

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS
E SANEAMENTO AMBIENTAL

**CARACTERÍSTICAS DO ESCOAMENTO SOBRE VERTEDOUROS EM
DEGRAUS DE DECLIVIDADE 1V:1H**

Engenheiro Civil **MAURICIO DAI PRÁ**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Porto Alegre, 2004.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**CARACTERÍSTICAS DE ESCOAMENTOS SOBRE VERTEDOUROS
EM DEGRAUS DE DECLIVIDADE 1V:1H**

Engenheiro Civil MAURICIO DAI PRÁ

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

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques

Co-orientador: Prof. Dr. Luiz Augusto Magalhães Endres

Banca Examinadora

Prof. Dr. Jorge de Saldanha Gonçalves Matos – Universidade Técnica de Lisboa

Prof. Dr. Raúl Antonio Lopardo – Universidade Nacional de La Plata

Prof. Dr. Carlos Barreira Martinez – Universidade Federal de Minas Gerais

Prof. Dr^a. Edith Beatriz Camaño Schettini – Instituto de Pesquisas Hidráulicas/UFRGS

Porto Alegre, Agosto de 2004.

A Deus, pela vida.

À Delvina, minha mãe, pela coragem e força de vontade.

Ao Mário, meu pai, pelo incentivo e exemplo de vida.

À minhas irmãs, Mônica e Cristina, pelo carinho e amizade.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todas as instituições que fizeram parte deste trabalho, através de apoio financeiro ou mesmo através das oportunidades oferecidas.

Ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental pela oportunidade e pelos ensinamentos ao longo do curso de mestrado e ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pela disponibilização do laboratório de ensino para as investigações experimentais.

À Furnas Centrais Elétricas que, a partir do projeto de Pesquisa e Desenvolvimento “Características dos Escoamentos sobre Vertedouros em Degraus”, proporcionou condições para a realização deste trabalho, além de servir sempre de incentivo à condução dos estudos.

Ao CNPq, pela concessão da bolsa de mestrado neste último ano de pesquisa, imprescindível para a continuidade deste trabalho.

Agradeço, também, a todas aquelas pessoas que, pelos ensinamentos técnicos, pela convivência diária e pela amizade, tornaram-se parte desta dissertação.

Ao Prof. Marcelo Giulian Marques, meu orientador, pela confiança e sinceridade, pela presença constante e pelo ritmo de trabalho imposto, servindo sempre de incentivo para o desenvolvimento deste trabalho. Ao Prof. Luiz Augusto Magalhães Endres, meu co-orientador, pelas valiosas opiniões e esclarecimentos, e pelo exemplo de serenidade.

Aos amigos Jaime Federicci Gomes, Daniela Guzon Sanagiotto e Rafael André Wiest que muito me ensinaram com suas experiências profissionais e espírito de equipe, mas principalmente pelo exemplo de conduta, pelo companheirismo e pela amizade.

Um agradecimento especial ao indispensável e qualificado trabalho dos técnicos Sérgio Nicolau de Moura Flores e Maximiliano Paschoaloti Messa, salientando que sem eles as investigações experimentais não seriam possíveis.

Agradeço, também, aos colegas de pós-graduação, técnicos e estagiários do Pavilhão Marítimo do IPH, pela convivência e pelos momentos de descontração.

À Mônica, minha irmã, pelo auxílio neste últimos dias de trabalho, mas essencialmente pela preocupação e amizade.

Ao Mauro pela amizade e pelo exemplo de profissional. À Alféride pelo jeito extrovertido de transmitir ânimo e apoio.

