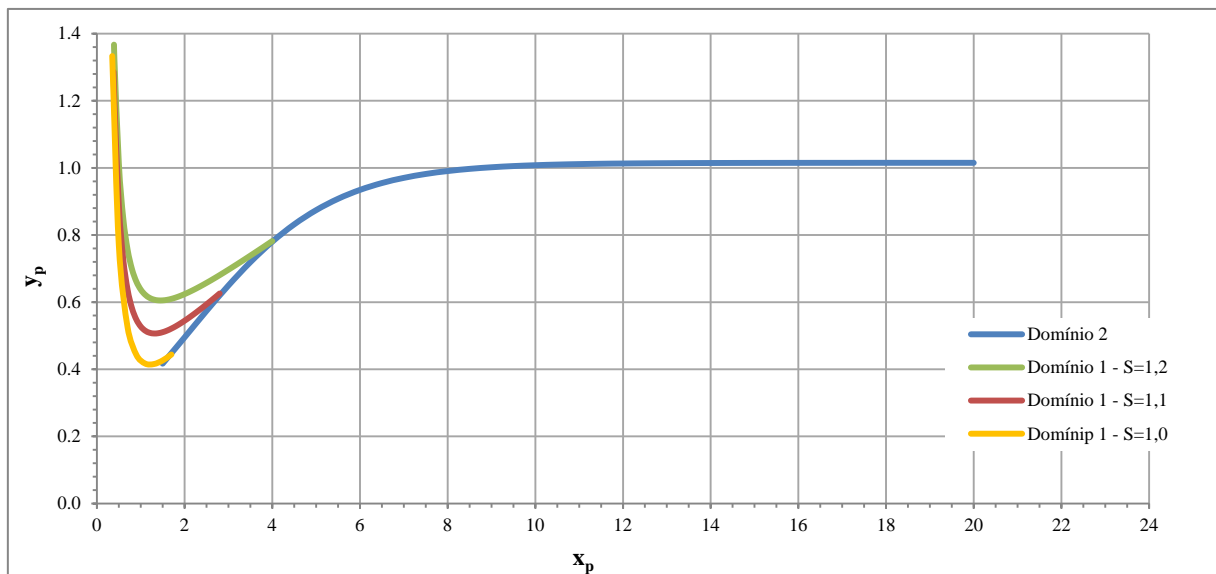


Figura 59: Ajuste para a distribuição longitudinal das pressões médias adimensionalizadas junto ao fundo da bacia de dissipação tipo I (sem soleira terminal) para diferentes submergências (S) – divisão dos domínios

Na Figura 60 é feita uma comparação com os seguintes autores:

- Endres (1996): dados em bacia de dissipação a jusante de vertedouro de calha lisa, com curva de concordância;
- Marques et al. (1996): dados em bacia de dissipação a jusante de vertedouro de calha lisa, com curva de concordância;
- Cardoso (2006): dados em bacia de dissipação a jusante de vertedouro em degraus;
- Dai Pra (2011): dados em bacia de dissipação a jusante de vertedouro de calha lisa, com curva de concordância.

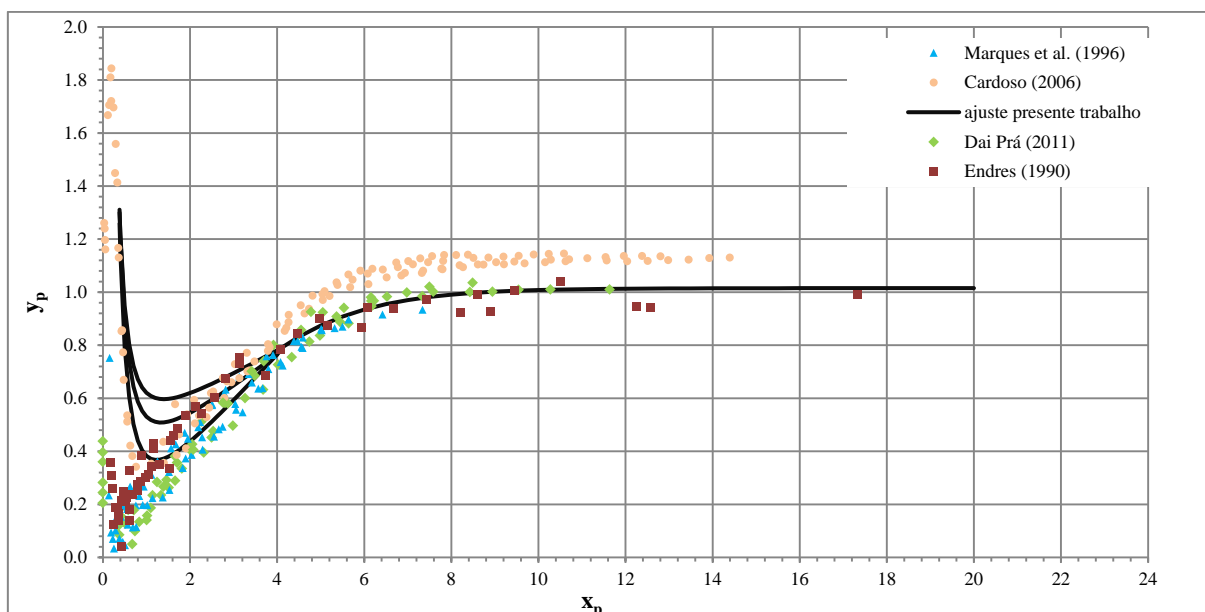


Figura 60: Resultados obtidos no presente estudo em comparação com resultados de outros autores

Os valores de pressões médias no início da bacia apresentados por Endres (1990), Marques et al. (1996) e Dai Prá (2011) sofrem a influência da curva de concordância, amenizando a magnitude dos valores na entrada da bacia. Observa-se que o comportamento das pressões médias junto ao fundo de uma bacia tipo I situada a jusante de um vertedouro em degraus tem um comportamento similar ao a jusante de uma calha lisa, desde que levado em consideração a dissipação de energia ao longo da calha. Entretanto, a forma de entrada do escoamento, com ou sem raio de concordância, provoca alterações no trecho inicial.

Os valores apresentados por Cardoso (2006) correspondem a valores coletados em bacias a jusante de vertedouros de 2,90 m de altura e degraus de 2 cm de altura, sem curva de concordância na estrutura. Os dados de altura rápida foram estimados em função do nível de jusante do ressalto livre apresentados pelo autor. Os valores no início do ressalto são maiores se comparados ao do presente estudo (coletados em modelo com vertedouro de 2,45 m com degraus de 6 cm). Essa diferença pode ser explicada pela quantidade de energia dissipada, conforme Sanagiotto (2003) a dissipação é maior em calhas com degraus maiores, em vertedouros de mesma altura. Os valores adimensionalizados de Cardoso (2006) após a posição 4 ( $Y_2 - Y_1$ ) são maiores que os valores adimensionalizados na presente pesquisa, indicando que os valores estimados de  $Y_1$  e  $Y_2$  podem não estar corretos ou que o escoamento apresentasse uma submergência estimada em 1,08.

Outra comparação foi feita utilizando os dados de Cardoso (2006) pela adimensionalização dos valores de pressão em função da altura crítica, para as duas vazões comuns com o presente estudo (80 e 100 l/s). Os resultados estão apresentados na Figura 61.

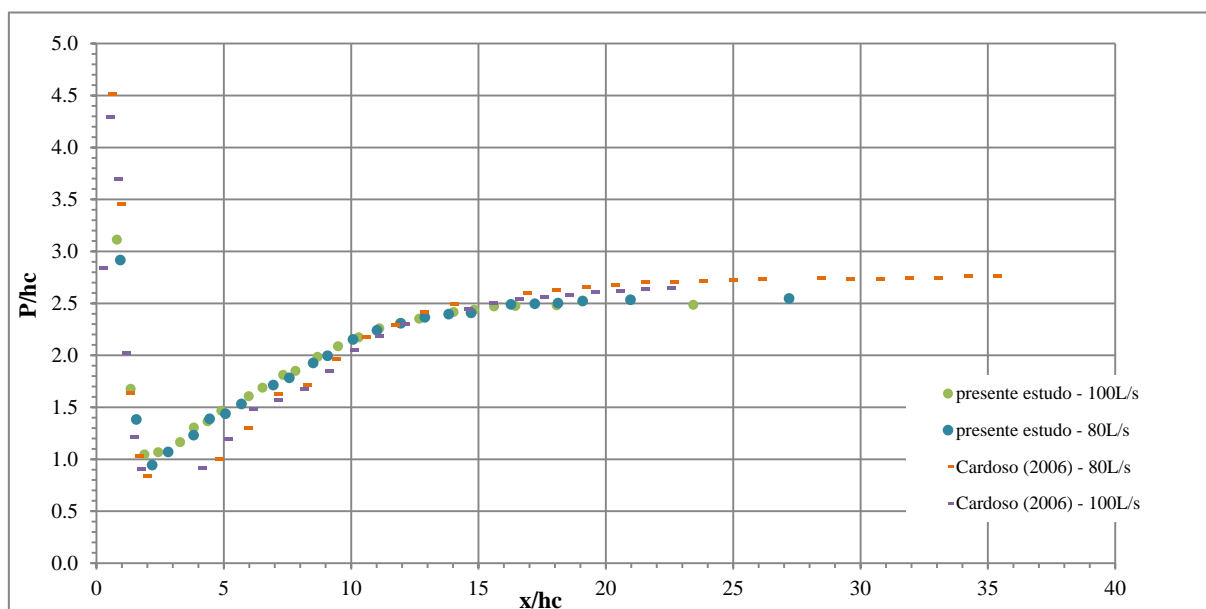


Figura 61: Comparação entre os resultados do presente trabalho com Cardoso (2006). Os valores estão adimensionalizados pela altura crítica.

Comparando os resultados da Figura 61 percebe-se que os dados apresentados por Cardoso (2006) possuem valores maiores no início do ressalto e menores logo a jusante, invertendo essa condição ao longo da bacia. Como já mencionado, a diferença na entrada do ressalto pode ser explicada pela diferença na dissipação de energia na calha devido ao tamanho dos degraus.

### 9.2.2 Análise dos dados de flutuação de pressões em bacia tipo I

Os valores de desvio padrão das amostras de pressões instantâneas (flutuações de pressão) obtidos em bacia tipo I, para diferentes vazões estão apresentados na Figura 62. Os valores apresentados correspondem à submergência  $S=1$ .

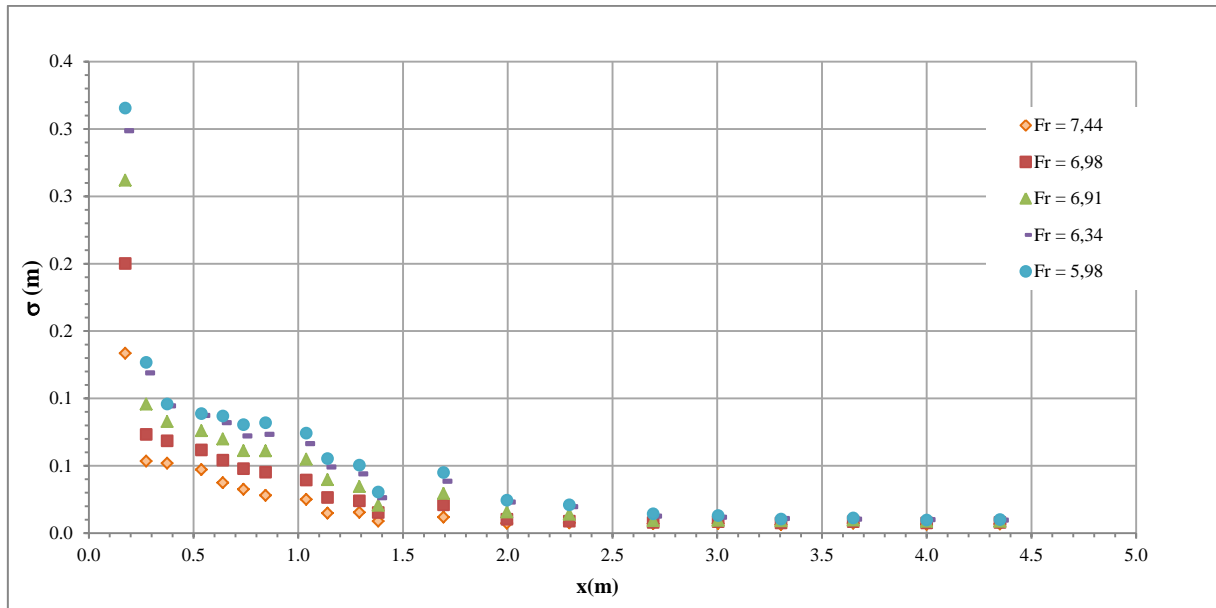


Figura 62: Resultados de flutuações de pressão em bacia tipo I.

No gráfico da Figura 62 se observa que os valores são maiores no início do resalto e aumentam conforme a vazão. Para a vazão de 110 l/s ( $Fr = 5,98$ ) os valores de flutuação chegam a 0,32 m (~10% da carga de montante e ~30% em relação a energia residual). A flutuação de pressão tende a diminuir a partir do início do resalto. Para entender melhor o comportamento dos dados foi utilizada a metodologia proposta por Marques et al. (1996), conforme Equação 51. Para a posição se manteve a adimensionalização usada para análise da pressão média, em função das alturas conjugadas.

$$\sigma_p = \left( \frac{\sigma}{\Delta H} \right) \left( \frac{Y_2}{Y_1} \right) \quad \text{Equação 51}$$

Onde:

$\sigma$  = desvio padrão da amostra de pressões em um determinado ponto na bacia de dissipação (m);

$\sigma_p$  = resultado adimensionalizado das amostras de desvio padrão;

$\Delta H$  = perda de carga no resalto (m);

$Y_2$  = altura conjugada lenta (m);

$Y_1$  = altura conjugada rápida (m).

Os resultados estão apresentados na Figura 63 em comparação com dados de Dai Pra (2011).

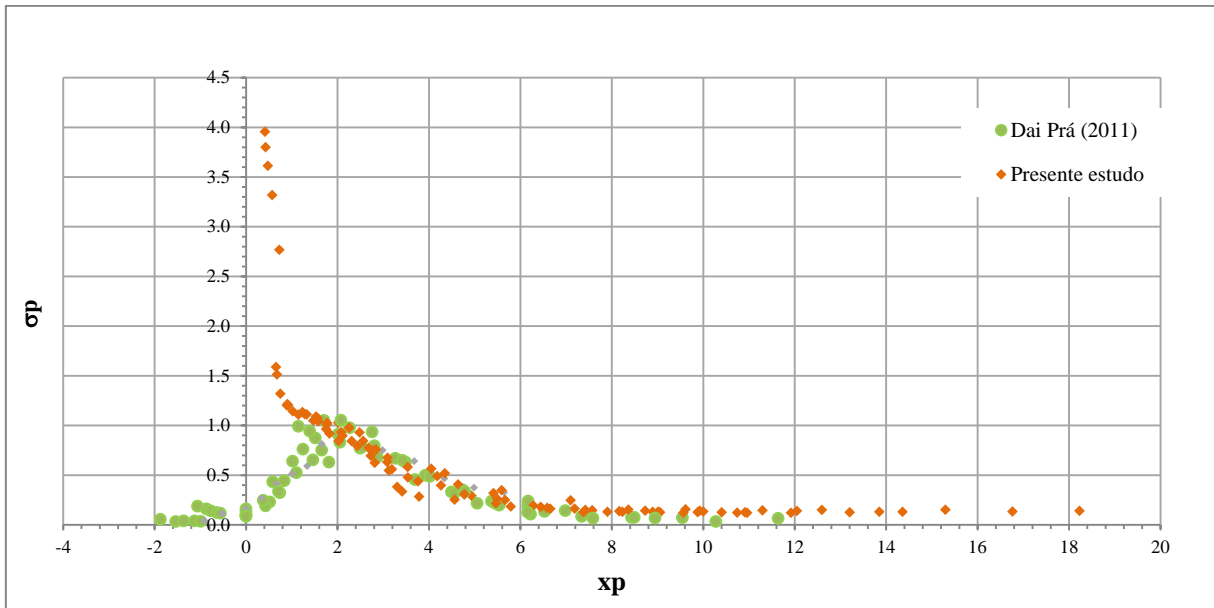


Figura 63: Comparação entre as flutuações de pressões adimensionalizadas.

Na Figura 63 os trabalhos possuem eixo referenciado no pé do vertedouro. Pode-se verificar a influência da curva de concordância nos valores de flutuação no início do ressalto. Os resultados do presente trabalho atingem valores de  $\sigma_p \sim 4,0$ , enquanto que nos resultados apresentados por Dai Pra (2011) os valores não passam de 1,2, atingindo o valor máximo entre as posições 1,8 e 2 ( $Y_2 - Y_1$ ).

No restante da bacia os resultados seguem a mesma tendência, diminuindo ao longo da bacia. No final do ressalto, os valores apresentados por Dai Pra (2011) apresentam valores levemente inferiores aos do presente estudo.

### 9.2.3 Conclusões referentes aos dados coletados em bacia tipo I

Analisando os dados coletados em bacia tipo I pode-se concluir:

#### a) Quanto a pressões médias:

As pressões médias tendem a aumentar com as vazões e submergências, porém mantendo o mesmo comportamento ao longo do escoamento na bacia.

De modo geral, o comportamento das pressões médias no início do ressalto sofrem a influência do impacto do jato, apresentando um pico no início e diminuindo ao longo do ressalto até a posição aproximada 1 ( $Y_2 - Y_1$ ). Após essa posição, os valores aumentam no sentido do ressalto e na posição aproximada de 4 ( $Y_2 - Y_1$ ) ocorre uma mudança na



concavidade, continuando os valores crescendo até, aproximadamente, a posição 6,5 ( $Y_2 - Y_1$ ). Após essa posição os valores seguem uma tendência linear horizontal.

O uso de curva de concordância diminui significativamente os valores de pressões médias no início da bacia, mas mantém um comportamento semelhante para o restante do ressalto.

**b) Quanto a flutuações de pressões:**

De um modo geral os valores de flutuação de pressões do presente estudo mostram um pico no início do ressalto, diminuindo ao longo do escoamento. Os valores são maiores para as maiores vazões.

Em comparação com os dados de Dai Pra (2011), percebe-se que a curva de concordância muda o comportamento das flutuações no início do ressalto, atingindo o pico entre a posição 1,8 e 2 ( $Y_2 - Y_1$ ) e mantendo um comportamento similar aos do presente estudo após o pico.

### 9.3 ANÁLISE DOS DADOS COLETADOS EM BACIA COM SOLEIRAS TERMINAIS

Nos ensaios envolvendo soleiras terminais optou-se por analisar nesta pesquisa apenas uma condição de nível a jusante ( $S = T_w/Y_2 = 1,0$ ), equivalente a altura conjugada lenta em bacia tipo I, para cada vazão. Essa opção é justificada pela quantidade de dados a serem analisados, Foi utilizada a mesma análise aplicada aos dados referentes a bacia do tipo I, conforme será mostrado a seguir.

#### 9.3.1 Análise dos dados de pressões médias em bacia com soleira terminal

Primeiramente buscou-se observar o comportamento das pressões médias a fim de verificar se há uma tendência relacionada às alturas ou posições que viesse a interferir no dimensionamento da bacia. Para uma melhor visualização do comportamento dos dados, foram feitas comparações de valores de pressões médias obtidos nas diferentes configurações de bacia com soleiras com valores encontrados em bacias do tipo I. A Figura 64 mostra a comparação entre as pressões médias medidas em bacia tipo I e bacias com soleiras de 12 cm na posição  $2/3H$  para a vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ ), os gráficos para as demais situações encontram-se no ANEXO I. Nos gráficos a soleira é ilustrada por um triângulo, apenas para indicar a posição, não representando a verdadeira dimensão da mesma. A Figura 65 ilustra as duas situações citadas.

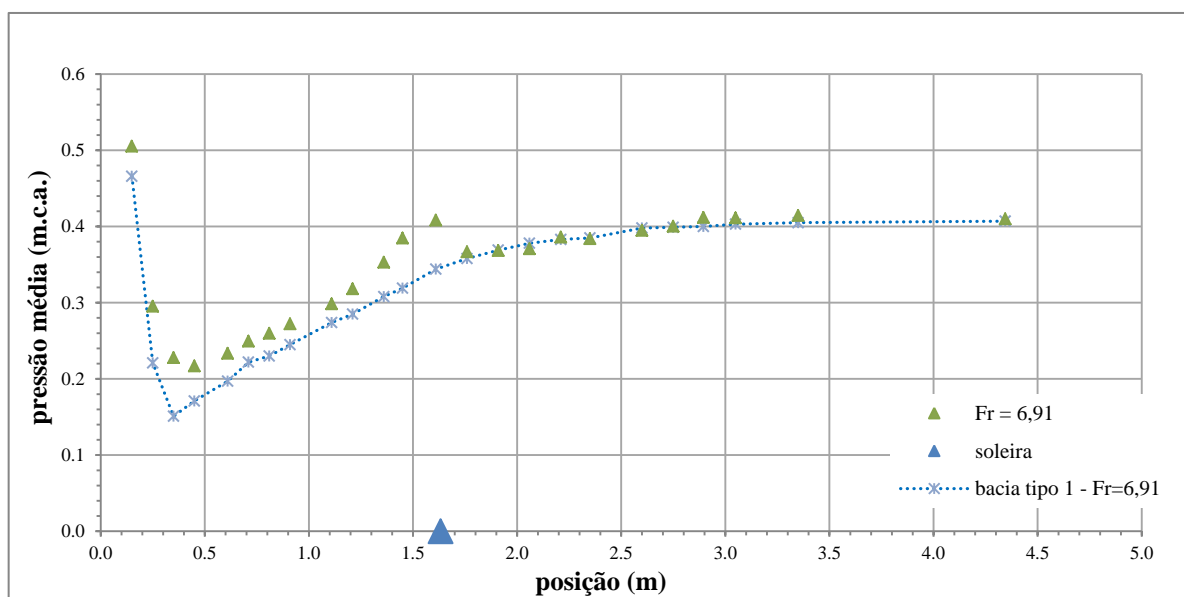


Figura 64: Distribuição longitudinal das pressões médias junto ao fundo em bacia do tipo I e bacia com soleira de 12 cm na posição  $2/3H$ , para vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ )

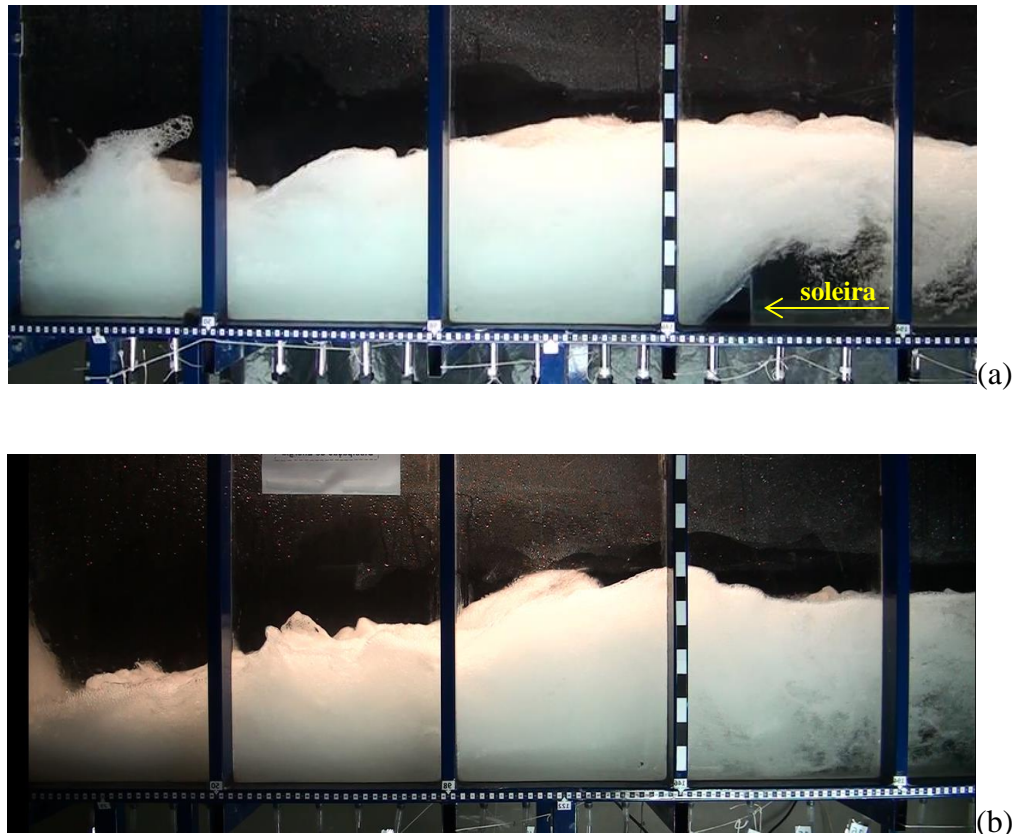


Figura 65: Imagens do escoamento na bacia: (a) com soleira de 12 cm na posição  $2/3H$  e (b) bacia tipo I, ambos para vazão de 80 l/s ( $Fr=6,91$ ) – escoamento da esquerda para a direita

Para todas as situações de alturas e posições de soleiras estudadas o comportamento foi semelhante. Observando os valores de pressões médias pode-se perceber uma perturbação na região da posição da soleira, causando um aumento nos valores de pressão a montante. Logo a jusante da soleira ocorre uma leve diminuição nesses valores, igualando aos valores obtidos em bacia do tipo I. A montante da soleira ocorre um pequeno aumento nos valores devido ao afogamento causado pela soleira. Esse afogamento diminui as flutuações de pressões na bacia de dissipação conforme será abordado no próximo item.

A Figura 66 mostra, para uma mesma vazão (60 l/s) e mesma altura de soleira (12 cm), o comportamento do escoamento com a mudança de posicionamento da soleira ( $1/2H$ ,  $2/3H$  e  $1/H$ ). Na Figura 67, que apresenta imagens coletadas com câmera de alta velocidade (modelo i Speed II), é possível observar a forma do escoamento e a recirculação à jusante da soleira, que diminui com o afastamento da posição da soleira. Para posições da soleira mais próximas do pé do vertedouro o efeito do lançamento do jato é mais visível. As velocidades junto à soleira são maiores, ou seja, o lançamento do escoamento atinge uma distância maior, fato que pode explicar a diminuição dos valores de pressão média junto à soleira, e o aumento na

região do impacto. A Figura 69 apresenta a comparação da distribuição longitudinal das pressões médias junto ao fundo para as três posições citadas.

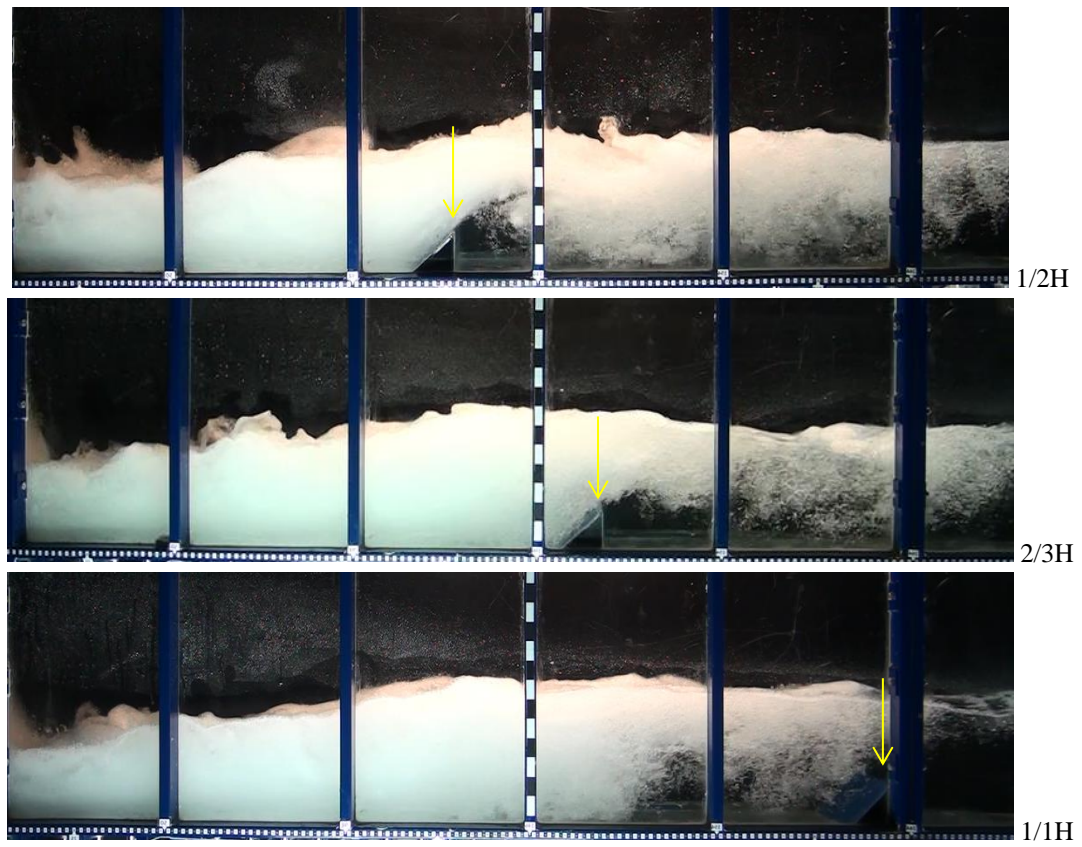


Figura 66: Imagens do escoamento com soleira de 12 cm, para vazão de 60 l/s ( $Fr = 6,98$ ), nas três posições – escoamento da esquerda para a direita

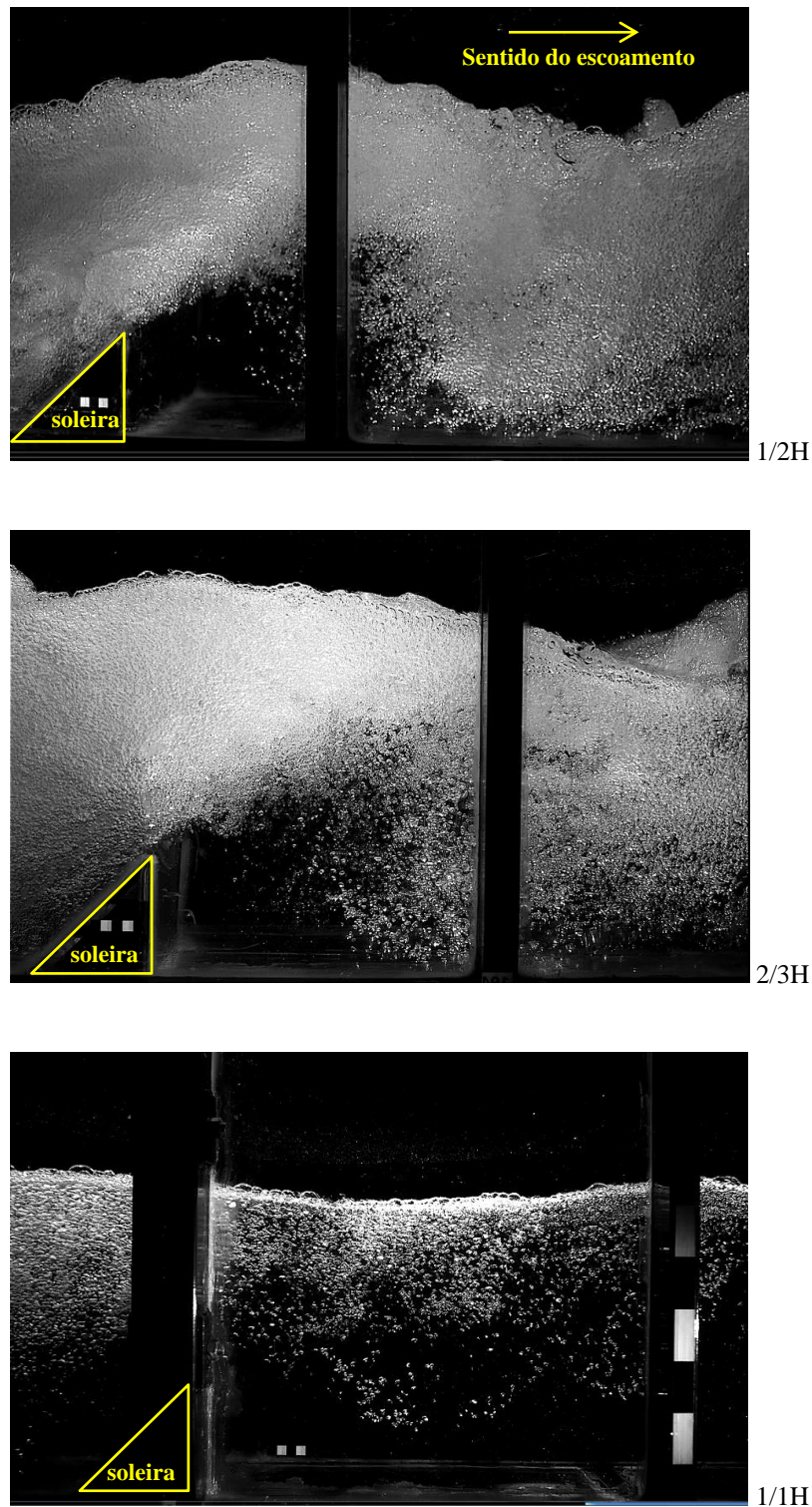


Figura 67: Imagens detalhando escoamento a jusante da soleira de 12 cm, para vazão de 60 L/s ( $Fr = 6,98$ ), nas três posições

Um fenômeno conhecido como “*Weir flow*”, citado por autores como Hager (1992), foi observado para algumas vazões com as soleiras de 18 e 24 cm de altura. Isso ocorre quando, sobre a soleira, o escoamento atinge a altura crítica, criando uma zona de dissipação logo a jusante da soleira trazendo problemas ao leito e à estrutura. Um exemplo desse fenômeno é

mostrado na Figura 68, com vazão de 40 l/s, soleira de 18 cm na posição 2/3H. Esse fenômeno deve ser evitado devido aos riscos de danos junto a soleira, ocasionando grandes valores de flutuação de pressão junto ao pé da estrutura.

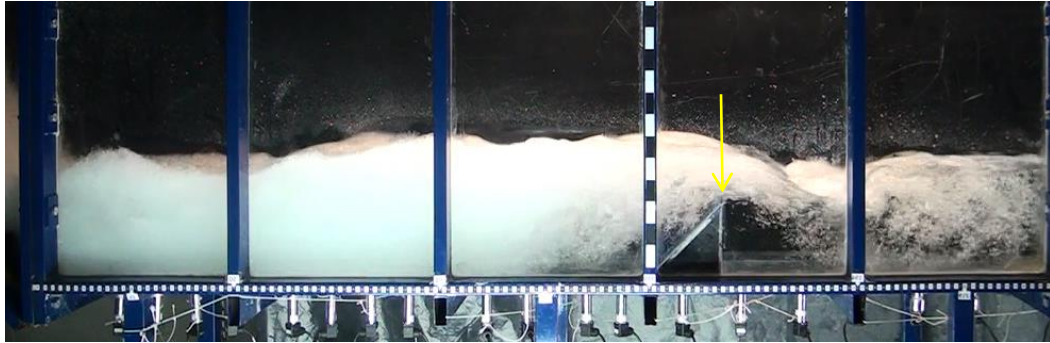


Figura 68: Situação de “Weir flow”, com soleira de 18 cm na posição 2/3H e vazão de 40 l/s ( $Fr=7,44$ ) – escoamento da esquerda para a direita

Os resultados de pressões médias foram adimensionalizados utilizando a mesma metodologia aplicada na condição de bacia tipo I. A Figura 69 mostra os resultados para a vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ ) em bacias com diferentes soleiras na mesma posição (2/3H) em comparação com valores em bacia tipo I. Para as demais vazões os gráficos encontram-se no ANEXO II.

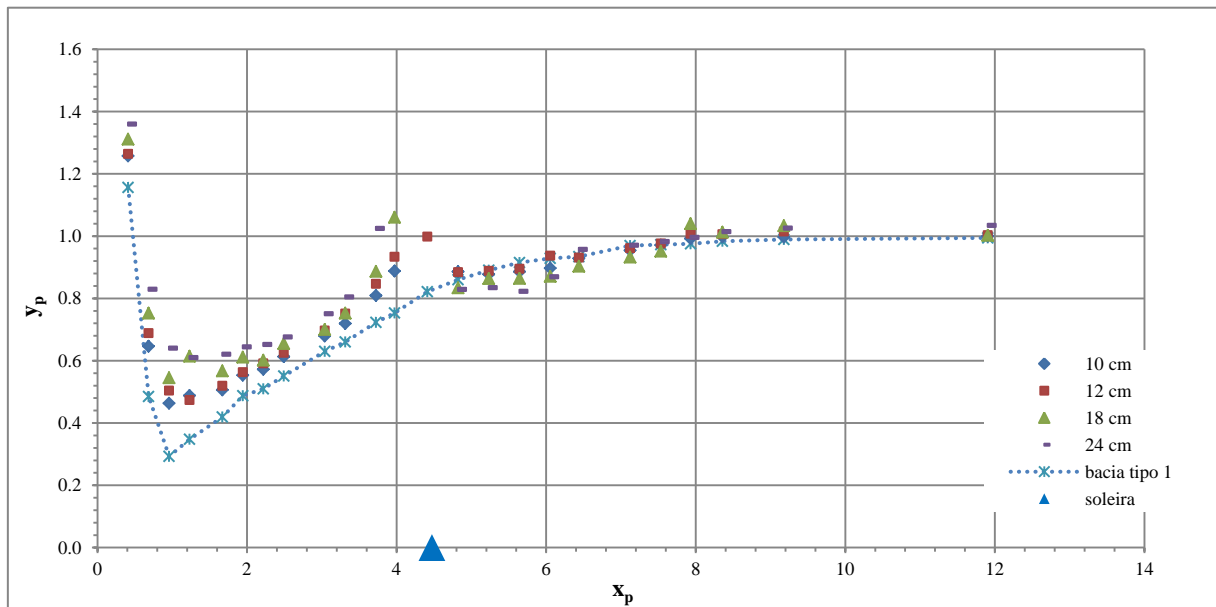


Figura 69: Distribuição longitudinal das pressões médias adimensionalizadas junto ao fundo para diferentes alturas de soleiras, na posição 2/3H e vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ ) em comparação com resultados de bacia tipo I

Observando a Figura 69 se percebe que as soleiras de maior altura exercem maior influência sobre o escoamento. Para todas as alturas de soleira os valores de pressões a montante do

posicionamento são maiores que os resultados obtidos em bacia tipo I, sendo que as soleiras de 18 e 24 cm apresentam maior diferença (valores maiores).