Agradeço especialmente à Marcia, pela compreensão nos momentos de ausência, pela dedicação nas horas difíceis, e pelo amor e carinho que nos une.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	iv
SUMÁRIO	v
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE QUADROS	x
LISTA DE ANEXOS	xi
LISTA DE SÍMBOLOS	xiii
RESUMO	xvii
ABSTRACT	xviii
CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Apresentação	1
1.2. Problema e Relevância	1
1.3. Objetivo Geral	2
1.4. Objetivos Específicos	2
CAPÍTULO 2	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. Histórico	4
2.2. Regimes de Escoamento	5
2.2.1. Escoamento em Quedas Sucessivas	6
2.2.2. Escoamento de Transição	9
2.2.3. Escoamento Deslizante sobre Turbilhões.....	10
2.3. Aeração do Escoamento	15
2.3.1. Posição de Início de Aeração.....	16
2.3.2. Concentração de Ar	20
2.4. Dissipação de Energia	24
2.4.1. Fator de Resistência.....	24
2.4.2. Dissipação de Energia	29
2.5. Pressões na Calha em Degraus	36
CAPÍTULO 3	39
3. INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL E METODOLOGIA	39
3.1. Instalação Experimental	39
3.2. Metodologia.....	41
3.2.1. Considerações sobre Critérios de Semelhança	41
3.2.2. Aspectos Gerais dos Ensaios	45
3.2.3. Medição dos Níveis de Água.....	46
3.2.4. Medição de Velocidades Médias do Escoamento	47
3.2.5. Medição de Pressões.....	49
3.2.6. Início de Aeração do Escoamento	52

CAPÍTULO 4	53
4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE	53
4.1. Considerações Iniciais	53
4.2. Superfície Livre da Água	53
4.3. Posição de Início de Aeração	56
4.4. Avaliação qualitativa dos turbilhões de recirculação nos degraus	63
4.5. Velocidades Médias	64
4.6. Fator de Resistência	67
4.7. Dissipação de Energia	72
4.7.1. Dissipação de energia frente à energia total disponível a montante	74
4.7.2. Dissipação da energia nas calhas em degraus frente à energia dissipada por uma calha lisa.	78
4.8. Pressões Médias	81
CAPÍTULO 5	85
5. EXEMPLO DE APLICAÇÃO	85
5.1. Início da Aeração	85
5.2. Fator de Resistência	86
5.3. Dissipação de Energia	87
CAPÍTULO 6	90
6. CONCLUSÕES	90
6.1. Início da aeração do escoamento	90
6.2. Fator de Resistência	91
6.3. Avaliação da dissipação de energia	92
6.4. Pressões médias	92
6.5. Turbilhões junto à rugosidade proporcionada pelos degraus.	93
RECOMENDAÇÕES	94
ANEXOS	95
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Referências históricas dos vertedouros em degraus: (a) barragem na Akarnanian, Grécia (1300 A.C.) e (b) barragem de New Croton, Estados Unidos (1906). Fonte: THE UNIVERSITY OF QUEENSLAND (2004).	5
Figura 2.2 – Tipos de escoamentos sobre vertedouros em degraus: (a) deslizante sobre turbilhões “ <i>skimming flow</i> ”, (b) transição e (c) quedas sucessivas “ <i>nappe flow</i> ”. Fonte: Ohtsu <i>et al.</i> (2001).	6
Figura 2.3 – Subdivisão dos escoamentos em quedas sucessivas: (a) impacto total do jato com formação de ressalto hidráulico, (b) impacto total do jato sem formação de ressalto hidráulico e (c) impacto parcial do jato.	8
Figura 2.4 – Subdivisões do escoamento deslizantes sobre turbilhões, segundo Chanson (1994a): (a) escoamento com interferência esteira – degrau, (b) escoamento com interferência esteira – esteira e (c) escoamento com recirculação estável de vórtices.	12
Figura 2.5 – Regiões de abrangência dos escoamentos deslizante sobre turbilhões (inferior à equação 2.14), de transição e quedas sucessivas (superior à equação 2.2). Fonte: Ohtsu <i>et al.</i> (2001).	14
Figura 2.6 – Definição da posição de início de aeração a partir do desenvolvimento da camada limite.	16
Figura 2.7 – Regiões do escoamento sobre vertedouros em degraus, conforme Chanson (1993).	17
Figura 2.8 – Dimensões da calha em degraus.	18
Figura 2.9 – Perfis de concentração de ar. Fonte: Tozzi (1998).	23
Figura 2.10 – Fatores de resistência de Darcy-Weisbach, segundo diversos autores, evidenciando a grande dispersão dos dados. Fonte: Chanson <i>et al.</i> (2002).	27
Figura 2.11 – Dissipação de energia com relação a energia disponível a montante do vertedouro. Os pontos não preenchidos referem-se a ocorrência de escoamento aerado. Fonte: Sanagiotto (2003).	34
Figura 2.12 – Dissipação de energia com relação a energia disponível a montante do vertedouro segundo diversos pesquisadores. Os dados de Sanagiotto (2003) seguem a mesma legenda apresentada na Figura 2.11. Fonte: Sanagiotto (2003).	35
Figura 2.13 – Distribuição das pressões adimensionalizadas pela energia cinética do escoamento no degrau: (a) espelho e (b) piso. As vazões discriminadas nas legendas são dadas em L/s e a largura da calha é de 0,4 m. As linhas tracejadas referem-se a escoamentos aerados. Fonte: Sanagiotto (2003).	38
Figura 3.1 – Representação esquemática em planta das instalações utilizadas na implementação dos modelos (sem escala, com medidas em metros).	40
Figura 3.2 – Detalhe da ogiva do modelo (dimensões em metros).	41
Figura 3.3 – Modelos dos vertedouros: (a) calha lisa, (b) calha com degrau de 3 cm.	42
Figura 3.4 – Modelos dos vertedouros: (a) calha com degrau de 6 cm e (b) calha com degrau de 9 cm.	43
Figura 3.5 – Processo de medição da linha da água e sistema utilizado.	47

Figura 3.6 – Sistema de medição das velocidades médias.	48
Figura 3.8 – Curva de conversão dos valores de tensão elétrica em velocidades média.....	49
Figura 3.9 – Posições das tomadas de pressão (medidas em milímetros): (a) H = 3 cm, (b) H = 6 cm e (c) H = 9 cm.	50
Figura 3.10 – Detalhe das tomadas de pressão: (a) tubos plásticos de ligação e (b) tomadas de 3 mm executadas na calha vertente.	51
Figura 3.11 – Posições de início de aeração a partir da visualização do escoamento.	52
Figura 4.1 – Visualização a partir da crista do vertedouro evidenciando as dificuldades encontradas nas medições do perfil da linha da água ($q = 0,100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, $H = 6 \text{ cm}$).	54
Figura 4.2 – Medições efetuadas por ponta linimétrica e régua milimetrada evidenciando o critério de validação adotado. Ambas as medições foram feitas para $q = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$: (a) H = 9 cm e (b) H = 6 cm.	55
Figura 4.3 – Posições de início de aeração firme (f) e intermitente (i).	57
Figura 4.4 – Comparação das posições de início de aeração firme do presente estudo frente às equações propostas por Sanagiotto (2003), Wood <i>et al.</i> (1993) e Chanson (1994a), e frente aos dados experimentais de Sorensen (1985), Bindo <i>et al.</i> (1983), Tozzi (1992) e Povh (2000).....	58
Figura 4.5 – Comparação entre os dados experimentais a partir da consideração da energia de montante (E_A) adimensionalizada pela altura de rugosidade (k).	60
Figura 4.6 – Comparação entre as profundidades do escoamento na posição de início de aeração: dados experimentais do presente estudo, de Sorensen (1985), de Bindo <i>et al.</i> (1993), de Tozzi (1992) e de Sanagiotto (2003) e equações 2.21 e 2.26 propostas por Chanson (1994a) e Sanagiotto (2003).....	61
Figura 4.7 – Relação entre a posição de início de aeração e a profundidade do escoamento neste ponto, segundo adimensionalizações propostas de Tozzi (1992).....	62
Figura 4.8 – Comparação entre os dados experimentais obtidos no presente estudo frente àqueles determinados por Povh (2000) a respeito da posição de início de aeração intermitente do escoamento.	62
Figura 4.9 – Comportamento dos turbilhões no pseudofundo: (a) situação 1 e (b) situação 2.	63
Figura 4.10 – Perfis de velocidade média do escoamento na calha com degraus de 3 cm de altura frente aos perfis obtidos na calha lisa, para diferentes posições (Y/Hd) ao longo da calha.	65
Figura 4.11 – Comparação entre os perfis de velocidade obtidos no presente estudo (em preto) e os determinados por Sanagiotto (2003) que avaliou calhas com declividade de $53,13^\circ$ (em vermelho).	66
Figura 4.12 – Comparação entre os fatores de resistência obtidos neste estudo frente às propostas apresentadas por outros autores.....	68
Figura 4.13 – Fatores de resistência segundo diversos autores, apresentado por Chanson <i>et al.</i> (2002) acrescidos dos dados de Sanagiotto (2003), comparados com os obtidos no presente estudo.....	69
Figura 4.14 – Correlação entre as profundidades do escoamento na calha lisa (h_L) em qualquer ponto ao longo da calha (L_p), ambas adimensionalizadas pela profundidade crítica do escoamento (h_c).....	70