A jusante, logo após o posicionamento, bacias com soleira apresentaram valores inferiores aos encontrados em bacia tipo I, sendo que as alturas de 18 e 24 cm apresentaram as maiores diferenças. Para todas as vazões estudadas observou-se o mesmo comportamento.

A Figura 70 mostra os resultados de pressões médias adimensionalizadas para diferentes configurações de bacia, sem soleira e com soleira de 18 cm na posição 2/3H, para vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ ).

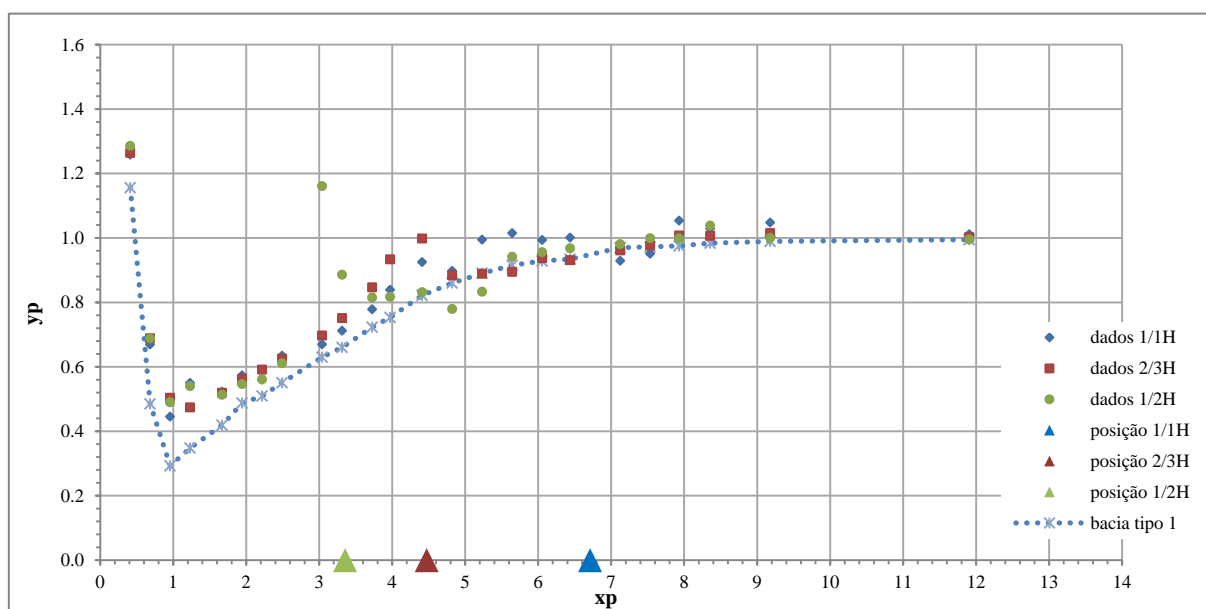


Figura 70: Distribuição longitudinal das pressões médias adimensionalizadas para bacia com soleira de 12 cm e vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ ) para diferentes posições, em comparação com bacia tipo I

Na Figura 70 é possível observar que quanto mais próximo do pé do vertedouro, maior é o pico de pressão próximo à soleira. Conforme já mencionado, para todos os casos ocorre um aumento das pressões a montante do posicionamento e uma diminuição logo a jusante. Os demais gráficos estão apresentados no ANEXO III.

Analisando todos os resultados de pressões médias observou-se que esse critério apenas não seria suficiente para dimensionamento da altura e posicionamento ideal, já que não foi possível encontrar tendências conclusivas que relacionassem esses fatores. Apesar do comportamento das pressões em bacia com soleira ser diferente se comparado com bacia do

tipo I, é necessário conhecer os esforços causados pelas flutuações na bacia e a jusante dela. Sendo assim optou-se pela análise da flutuação de pressões ao longo da bacia e a jusante dela a fim de estabelecer critérios para dimensionamento da geometria e posicionamento de uma soleira. A análise é apresentada a seguir.

### 9.3.2 Análise dos dados de flutuação de pressões em bacias com soleira terminal

A inserção de soleiras terminais na bacia de dissipação influencia diretamente na distribuição longitudinal das flutuações de pressões na estrutura, fazendo com que as flutuações tendam a ser menores dentro da estrutura se comparadas com o caso de uma bacia sem soleira (tipo I). A Figura 71 mostra o resultado das flutuações de pressões em uma bacia do tipo I e em uma bacia com soleira de 18 cm de altura na posição  $2/3H$ , para  $Fr = 6,91$ . A Figura 72 mostra o escoamento a jusante da soleira. As demais condições de número de Froude, altura e posição de soleira estão apresentadas no ANEXO V.

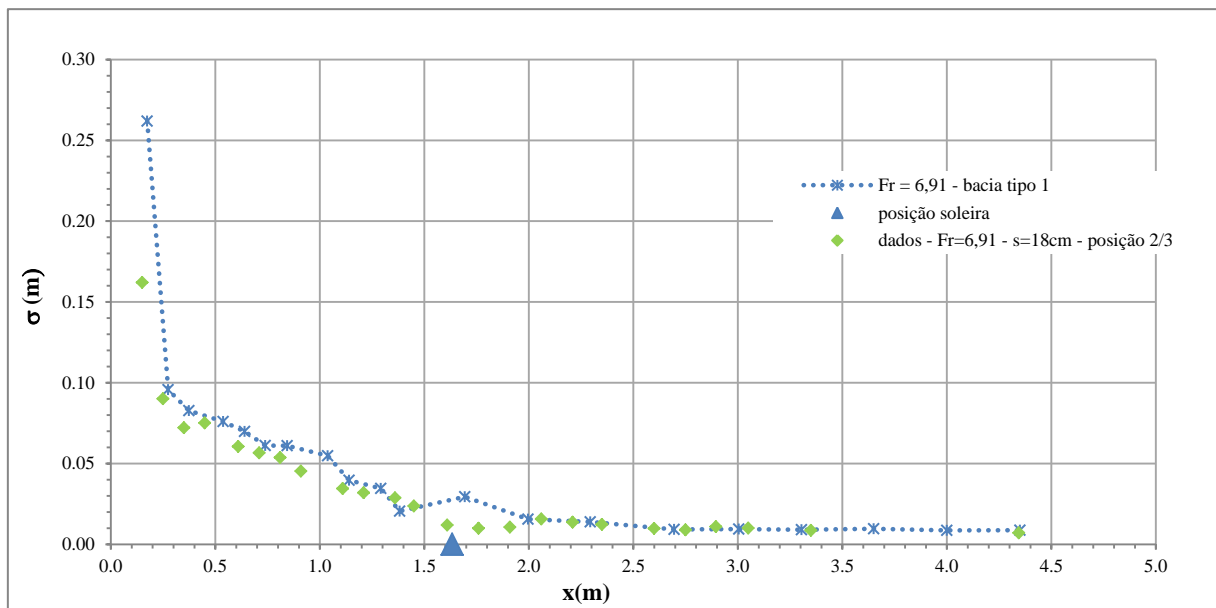


Figura 71: Distribuição longitudinal das flutuações de pressão (desvio padrão da amostra) junto ao fundo da bacia tipo I e da bacia com soleira terminal de 12 cm e posição  $2/3H$ , para vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ )



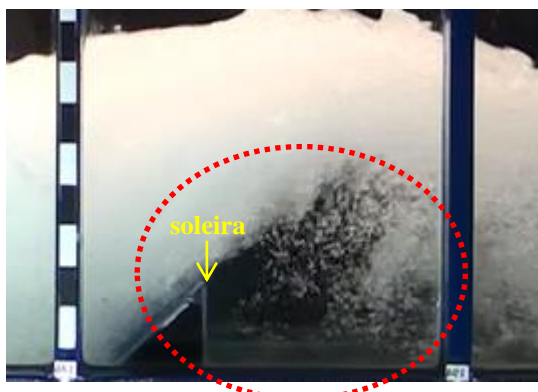


Figura 72: Imagem detalhando o escoamento a jusante da soleira terminal de 12 cm e posição  $2/3H$ , para vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ ) – escoamento da esquerda para a direita

Pela Figura 71 se observa que a montante da soleira, os valores obtidos em bacia com soleira são menores que os obtidos em bacia tipo I. Essas diferenças são maiores no início do ressalto. Isso se deve, provavelmente, pelo afogamento artificial que a soleira provoca no escoamento, amortecendo as flutuações de pressão. A jusante da soleira observa-se que o escoamento apresenta uma zona de recirculação devido ao lançamento do escoamento (Figura 72). Esta recirculação tende a diminuir a flutuação de pressão junto à soleira à medida que a altura da soleira aumenta. Após uma distância equivalente à posição onde o escoamento (jato) incide no fundo, a flutuação de pressão tende a ser semelhante a de uma bacia tipo I. Para os demais números de Froude ou posição e altura da soleira o comportamento é semelhante. De um modo geral:

- a montante da soleira, o efeito da altura é inversamente proporcional ao tamanho da soleira, ou seja, quanto maior a altura da soleira, menor a flutuação devido ao afogamento artificial;
- a jusante da soleira a flutuação tende a diminuir, para depois sofrer uma elevação que se iguala aos valores obtidos em bacia do tipo I ao final do trecho.

Para análise e comparação das flutuações de pressão (desvio padrão da amostra) foi utilizada a metodologia proposta por Marques et al. (1997), conforme mostrado anteriormente na Equação 40. As posições das soleiras também foram adimensionalizadas seguindo a mesma metodologia. Os resultados estão mostrados na Tabela 13. Da Figura 73 à Figura 75 se apresenta uma comparação entre os resultados adimensionalizados obtidos nas três posições para todas as alturas de soleiras, para a vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ ). Os demais resultados estão apresentados no ANEXO VI.

Tabela 13: Posicionamentos das soleiras adimensionalizados

Fr	Y <sub>2</sub>	Y <sub>1</sub>	Posição 1/1H	Posição 2/3H	Posição 1/2H
7,44	0,27	0,026	10,27	6,83	5,13
6,98	0,34	0,036	8,09	5,38	4,04
6,91	0,41	0,044	6,71	4,47	3,36
6,34	0,46	0,054	6,05	4,03	3,03
5,98	0,48	0,06	5,86	3,90	2,93

\* posição adimensionalizada com  $L_s/(Y_2-Y_1)$ , sendo  $L_s$  equivalente à posição x.

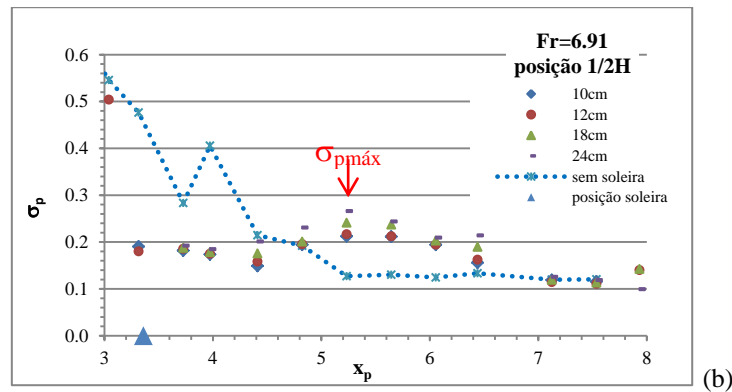
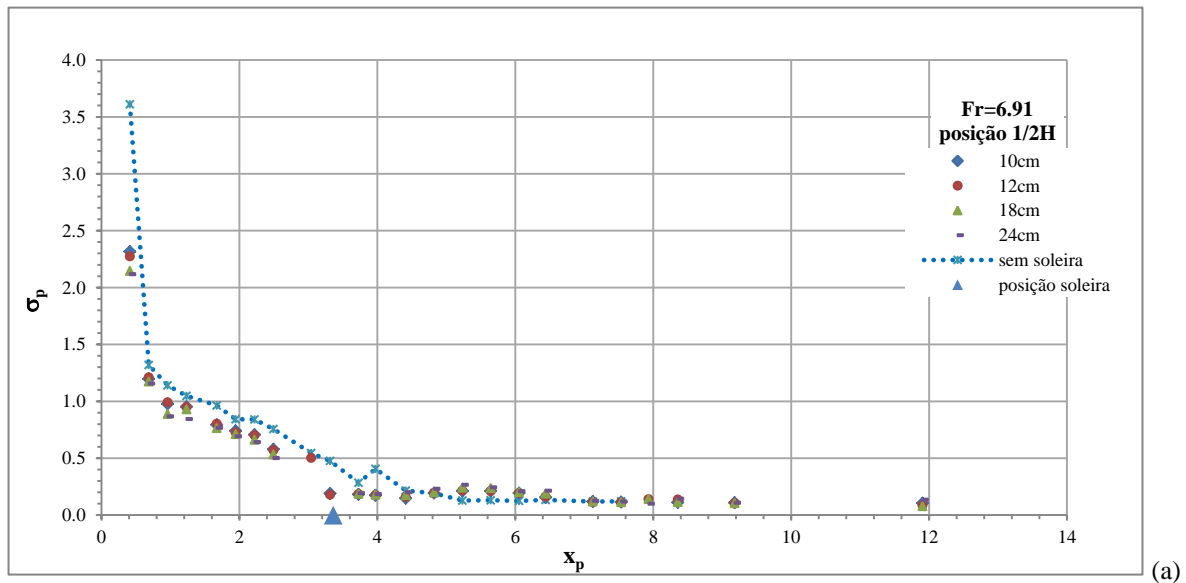


Figura 73: (a) Distribuição longitudinal das flutuações de pressões adimensionalizadas para bacia do tipo I e bacia com soleira com diferentes alturas, na posição 1/2H, para vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ ) (b) detalhe do trecho a jusante da soleira

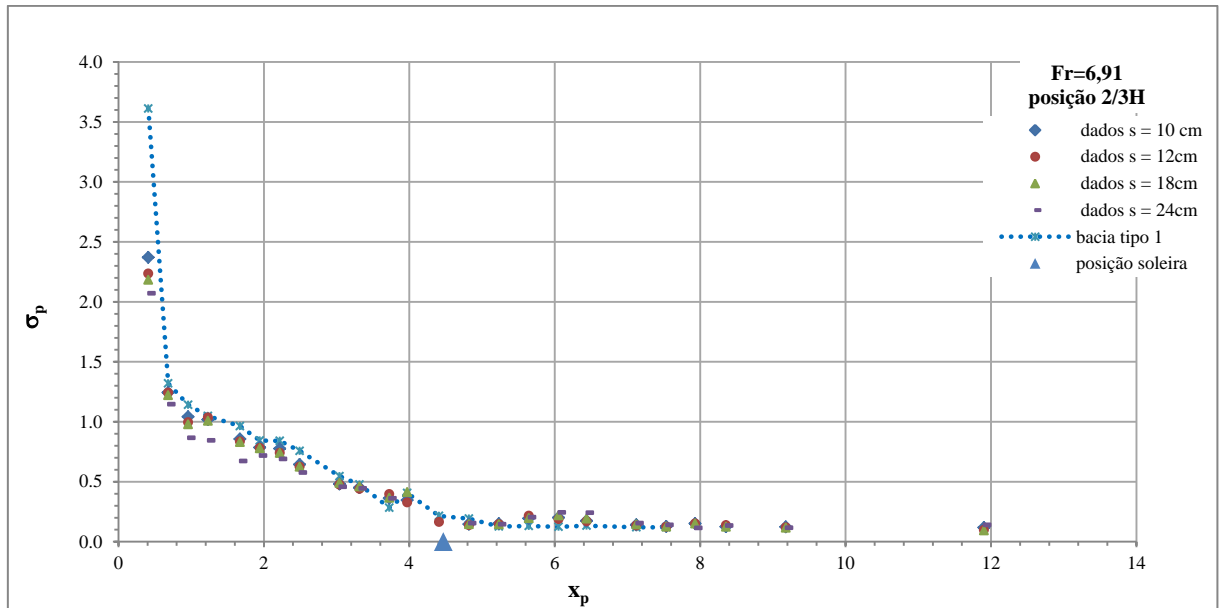


Figura 74: Distribuição longitudinal das flutuações de pressões adimensionalizadas para bacia do tipo I e bacia com soleira de diferentes alturas na posição 2/3H, para vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ )

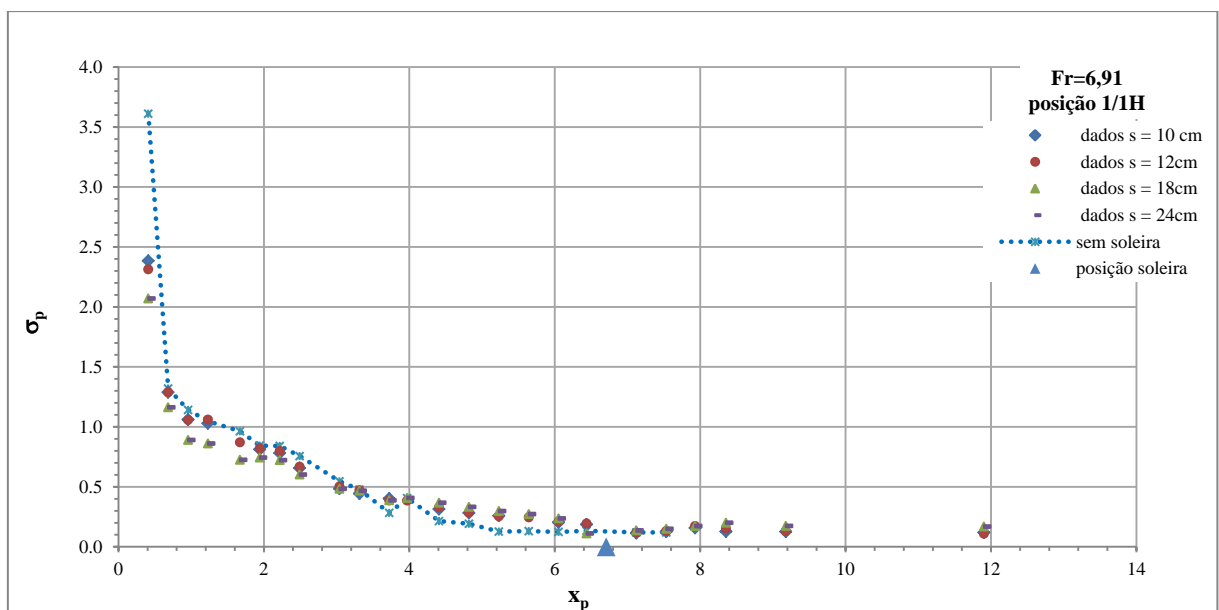


Figura 75: Resultados de flutuações de pressões adimensionalizadas para bacia do tipo I e bacia com soleira de diferentes alturas na posição 1/1H, para vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ )

Percebe-se pelos gráficos que, a jusante da soleira, ocorre uma elevação nos valores de flutuação em relação à tendência seguida em bacia do tipo I, conforme destacado no gráfico, o ponto de maior flutuação nessa região foi denominado  $\sigma_{p\text{máx}}$ . Após a soleira, o escoamento é direcionado com um determinado ângulo, incidindo como um jato no leito a jusante. Conforme Marques (1995), o valor de máxima flutuação a jusante de uma soleira ocorre na região de incidência do jato.

No dimensionamento de uma estrutura de dissipação de energia se espera que os valores de flutuações de pressões nessa região sejam as menores possíveis para evitar danos (erosão) ao leito, uma vez que os danos estão associados à variação de pressão. Tão importante quanto sua magnitude, é a distância de ocorrência em relação ao pé da soleira, já que valores de  $\sigma_{p\text{máx}}$  mais próximos podem afetar com maior rigor a estrutura. Portanto, para uma análise mais detalhada, foram verificados não só os valores de máximas flutuações a jusante da estrutura, mas também a distância em que ocorrem em relação ao pé da soleira. Como a montante da soleira as flutuações são amortecidas pelo afogamento, será também feita uma análise dos resultados obtidos com as diferentes alturas de soleiras, respeitando os limites para não ocorrência de altura crítica sobre a soleira.

Baseando-se em Elevarstosky (1959), que indica que o comprimento da bacia ( $L_b$ ) deve ser função das características geológicas a jusante da estrutura, ou seja:

- a) solos facilmente erodíveis:  $L_b \geq 6,9 (Y_2 - Y_1)$ ;
- b) solos não facilmente erodíveis (mais resistentes):  $L_b \geq 4,2 (Y_2 - Y_1)$ .

Foram realizadas análises considerando, basicamente, duas situações a jusante da soleira:

- a) solos mais frágeis (facilmente erodíveis) – busca do menor valor da flutuação de pressão a jusante da soleira e;
- b) solos resistentes (não facilmente erodíveis) - busca da menor relação entre flutuação de pressão máxima e distância de ocorrência a jusante da soleira ( relação representada pelo coeficiente  $\Omega$ ).

Além destas duas análises, ainda se efetuou uma análise sobre a máxima flutuação de pressão a montante da soleira, para verificar a possibilidade de danos no interior da bacia. Conforme já verificado, as flutuações de pressões no interior da bacia tendem a reduzir conforme aumenta a altura da soleira. E o afogamento causado pela inserção da soleira contribui na estabilização do escoamento, diminuindo as amplitudes das pressões instantâneas. As análises estão detalhadas nos itens I, II e III a seguir.

## I. ANÁLISE CONSIDERANDO O A DISTÂNCIA DE OCORRÊNCIA DA FLUTUAÇÃO MÁXIMA

Buscando-se um critério de relação entre o valor máximo de flutuação a jusante da soleira ( $\sigma_{p\text{máx}}$ ) com a distância em que este ocorre, foi proposto o cálculo do coeficiente  $\Omega$ , conforme a Equação 52.

$$\Omega = \frac{\sigma_{p\text{máx}}}{\Delta x_{p\text{máx}}} \quad \text{Equação 52}$$

Onde:

$\sigma_{p\text{máx}}$  = máximo valor de flutuação adimensionalizada após a soleira (Figura 73);

$\Delta x_{p\text{máx}}$  = distância adimensionalizada entre o pé da soleira e o ponto de máxima flutuação;

$\Omega$  = relação entre o valor de máxima flutuação de pressão a jusante da soleira e a distância em que ocorre em relação a soleira.

Para relacionar os valores, a altura da soleira foi adimensionalizada pela altura conjugada rápida, conforme Equação 53. Os valores estão mostrados na Tabela 14.

$$\frac{s}{Y_1} \quad \text{Equação 53}$$

Onde:

$s$  = altura da soleira (m);

$Y_1$  = altura conjugada rápida (m);

Tabela 14: Valores de alturas de soleira adimensionalizados em função da altura rápida para cada número de Froude

<b>Fr<sub>1</sub></b>	<b>7,44</b>	<b>6,98</b>	<b>6,91</b>	<b>6,34</b>	<b>5,98</b>
<b>Y<sub>1</sub> (m)</b>	<b>0,026</b>	<b>0,036</b>	<b>0,044</b>	<b>0,054</b>	<b>0,060</b>
<b>s = 0 cm</b>	0	0	0	0	0
<b>s = 10 cm</b>	3,85	2,78	2,27	1,85	1,67
<b>s = 12 cm</b>	4,62	3,33	2,73	2,22	2,00
<b>s = 18 cm</b>	6,92	5,00	4,09	3,33	3,00
<b>s = 24 cm</b>	9,23	6,67	5,45	4,44	4,00

Na análise buscou-se a inclusão dos dados em bacia sem soleira (tipo I), ou seja, considerando também a situação de  $s = 0$ . Para isso foi considerado, como limite final da bacia, as mesmas três posições utilizadas para bacias com soleira. Cabe salientar que bacias desse tipo devem possuir um comprimento mínimo em relação ao tipo de geologia e comprimento do ressalto, esses fatores serão considerados.

O comportamento das flutuações de pressões em bacias do tipo I a jusante de vertedouros em degraus demonstram tender a diminuir ao longo do escoamento, conforme já foi mostrado na Figura 63. Portanto, para análise do coeficiente  $\Omega$ , foi considerada, para bacia tipo I, como valor de flutuação máxima, aquela que ocorre na posição  $\Delta_{x_{pm\acute{a}x}} = 1$  ( $Y_2 - Y_1$ ) após o limite final da bacia. Para pontos mais a montante dessa posição, em direção ao final da bacia, o coeficiente  $\Omega$  aumenta em direção ao infinito, sempre agravando a situação, então, a escolha da posição 1 ( $Y_2 - Y_1$ ) foi considerada satisfatória, já que a jusante os valores de flutuações tendem a diminuir.

A Figura 76 apresenta os valores obtidos para os coeficientes  $\Omega$  em função da altura da soleira e da posição da soleira adimensionalizada, para a vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ ). As linhas ligam as 5 alturas de soleira (4 alturas e sem soleira) para cada posição de soleira. Os resultados obtidos para as demais vazões encontram-se no ANEXO VII.

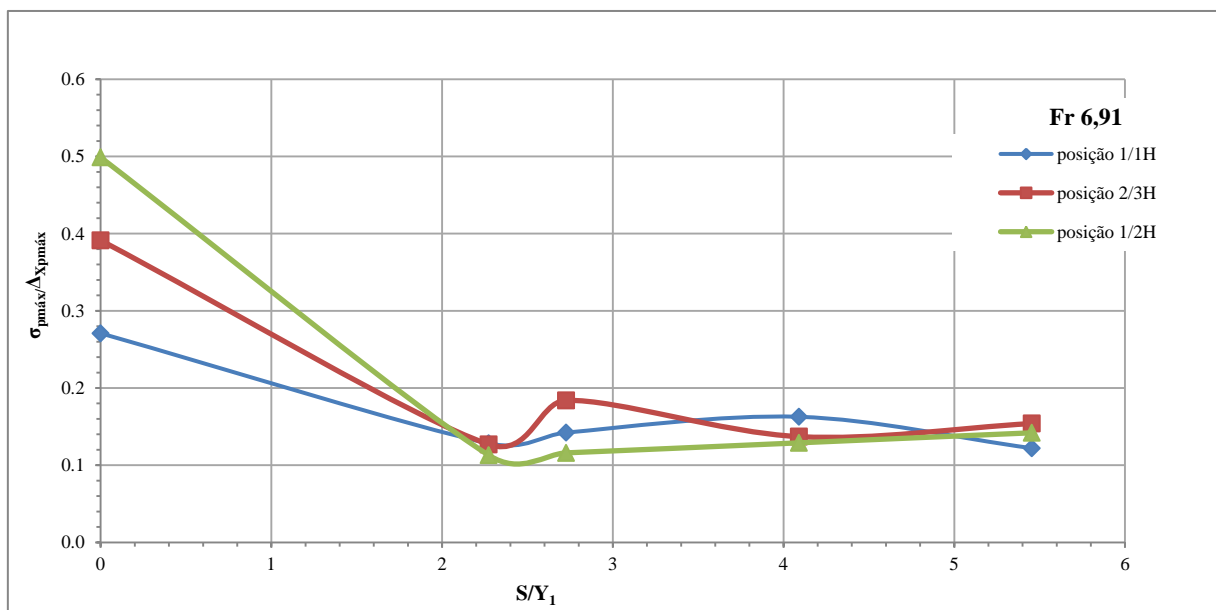


Figura 76: Resultados do coeficiente  $\Omega$  em função da altura adimensionalizada da soleira para diferentes posições, para a vazão de 80 l/s ( $Fr = 6,91$ )

Com os gráficos do coeficiente  $\Omega$  em função da altura adimensionalizada foi possível identificar, para cada vazão, a melhor condição para cada posição de soleira terminal ensaiada, ou seja, qual a condição que fornece o menor coeficiente  $\Omega$ . A Tabela 15 apresenta um resumo dos valores encontrados.

Tabela 15: Características do menor coeficiente  $\Omega$

Fr	Posição	$L_s/(Y_2-Y_1)$	$s/Y_1$	$\Delta x_{pm\acute{a}x}$	$\sigma_{pm\acute{a}x}/\Delta x_{pm\acute{a}x}$
7,44	1/1	10,27	3,85	1,87	0,109
	2/3	6,83	3,85	1,81	0,105
	1/2	5,13	3,85	3,51	0,051
6,98	1/1	8,09	2,78	1,47	0,119
	2/3	5,38	2,78	1,42	0,136
	1/2	4,04	2,78	1,77	0,113
6,91	1/1	6,71	2,27	1,65	0,122
	2/3	4,47	2,27	1,59	0,127
	1/2	3,36	2,27	1,87	0,113
6,34	1/1	6,05	1,85	1,10	0,163
	2/3	4,03	1,85	1,43	0,158
	1/2	3,03	1,85	2,43	0,105
5,98	1/1	5,86	2,00	1,44	0,141
	2/3	3,9	3,00	1,72	0,149
	1/2	2,93	1,67	2,36	0,122

Com os dados de alturas da soleira adimensionalizadas da Tabela 13, foi montado o gráfico da Figura 77. Observando a figura se conclui que a altura adimensional da soleira não varia significativamente com a posição em que é colocada. Em função disto se considerou que a altura ideal da soleira independe da posição. Apenas o menor número de Froude não segue essa tendência. Contudo, observa-se que a altura adimensional aumenta com o aumento do número de Froude.

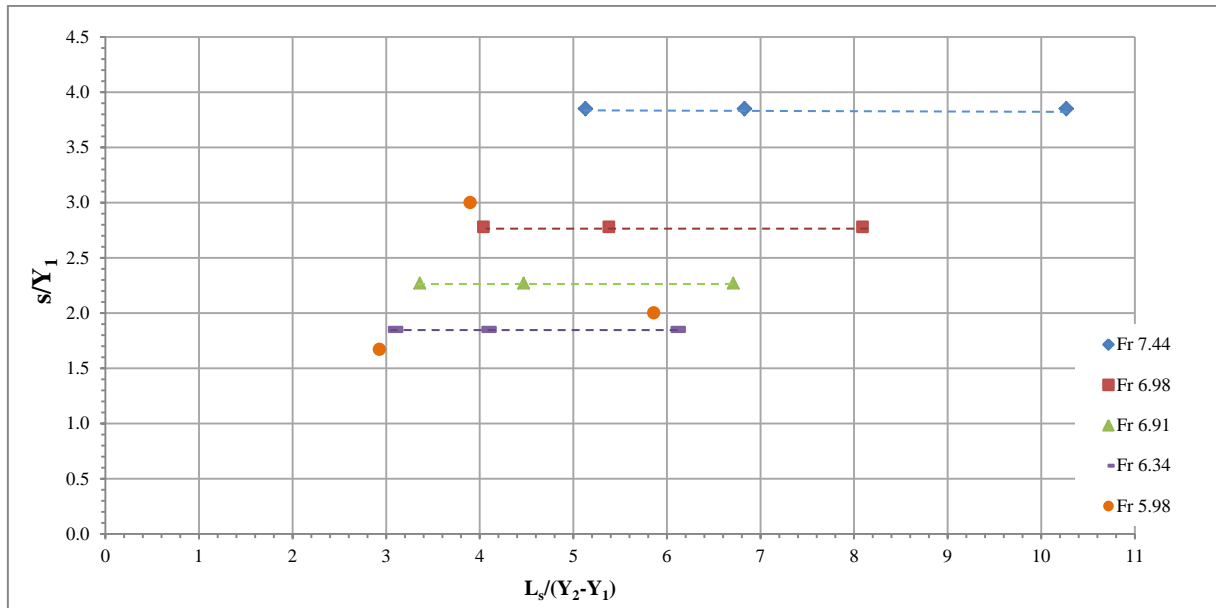


Figura 77: Valores adimensionalizados de posições das soleiras por altura das soleiras adimensionalizadas

Conhecendo a soleira adimensionalizada que apresentou o menor coeficiente  $\Omega$ , foi feita uma relação entre os coeficiente encontrados nas 3 posições com o número de Froude. Os resultados estão apresentados na Figura 78, onde se pode observar que a posição  $1/2H$  é a que apresenta a curva com menores coeficientes  $\Omega$ . Isso se deve, provavelmente, pela maior velocidade de lançamento do jato nessa posição, que resulta em  $\Delta x_{p\text{máx}}$  maiores, reduzindo o valor do coeficiente  $\Omega$ .

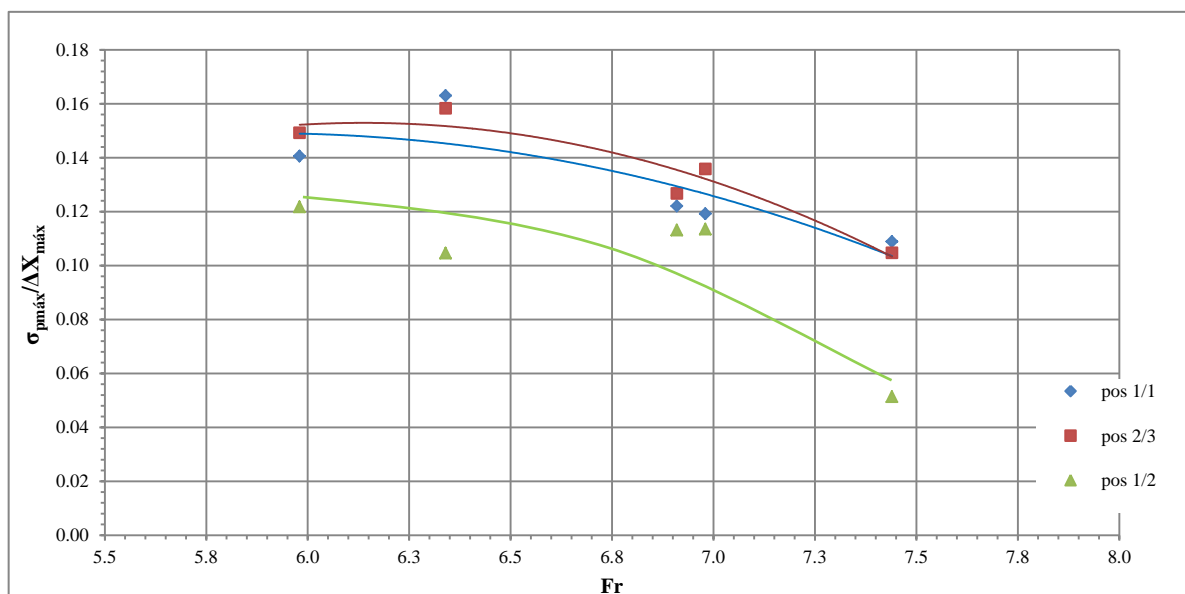


Figura 78: Valores de coeficientes  $\Omega$  em função do número de Froude, para soleira adimensionalizada nas 3 posições dentro da bacia



Ainda considerando as soleiras adimensionalizadas que apresentaram melhores resultados, foi feita uma segunda análise, relacionando agora o coeficiente  $\Omega$  com a posição das soleiras, para as cinco vazões ensaiadas. Os resultados estão mostrados na Figura 79.

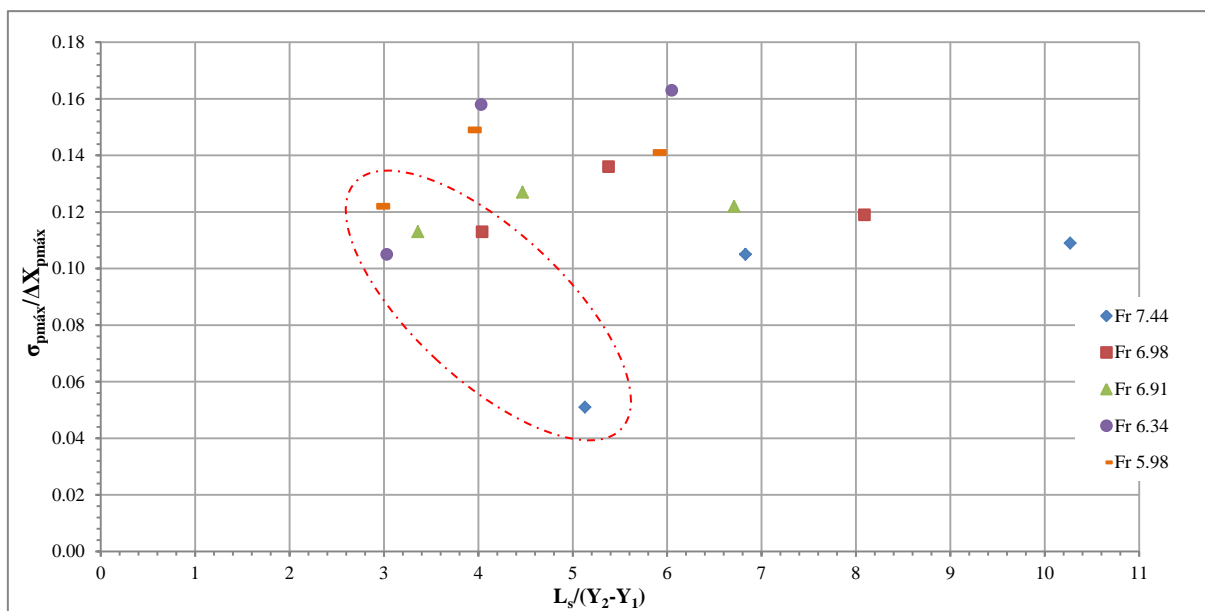


Figura 79: Valores de coeficiente  $\Omega$  em função das posições das soleiras adimensionalizadas para as 5 vazões

Conforme mostrado na Figura 79, para cada número de Froude, o primeiro ponto (posição  $1/2H$ ), que está destacada na figura, apresenta o menor valor de coeficiente  $\Omega$ . Considerando que as soleiras adimensionalizadas, na posição  $1/2H$  foram as que apresentaram melhores resultados em relação ao coeficiente  $\Omega$ , foi montada a curva da altura da soleira adimensionalizada em função do Froude, para posição  $1/2H$ . A Figura 80 mostra a melhor altura de soleira em função do número de Froude, onde se pode observar que a altura adimensionalizada aumenta com o número de Froude.

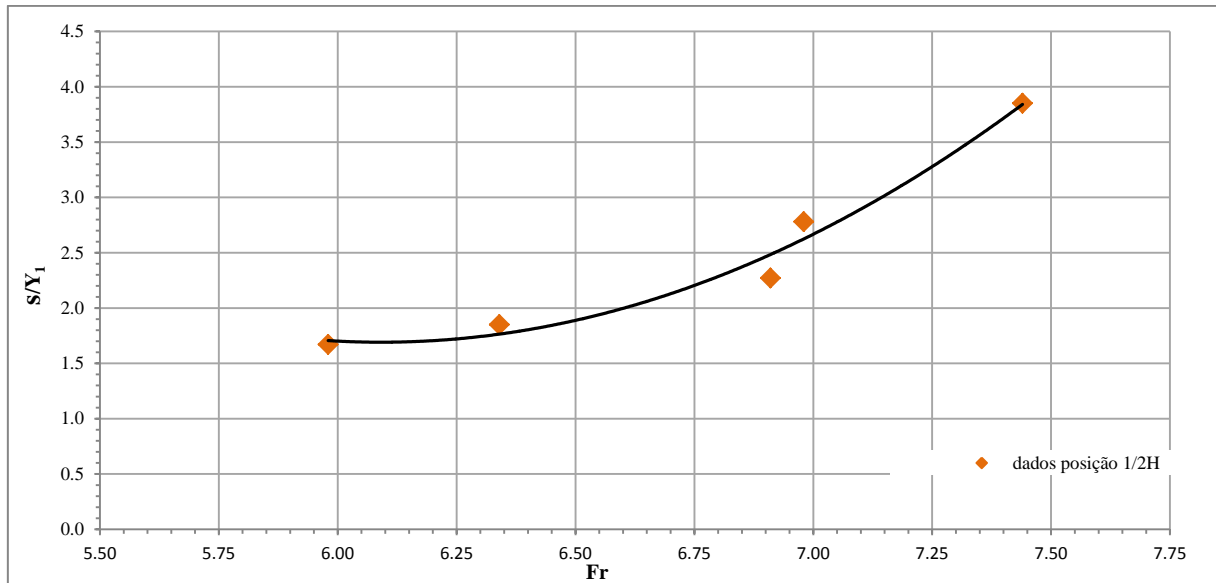


Figura 80: Altura da soleira adimensionalizada para cada número de Froude, para posição 1/2H

Seguindo o mesmo raciocínio, foi plotada a curva da posição da soleira adimensionalizada em função do número de Froude. A Figura 81 mostra a melhor posição em função do número de Froude, que deve ser  $L_s > 3 (Y_2 - Y_1)$  para solos mais resistentes. Como valor mínimo se recomenda considerar o valor de  $L_s \geq 4 (Y_2 - Y_1)$ . Entretanto, se recomenda que adoção destes comprimentos seja feita considerando a capacidade quanto à resistência do solo a jusante e que se considere, neste caso, poderá haver erosão a jusante, funcionando a bacia como uma bacia curta.

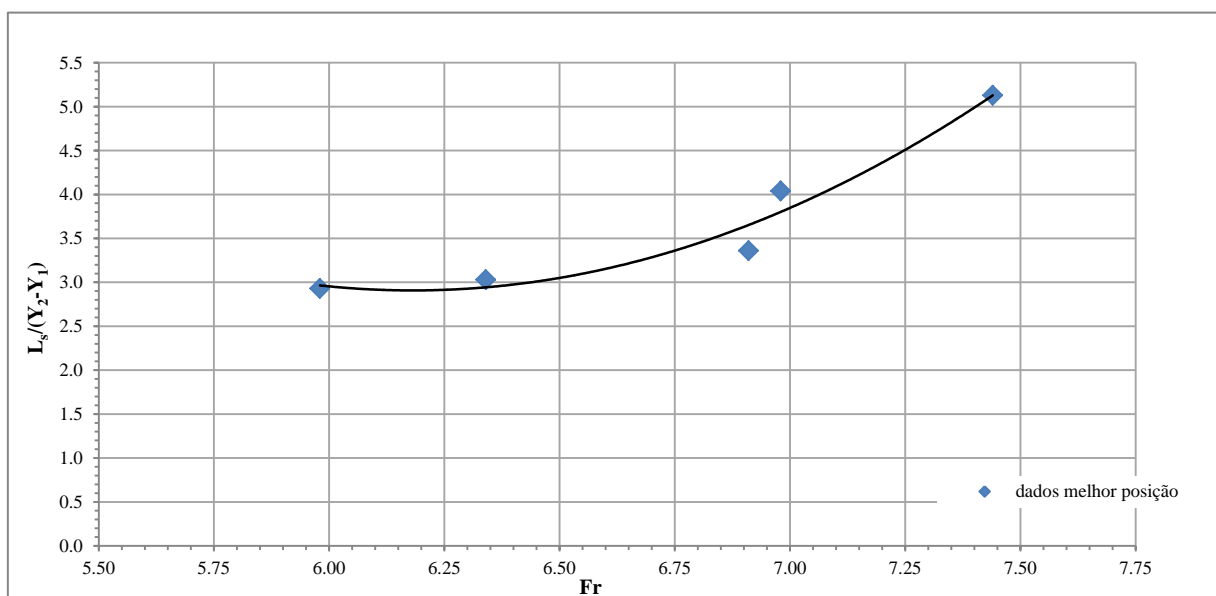


Figura 81: Posição da soleira adimensionalizada, para cada número de Froude, que apresentou o menor coeficiente  $\Omega$

Sugere-se que as condições de altura e posição ideal encontradas na análise sejam aplicadas somente para solos mais resistentes. A seguir será feita uma nova análise dos valores a jusante da soleira para complementar o resultado final. Essa análise será voltada para solos mais frágeis (facilmente erodíveis), onde o valor de máxima flutuação, independente da distância em que ocorre, pode ser muito prejudicial, dependendo da magnitude. Portanto, na análise a seguir se buscará o menor valor de flutuação máxima a jusante da soleira.

## II. ANÁLISE DO MÁXIMO VALOR DE FLUTUAÇÃO

Com o objetivo de complementar e verificar os resultados obtidos com a primeira análise do coeficiente  $\Omega$ , foi realizada uma análise considerando somente o valor de máxima flutuação a jusante da bacia.

No caso da bacia tipo I, o valor da máxima flutuação considerado foi o ponto de máxima flutuação da primeira tomada de pressão após o final da bacia. Este critério foi adotado, em função do apresentado no item 9.2.2, onde se observou que os valores das flutuações em uma bacia tipo I tendem a diminuir em direção ao final do ressalto. Para as diferentes situações de bacia com soleira foi considerado o máximo valor de flutuação de pressão medido a jusante da soleira.

Os dados adimensionalizados de máxima flutuação ( $\sigma_{\text{pmáx}}$ ) foram representados em relação a altura adimensionalizada ( $s/Y_1$ ). A Figura 82 mostra os resultados para  $Fr = 6,91$ , os demais gráficos estão apresentados no ANEXO VIII.

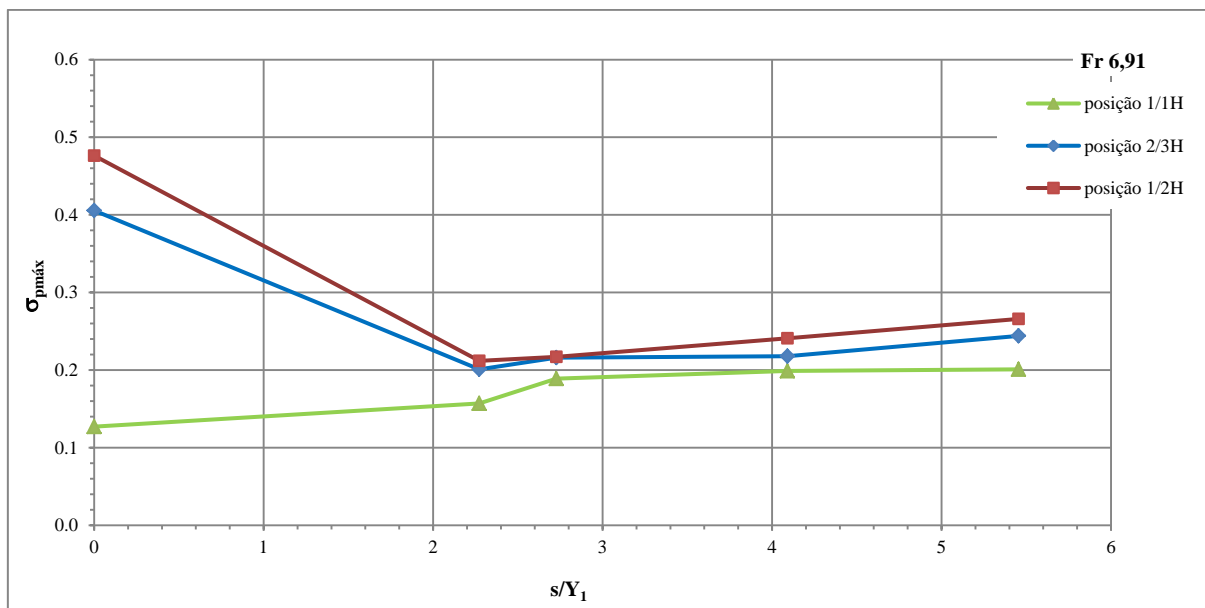


Figura 82: Valores adimensionalizados de máxima flutuação ( $\sigma_{p_{máx}}$ ) em função da altura adimensionalizada da soleira ( $s/Y_1$ ) para as 3 posições e  $Fr = 6,91$

Analisando os gráficos se pode fazer algumas observações:

a) Para posição 1/1H -  $L_s = 6,71$  ( $Y_2 - Y_1$ ):

- O valor de  $\sigma_{p_{máx}}$  é diretamente proporcional a  $s/Y_1$ ;
- O menor valor de  $\sigma_{p_{máx}}$  ocorre para bacia tipo I ( $s/Y_1 = 0$ ). Isso ocorre, provavelmente, pelo fato da posição adimensional, nesse caso, ser maior que 6 ( $Y_2 - Y_1$ ), que é região do final do rolo do ressalto (Lopardo, 1986 e Marques et al., 1996), ou seja, onde grande parte da energia (cerca de 90%) já foi dissipada e as flutuações de pressões são pequenas se comparadas com as máximas encontradas no ressalto.

b) Para posição 2/3H -  $L_s = 4,47$  ( $Y_2 - Y_1$ ):

- O valor de  $\sigma_{p_{máx}}$  decresce inicialmente até  $s/Y_1 = 2,27$ , após esse ponto aumenta proporcional ao aumento da altura adimensional da soleira.
- Essa posição está logo após o descolamento do escoamento, posição 4 ( $Y_2 - Y_1$ ) segundo Lopardo (1986). Até o entorno da posição 4 ( $Y_2 - Y_1$ ) a velocidade média do escoamento ainda é próxima ao valor encontrado no início do ressalto. A partir desse ponto as velocidades começam a diminuir gradativamente até encontrar a velocidade média lenta no final do ressalto. No entorno da posição 4,47 ( $Y_2 - Y_1$ ) a soleira funciona como uma rampa de lançamento, lançando o escoamento e o afastando do fim da bacia, fazendo com que ocorra o impacto do jato lançado mais a jusante, criando uma região de maiores flutuações.

c) Para posição 1/2H -  $L_s = 3,36$  ( $Y_2 - Y_1$ ):

- Essa posição apresenta um comportamento similar ao da posição 2/3H, mas com valores de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$  mais elevados, provavelmente em função da maior velocidade de lançamento do escoamento;
- Os valores de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$  decrescem até o ponto  $s/Y_1 = 2,27$ , passando pelo ponto mínimo e aumentando após esse ponto.
- Essa posição é menor que 4 ( $Y_2-Y_1$ ), possuindo velocidades junto à soleira muito próximas à velocidade na estrada do ressalto, o que deve justificar os valores de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$  serem próximos dos encontrados para  $L_s = 4,47$  ( $Y_2-Y_1$ ). Da mesma maneira que nessa posição, a soleira funciona como uma rampa de lançamento, lançando o escoamento e o afastando do fim da bacia, fazendo com que ocorra o impacto do jato lançado mais a jusante, criando uma região de maior flutuação.

O mesmo tipo de análise foi feita para cada número de Froude (ANEXO VIII). Analisando estes gráficos, se pode obter o valor de  $s/Y_1$  que resultou no menor valor de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$ , para cada posição da soleira ( $L_s$ ). Os menores valores de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$  encontrados foram plotados em relação ao posicionamento da soleira, para cada número de Froude, conforme Figura 83.

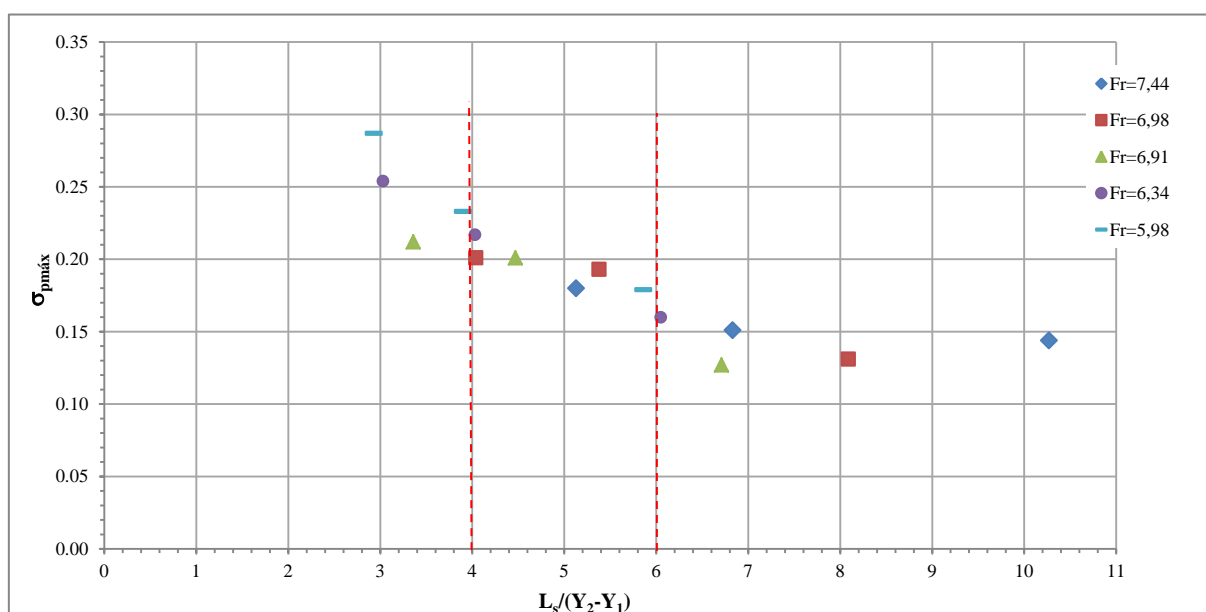


Figura 83: Menores valores de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$  encontrados, em função da posição da soleira adimensionalizada

Analisando a Figura 83 se percebe que para as posições adimensionais maiores que 6,0, os valores de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$  tendem a permanecer constantes (entre 0,15 e 0,13). Esses valores ocorreram para as situações de  $s/Y_1 = 0$ .

Na Figura 84 foram colocados os valores de altura da soleira adimensionalizada ( $s/Y_1$ ) em função da posição adimensionalizada para as condições que forneceram os menores valores de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$ .

Pela figura se observa que para posições inferiores a 6 ( $Y_2-Y_1$ ) as alturas adimensionalizadas da soleira que tendem a fornecer os menores valores de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$ , para um mesmo número de Froude, foram as mesmas, ou seja, apresentam um valor constante de  $s/Y_1$ . Entretanto, os valores de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$  aumentam com a diminuição da distância entre o início do ressalto e a soleira (Figura 83). Com essas análises foi possível elaborar o gráfico da Figura 85, que apresenta a altura da soleira adimensionalizada com o menor  $\sigma_{pm\acute{a}x}$ , em função do número de Froude. Cabe salientar que a melhor condição e altura de soleira encontrada nesta análise (flutuação máxima) é a mesma encontrada através da análise do coeficiente  $\Omega$  (Figura 80).

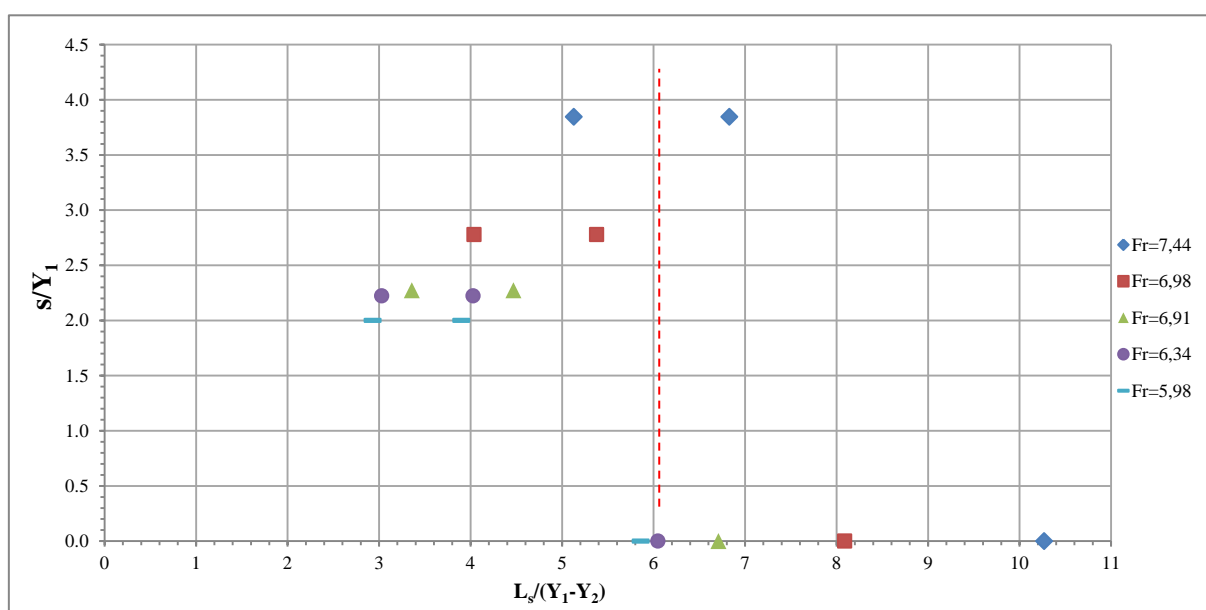


Figura 84: Valores de altura adimensionalizada em função da posição adimensionalizada, para cada número de Froude

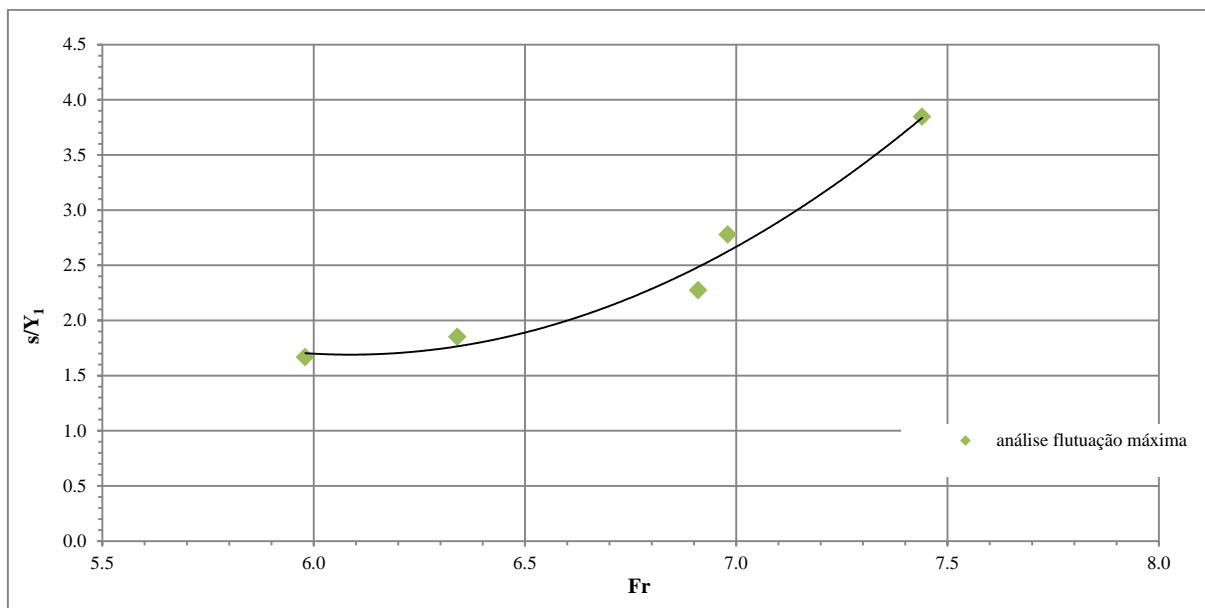


Figura 85: Valores de altura de soleira adimensionalizados que fornecem o menor  $\sigma_{pm\acute{a}x}$ , em função do número de Froude

Como os valores de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$  aumentam com a diminuição da bacia, recomenda-se adotar:

- a) Para solos facilmente erodíveis a jusante da soleira: comprimento de bacias com  $L_s \geq 6,0 (Y_2 - Y_1)$ , de maneira a garantir um valor de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$  mínimo. Para esses casos, apesar da situação sem soleira ser a mais favorável considerando apenas o valor de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$ , recomenda-se a inserção de uma soleira terminal, conforme critérios da Figura 85, a fim de proteger o final da estrutura. A inserção de uma soleira conforme os critérios, nesse caso, ocasionaria um pequeno acréscimo de  $\sigma_{pm\acute{a}x}$ , de menos de 0,06, dependendo da posição onde seria colocada a soleira, conforme pode ser visto na Figura 86. Além disso, a inclusão de uma soleira terminal provocaria um afogamento artificial, ajudando a manter o ressalto confinado na bacia.

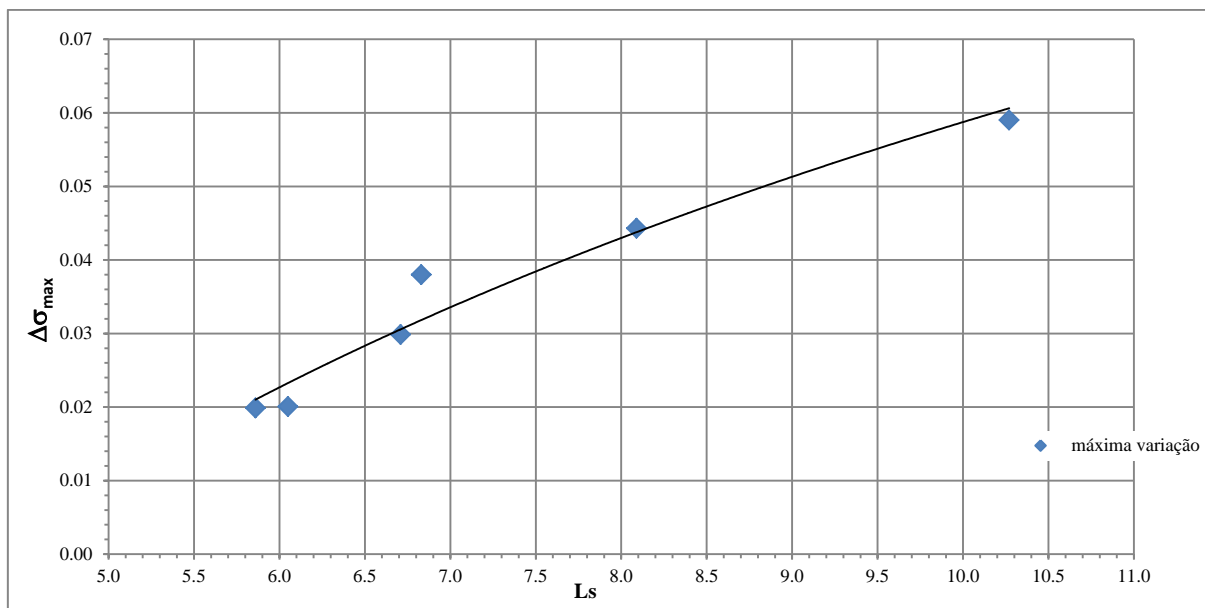


Figura 86: Variação de  $\sigma_{\max}$  na inserção de soleira terminal em relação a uma bacia tipo I, para  $L_s \geq 6,0$  ( $Y_2 - Y_1$ )

- b) Para geologia não facilmente erodível o comprimento da bacia pode ser inferior, devendo se situar entre  $4,0$  ( $Y_2 - Y_1$ ) <  $L_s$  <  $6,0$  ( $Y_2 - Y_1$ ). O comprimento deverá se ajustar às características da geologia, já que nesse intervalo os valores de  $\sigma_{\text{pmáx}}$  variam entre 0,22 à 0,14 (Figura 83).

### III. ANÁLISE DO MÁXIMO VALOR DE FLUTUAÇÃO A MONTANTE DA SOLEIRA

Essa análise foi realizada observando-se o comportamento das pressões nos gráficos do ANEXO VI. Conforme já verificado as flutuações de pressões na bacia tendem a reduzir conforme aumenta a altura da soleira (Figura 73 a Figura 75). O afogamento artificial causado pela inserção da soleira contribui na estabilização do escoamento no interior da bacia, diminuindo as amplitudes das flutuações de pressão.

Apesar das maiores alturas de soleira apresentarem as maiores reduções nos valores de flutuações, em algumas situações o escoamento atinge a altura crítica sobre a soleira (escoamento do tipo *Weir flow*). As soleiras de 18 cm, para número de Froude de 7,44, e a soleira de 24 cm, para número de Froude de 7,44 e 6,98, resultam nesse tipo de escoamento. Para limitar a ocorrência desse fenômeno é preciso que o nível acima da soleira ( $Y_3$ ) seja maior que a altura crítica. Portanto foi estabelecido neste trabalho que a altura da soleira deveria obedecer as seguintes equações:



$$Y_3 - h_c > 0 \quad \text{Equação 54}$$

$$Y_3 = Y_2 - s \quad \text{Equação 55}$$

Com as equações acima foi possível determinar a altura limite para que a soleira não provoque um escoamento do tipo *Weir Flow*. Os resultados que limitam este tipo de situação estão mostrados na Tabela 16.

Tabela 16: Alturas limites calculadas

<b>Fr</b>	<b>q (m<sup>3</sup>/s/m)</b>	<b>hc (m)</b>	<b>Y<sub>2</sub> (m)</b>	<b>Y<sub>1</sub> (m)</b>	<b>s<sub>limite</sub> (m)</b>	<b>s<sub>lim</sub>/Y<sub>1</sub></b>
7,44	0,04	0,100063	0,265	0,026	0,16	6,34
6,98	0,06	0,131120	0,339	0,036	0,21	5,77
6,91	0,08	0,158841	0,409	0,044	0,25	5,69
6,34	0,10	0,184318	0,459	0,054	0,27	5,09
5,98	0,11	0,196410	0,478	0,060	0,28	4,69

Considerando que quanto maior a altura da soleira maior será a diminuição das flutuações de pressão dentro da bacia, e que os valores calculados para altura limite delimitam a zona de escoamento *Weir Flow*, foi obtido o gráfico da Figura 87 através da Tabela 17. Esses resultados foram obtidos considerando apenas as flutuações dentro da bacia, a montante da soleira, sendo sempre necessária a análise da situação a jusante da soleira em conjunto, para um correto dimensionamento.

Tabela 17: Alturas limites consideradas

<b>F<sub>1</sub></b>	<b>Y<sub>1</sub> (m)</b>	<b>s<sub>limite</sub> (m)</b>	<b>s<sub>lim</sub>/Y<sub>1</sub></b>	<b>s/Y<sub>1</sub>*</b>	<b>s/Y<sub>1</sub> adotado</b>
7,44	0,026	0,16	6,34	9,23	6,34
6,98	0,036	0,21	5,77	6,67	5,77
6,91	0,044	0,25	5,69	5,45	5,45
6,34	0,054	0,27	5,09	4,44	4,44
5,98	0,060	0,28	4,69	4,00	4,00

\* relação de s/Y<sub>1</sub> que forneceu a menor flutuação a montante da soleira (dentro da bacia).

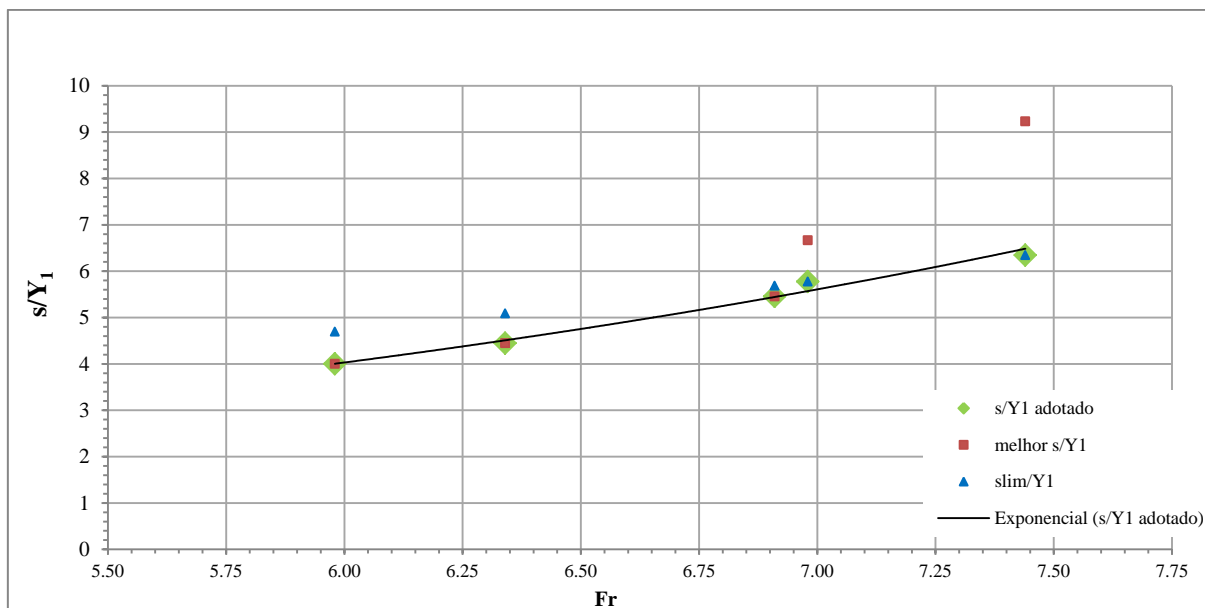


Figura 87: Altura ideal considerando as flutuações a montante da soleira para que as flutuações sejam mínimas e não ocorra escoamento tipo *Weir Flow*

### 9.3.3 Conclusões referentes à análise de pressões médias e flutuações de pressões na bacia com soleira terminal

Na análise e comparação dos dados na bacia de dissipação com soleira terminal se pode concluir:

#### a) Quanto a pressões médias:

- a inserção da soleira causa um aumento nos valores de pressões médias a montante da mesma. Esse aumento é mais significativo para soleiras maiores;
- próximo à soleira, a montante da mesma, foi observado um pico nos valores de pressões médias, sendo mais acentuado para soleiras maiores e posições mais próximas ao pé do vertedouro;
- logo a jusante da soleira ocorre uma diminuição nos valores de pressões médias devido à recirculação causada pelo escoamento no pé da soleira ;

#### b) Quanto a flutuações de pressões

Foi verificado que a inserção de soleiras terminais causam, em relação à bacia tipo I, as seguintes diferenças no comportamento das flutuações de pressões:

- Diminuição do pico de flutuações no início do ressalto;

- Diminuição das flutuações ao longo da bacia a montante da soleira, sendo mais significativo para soleiras de maior altura;
- Diminuição das flutuações logo a jusante da soleira, tendendo a se igualar aos valores encontrados em bacia tipo I ao final do trecho;
- Aumento dos valores, causando um pico de flutuação máxima na incidência do jato projetado pela soleira a jusante da mesma.

**c) Quanto à determinação da altura e posição da soleira terminal na bacia de dissipação:**

A Figura 88 procura resumir todas as informações obtidas para a determinação da melhor altura de soleira adimensionalizada na bacia de dissipação em função do número de Froude. A análise a jusante é referente à análise da flutuação máxima e do coeficiente  $\Omega$ .

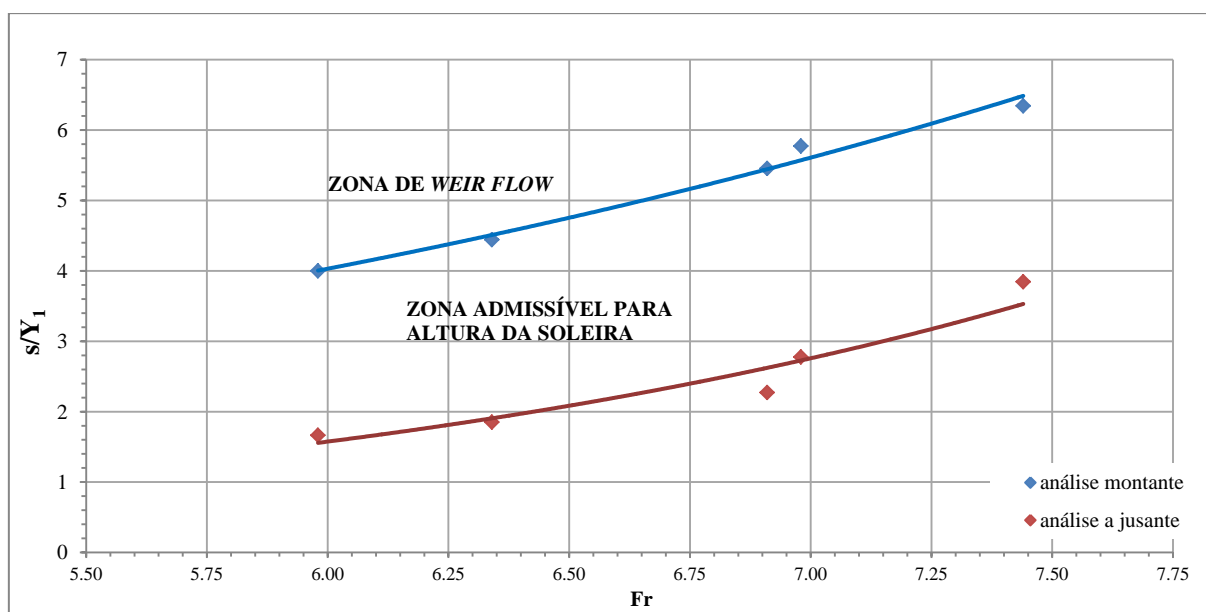


Figura 88: Altura ideal da soleira terminal em função do número de Froude

Na Figura 88, a envoltória superior é resultante da análise em conjunto da melhor altura encontrada observando a flutuação a montante e da altura limite da soleira calculada para evitar a ocorrência da altura crítica sobre a soleira. A envoltória inferior é composta pelos valores encontrados na análise do coeficiente  $\Omega$  e de máxima flutuação a jusante da soleira. Recomenda-se que o uso da soleira não ultrapasse os limites estabelecidos.

A Figura 89 procura resumir todas as informações obtidas para a determinação da melhor posição adimensionalizada da soleira terminal na bacia de dissipação em função do número de Froude.

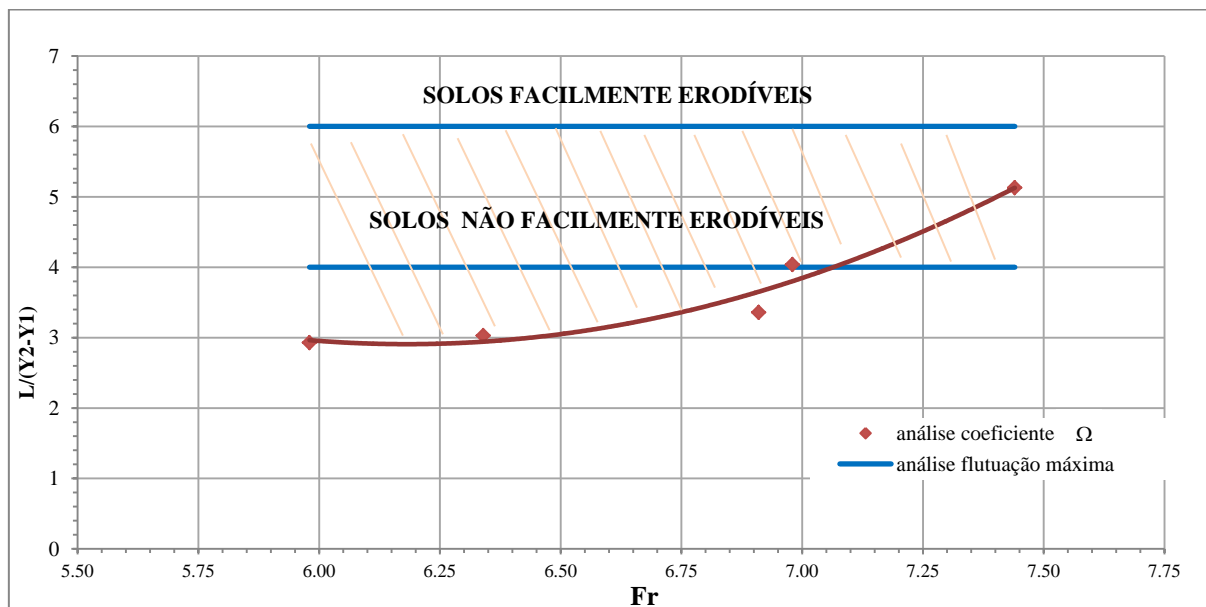


Figura 89: Posição ideal da soleira terminal em função do número de Froude

No gráfico, a reta superior correspondente a 6,0 ( $Y_2 - Y_1$ ) foi recomendada através da análise dos máximos valores de flutuação a jusante da soleira, sendo o limite do menor comprimento de bacia recomendado para solos facilmente erodíveis. Na envoltória inferior percebe-se que para números de Froude menores que 7,10, se poderia utilizar a envoltória obtida pela análise do coeficiente  $\Omega$ . A partir desse valor é recomendada a utilização da envoltória 4,0 ( $Y_2 - Y_1$ ). O limite inferior é recomendado para solos não facilmente erodíveis. Entretanto, estes resultados merecem a realização de análises complementares para sua generalização, e, em função disso, se recomenda esse comprimento mínimo.

## 9.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE ALTURA E POSIÇÃO DE SOLEIRA

Os resultados de altura e posição ideal para soleira terminal encontrados na presente pesquisa foram comparados com trabalhos anteriores. Diferentes autores propuseram metodologias para determinação da altura e posição ideal para soleiras terminais em bacia de dissipação, mas nenhum deles a jusante de vertedouros em degraus. Algumas considerações serão feitas a seguir.

### a) Posição da soleira terminal (Comprimento da bacia)

Conforme Elevatorski (1959), o comprimento da bacia, para solos facilmente erodíveis, deve ser igual ao comprimento do ressalto, ou seja,  $6,9 (Y_2 - Y_1)$ . Já para solos mais resistentes o comprimento deve ser 60% desse valor. Portanto, conforme o autor, os valores ficam entre  $4,1 (Y_2 - Y_1)$  e  $6,9 (Y_2 - Y_1)$ .

Alikhani et al. (2010), estudando soleiras contínuas retangulares, limitou a posição da soleira entre 3 e 5  $(Y_2 - Y_1)$ . A Figura 90 mostra a comparação entre os resultados.