Figura 4.15 – Avaliação do fator de resistência da calha em degraus a partir do fator de resistência da calha lisa, em qualquer ponto ao longo da calha do vertedouro.	71
Figura 4.16 – Comparação entre a dissipação de energia nas calhas com degraus de 3, 6 e 9 cm de altura na posição ($Y/Hd = 2,84$) frente a energia total disponível a montante. Os pontos sem preenchimento referem-se a situações de medição em que o escoamento apresentava-se aerado.	75
Figura 4.17 – Valores de dissipação de energia obtidos neste estudo. Os pontos hachurados correspondem a regiões aeradas do escoamento.	76
Figura 4.18 – Avaliação da dissipação de energia com relação a energia disponível a montante através da comparação entre as propostas de Chanson (1993), Peyras <i>et al.</i> (1992), os dados experimentais de alguns autores e aqueles obtidos neste estudo. A legenda segue a mesma da Figura 4.17.	78
Figura 4.19 – Avaliação da influência da altura do degrau na dissipação de energia com relação a energia dissipada por uma calha lisa, na posição $Y/Hd = 3.29$. Os pontos sem preenchimento representam situações de escoamento aerado.	79
Figura 4.20 – Comparação entre os dados determinados neste estudo com os dados válidos para declividades de $53,1^\circ$ apresentados por Sanagiotto (2003), Povh (2000) e Tozzi (1992).	81
Figura 4.21 – Sentido adotado para a numeração das tomadas de pressão.	82
Figura 4.22 – Comparação entre as medições efetuadas por transdutores de pressão e por piezômetros, nas 7 seções principais de ensaio da calha com $H = 9\text{cm}$, para $q = 0,2\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	82
Figura 4.23 – Comportamento dos coeficientes de pressão (K) na seção de ensaio 6 para a calha com degraus de 9 cm de altura. As linhas tracejadas correspondem a escoamentos aerados, as linhas cinza, a escoamentos com aeração intermitente e as linhas cheias, a escoamentos sem aeração.	84
Figura 5.1 – Vertedouro em degraus proposto no exemplo de aplicação.	85
Figura 5.2 – Comparação da bacia de dissipação para as duas calhas: (a) lisa e (b) degraus.	89

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Características do modelo e da estrutura real hipotética.	45
Quadro 3.2 – Posição das seções de ensaio e tipo de medição efetuada (coordenadas em metros).	46
Quadro 4.1 – Profundidades normais (h_n) a partir da consideração de escoamento uniforme, segundo critério de Chanson (1993), para as vazões em que se verificou a plena aeração do fluxo.	56
Quadro 4.2 - Degraus e posições de início de aeração firme e intermitente.	57
Quadro 5.1 – Dimensionamento da estrutura hipotética: etapas 1 a 7 referentes ao início da aeração	86
Quadro 5.2 – Dimensionamento da estrutura hipotética: etapas 8 a 11 referentes ao fator de resistência.....	86
Quadro 5.3 – Comportamento do fator de resistência (f_k) ao longo da calha em degraus.....	87
Quadro 5.4 – Dimensionamento da bacia de dissipação tipo ressalto hidráulico para o vertedouro hipotético de calha lisa.	88
Quadro 5.5 – Dimensionamento da bacia de dissipação para o vertedouro hipotético, provido de degraus com 0,6 m de altura.	89