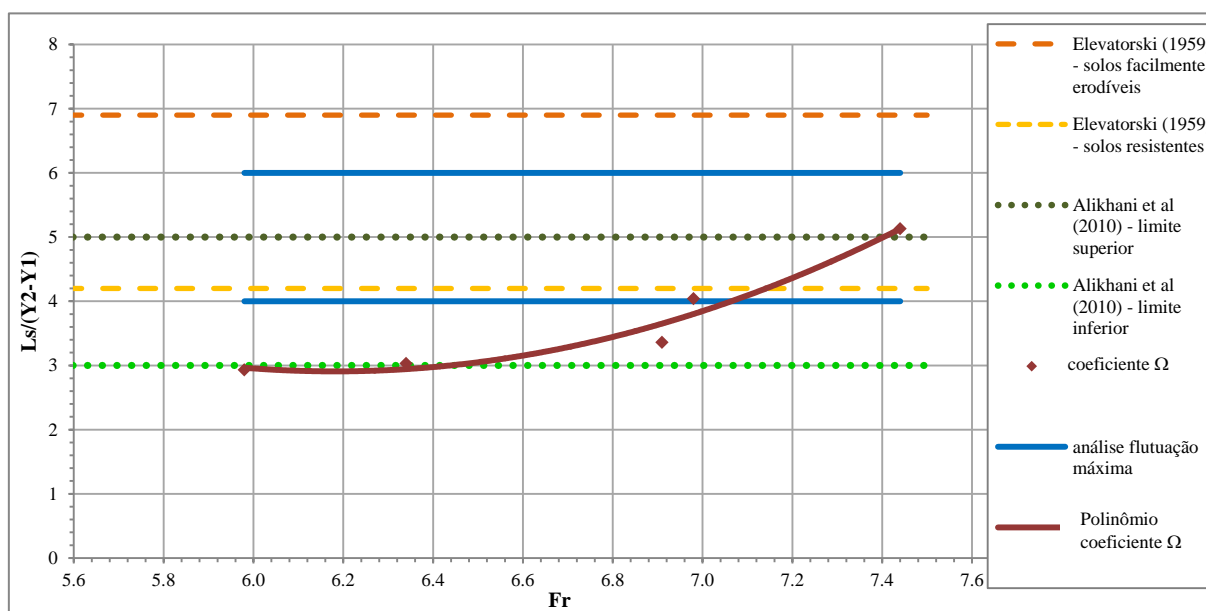


Figura 90: Comparação dos resultados de posição da soleira em relação à outros autores

Observa-se que os resultados da presente pesquisa estão englobados nos limites estabelecidos pelos autores. Cabe salientar que os resultados obtidos por Elevatorski (1959) e Alikhani et al. (2010) foram por análise visual do escoamento, sem medições de pressões ao longo da bacia.

## b) Altura da soleira

A altura ideal da soleira encontrada também foi comparada com resultados de outros autores, conforme pode ser visto na Figura 91.

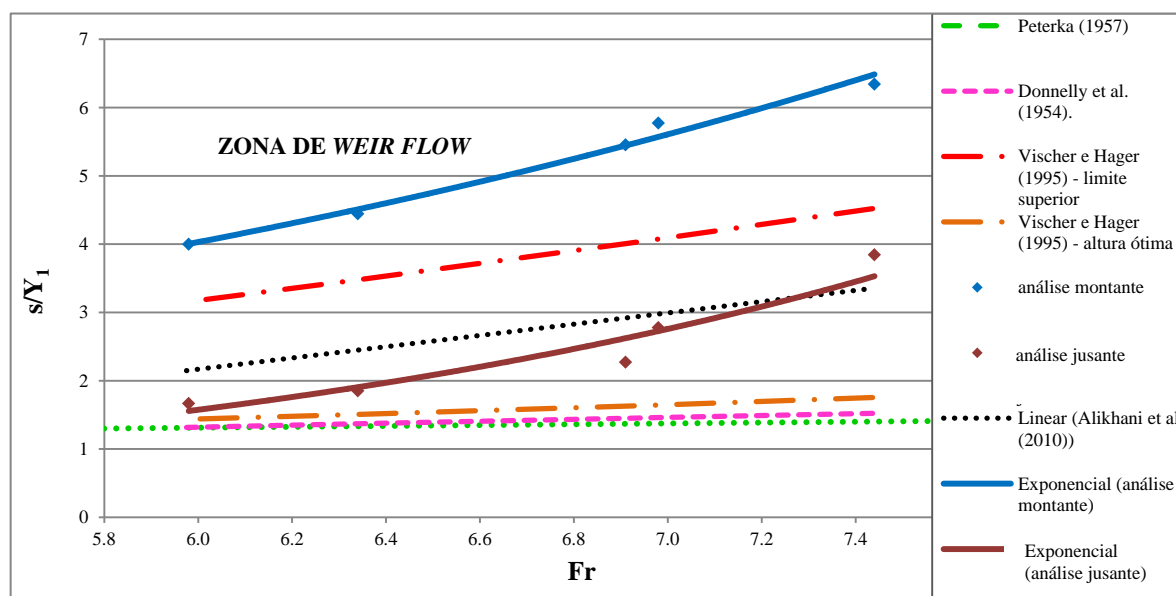


Figura 91: Comparação dos resultados obtidos para altura da soleira em relação à outros autores

Conforme pode ser observado na Figura 91, os valores encontrados por Peterka (1957) e Donnelly et al. (1954) são menores que o limite inferior encontrado na presente pesquisa, entretanto, cabe salientar que ambos consideraram soleira terminal em conjunto com blocos dispersores. O uso de blocos atualmente está em desuso, por problemas de cavitação. Os mesmos têm sido utilizados somente para baixas quedas e pequenas vazões específicas. Talvez, possam vir a ser utilizados a jusante de vertedouro em degraus devido à aeração do escoamento, mas isto não é o foco da presente pesquisa. A utilização de blocos dispersores faz com que uma parcela maior de energia seja dissipada dentro da bacia, o que pode interferir no tamanho da soleira terminal.

Vischer e Hager (1995) encontraram valores para altura ótima e para o limite superior, ou seja, limite para que não ocorra *Weir flow*. O limite para altura ótima também ficou abaixo dos valores da presente pesquisa, assim como os valores encontrados para o limite superior. Uma questão importante neste caso é a geometria da soleira: os autores estudaram soleira retangular, que interfere de modo diferente no escoamento em comparação com a soleira utilizada na presente pesquisa.

Alikhani et al. (2010), estudando também soleiras terminais retangulares, encontrou valores maiores que Vischer e Hager (1995). O ajuste dos valores encontrados pelos autores é bastante próximo ao encontrado para o limite inferior da presente pesquisa.

## 10 CONCLUSÕES

A seguir são apresentadas as conclusões obtidas ao longo desta pesquisa, sendo dividida em quatro partes.

### **I. Condições de escoamento sobre a calha:**

- as equações sugeridas por Conterato (2011) para a determinação do comprimento necessário para aeração ( $L_a$ ) e a altura do escoamento nesse ponto ( $h_a$ ), podem ser adotadas para estimar estas grandezas;
- a dissipação de energia está coerente com os valores encontrados por outros autores, que estudaram estruturas semelhantes.

### **II. Em relação ao comportamento do escoamento na bacia de dissipação a jusante de um vertedouro em degraus:**

#### **a) Em relação às pressões médias:**

- a distribuição longitudinal de pressões médias junto a fundo da bacia de dissipação são semelhantes as que ocorrem em uma bacia a jusante de vertedouro de calha lisa, podendo ser representadas pela Equação 49 e Equação 50;
- o uso de curva de concordância entre a calha do vertedouro e o fundo da bacia diminui significativamente os valores de pressões médias no início da bacia, podendo chegar a valores cerca de 5 vezes menores do que em bacias sem raio de concordância;
- a distribuição de pressões sofre influência do grau de submergência, afetando principalmente a parte inicial do ressalto;
- a inclusão da soleira terminal na bacia causa um aumento nos valores de pressão a montante da mesma. A jusante, causa uma leve diminuição nesses valores, igualando aos valores obtidos em bacia do tipo I logo após;
- quanto mais próximo do pé de vertedouro, maior é o pico de pressão próximo à soleira.

#### **b) Em relação às flutuações de pressões:**

- a distribuição longitudinal das flutuações de pressões junto ao fundo, são semelhantes às que ocorrem em uma bacia de dissipação a jusante de uma calha lisa;
- as flutuações de pressões no início do ressalto sofrem a influência do impacto do jato;



- o uso de curva de concordância entre a calha do vertedouro e o fundo da bacia diminui significativamente os valores das flutuações de pressões no início da bacia, podendo, o valor máximo da flutuação de pressão, ser cerca de 4 vezes menor do que o valor medido em bacia sem raio de concordância;
- para as posições maiores que 6 ( $Y_2 - Y_1$ ), as bacias tipo I ( $s = 0$ ), forneceram os menores valores de flutuações de pressões a jusante da soleira ( $0,13 \leq \sigma_{\text{pmáx}} \leq 0,15$ ). Esses valores ocorreram para a situações de  $s/Y_1 = 0$ ;
- para posições próximas e inferiores a 6 ( $Y_2 - Y_1$ ), para um mesmo número de Froude, a altura relativa da soleira ( $s/Y_1$ ) que fornece os menores valores de  $\sigma_{\text{pmáx}}$  é constante.

### III. Em relação ao melhor posicionamento da soleira na bacia:

- as posições de soleira maiores que 6 ( $Y_2 - Y_1$ ), apresentam valores de  $\sigma_{\text{pmáx}}$  constantes (entre 0,15 e 0,13). Esses valores ocorreram para a situações de  $s/Y_1 = 0$ .
- para geologias facilmente erodíveis, sugere-se que o comprimento da bacia deve ser  $L_s \geq 6,9 (Y_2 - Y_1)$ ;
- para geologias não facilmente erodíveis, sugere-se que o comprimento da bacia deve se situar entre  $4,0 (Y_2 - Y_1) < L_s < 6 (Y_2 - Y_1)$ , devendo ser fixado em função das características da geologia;
- comprimento de 4 ( $Y_2 - Y_1$ ) apresentam flutuações de pressões 1,7 vezes maiores que na posição 6 ( $Y_2 - Y_1$ ).

### IV. Em relação à melhor altura de soleira (altura ótima):

- a altura adimensional ótima da soleira independe da posição para posição da soleira menor que 6 ( $Y_2 - Y_1$ );
- a altura adimensional aumenta com o aumento do número de Froude;
- a Figura 88 apresenta a envoltória da altura ideal da soleira terminal em função do número de Froude, resultante das análises da flutuação de pressões a jusante e a montante da soleira.

## 11 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para continuidade de estudos acerca da análise de posição e altura ideal de soleiras terminais em bacia de dissipação são feitas algumas sugestões:

- a) Verificação do comportamento das pressões médias e das flutuações para soleira terminal de menores alturas que as ensaiadas;
- b) Verificação do comportamento das pressões médias e das flutuações utilizando soleira terminal com declividades 1(V): 2(H), 1(V): 2,5(H), e 1(V): 3(H);
- c) Análise do comportamento das pressões médias e das flutuações com soleiras em outras posições, entre elas posições mais próximas ao pé do vertedouro. Por exemplo: 1/4H e 2/5H;
- d) Estudo das pressões extremas (máximas e mínimas) nos pontos críticos na bacia com soleira, ou seja, na entrada do ressalto e a jusante da soleira;
- e) Estudo do comportamento das velocidades ao longo da bacia e na zona de recirculação a jusante da soleira;
- f) Estudo com diferentes faixas de números de Froude.

## 12 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMADOR, A. **Comportamiento Hidráulico de los Aliaderos Escalonados em Presas de Hormogón Compactado**, 2005. Tese (Doctorado en Ingeniería) – Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- AMADOR, A.; SÁNCHEZ-JUNY, M.; DOLZ, J.; SÁNCHEZ-TEMBLEQUE, F.; PUERTAS, J. Estudo experimental no campo de pressões e de velocidades num descarregador de cheias em degraus. In.: CONGRESSO DE ÁGUA DE PORTUGAL, 7. 2004, Lisboa.
- ALIKHANI, A.; BEHROZI-RAD, R.; FATHI-MOGHADAM, M. Hydraulic jump in stiling basin with vertical end sill. **International Journal Physical Sciences**. v. 5, p.25-29, January, 2010.
- BINDO, M.; GAUTIER, J.; LACROIX, F. The stepped spilway of M'Bali dam. **Water Power & Dam Construction**, p. 35-36, 1993.
- BUNG, D. B.; SUN, Q.; MEIRELES, I.; VISEU, T.; MATOS, J.. USBR type III stilling basin performance for steep stepped spillways. 4<sup>th</sup> IAHR INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON HYDRAULIC STRUCTURES. 2012. Porto , Portugal.
- CARDOSO, F. G. **Estudo do ressalto hidráulico em bacias de dissipação de energia a jusante de descarregadores de cheias em degraus**. 2006. 143 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- CHANSON, H. Comparison of energy dissipation between nappe and skimming flow regimes on stepped chutes. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, Delft, v. 32, n. 2, p. 213-435, 1994a.
- CHANSON, H. Hydraulics of Skimming flow over stepped channels and spillways. **Journal of Hydraulic Research**. IAHR, Delft, v. 32, n. 3, p. 445-460. 1994b.
- CHANSON, H. Hydraulics of Stepped Spillways: current status. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v. 126, n. 9, p. 636-637, 2000.
- CHANSON, H. Hydraulic design of stepped spillways and downstream energy dissipators: dam engineering, Brisbane: University of Queensland, 2001.
- CHANSON, H. **The hydraulics of stepped chutes and spillways**. The Netherlands: A. A. Balkema Publishers, 2002.
- CONTERATO, E. **Escoamento sobre vertedouro em degraus com declividade 1v:0,75h: caracterização das pressões e condições de aeração**. 2011. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- CONTERATO, E.; MARQUES, M. G.; ENDRES, L. A. M.; NOVAKOSKY, C. K. “Soleiras terminais em bacias de dissipação a jusante de vertedouros em degraus: efeito na distribuição

longitudinal das pressões médias junto ao fundo.” XX SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS. 2013, Bento Gonçalves. **Anais...** Bento Gonçalves. ABRH, 2013.

DAI PRÁ, M. **Características do escoamento Sobre Vertedouros em Degraus de Declividade 1V:1H**. 2004. 134 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DAI PRÁ, M. **Uma Abordagem para Determinação das Pressões Junto ao Fundo de Dissipadores de Energia por Ressalto Hidráulico**. 2011. 208 f. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DONNELLY, C. A.;BLASDELL, F. W. Straight Drop Spillway Stilling Basin. Technical paper n° 15, Series B. University of Minnesota, 1954.

ELEVATORSKI, A. E. **Hydraulic Energy Dissipators**, 1959. McGraw-Hill: New York.

ENDRES, L.A. M. **Contribuição ao desenvolvimento de um sistema para aquisição e tratamento de dados de pressões instantâneas em laboratório**. 1990. 104f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GOMES, J. **Campo de pressões: condições de incipiência à cavitação em vertedouros em degraus com declividade 1V:0,75H**. 2006. 173 f. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

HAGER, W. H. Energy dissipators and hydraulic jump. **Water Science and Technology Library**. Kluwer Academic Publishers, 1992.

LOPARDO, R. A. (1986). **Apunte sobre Flutuaciones Macroturbulentas de Presión, Medición, Análisis y Aplicación al Resalto Hidráulico**. APOSTILA DO CURSO DE TURBULÊNCIA, CAVITAÇÃO E AERAÇÃO DE FENÔMENOS HIDRÁULICOS. São Paulo.

LOPARDO, R. A. & HENNING, R. E. “Efectos de las condiciones de ingreso al resalto sobre el campo de presiones instantâneas”. XII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, 1986. São Paulo, Brasil.

MARQUES, M. G. **Nouvelle approche pour le dimensionnement des dissipateurs à auge**, 1995. Thèse) – Département de Génie civil, Faculté des Sciences et de Génie Université Laval, Québec.

MARQUES, M. G., DRAPEAU, J., VERRETTE, J. L. “Flutuação de pressão em um ressalto hidráulico”. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. V. 2, n.2, p. 45-52, 1997.

MATOS, J. S. G. **Emulsão de Ar e Dissipação de Energia do Escoamento em Descarregadores em Degraus**, 1999. Tese (Doutorado em Engenharia) – Instituto Superior Técnico, Lisboa.

MATOS, J. S. G.; QUINTELA, A. C. Descarregadores de cheias em degraus: posição actual da avaliação da dissipação de energia. SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS. 1995, Recife. **Anais...** Recife: ABRH, v.4, p. 65-71, 1995.

MEES, A. A. A. **Caracterização das solicitações hidrodinâmicas em bacias de dissipação por ressalto hidráulico com baixo número de Froude**. 2008. 157 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MEIRELES, I.O.C. **Caracterização do escoamento deslizante sobre turbilhões e energia específica residual em descarregadores de cheias em degraus**. 2004. 189 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

MEIRELES, I.; MATOS, J.; FALCÃO DE MELO, J.. Pressure head and residual energy in skimming flow on steeply sloping stepped spillways. **XXXI International Association of Hydraulic Engineering and Research Congress**, Seul (Coreia do Sul), 11 a 16 de setembro, 2005.

MEIRELES, I. O. C.; MATOS, J.; SILVA AFONSO, A.. Flow Characteristics along a USBR type III stilling basin downstream of steep stepped spillways. Hydraulic Structures: Useful Water Harvesting Systems or Relics? **Third International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures (IJREWHS'10)**, 2-3 May 2010, Edinburgh, Scotland, R. JANSSEN and H. CHANSON (Eds), Hydraulic Model Report CH80/10, School of Civil Engineering, The University of Queensland, Brisbane, Australia, 211 pages (ISBN 9781742720159).

MEIRELES, I. O. C. **Hidráulica dos descarregadores em degraus: estudo experimental-numérico-teórico**. 2011. 293f. Tese (Doutorado em Engenharia). Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Aveiro. Portugal.

OHTSU, I.; YASUDA, Y. Characteristics of flow conditions on stepped channels. 27<sup>a</sup> IAHR BIENAL CONGRESS, 1997. São Francisco, p. 583 – 588.

OLINGER, J. C. **Contribuição ao Estudo da Distribuição de Pressões nos Vertedores em Degraus**. 2001. 230 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

ORTIZ, J. P. Macroturbulência de escoamento a jusante de estruturas de dissipação por ressalto. **Boletim técnico DAEE**. São Paulo. v. 5, n. 3, p. 273-472. 1982.

PETERKA, A. J. Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators. 1957. Washington, U. S. Govt. Print. Off.

PINHEIRO, A. A. N. **Acções hidrodinâmicas em soleiras de bacia de dissipação de energia por ressalto hidráulico**. 1995. 353 f. - Tese (Doutorado em Engenharia) Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

PIRESTANI, M. R.; RAZMKHAH, A.; GHOBADI, F. Effect of convergent walls on energy dissipation in stilling basin by physical modeling. **International Journal of Thermal and Fluid Sciences**. v. 1, p. 1-10, 2012.

POVH, P. H. **avaliação da energia residual a jusante de vertedouros em degraus com fluxo em skimming flow**. 2000. 141f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Departamento de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

RAJARATNAM, N. Hydraulic jump. **Advances in Hydrosience**. v. 4, por Chow, V. T. (ED), 1967. Academic Press: New York.

RAJARATNAM, N. Skimming Flow in stepped spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**. v. 116, n. 4, p. 587-591, 1990.

SANAGIOTTO, D. **características do escoamento sobre vertedouros em degraus de declividade 1V:0,75H**. 2003. 118 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SIMÕES, A. **Considerações sobre a hidráulica de vertedores em degraus: metodologias adimensionais para pré – dimensionamento**. 2008. 258 f. Dissertação (mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.

SIMÕES, A.; PORTO, R. M.; SCHULZ, E. H. Uma síntese acerca de estudos em hidráulica da canais e vertedouros em degraus. XVIII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 2009. Campo Grande, Brasil.

SIMÕES, A.; SCHULZ, E. H.; PORTO, R. M. Definições para o comprimento do ressalto hidráulico e bacias de dissipação a jusante de vertedouros. XXV CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, 2012. San José, Costa Rica.

SORENSEN, R. M. Stepped spillways hydraulic model investigation. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v. 111, n. 12, p. 1461-1472. December, 1985.

STEPHENSON, D. Energy dissipation down stepped spillways. **Water Power & Dam Constrution**. 1991. Sutton, v. 43, nº 9, p. 27-30, September 1991.

TEIXEIRA, E.D. **Previsão dos valores de pressão junto ao fundo em bacias de dissipação por ressalto hidráulico**. 2003. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

TEIXEIRA, E. D. **Efeito de escala na previsão dos valores extremos de pressão junto ao fundo em bacias de dissipação por ressalto hidráulico**. 2008. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

TIWARI, H. L.; GOEL, A.; GAHLOT, V. K. Experimental study of effect of end sill on stilling basin performance. **International Journal Engineering Science and Technology**. v. 3, n. 4, p. 3135-3140, abril, 2011.

TOZZI, M. J. **Caracterização/Comportamento de Escoamentos em Vertedouros com Paramento em Degraus**. 1992. 302 f. Tese (Doutorado em Hidráulica) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

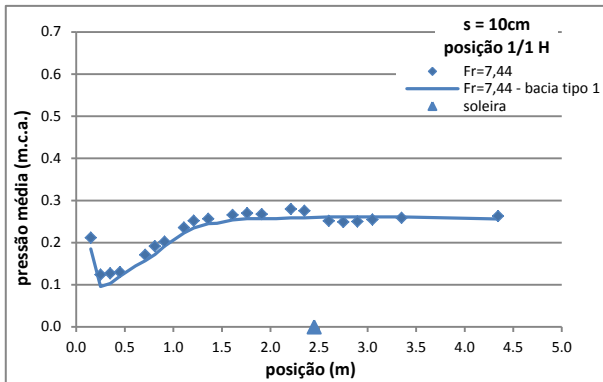
TOZZI, M. J.; Brighetti, g. Vertedouros em degraus – posição de início de aeração do escoamento. XVI CONGRESSO LATINO-AMERICANO DE HIDRÁULICA, 1994. Santiago, Chile.

U.S. BUREAU OF RECLAMATION. **Design of Small Dams**, Water Resources Technical Publication. 1987. 860p.

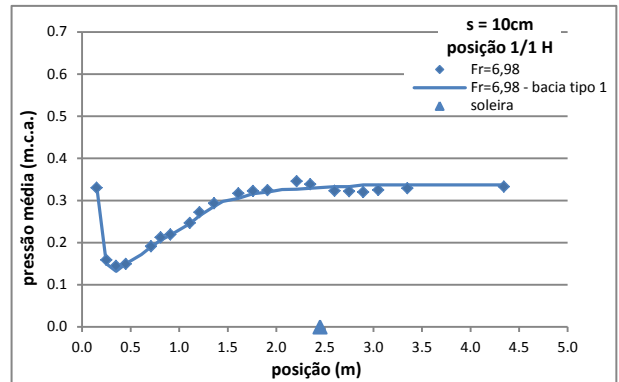
VISCHER, D. L.; HAGER, W.H. **Energy Dissipators**. IAHR, Hydraulic Structures Desing Manual.1995.

**ANEXO I: Distribuição longitudinal das pressões médias brutas em  
comparação com resultados em bacia tipo I**

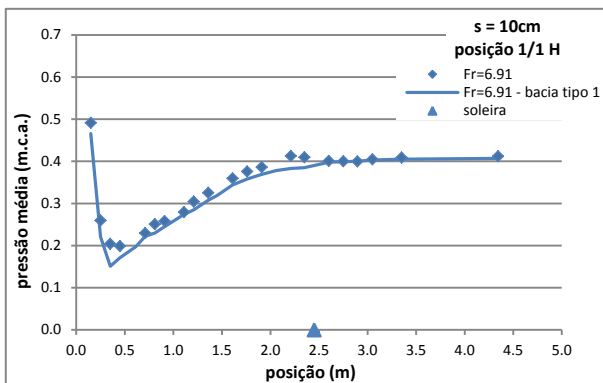




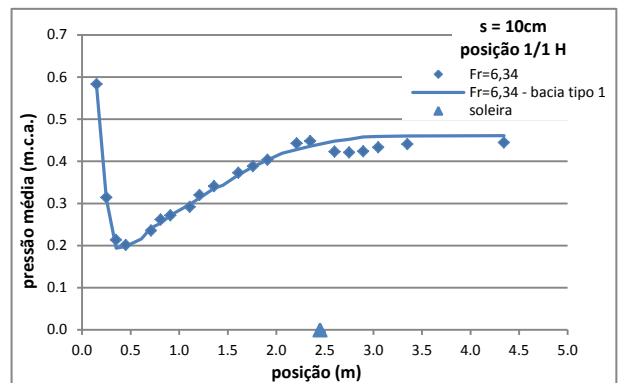
Pressões médias, s=10cm, posição 1/1H, Fr=7,44



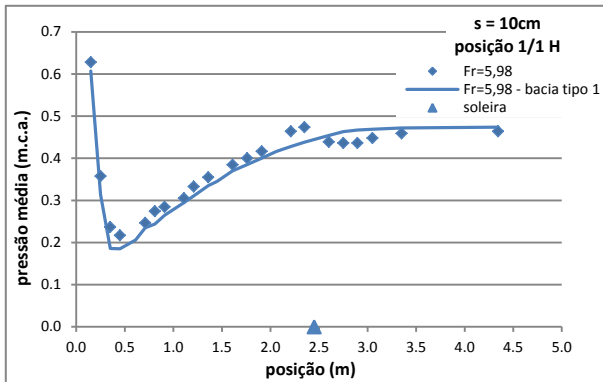
Pressões médias, s=10cm, posição 1/1H, Fr=6,98



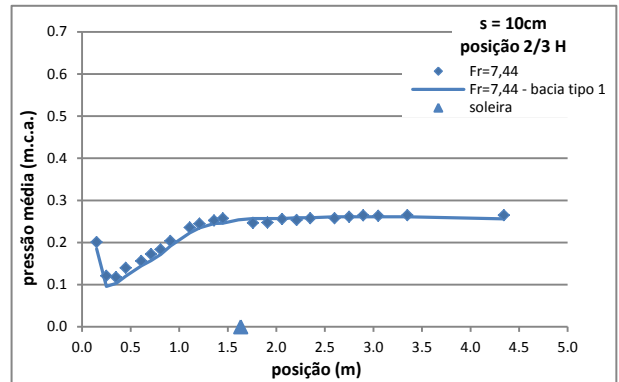
Pressões médias, s=10cm, posição 1/1H, Fr=6,91



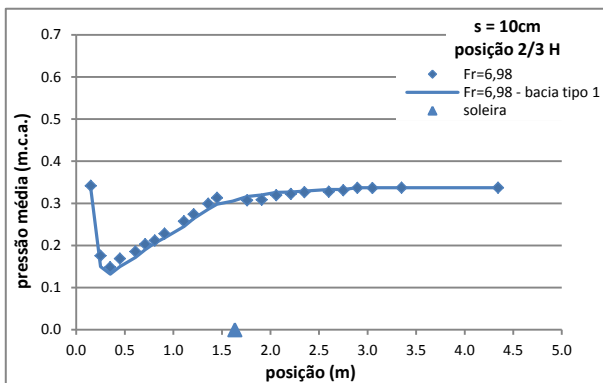
Pressões médias, s=10cm, posição 1/1H, Fr=6,34



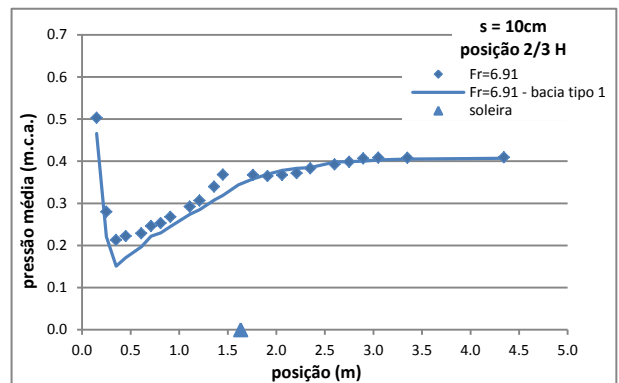
Pressões médias, s=10cm, posição 1/1H, Fr=5,98



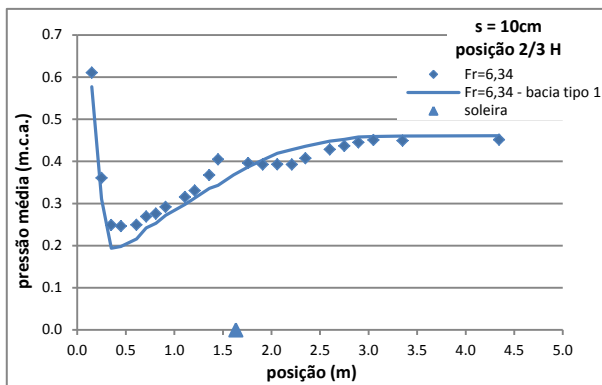
Pressões médias, s=10cm, posição 2/3H, Fr=7,44



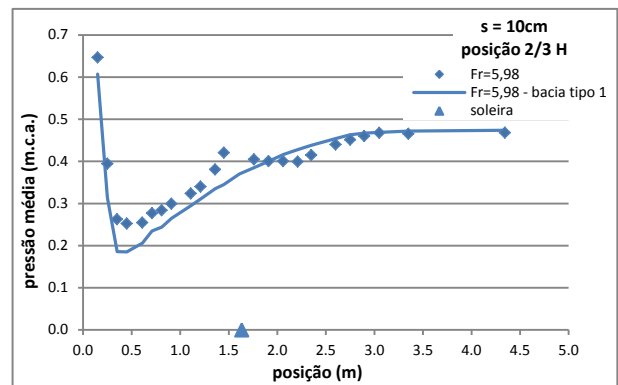
Pressões médias, s=10cm, posição 2/3H, Fr=6,98



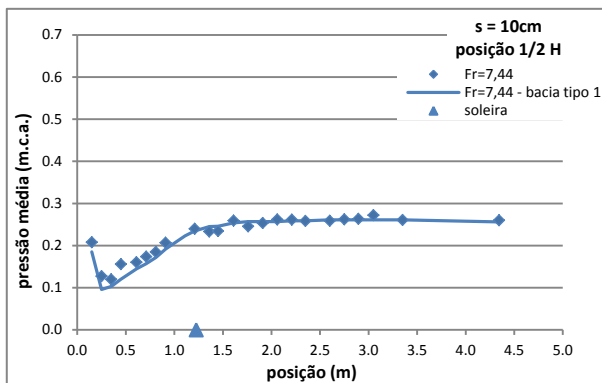
Pressões médias, s=10cm, posição 2/3H, Fr=6,91



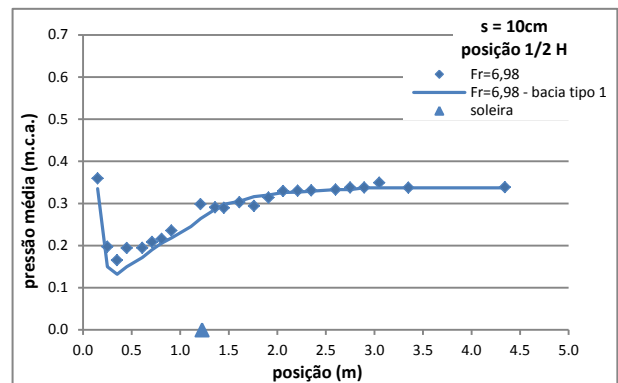
Pressões médias, s=10cm, posição 2/3H, Fr=6,34



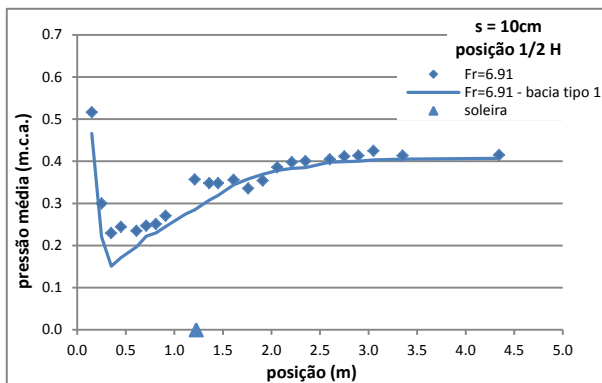
Pressões médias, s=10cm, posição 2/3H, Fr=5,98



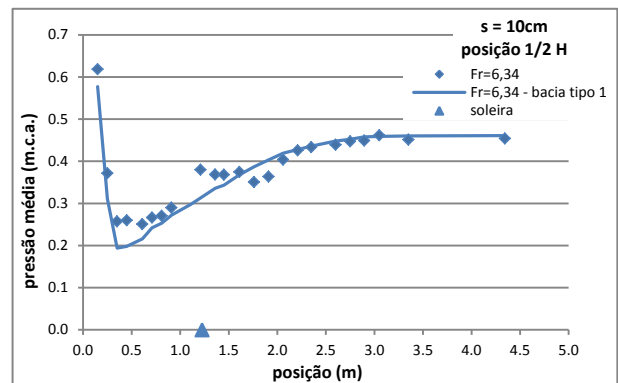
Pressões médias, s=10cm, posição 1/2H, Fr=7,44



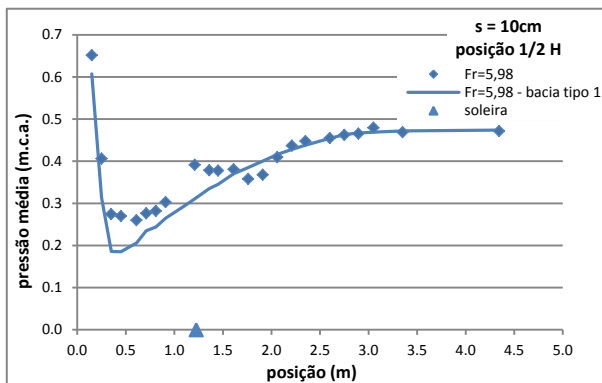
Pressões médias, s=10cm, posição 1/2H, Fr=6,98



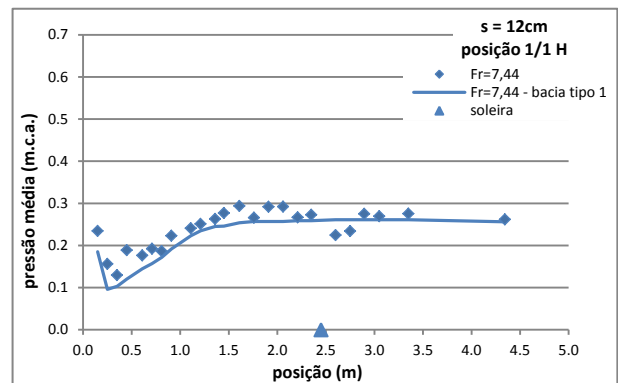
Pressões médias, s=10cm, posição 1/2H, Fr=6,91



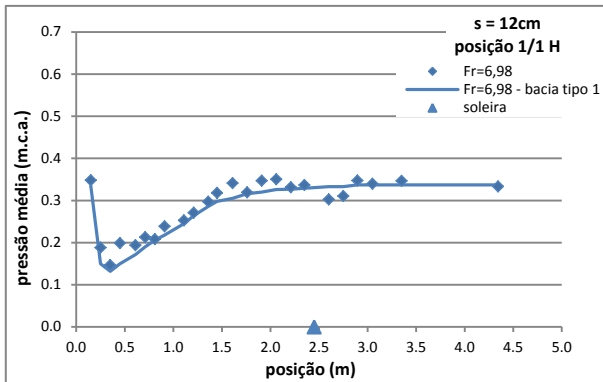
Pressões médias, s=10cm, posição 1/2H, Fr=6,34



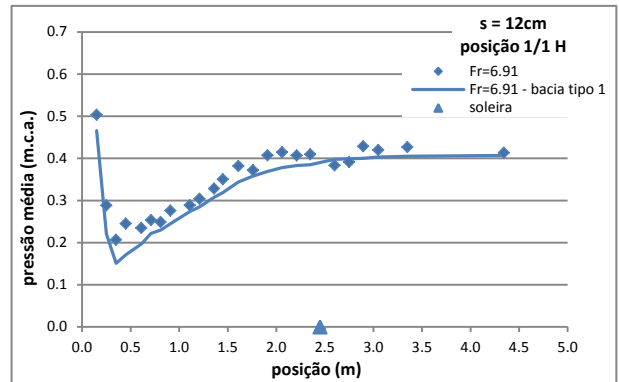
Pressões médias, s=10cm, posição 1/2H, Fr=5,98



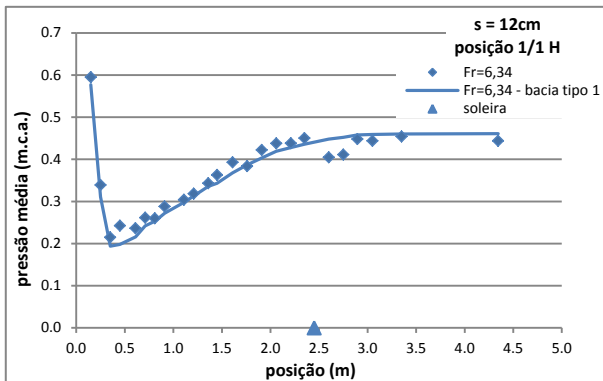
Pressões médias, s=12cm, posição 1/1H, Fr=7,44



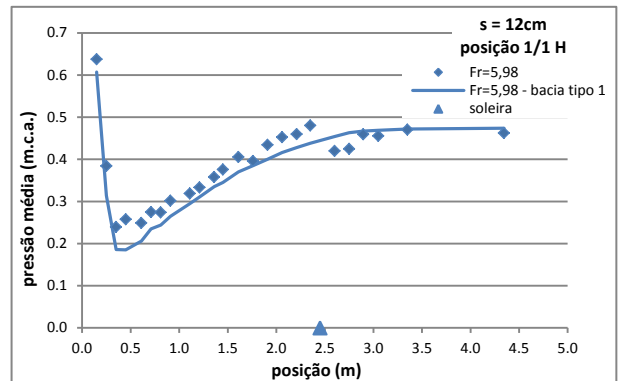
Pressões médias, s=12cm, posição 1/1H, Fr=6,98



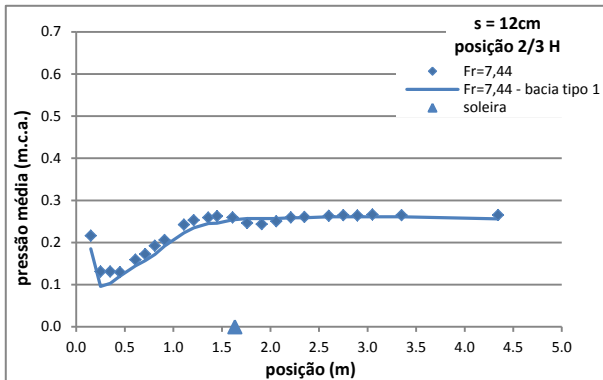
Pressões médias, s=12cm, posição 1/1H, Fr=6,91



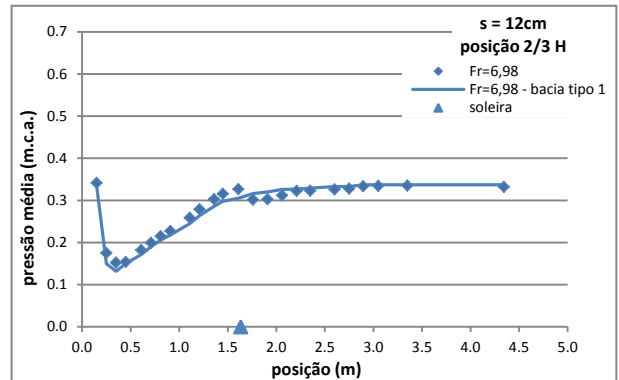
Pressões médias, s=12cm, posição 1/1H, Fr=6,34



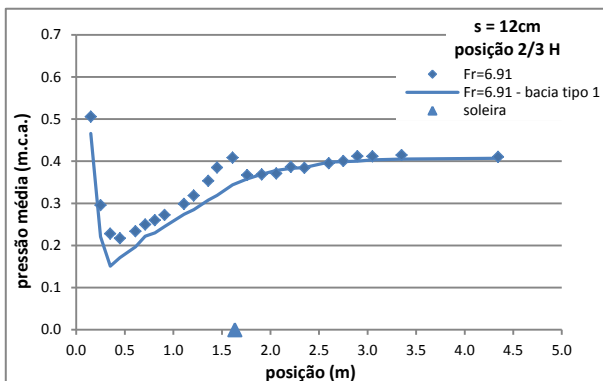
Pressões médias, s=12cm, posição 1/1H, Fr=5,98



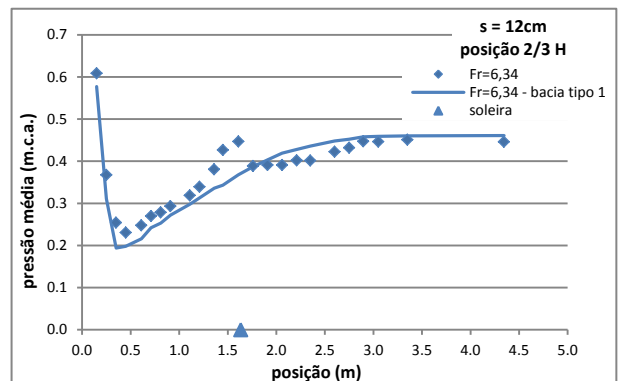
Pressões médias, s=12cm, posição 2/3H, Fr=7,44



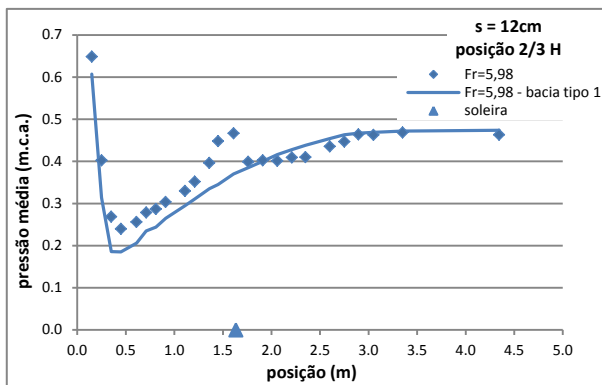
Pressões médias, s=12cm, posição 2/3H, Fr=6,98



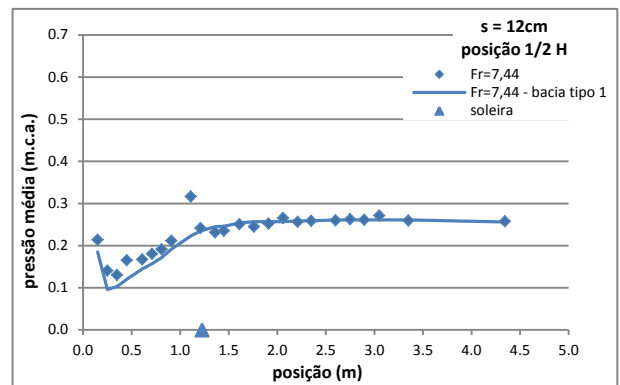
Pressões médias, s=12cm, posição 2/3H, Fr=6,91



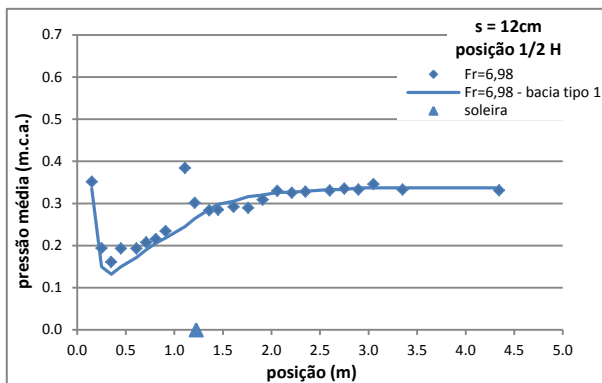
Pressões médias, s=12cm, posição 2/3H, Fr=6,34



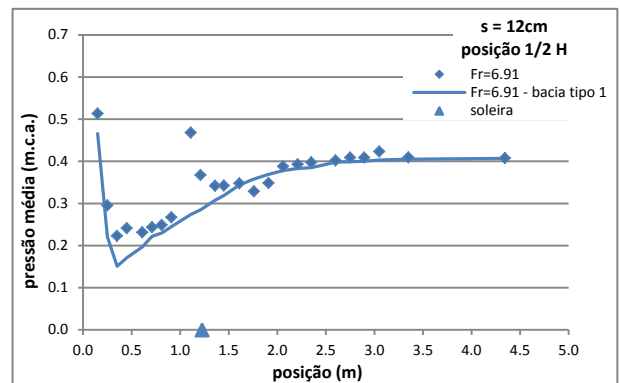
Pressões médias, s=12cm, posição 2/3H, Fr=5,98



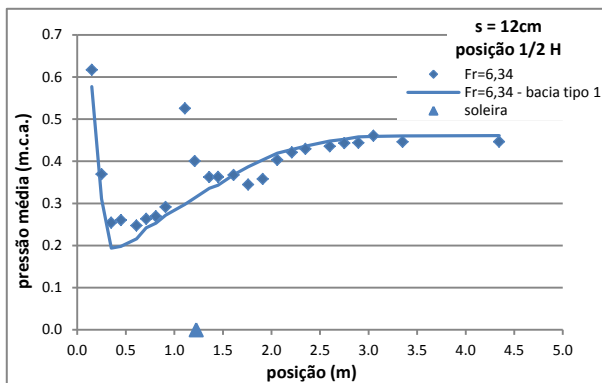
Pressões médias, s=12cm, posição 1/2H, Fr=7,44



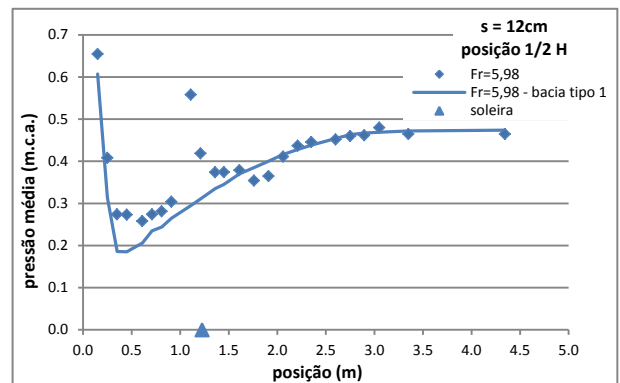
Pressões médias, s=12cm, posição 1/2H, Fr=6,98



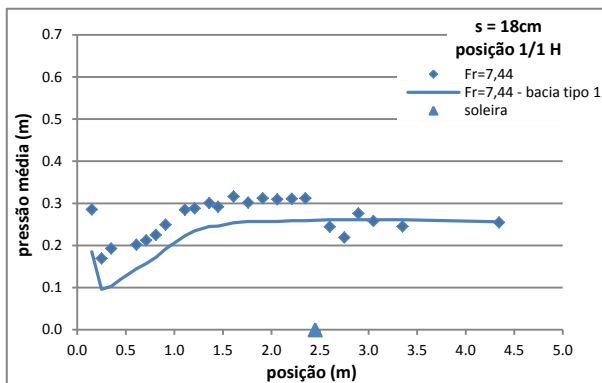
Pressões médias, s=12cm, posição 1/2H, Fr=6,91



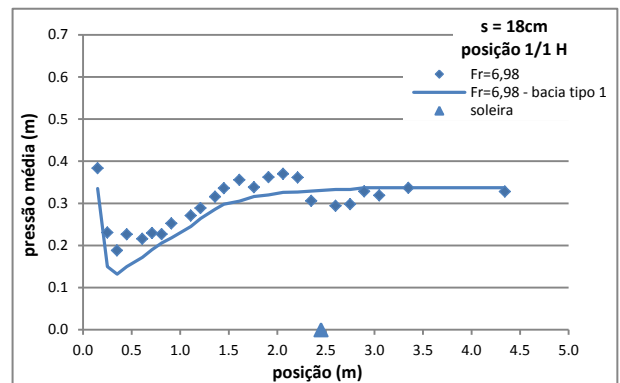
Pressões médias, s=12cm, posição 1/2H, Fr=6,34



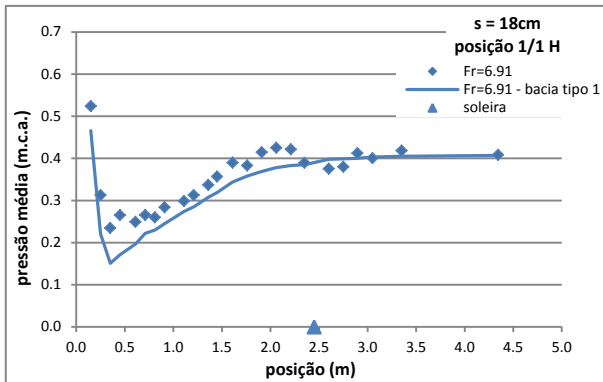
Pressões médias, s=12cm, posição 1/2H, Fr=5,98



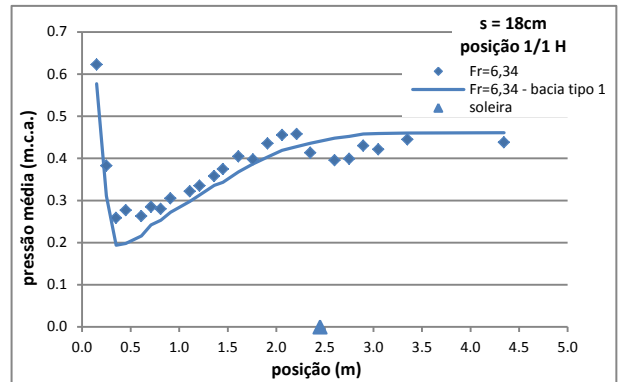
Pressões médias, s=18cm, posição 1/1H, Fr=7,44



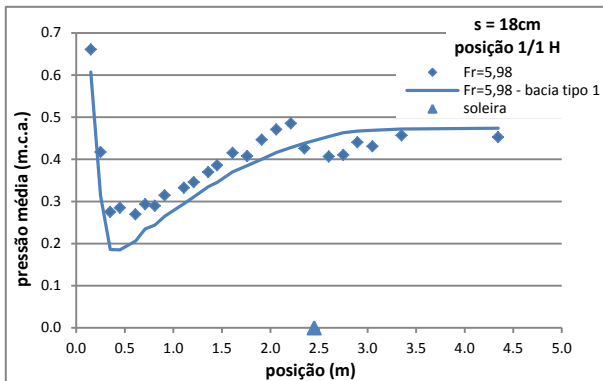
Pressões médias, s=18cm, posição 1/1H, Fr=6,98



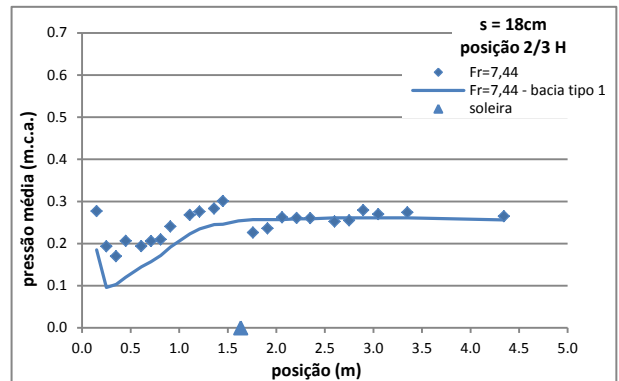
Pressões médias, s=18cm, posição 1/1H, Fr=6,91



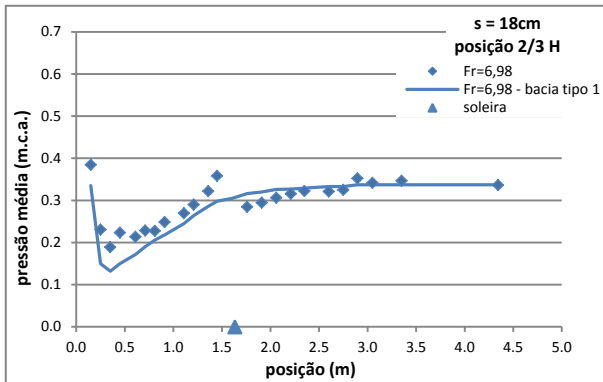
Pressões médias, s=18cm, posição 1/1H, Fr=6,34



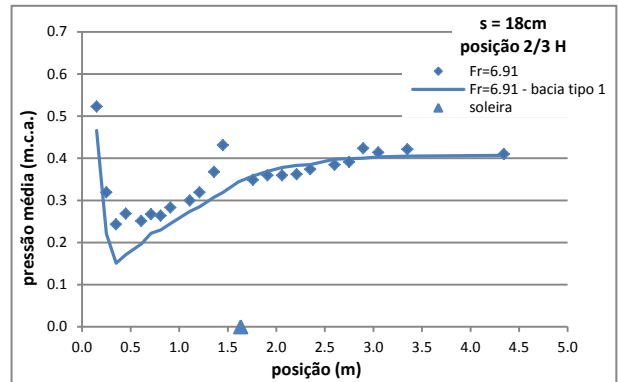
Pressões médias, s=18cm, posição 1/1H, Fr=5,98



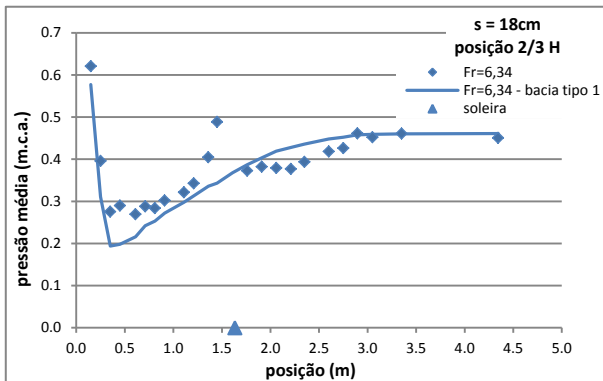
Pressões médias, s=18cm, posição 2/3H, Fr=7,44



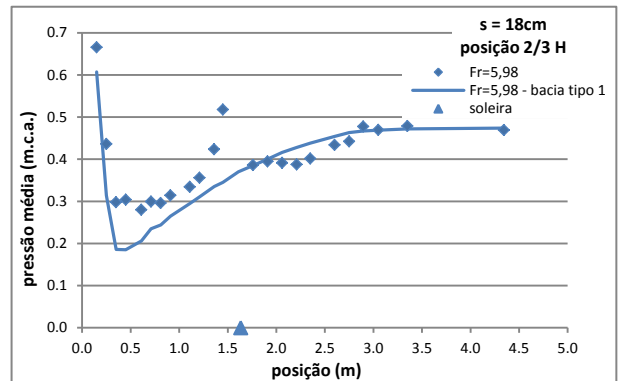
Pressões médias, s=18cm, posição 2/3H, Fr=6,98



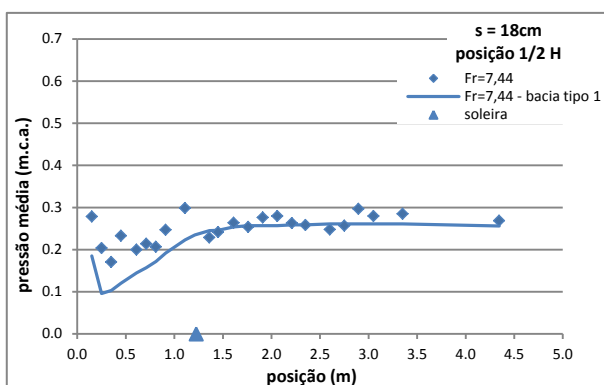
Pressões médias, s=18cm, posição 2/3H, Fr=6,91



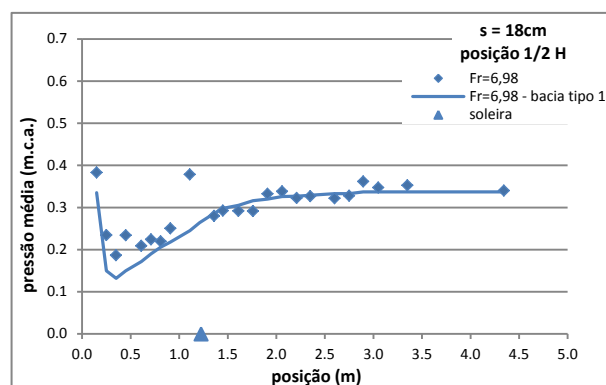
Pressões médias, s=18cm, posição 2/3H, Fr=6,34



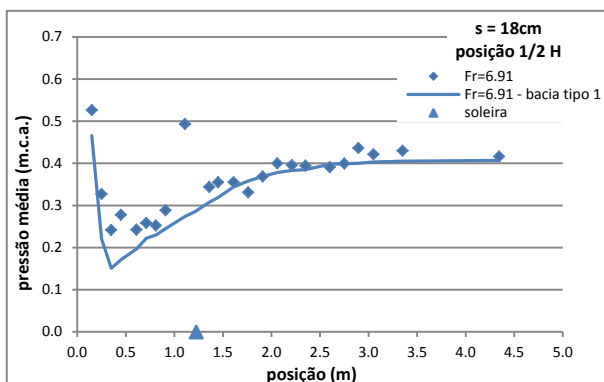
Pressões médias, s=18cm, posição 2/3H, Fr=5,98



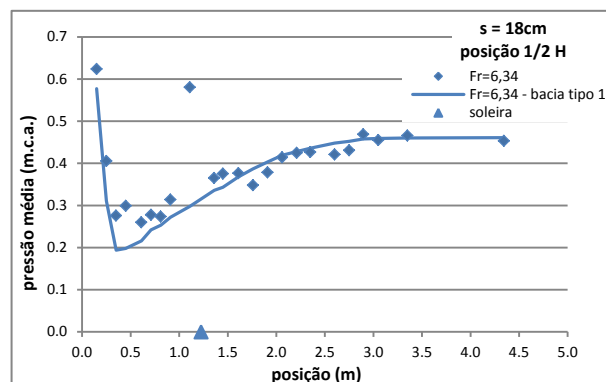
Pressões médias, s=18cm, posição 1/2H, Fr=7,44



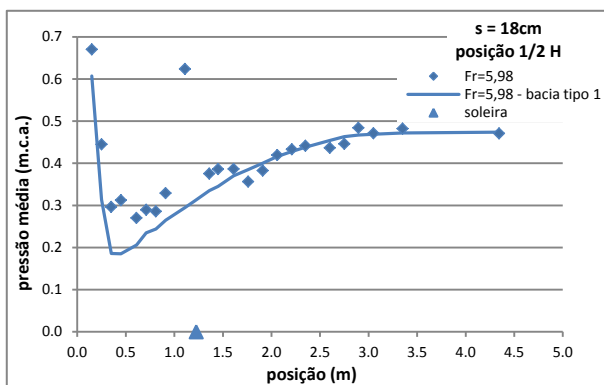
Pressões médias, s=18cm, posição 1/2H, Fr=6,98



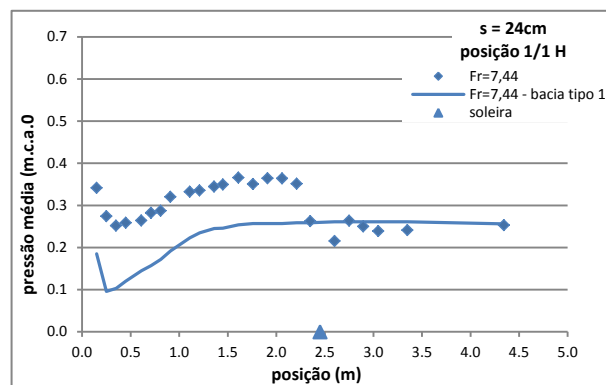
Pressões médias, s=18cm, posição 1/2H, Fr=6,91



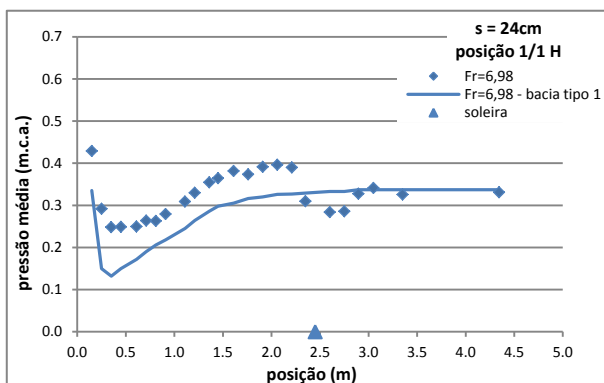
Pressões médias, s=18cm, posição 1/2H, Fr=6,34



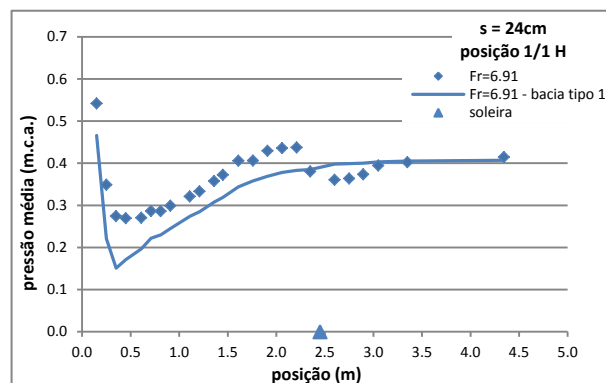
Pressões médias, s=18cm, posição 1/2H, Fr=5,98



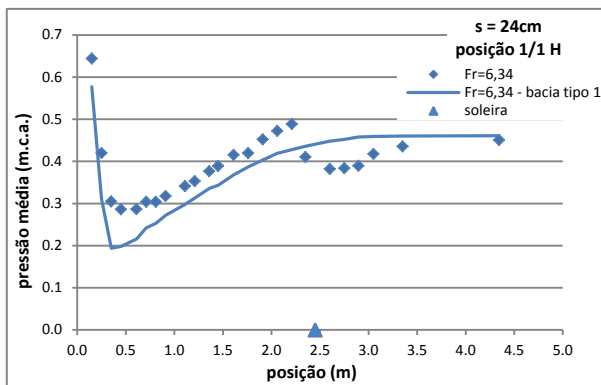
Pressões médias, s=24cm, posição 1/1H, Fr=7,44



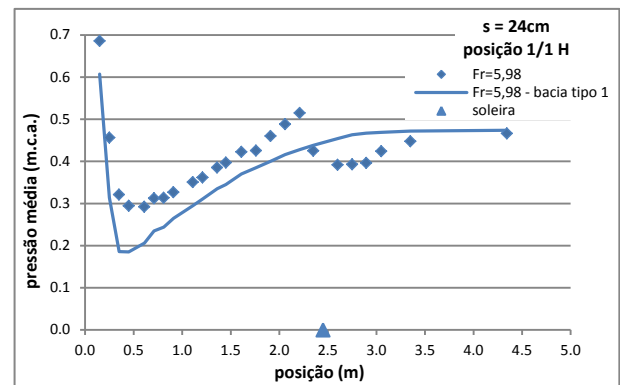
Pressões médias, s=24cm, posição 1/1H, Fr=6,98



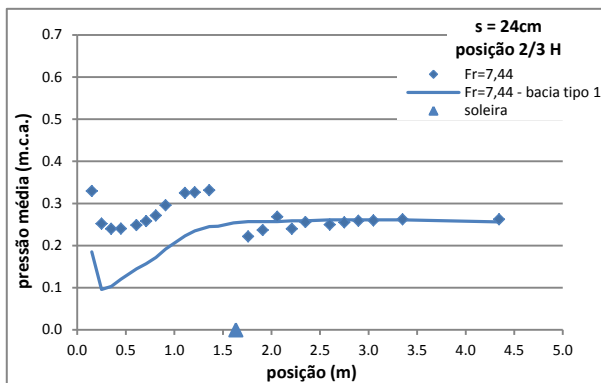
Pressões médias, s=24cm, posição 1/1H, Fr=6,91



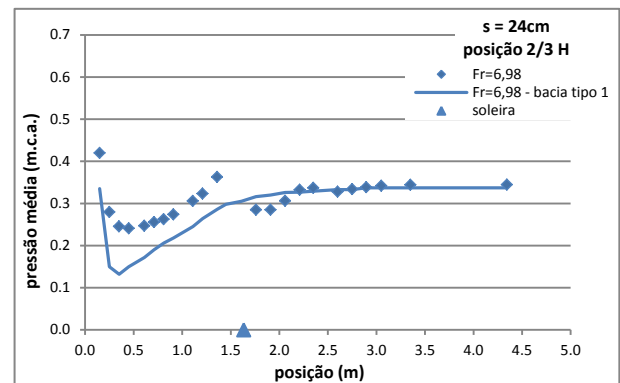
Pressões médias, s=24cm, posição 1/1H, Fr=6,34



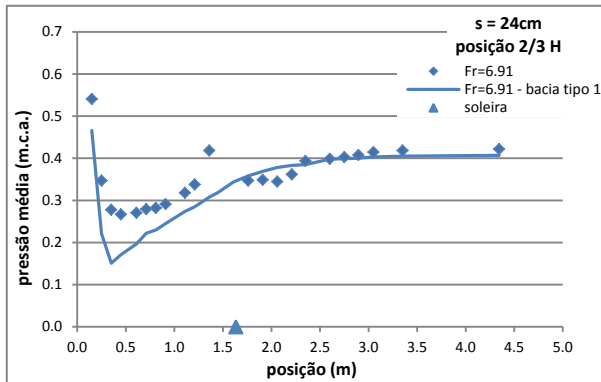
Pressões médias, s=24cm, posição 1/1H, Fr=5,98



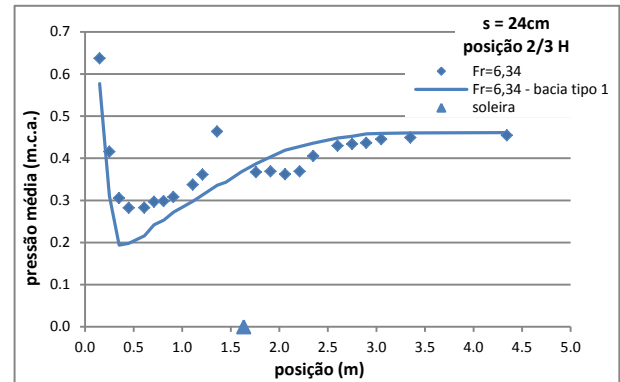
Pressões médias, s=24cm, posição 2/3H, Fr=7,44



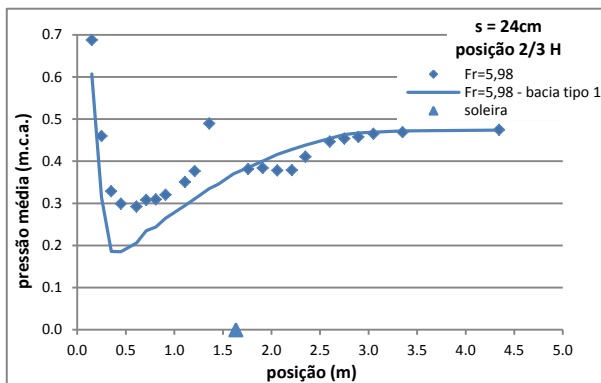
Pressões médias, s=24cm, posição 2/3H, Fr=6,98



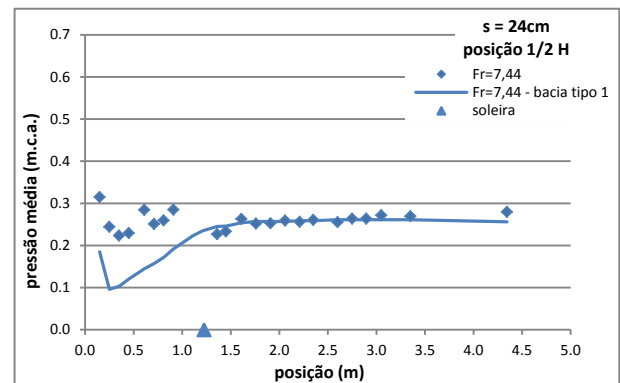
Pressões médias, s=24cm, posição 2/3H, Fr=6,91



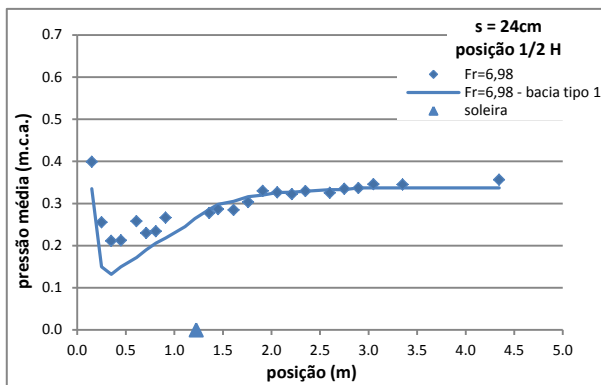
Pressões médias, s=24cm, posição 2/3H, Fr=6,34



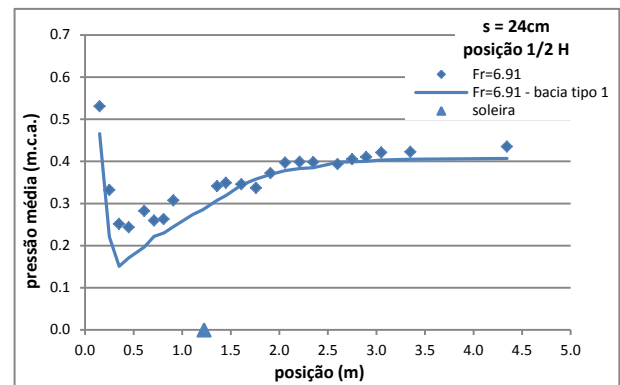
Pressões médias, s=24cm, posição 2/3H, Fr=5,98



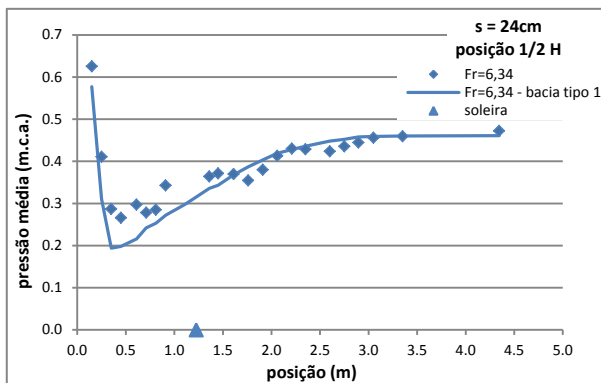
Pressões médias, s=24cm, posição 1/2H, Fr=7,44



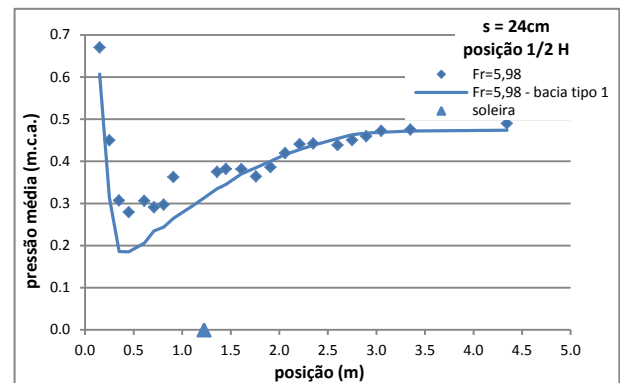
Pressões médias, s=24cm, posição 1/2H, Fr=6,98



Pressões médias, s=24cm, posição 1/2H, Fr=6,91



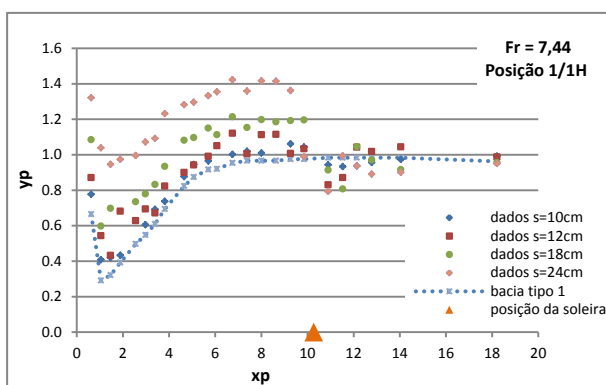
Pressões médias, s=24cm, posição 1/2H, Fr=6,34



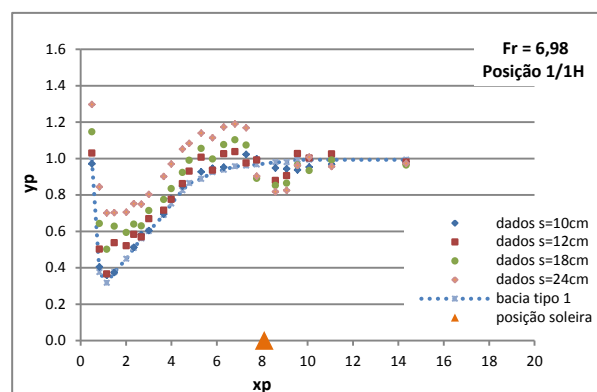
Pressões médias, s=24cm, posição 1/2H, Fr=5,98



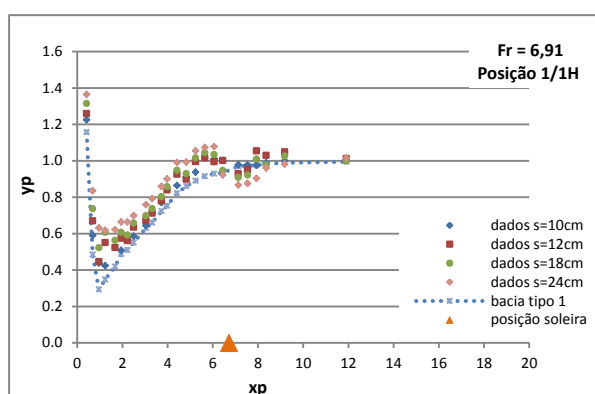
**ANEXO II: Distribuição longitudinal das pressões médias  
adimensionalizadas para cada Froude, para cada posição da soleira,  
variando a altura da soleira.**



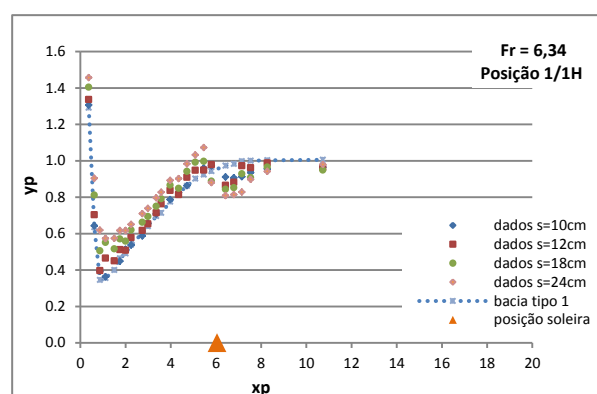
Pressões médias, Fr=7,44, posição 1/1H, variando altura



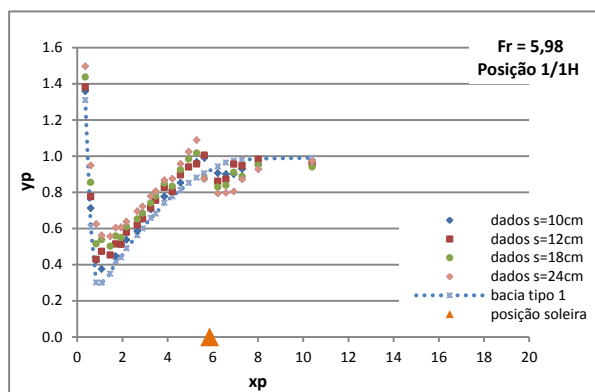
Pressões médias, Fr=6,98, posição 1/1H, variando altura



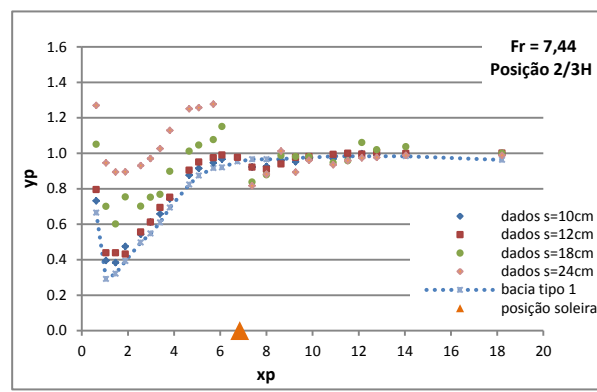
Pressões médias, Fr=6,91, posição 1/1H, variando altura



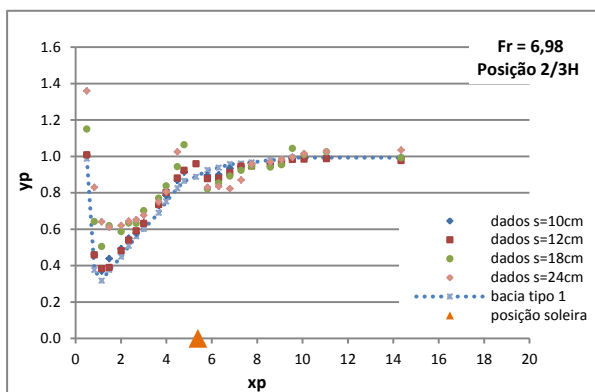
Pressões médias, Fr=6,34, posição 1/1H, variando altura



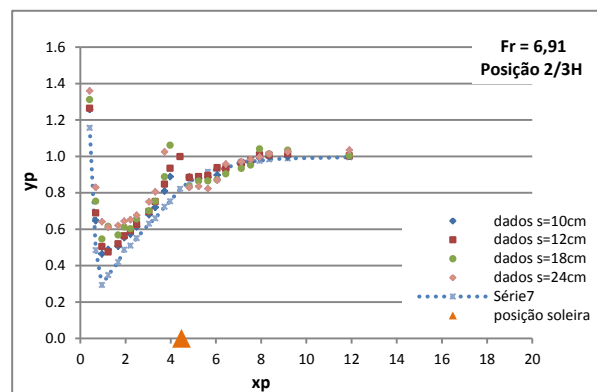
Pressões médias, Fr=5,98, posição 1/1H, variando altura