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1 – Profundidades do escoamento, medidas com ponta linimétrica, na calha lisa e na calha com degraus de 3 cm de altura. Vazões em ($m^3/s/m$).....	96
Anexo 2 – Profundidades do escoamento, medidas com ponta linimétrica, nas calhas com degraus de 6 cm e 9 cm de altura. Vazões em ($m^3/s/m$).	97
Anexo 3 – Comparação entre as profundidades do escoamento medidas a partir de ponta linimétrica (à meia largura do canal) e de régua milimetrada (nas laterais transparentes do vertedouro) para a calha lisa.	98
Anexo 4 – Comparação entre as profundidades do escoamento medidas a partir de ponta linimétrica (à meia largura do canal) e de régua milimetrada (nas laterais transparentes do vertedouro) para a calha com degraus de 3 cm de altura. A legenda é a mesma apresentada no Anexo 3.	99
Anexo 5 – Comparação entre as profundidades do escoamento medidas a partir de ponta linimétrica (à meia largura do canal) e de régua milimetrada (nas laterais transparentes do vertedouro) para a calha com degraus de 6 cm de altura. A legenda é a mesma apresentada no Anexo 3.	100
Anexo 6 – Comparação entre as profundidades do escoamento medidas a partir de ponta linimétrica (à meia largura do canal) e de régua milimetrada (nas laterais transparentes do vertedouro) para a calha com degraus de 9 cm de altura. A legenda é a mesma apresentada no Anexo 3.	101
Anexo 7 – Velocidades médias em diferentes profundidades e posições Y/Hd ao longo da calha lisa.	102
Anexo 8 – Velocidades médias em diferentes profundidades e posições Y/Hd ao longo da calha com degrau de 3 cm de altura.	103
Anexo 9 – Velocidades médias em diferentes profundidades e posições Y/Hd ao longo da calha com degrau de 6 cm de altura.	104
Anexo 10 – Velocidades médias em diferentes profundidades e posições Y/Hd ao longo da calha com degrau de 9 cm de altura.	105
Anexo 11 – Perfis de velocidades médias do escoamento deslizante sobre turbilhões sobre a calha com degraus de 3 cm de altura, na região não aerada do fluxo para 5 posições (Y/Hd) ao longo da calha.	106
Anexo 12 – Perfis de velocidades médias do escoamento deslizante sobre turbilhões sobre a calha com degraus de 6 cm de altura, na região não aerada do fluxo para 5 posições (Y/Hd) ao longo da calha.	107
Anexo 13 – Perfis de velocidades médias do escoamento deslizante sobre turbilhões sobre a calha com degraus de 9 cm de altura, na região não aerada do fluxo para 5 posições (Y/Hd) ao longo da calha.	108
Anexo 14 – Dissipação de energia com relação a energia a montante do vertedouro ($Y/Hd = 1,49$ e $1,94$).	109
Anexo 15 – Dissipação de energia com relação a energia a montante do vertedouro ($Y/Hd = 2,39$ e $2,84$).	110
Anexo 16 – Dissipação de energia com relação a energia a montante do vertedouro ($Y/Hd = 3,29$ e $3,74$).	111