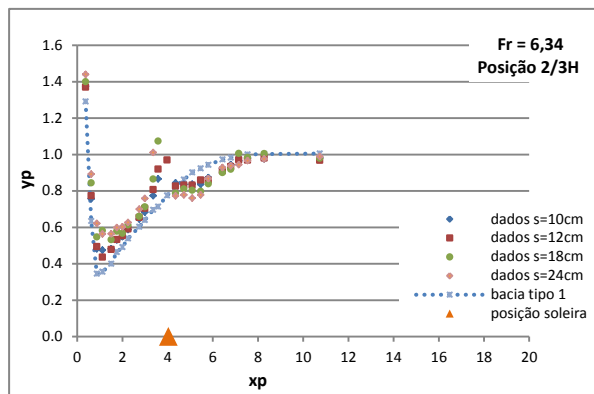
Pressões médias, Fr=7,44, posição 2/3H, variando altura



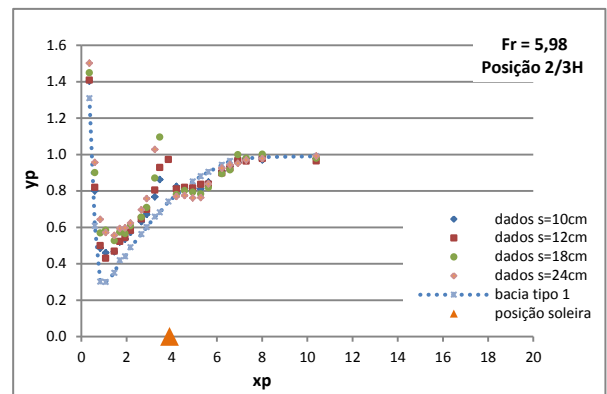
Pressões médias, Fr=6,98, posição 2/3H, variando altura



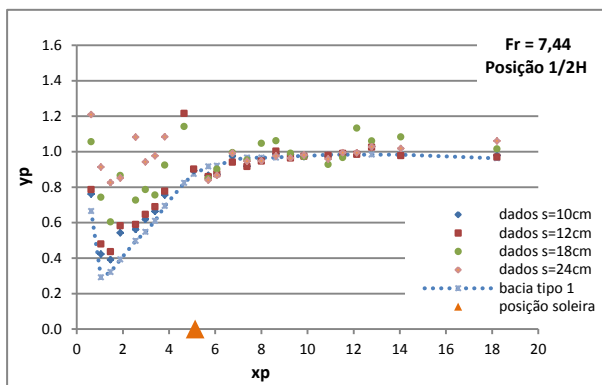
Pressões médias, Fr=6,91, posição 2/3H, variando altura



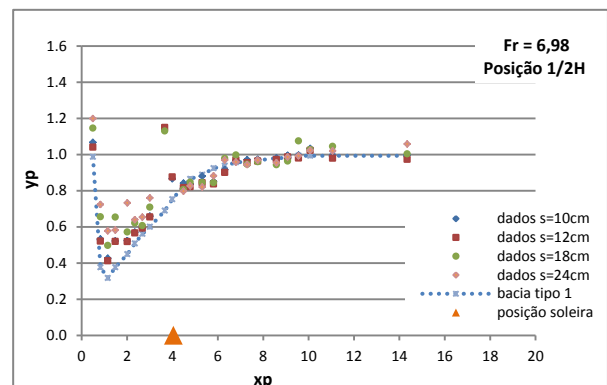
Pressões médias, Fr=6,34, posição 2/3H, variando altura



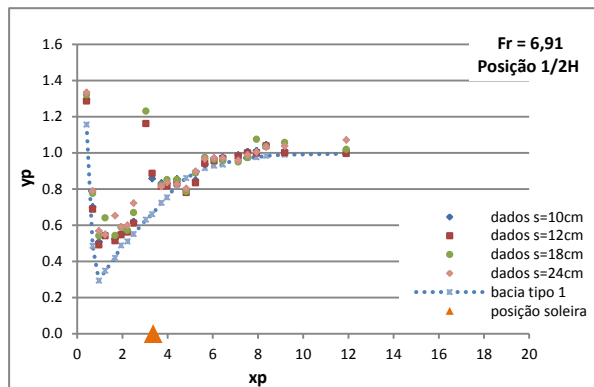
Pressões médias, Fr=5,98, posição 2/3H, variando altura



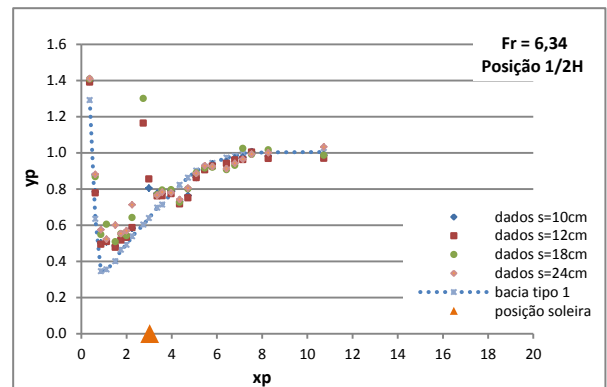
Pressões médias, Fr=7,44, posição 1/2H, variando altura



Pressões médias, Fr=6,98, posição 1/2H, variando altura

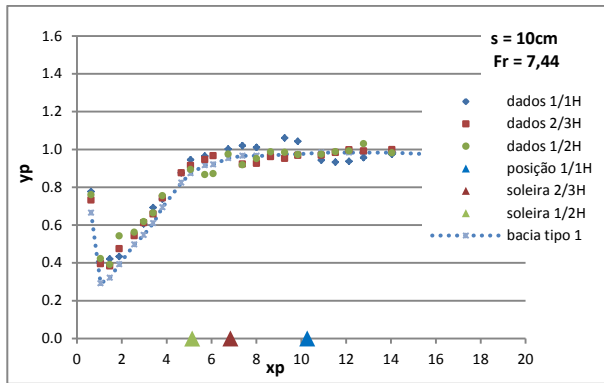


Pressões médias, Fr=6,91, posição 1/2H, variando altura

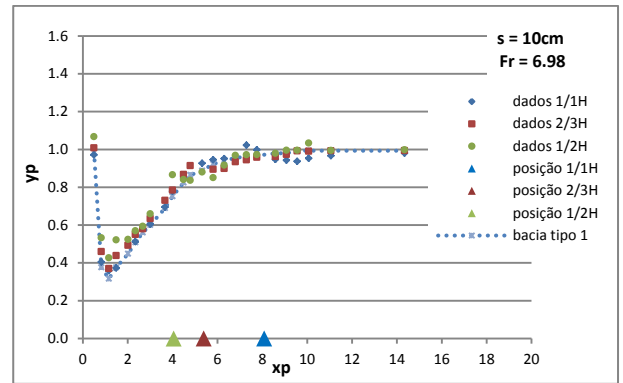


Pressões médias, Fr=6,34, posição 1/2H, variando altura

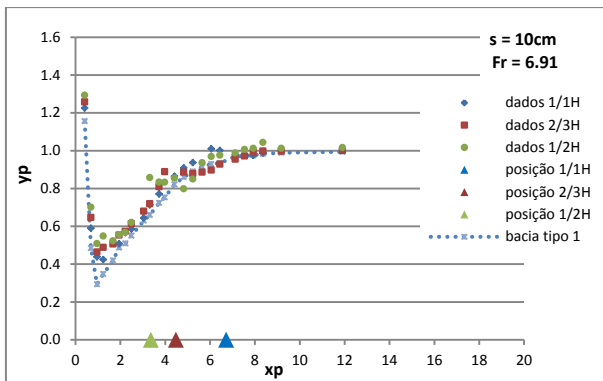
**ANEXO III: Distribuição longitudinal das pressões médias  
adimensionalizadas para cada Froude, para cada altura, variando a posição  
da soleira.**



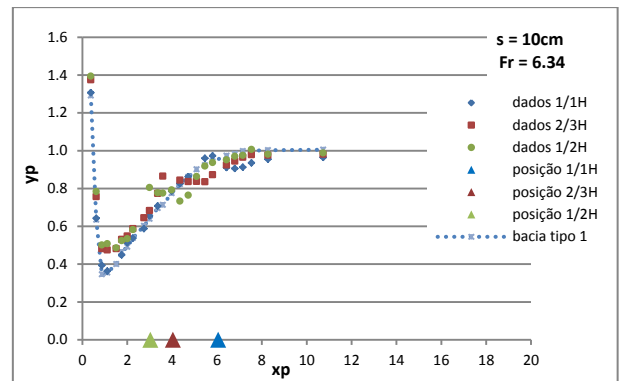
Pressões médias,  $s=10\text{cm}$ ,  $Fr=7,44$ , variando posição



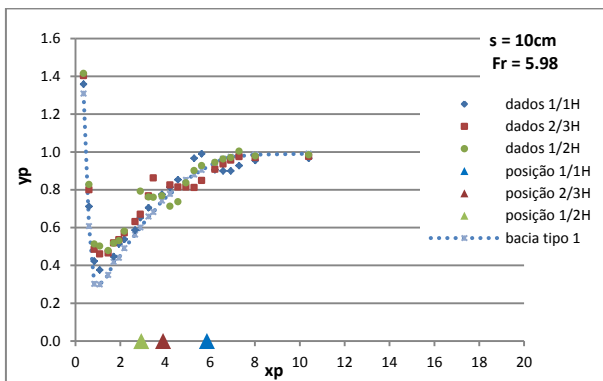
Pressões médias,  $s=10\text{cm}$ ,  $Fr=6,98$ , variando posição



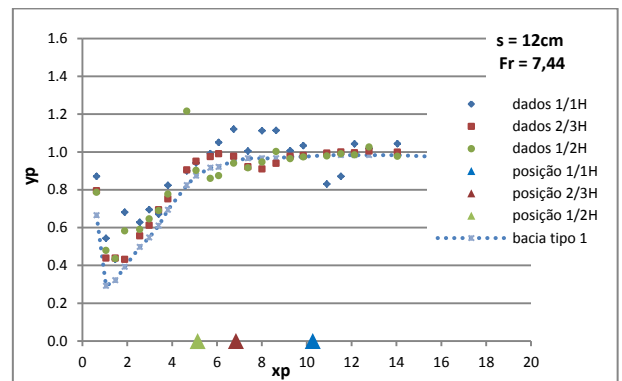
Pressões médias,  $s=10\text{cm}$ ,  $Fr=6,91$ , variando posição



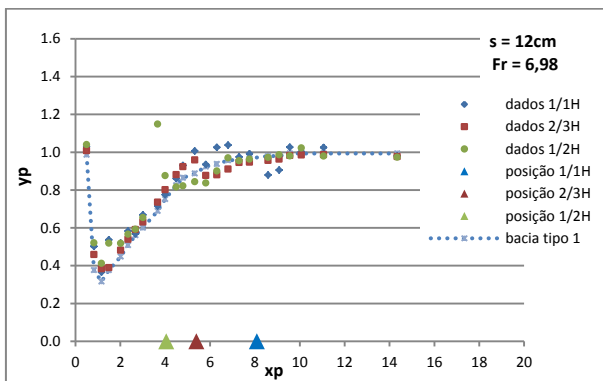
Pressões médias,  $s=10\text{cm}$ ,  $Fr=6,34$ , variando posição



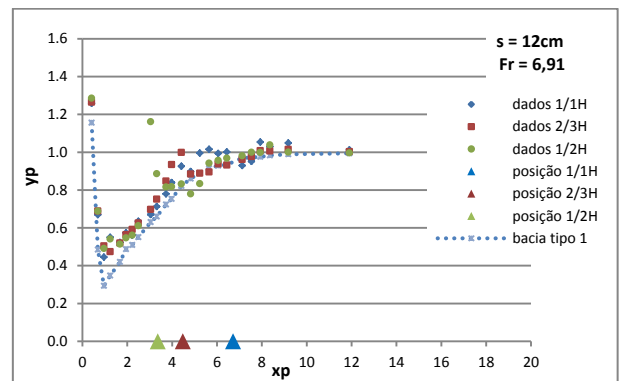
Pressões médias,  $s=10\text{cm}$ ,  $Fr=5,98$ , variando posição



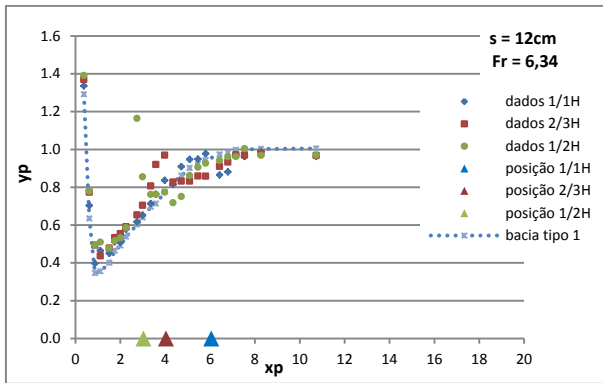
Pressões médias,  $s=12\text{cm}$ ,  $Fr=7,44$ , variando posição



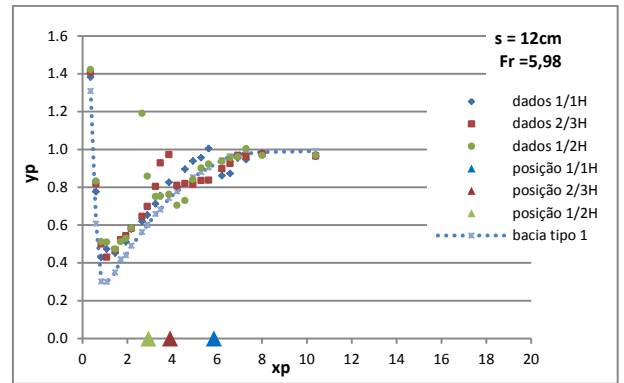
Pressões médias,  $s=12\text{cm}$ ,  $Fr=6,98$ , variando posição



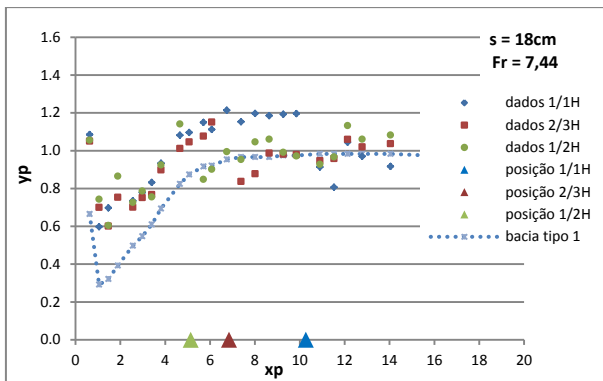
Pressões médias,  $s=12\text{cm}$ ,  $Fr=6,91$ , variando posição



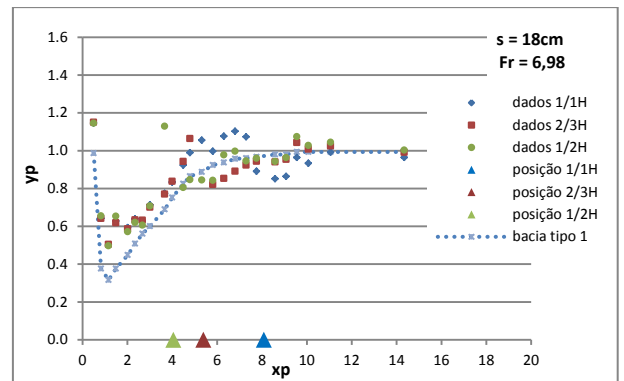
Pressões médias, s=12cm, Fr=6,34, variando posição



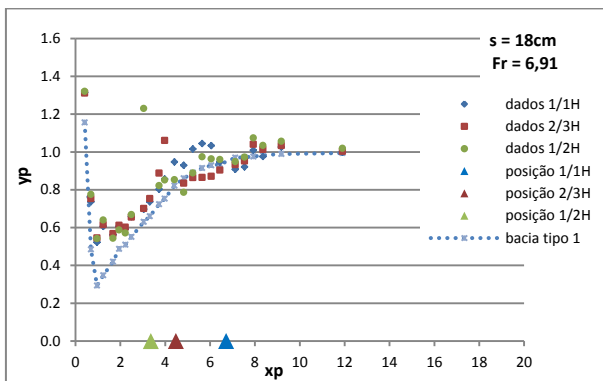
Pressões médias, s=12cm, Fr=5,98, variando posição



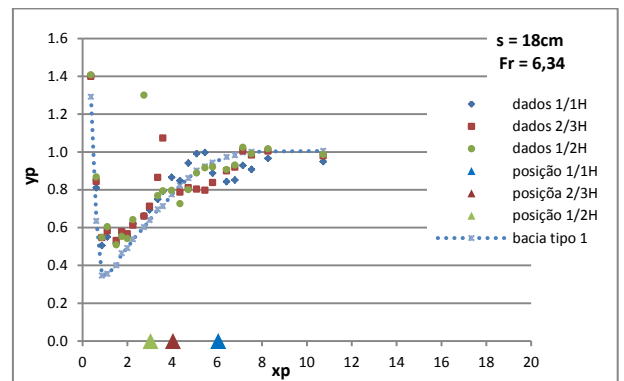
Pressões médias, s=18cm, Fr=7,44, variando posição



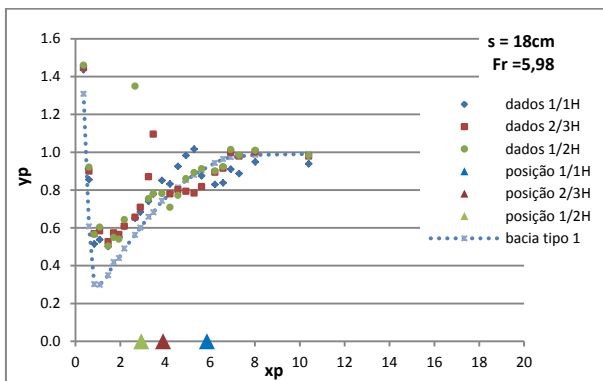
Pressões médias, s=18cm, Fr=6,98, variando posição



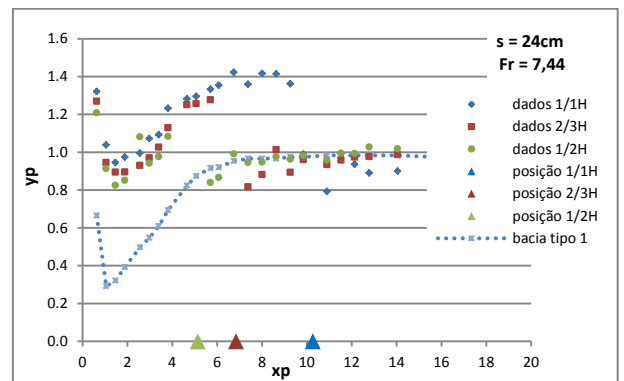
Pressões médias, s=18cm, Fr=6,91, variando posição



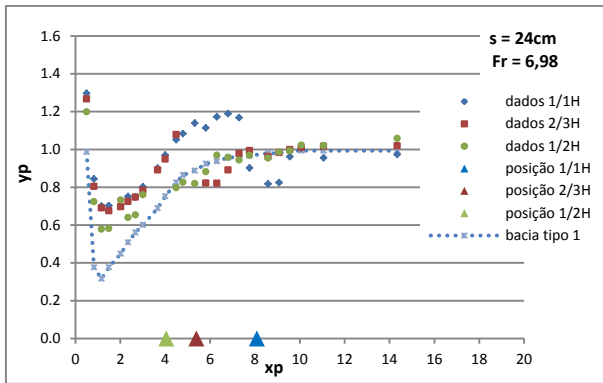
Pressões médias, s=18cm, Fr=6,34, variando posição



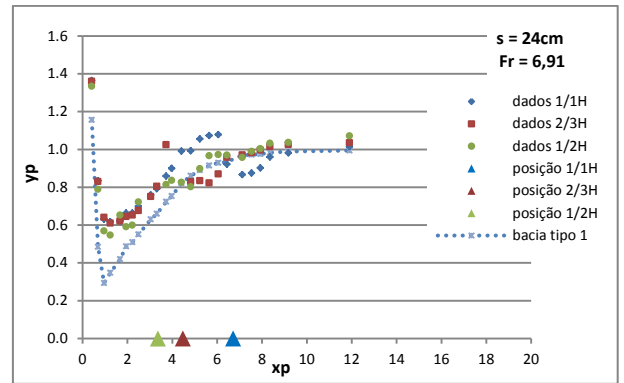
Pressões médias, s=18cm, Fr=5,98, variando posição



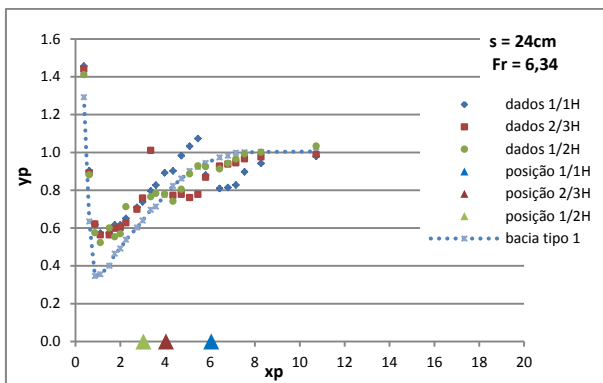
Pressões médias, s=24cm, Fr=7,44, variando posição



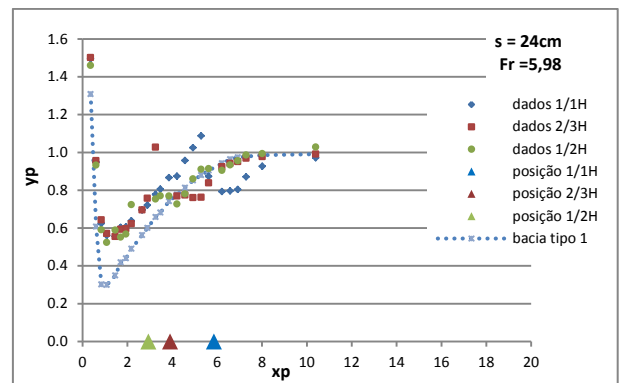
Pressões médias, s=24cm, Fr=6,98, variando posição



Pressões médias, s=24cm, Fr=6,91, variando posição



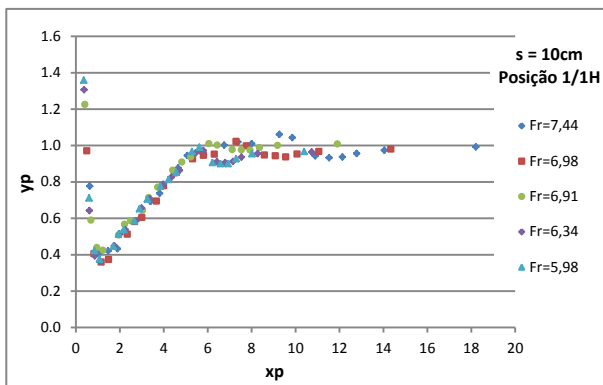
Pressões médias, s=24cm, Fr=6,34, variando posição



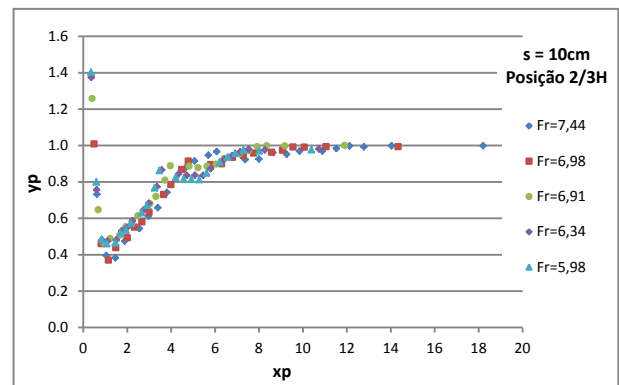
Pressões médias, s=24cm, Fr=5,98, variando posição

**ANEXO IV: Distribuição longitudinal das pressões médias  
adimensionalizadas para cada altura, cada posição da soleira, variando o  
Froude.**

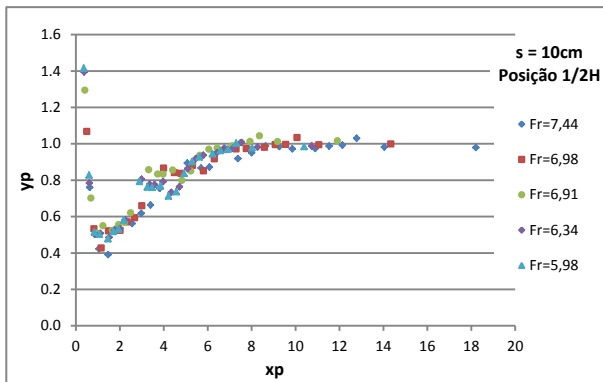




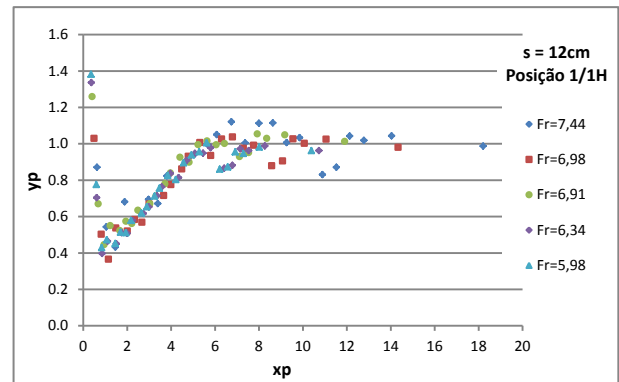
Pressões médias, s=10cm, posição 1/1H, variando vazão



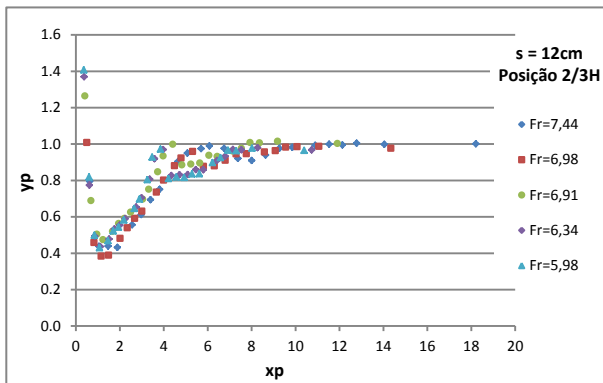
Pressões médias, s=10cm, posição 2/3H, variando vazão



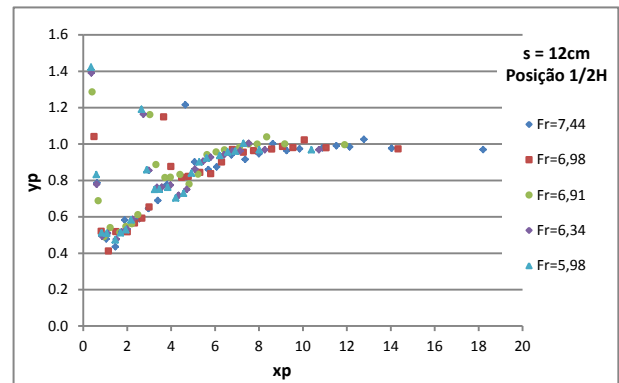
Pressões médias, s=10cm, posição 1/2H, variando vazão



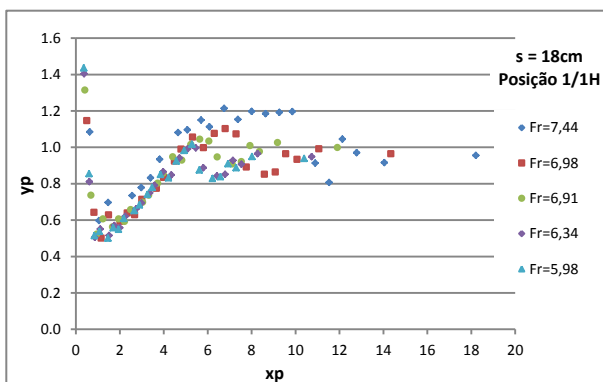
Pressões médias, s=12cm, posição 1/1H, variando vazão



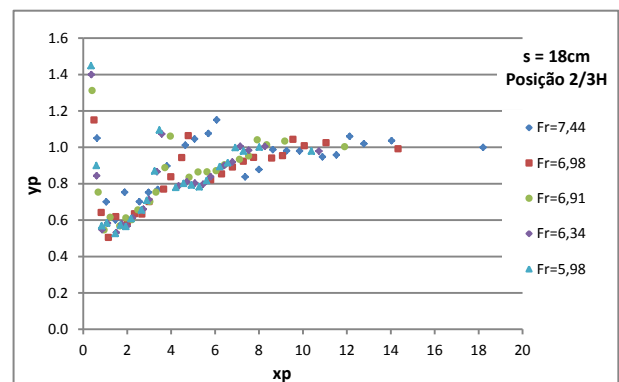
Pressões médias, s=12cm, posição 2/3H, variando vazão



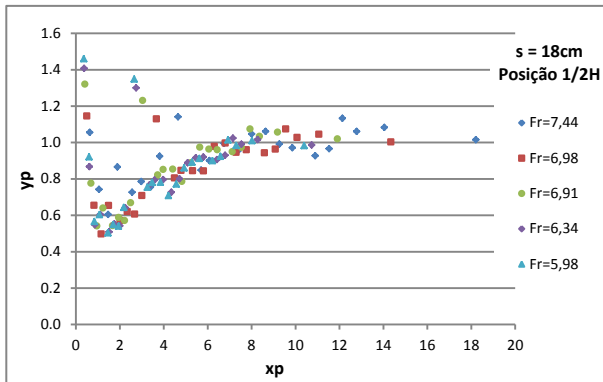
Pressões médias, s=12cm, posição 1/2H, variando vazão



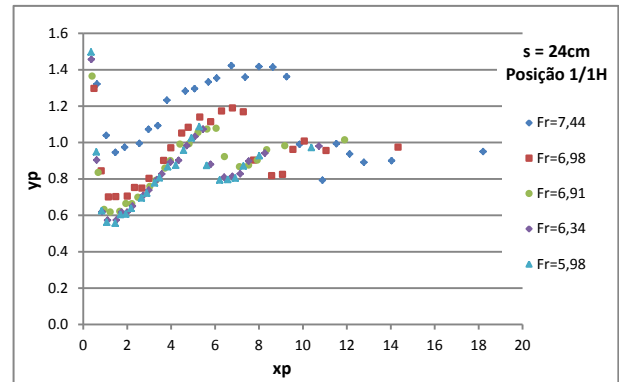
Pressões médias, s=18cm, posição 1/1H, variando vazão



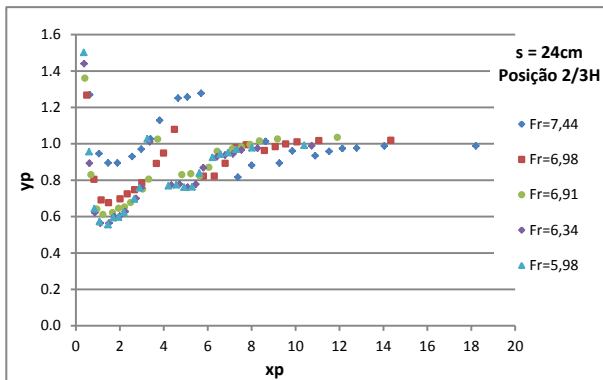
Pressões médias, s=18cm, posição 2/3H, variando vazão



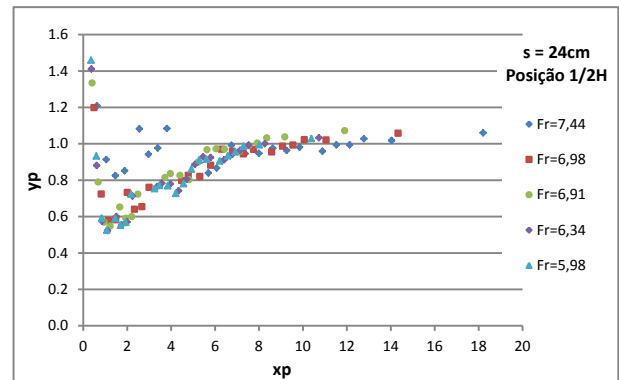
Pressões médias, s=18cm, posição 1/2H, variando vazão



Pressões médias, s=24cm, posição 1/1H, variando vazão

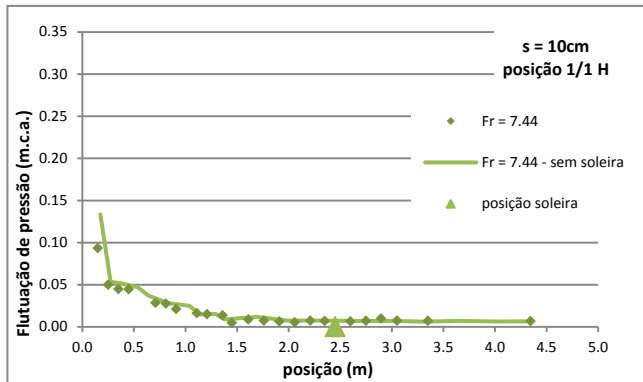


Pressões médias, s=24cm, posição 2/3H, variando vazão

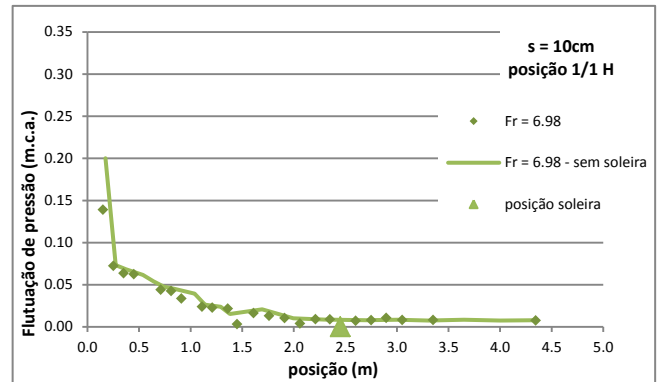


Pressões médias, s=24cm, posição 1/2H, variando vazão

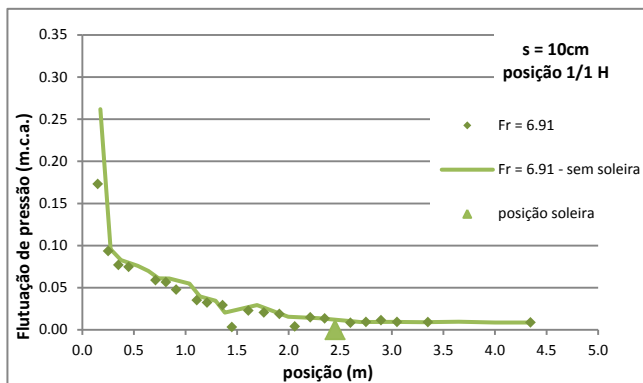
**ANEXO V: Distribuição longitudinal das flutuações de pressões brutas em  
comparação aos resultados obtidos em bacia tipo I**



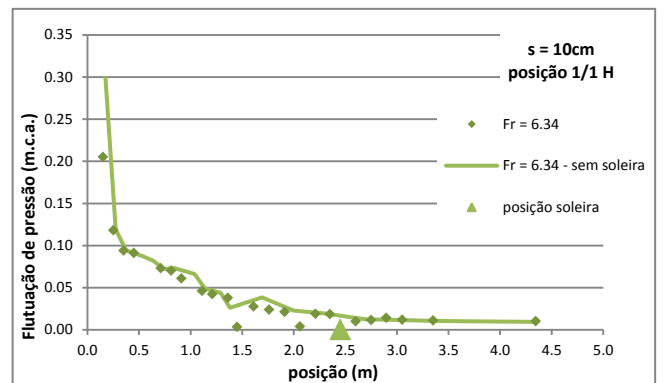
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 1/1H, Fr=7,44



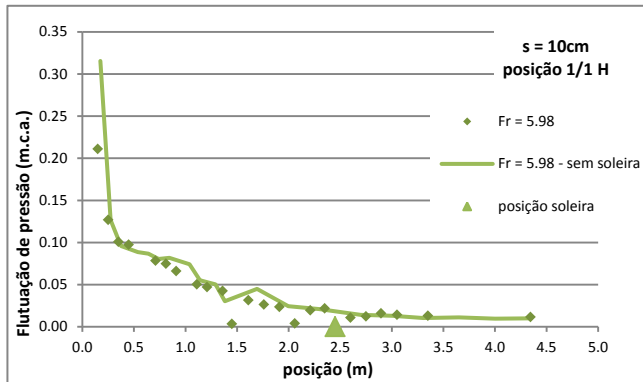
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 1/1H, Fr=6,98



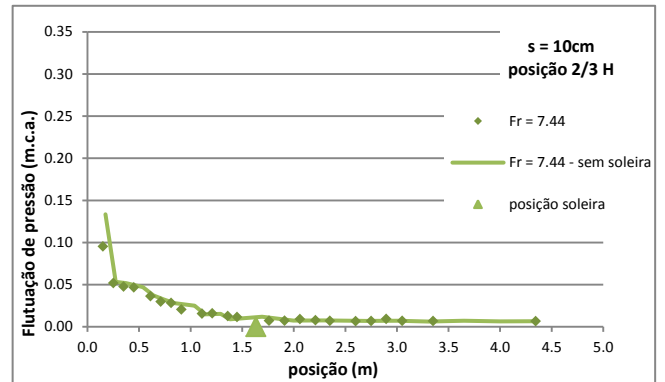
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 1/1H, Fr=6,91



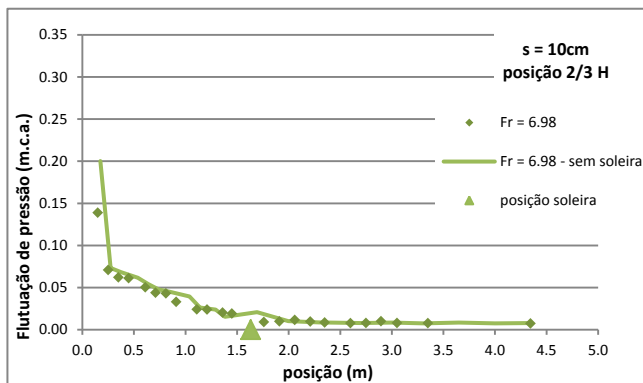
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 1/1H, Fr=6,34



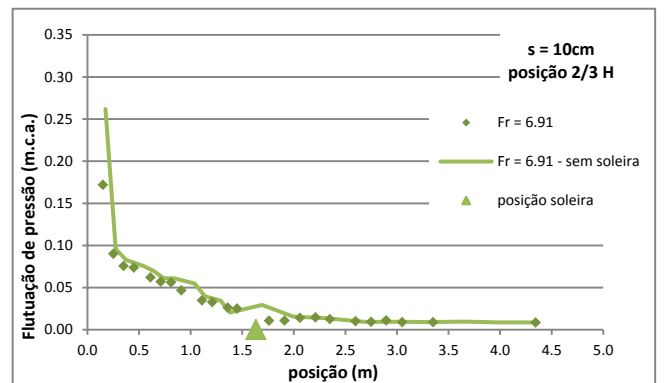
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 1/1H, Fr=5,98



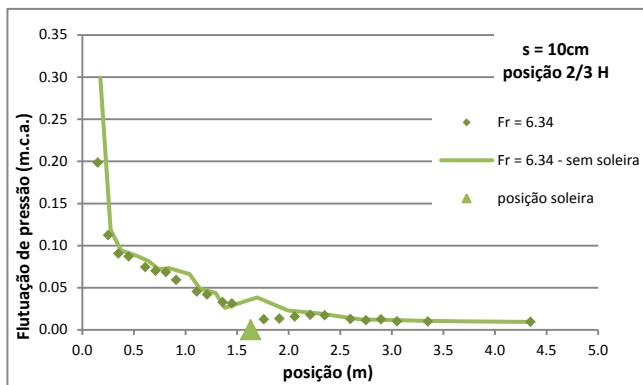
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 2/3H, Fr=7,44



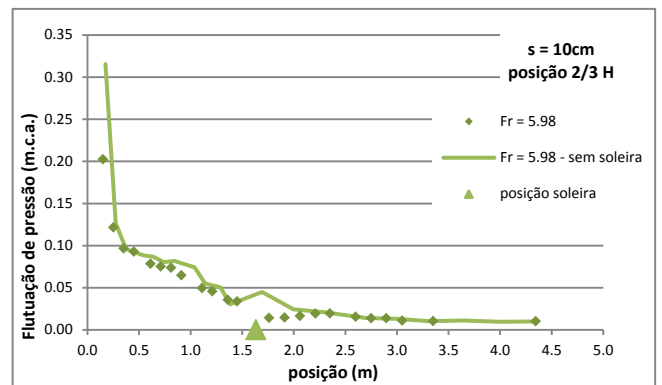
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 2/3H, Fr=6,98



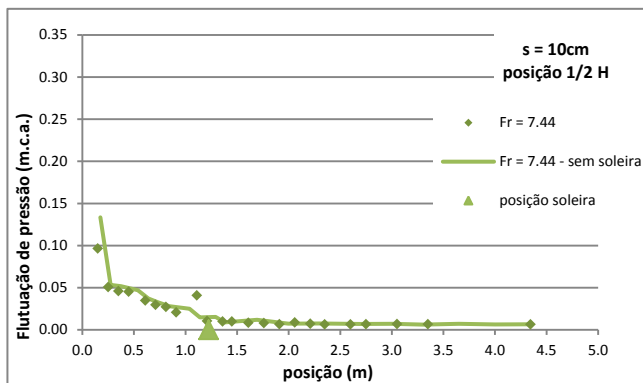
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 2/3H, Fr=6,91



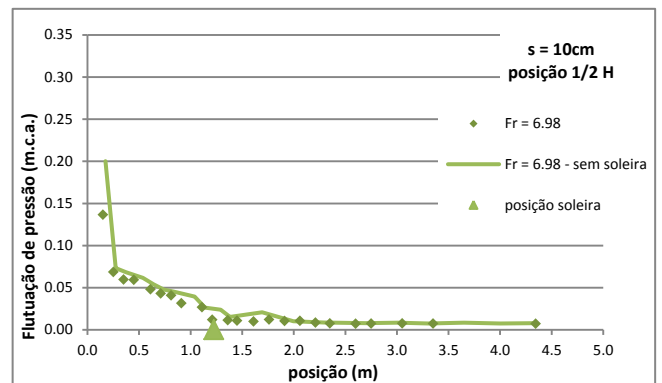
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 2/3H, Fr=6,34



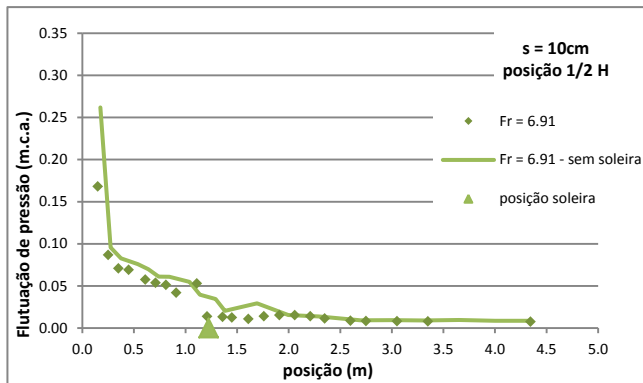
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 2/3H, F=5,98



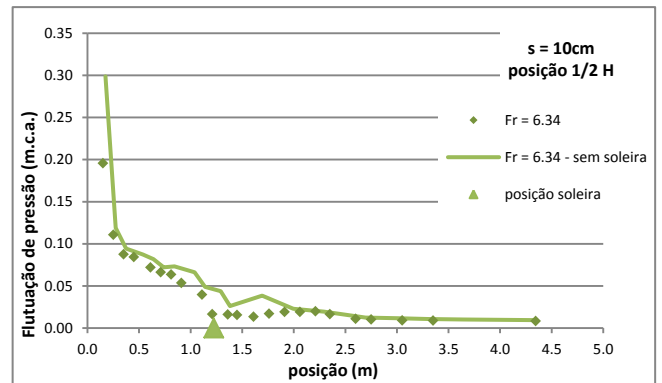
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 1/2H, F=7,44



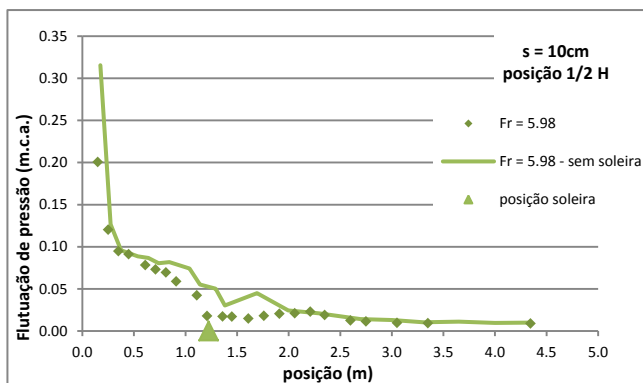
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 1/2H, F=6,98



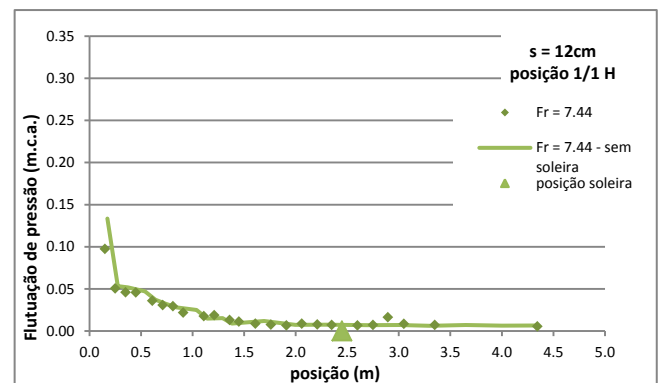
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 1/2H, F=6,91



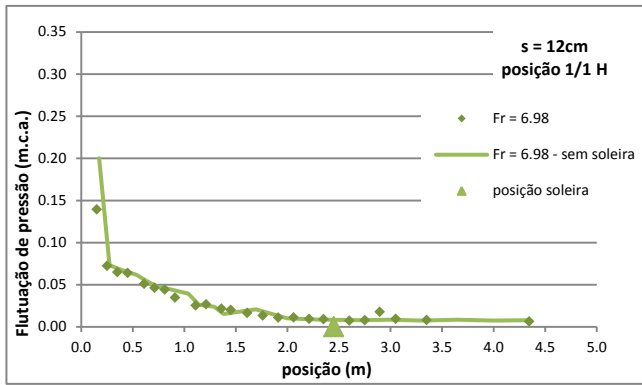
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 1/2H, F=6,34



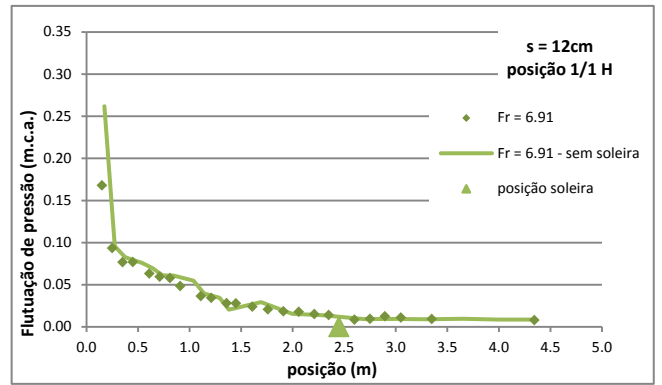
Flutuação de pressão, s=10cm, posição 1/2H, F=5,98



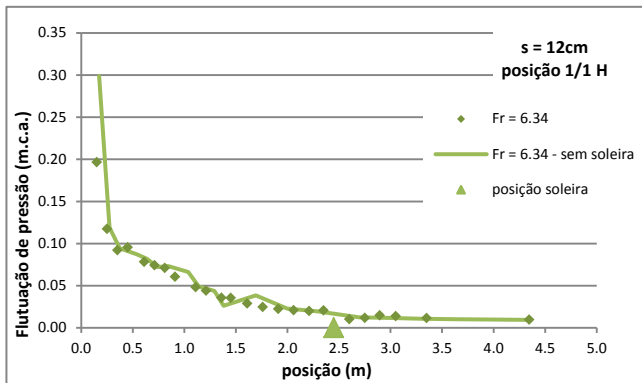
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 1/1H, Fr=7,44



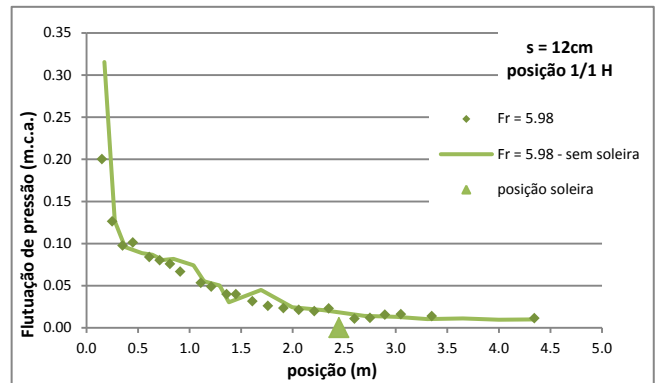
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 1/1H, Fr=6,98



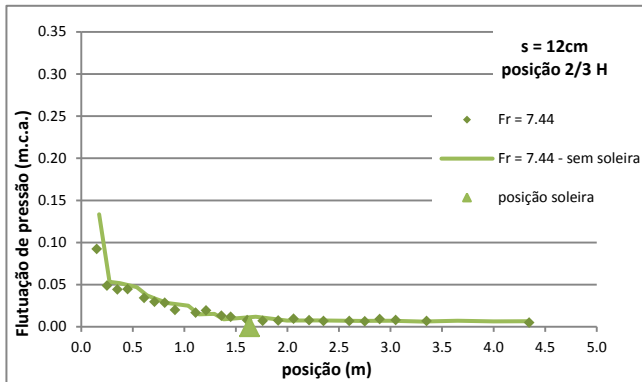
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 1/1H, Fr=6,91



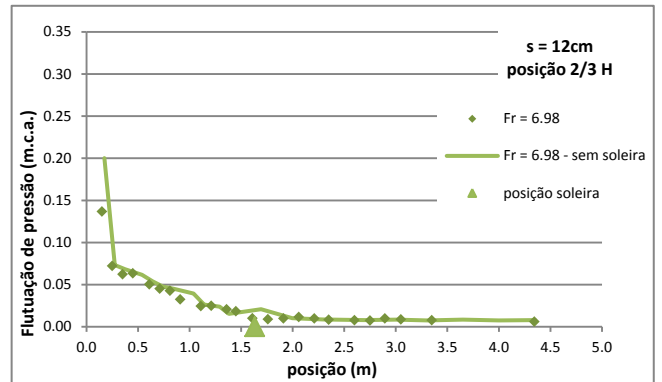
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 1/1H, Fr=6,34



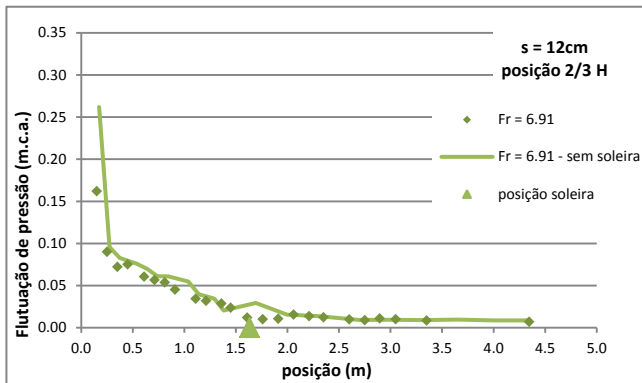
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 1/1H, Fr=5,98



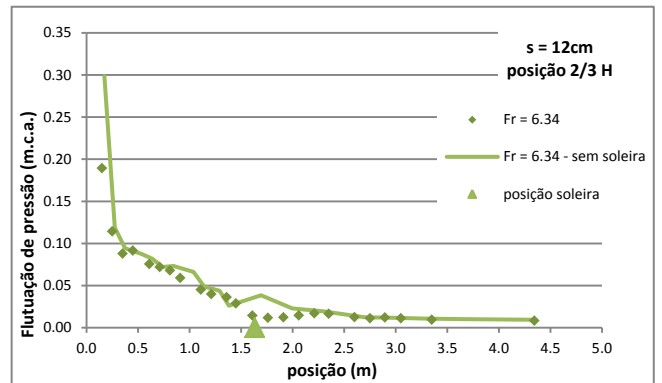
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 2/3H, Fr=7,44



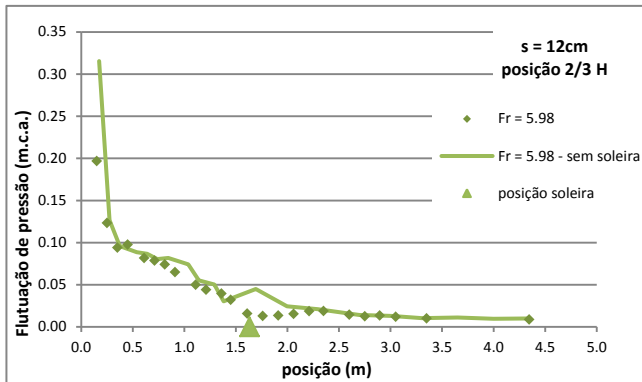
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 2/3H, Fr=6,98



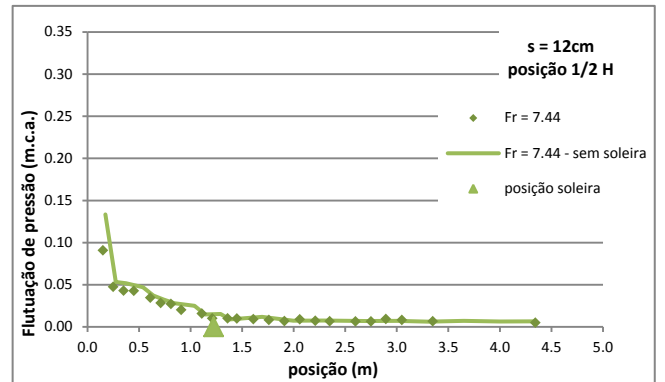
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 2/3H, Fr=6,91



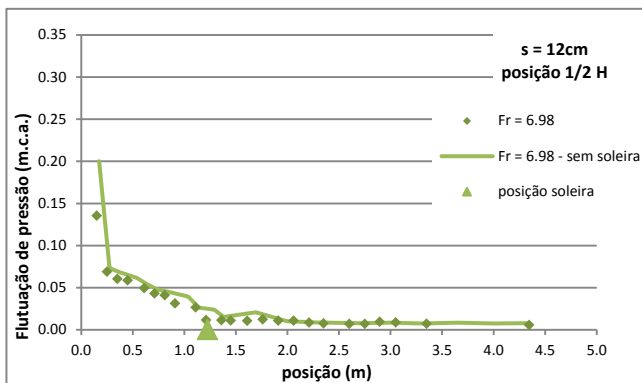
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 2/3H, Fr=6,34



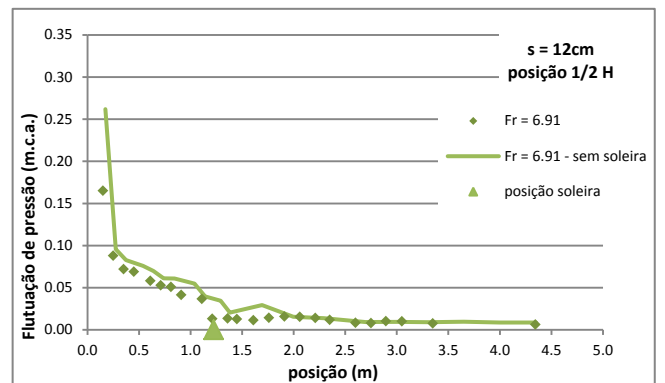
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 2/3H, F=5,98



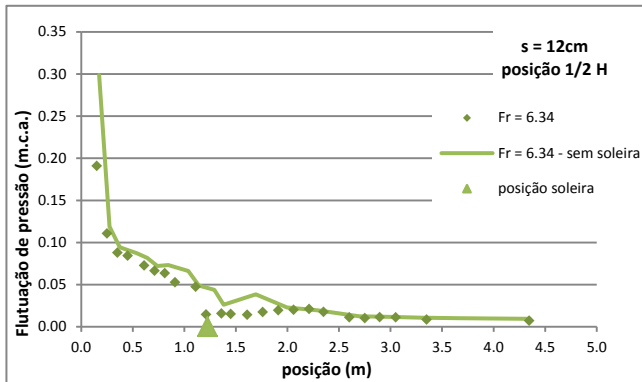
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 1/2H, F=7,44



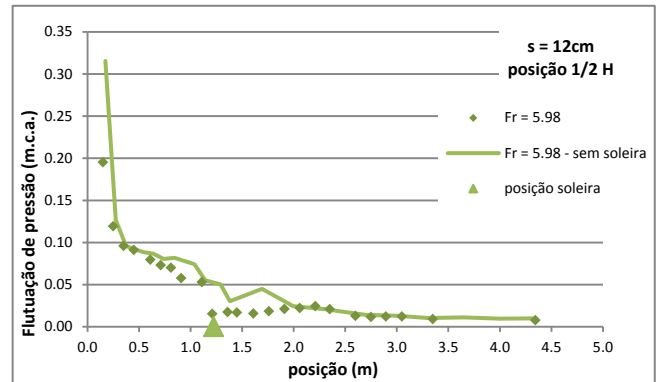
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 1/2H, F=6,98



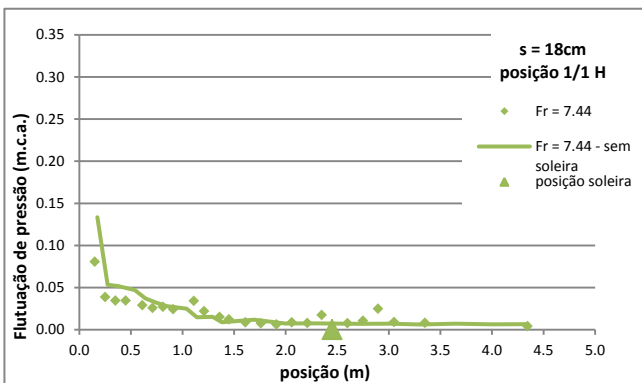
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 1/2H, F=6,91



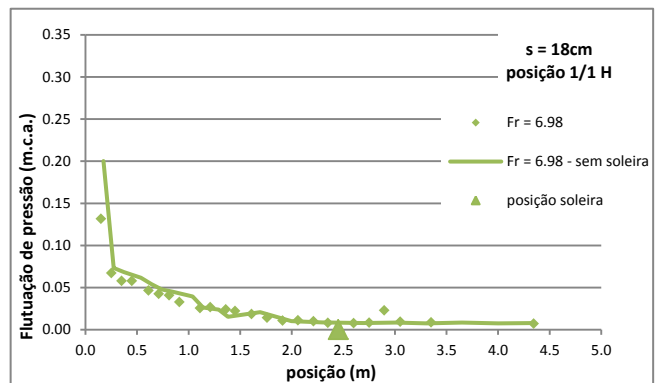
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 1/2H, F=6,34



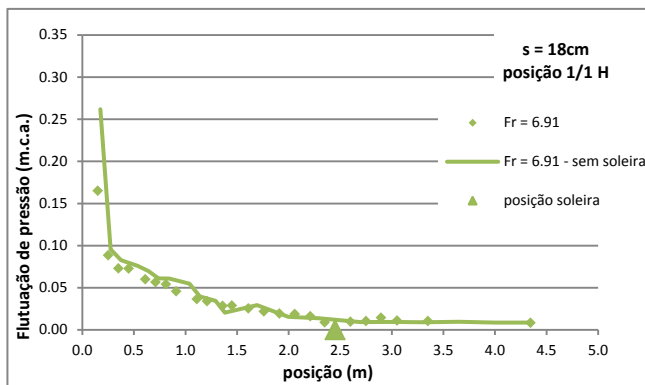
Flutuação de pressão, s=12cm, posição 1/2H, F=5,98



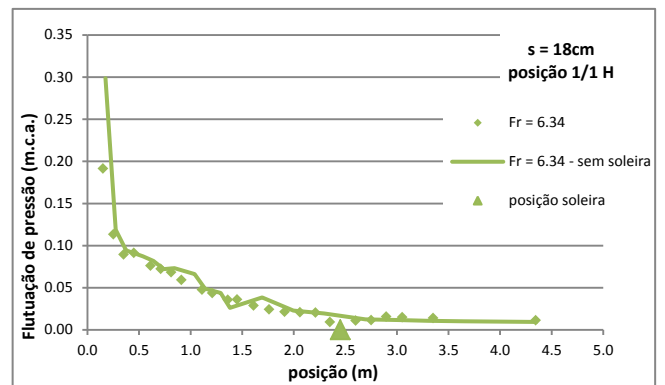
Flutuação de pressão, s=18cm, posição 1/1H, Fr=7,44



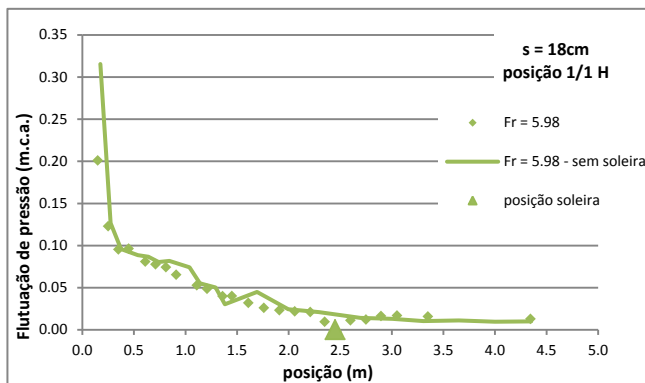
Flutuação de pressão, s=18cm, posição 1/1H, Fr=6,98



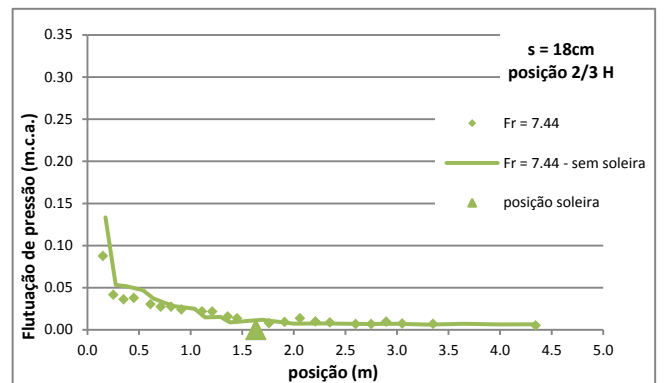
Flutuação de pressão, s=18cm, posição 1/1H, Fr=6,91



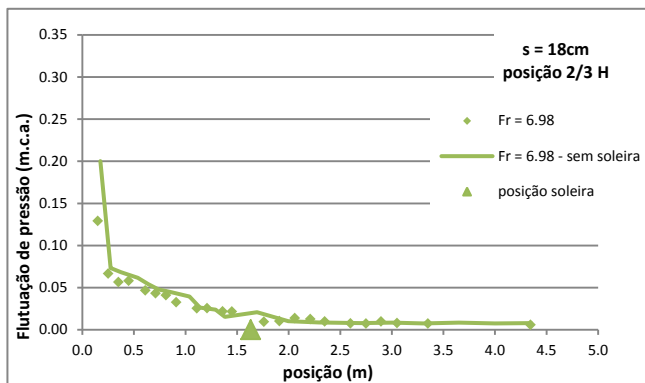
Flutuação de pressão, s=18cm, posição 1/1H, Fr=6,34



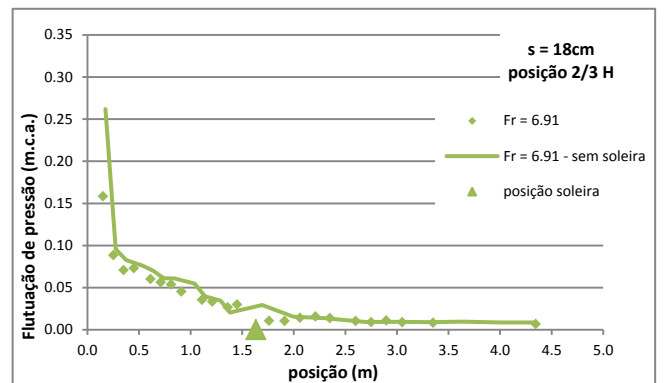
Flutuação de pressão, s=18cm, posição 1/1H, Fr=5,98



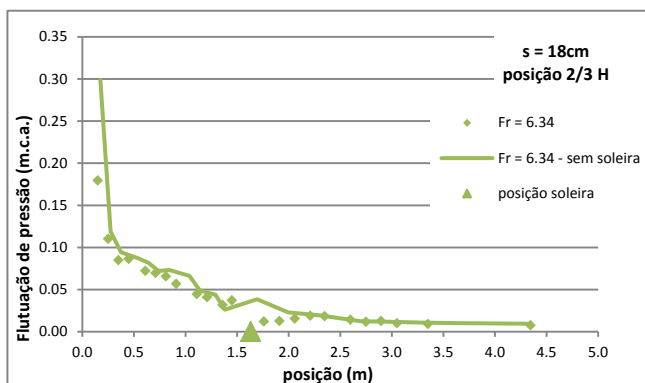
Flutuação de pressão, s=18cm, posição 2/3H, Fr=7,44



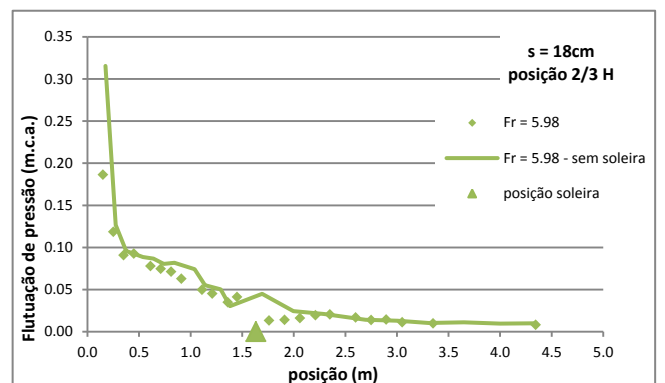
Flutuação de pressão, s=18cm, posição 2/3H, Fr=6,98



Flutuação de pressão, s=18cm, posição 2/3H, Fr=6,91

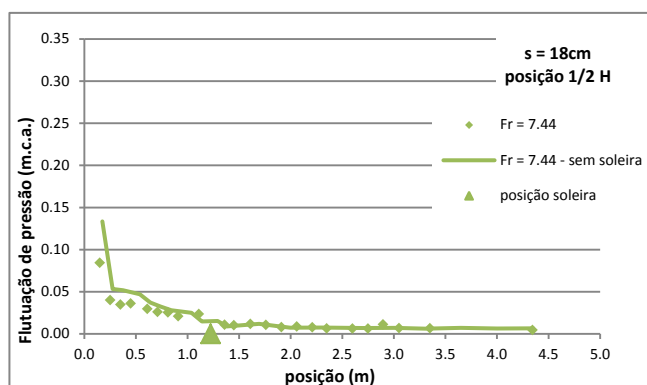
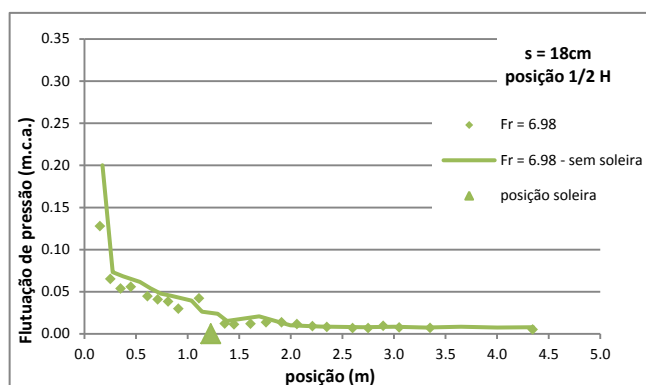
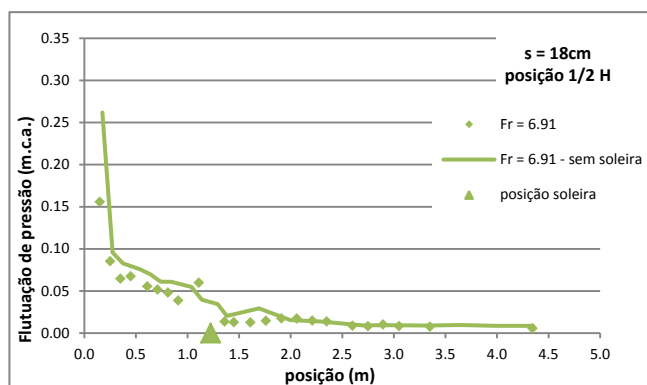
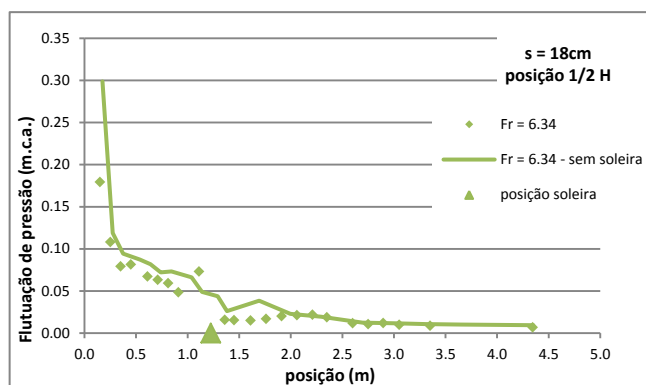
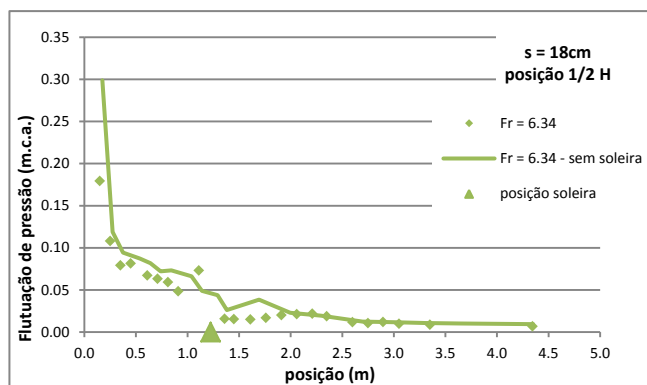
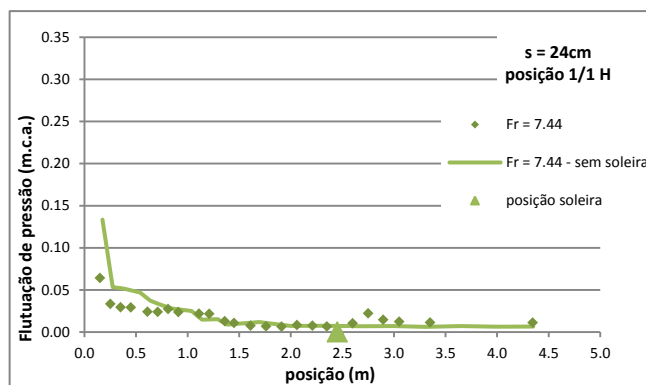
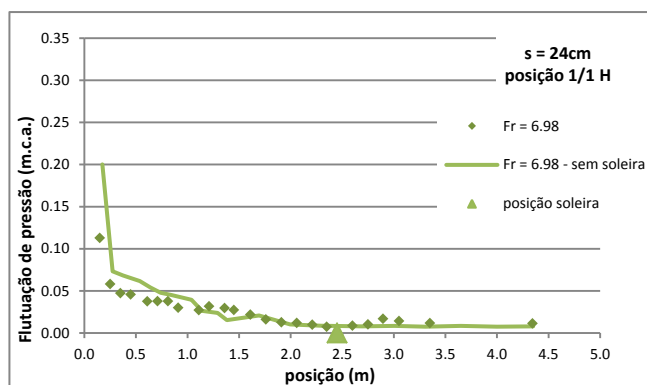
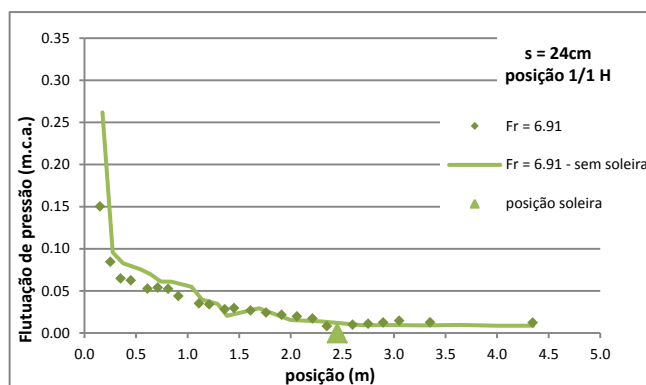


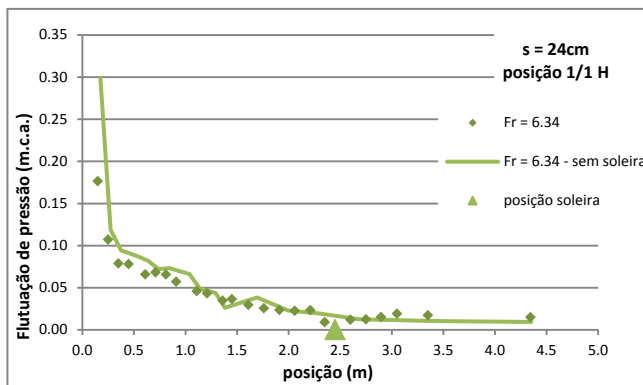
Flutuação de pressão, s=18cm, posição 2/3H, Fr=6,34



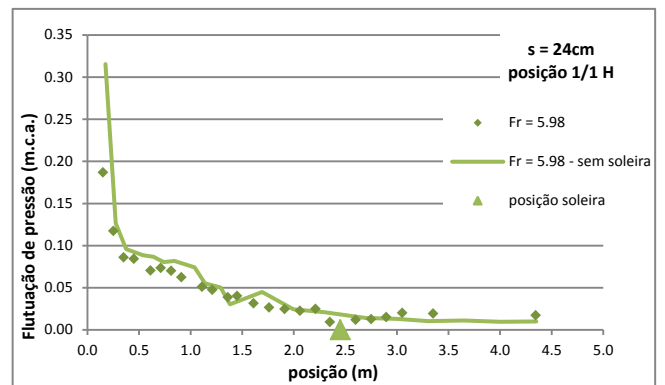
Flutuação de pressão, s=18cm, posição 2/3H, F=5,98



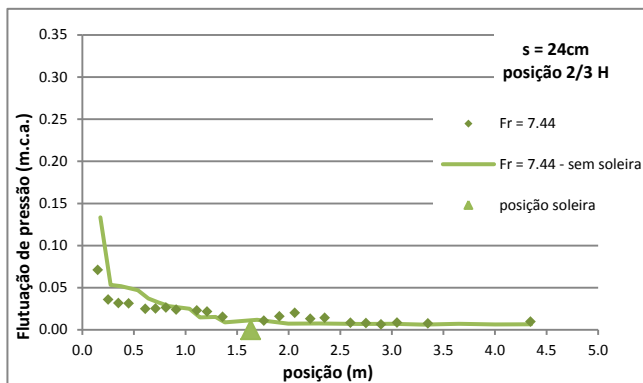
Flutuação de pressão,  $s=18\text{cm}$ , posição 1/2H,  $F=7,44$ Flutuação de pressão,  $s=18\text{cm}$ , posição 1/2H,  $F=6,98$ Flutuação de pressão,  $s=18\text{cm}$ , posição 1/2H,  $F=6,91$ Flutuação de pressão,  $s=18\text{cm}$ , posição 1/2H,  $F=6,34$ Flutuação de pressão,  $s=18\text{cm}$ , posição 1/2H,  $F=5,98$ Flutuação de pressão,  $s=24\text{cm}$ , posição 1/1H,  $F=7,44$ Flutuação de pressão,  $s=24\text{cm}$ , posição 1/1H,  $F=6,98$ Flutuação de pressão,  $s=24\text{cm}$ , posição 1/1H,  $F=6,91$



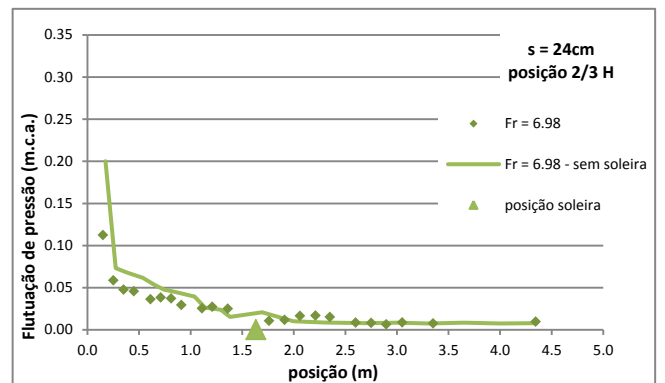
Flutuação de pressão, s=24cm, posição 1/1H, Fr=6,34



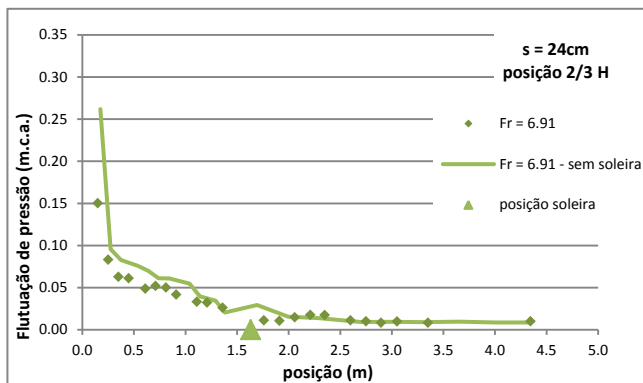
Flutuação de pressão, s=24cm, posição 1/1H, Fr=5,98



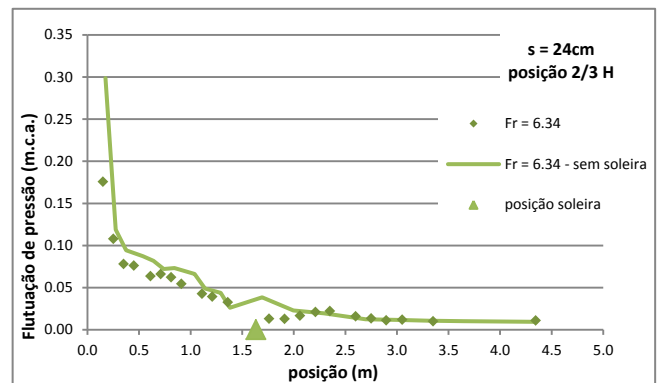
Flutuação de pressão, s=24cm, posição 2/3H, Fr=7,44



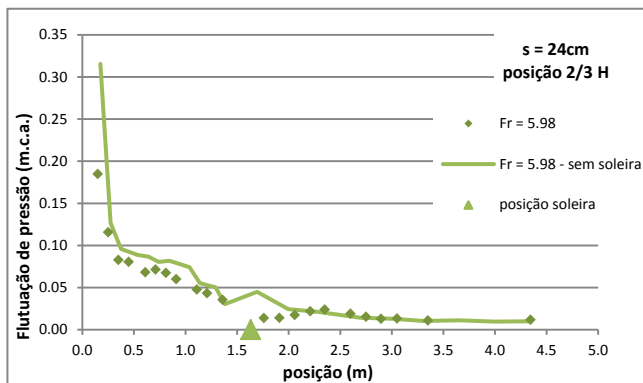
Flutuação de pressão, s=24cm, posição 2/3H, Fr=6,98



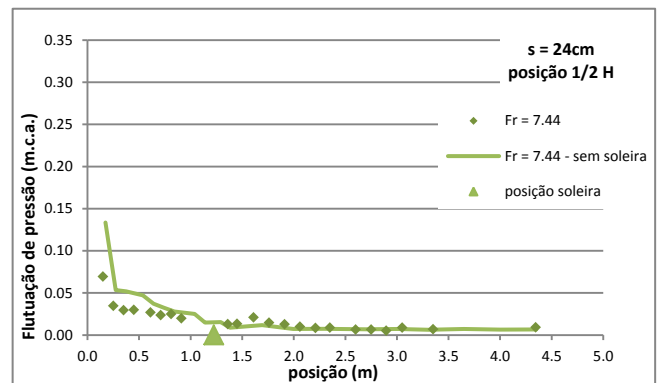
Flutuação de pressão, s=24cm, posição 2/3H, Fr=6,91



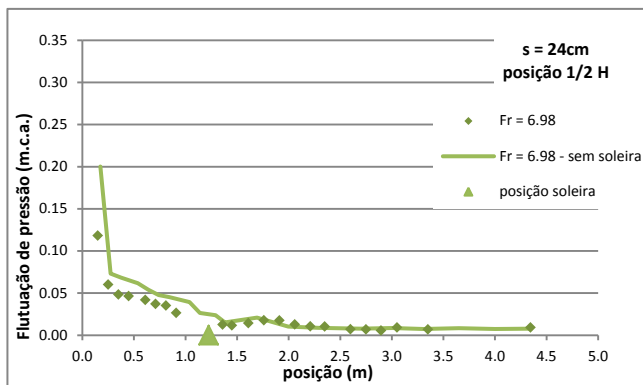
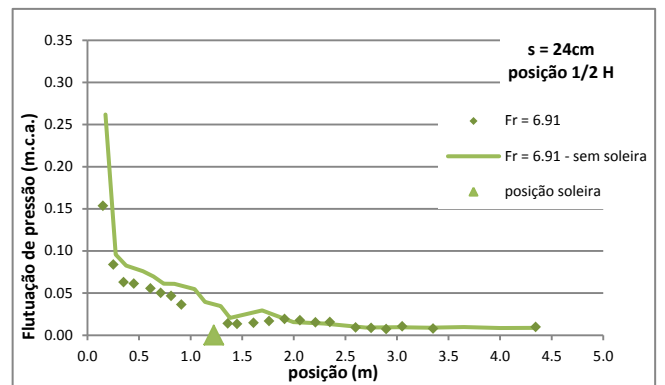
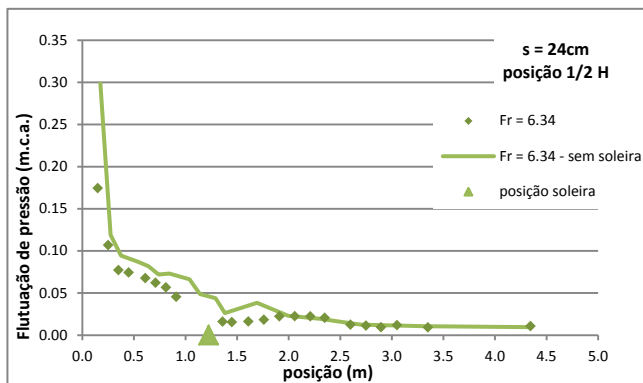
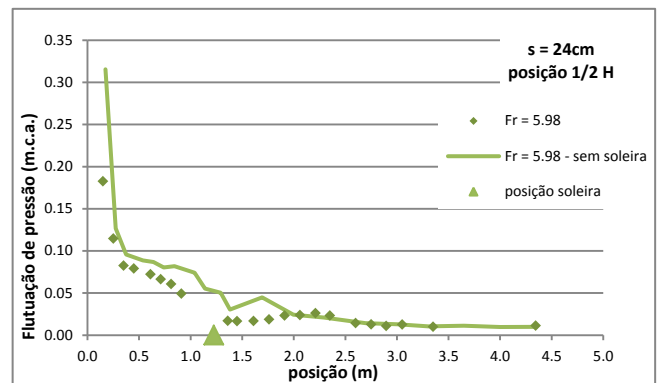
Flutuação de pressão, s=24cm, posição 2/3H, Fr=6,34



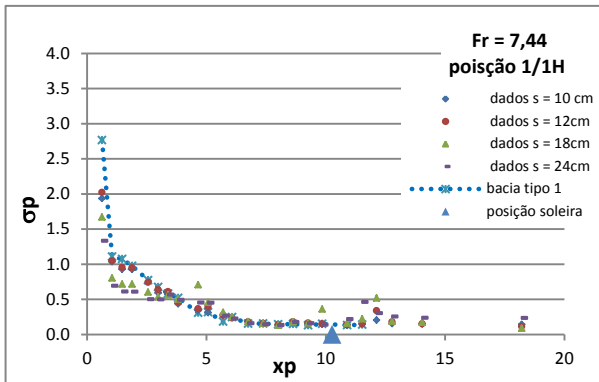
Flutuação de pressão, s=24cm, posição 2/3H, F=5,98



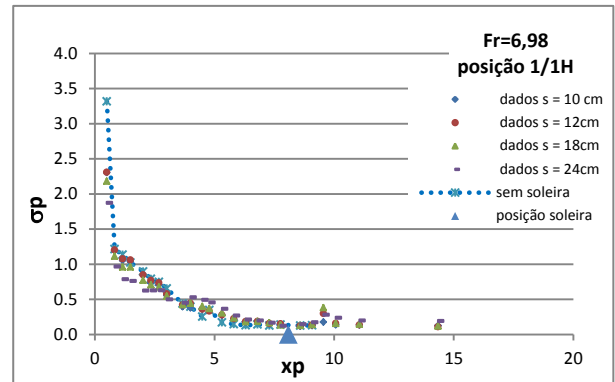
Flutuação de pressão, s=24cm, posição 1/2H, F=7,44

Flutuação de pressão,  $s=24\text{cm}$ , posição  $1/2H$ ,  $F=6,98$ Flutuação de pressão,  $s=24\text{cm}$ , posição  $1/2H$ ,  $F=6,91$ Flutuação de pressão,  $s=24\text{cm}$ , posição  $1/2H$ ,  $F=6,34$ Flutuação de pressão,  $s=24\text{cm}$ , posição  $1/2H$ ,  $F=5,98$

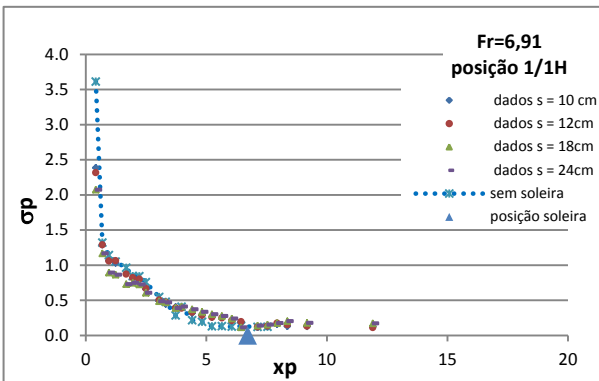
**ANEXO VI: Distribuição longitudinal das flutuações de pressões  
adimensionalizadas para cada vazão, cada posição, variando a altura da  
soleira**



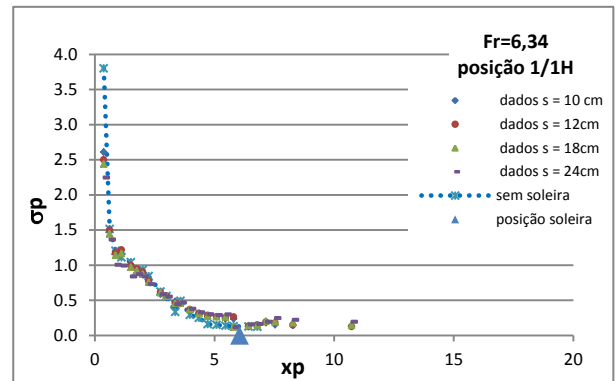
Flutuação de pressão, posição 1/1H, Fr=7,44, variando altura



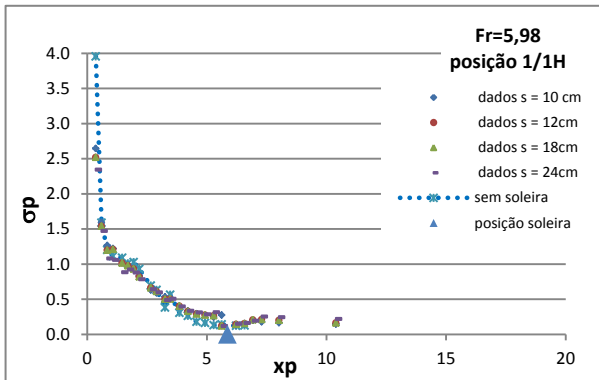
Flutuação de pressão, posição 1/1H, Fr=6,98, variando altura



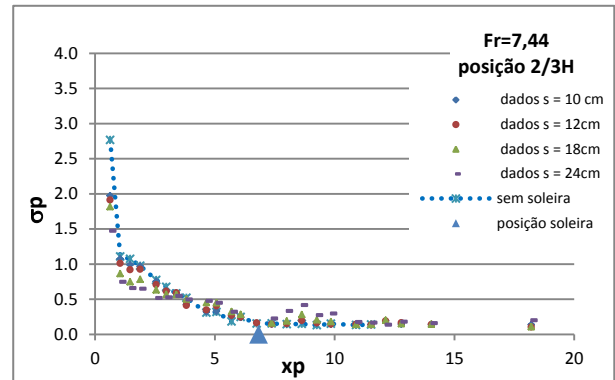
Flutuação de pressão, posição 1/1H, Fr=6,91, variando altura



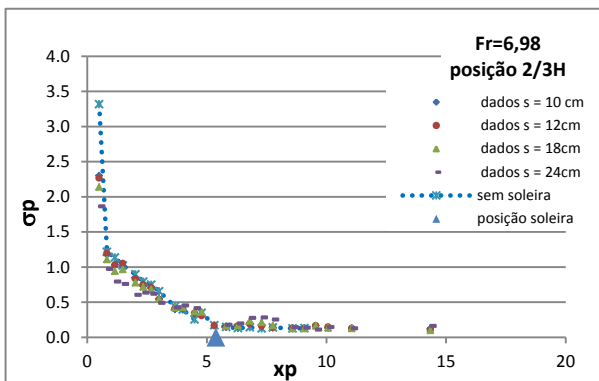
Flutuação de pressão, posição 1/1H, Fr=6,34, variando altura



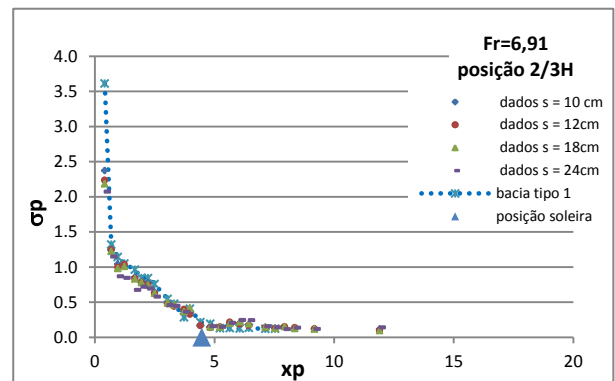
Flutuação de pressão, posição 1/1H, Fr=5,98, variando altura



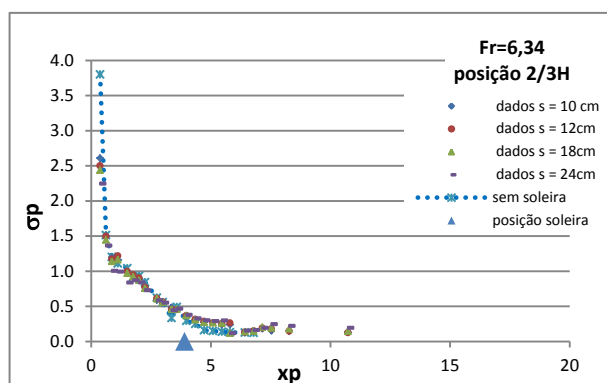
Flutuação de pressão, posição 2/3H, Fr=7,44, variando altura



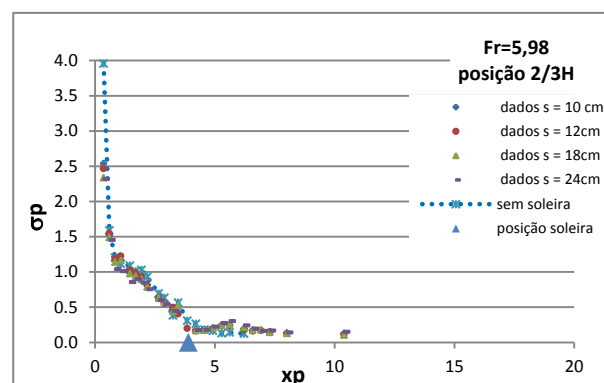
Flutuação de pressão, posição 2/3H, Fr=6,98, variando altura



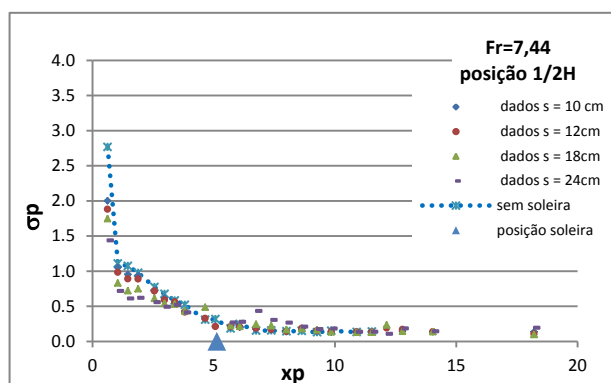
Flutuação de pressão, posição 2/3H, Fr=6,91, variando altura



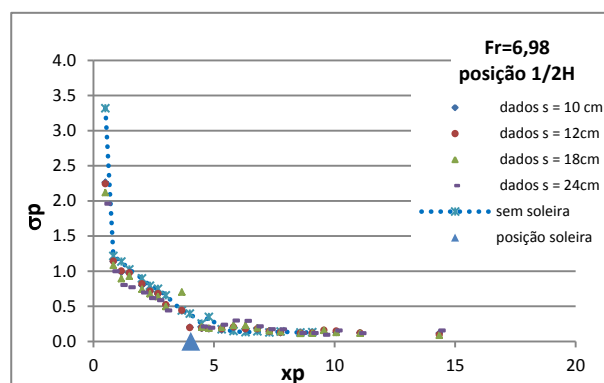
Flutuação de pressão, posição 2/3H, Fr=6,34, variando altura



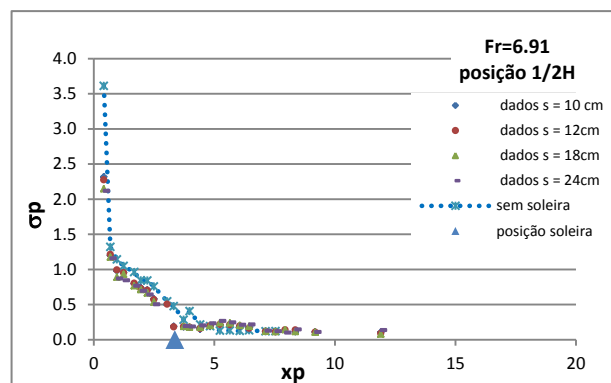
Flutuação de pressão, posição 2/3H, Fr=5,98, variando altura



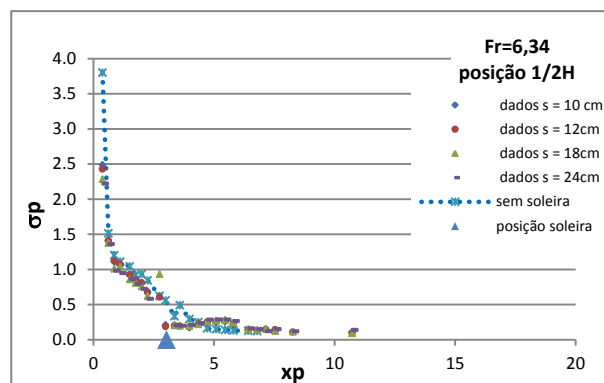
Flutuação de pressão, posição 1/2H, Fr=7,44, variando altura



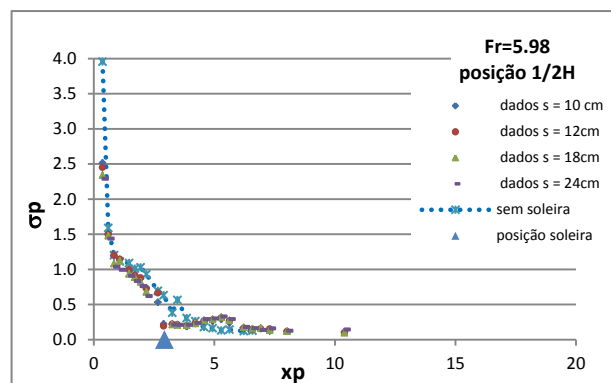
Flutuação de pressão, posição 1/2H, Fr=6,98, variando altura



Flutuação de pressão, posição 1/2H, Fr=6,91, variando altura

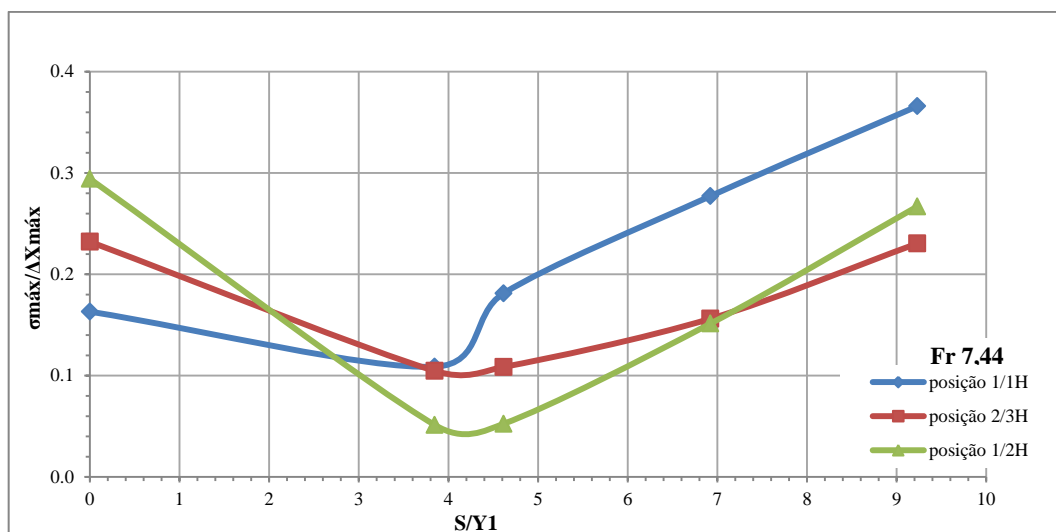


Flutuação de pressão, posição 1/2H, Fr=6,34, variando altura

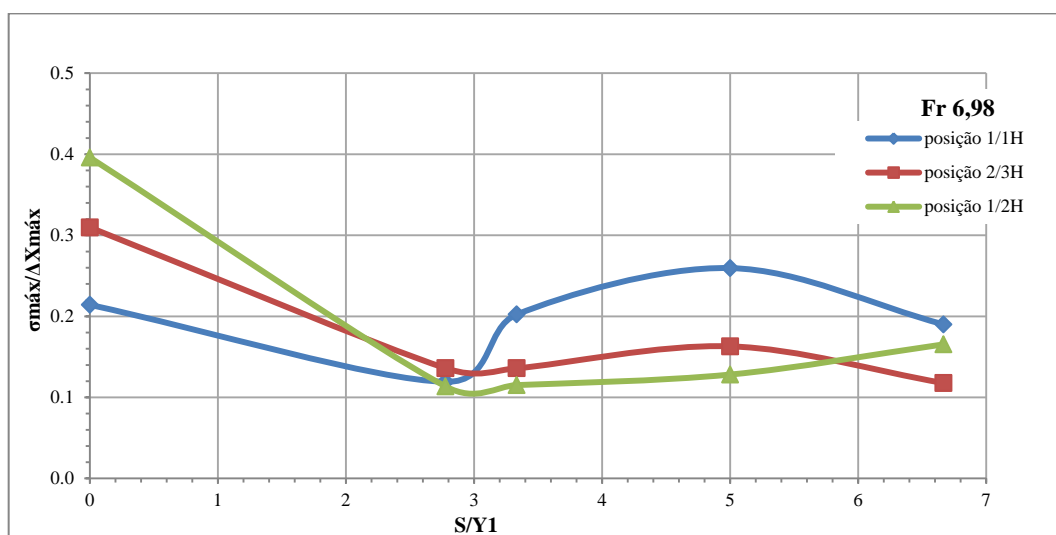


Flutuação de pressão, posição 1/2H, Fr=5,98, variando altura

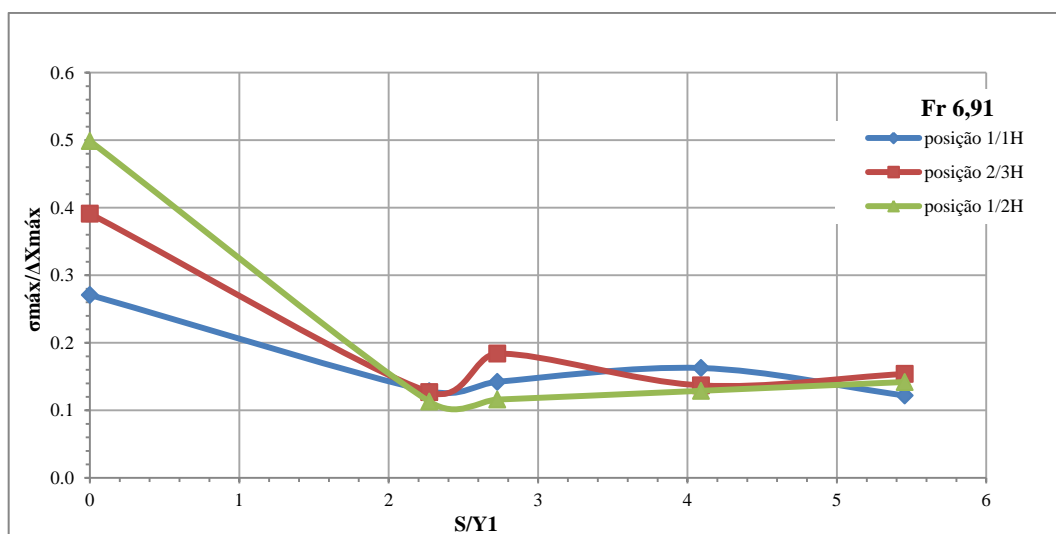
**ANEXO VII: Gráficos com valores dos menores coeficientes  $\Omega$ , para cada vazão, posição e altura de soleira**



Resultados para vazão de 40 L/s (Fr = 7,44)

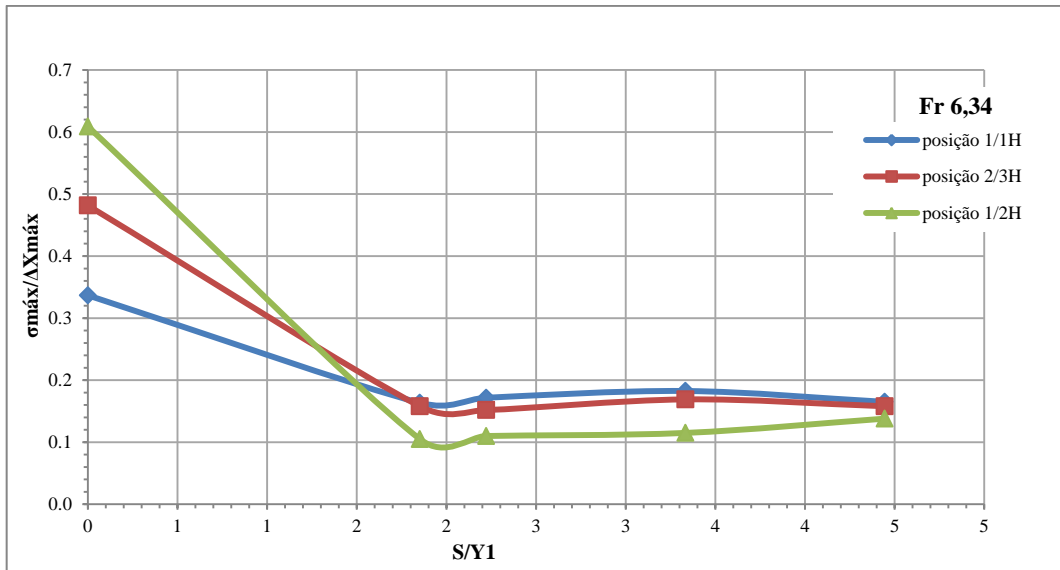


Resultados para a vazão de 60 L/s (Fr = 6,98).

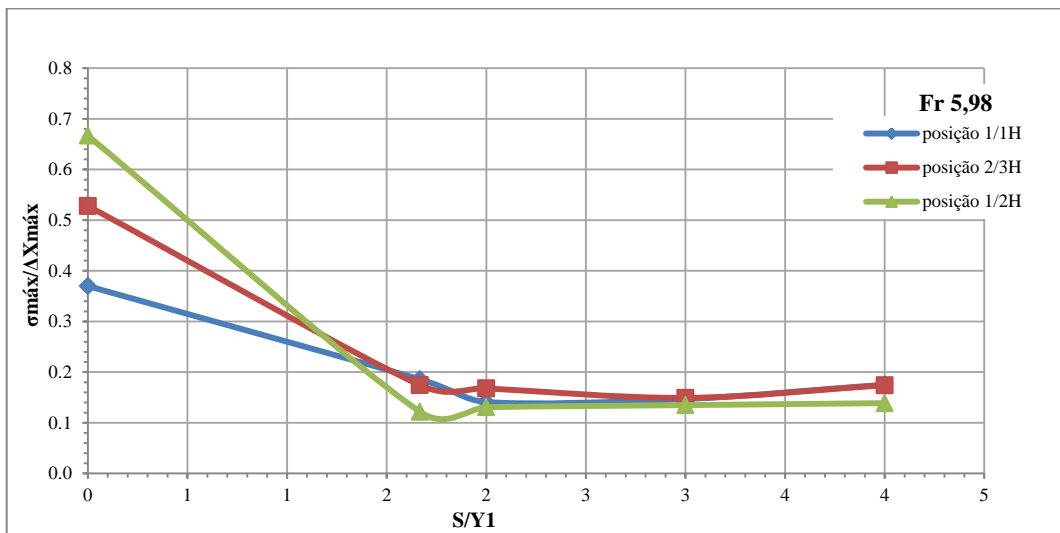


Resultados para a vazão de 80 L/s (Fr = 6,91).



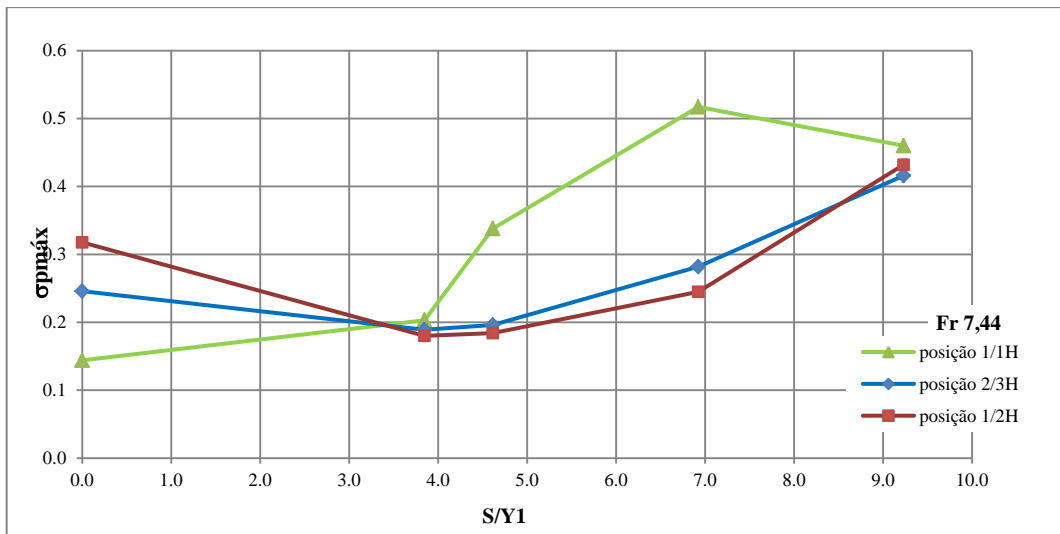


Resultados para a vazão de 100 L/s (Fr = 6,34).

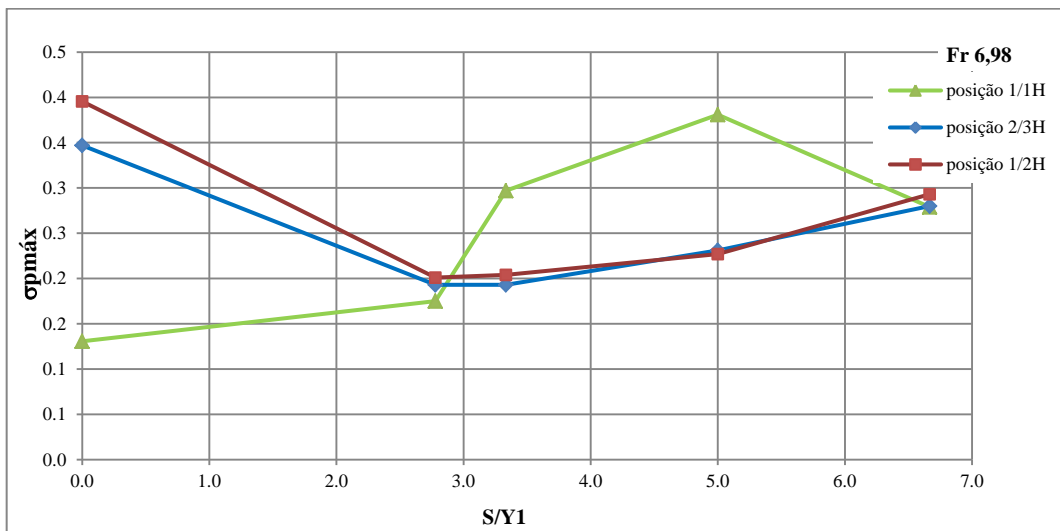


Resultados para a vazão de 110 L/s (Fr = 5,98).

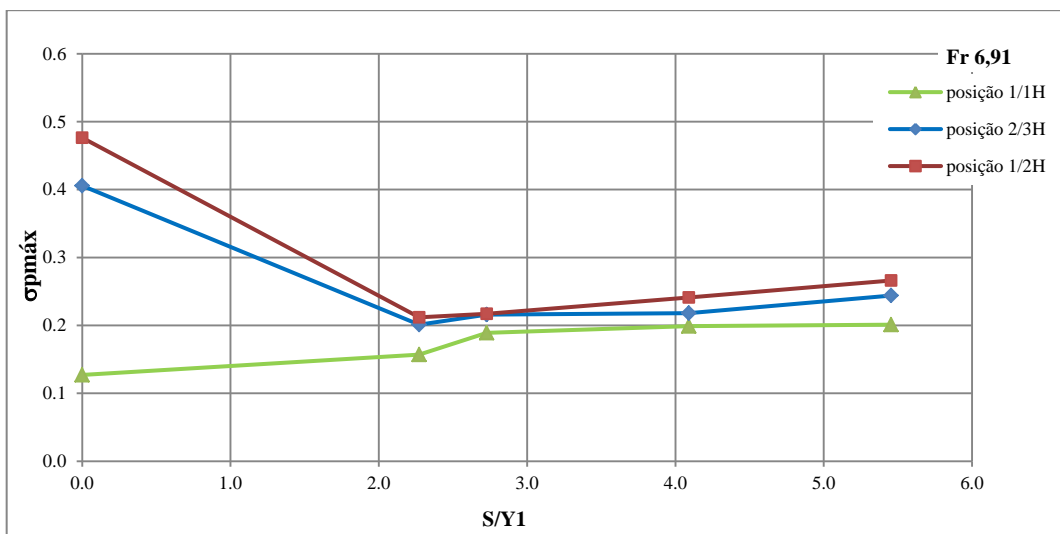
**ANEXO VIII: Gráficos com menores valores de flutuação máxima para cada vazão, posição e altura de soleira.**



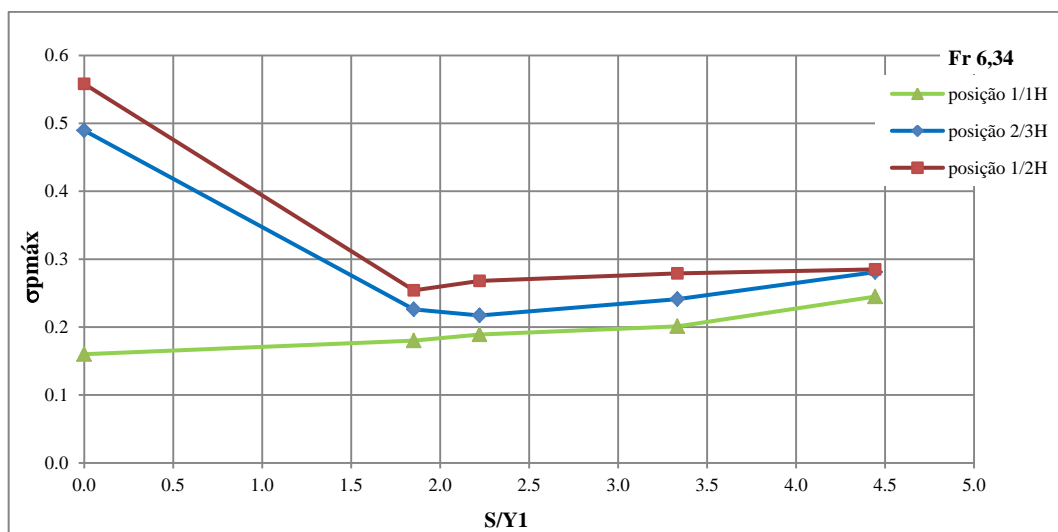
Resultados para vazão de 40 L/s (Fr = 7,44)



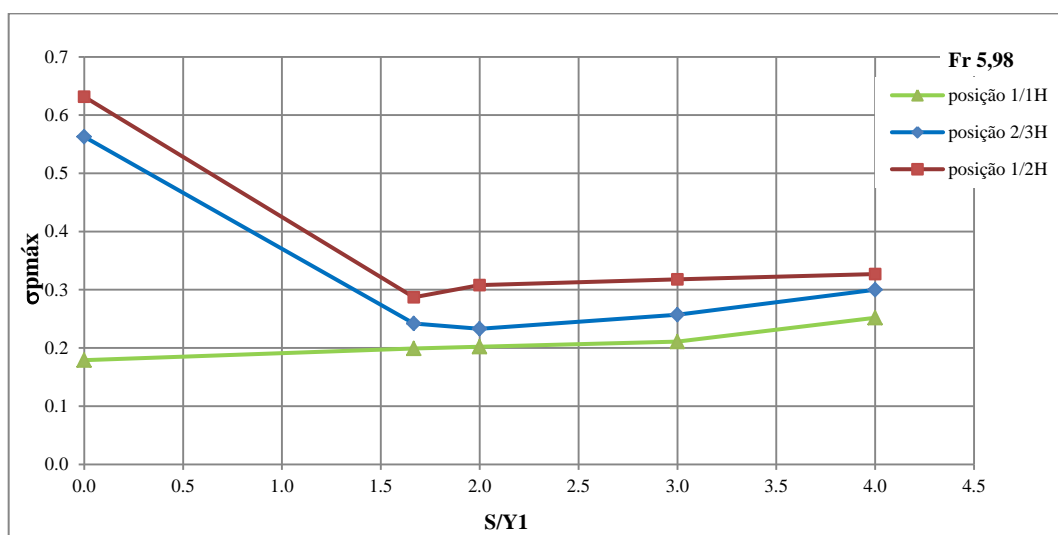
Resultados para a vazão de 60 L/s (Fr = 6,98).



Resultados para a vazão de 80 L/s (Fr = 6,91).



Resultados para a vazão de 100 L/s ( $Fr = 6,34$ ).



Resultados para a vazão de 110 L/s ( $Fr = 5,98$ ).