Anexo 17 – Dissipação de energia com relação a energia a montante do vertedouro ($Y/Hd = 4,19$ e $4,64$).	112
Anexo 18 – Dissipação de energia nas calhas em degraus com relação a energia de um vertedouro de calha lisa, nas posições $Y/Hd = 1,49$ e $1,94$. Os pontos das figuras sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados.....	113
Anexo 19 – Dissipação de energia nas calhas em degraus com relação a energia de um vertedouro de calha lisa, nas posições $Y/Hd = 2,39$ e $2,84$. Os pontos das figuras sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados.....	114
Anexo 20 – Dissipação de energia nas calhas em degraus com relação a energia de um vertedouro de calha lisa, nas posições $Y/Hd = 3,29$ e $3,74$. Os pontos das figuras sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados.....	115
Anexo 21 – Dissipação de energia nas calhas em degraus com relação a energia de um vertedouro de calha lisa, nas posições $Y/Hd = 4,19$ e $4,64$. Os pontos das figuras sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados.....	116
Anexo 22 – Pressões médias obtidas pelos sensores de pressão nas 7 seções principais de ensaios ao longo da calha com degraus de 3 cm de altura (valores de modelo).....	117
Anexo 23 – Pressões médias obtidas pelos sensores de pressão nas 7 seções principais de ensaios ao longo da calha com degraus de 6 cm de altura (valores de modelo).....	118
Anexo 24 – Pressões médias obtidas pelos sensores de pressão nas 7 seções principais de ensaios ao longo da calha com degraus de 9 cm de altura (valores de modelo).....	119
Anexo 25 – Pressões médias adimensionalizadas em função da energia cinética do escoamento (Seção 2).	120
Anexo 26 – Pressões médias adimensionalizadas em função da energia cinética do escoamento (Seção 3).	121
Anexo 27 – Pressões médias adimensionalizadas em função da energia cinética do escoamento (Seção 4).	122
Anexo 28 – Pressões médias adimensionalizadas em função da energia cinética do escoamento (Seção 5).	123
Anexo 29 – Pressões médias adimensionalizadas em função da energia cinética do escoamento (Seção 6).	124
Anexo 30 – Pressões médias adimensionalizadas em função da energia cinética do escoamento (Seção 7).	125
Anexo 31 – Especificação técnica dos sensores HYTRONIC utilizados nas medições de pressão.	126
Anexo 32 – Especificação técnica dos sensores SITRON utilizados nas medições de pressão.	130

LISTA DE SÍMBOLOS

B	Largura da calha do vertedouro.
c_f	Coefficiente de resistência para uma calha em degraus.
c_f	Coefficiente de resistência para uma calha lisa.
C	Concentração local de ar definida pelo quociente entre o volume de ar e o volume total da mistura água-ar.
CF	Cota de fundo da bacia de dissipação a jusante do vertedouro.
C_{NJ}	Cota do nível a jusante da bacia de dissipação (cota do fundo do rio adicionado da sua profundidade).
C_{SV}	Cota da soleira do vertedouro.
\bar{C}	Concentração média de ar do escoamento.
\bar{d}, d	Profundidade equivalente a um escoamento não aerado calculada a partir das velocidades de um escoamento aerado.
d_{90}	Profundidade do escoamento onde a concentração local de ar é 90 %.
D'	Difusividade turbulenta adimensionalizada, utilizada no modelo de difusão proposto para a determinar as concentrações de ar no escoamento.
D_H	Diâmetro hidráulico.
E'	Energia em qualquer ponto da calha lisa.
E_r'	Energia específica residual na base de um vertedouro com calha lisa.
E_A	Energia total disponível a montante da posição de início de aeração.
E_m	Energia total disponível na crista do vertedouro.
E_p	Energia em qualquer ponto da calha em degraus.
E_r	Energia específica residual na base de um vertedouro com calha em degraus.
E_{r1}	Energia específica residual na base de um vertedouro com calha em degraus calculada a partir das profundidades conjugadas do ressalto hidráulico.
E_0	Energia específica no pé do vertedouro desconsiderando perdas de carga.
f, f_k	Fator de resistência de Darcy-Weisbach para um vertedouro com calha em degraus.
f_L	Fator de resistência para um vertedouro com calha lisa
F^*	Número de Froude definido em termos da altura de rugosidade. $F^* = q / \sqrt{(g \sin \alpha k^3)}$
Fr	Número de Froude do escoamento. $Fr = V / \sqrt{gh}$
Fr'	Número de Froude do escoamento na base de um vertedouro com calha lisa.
g	Aceleração da gravidade. $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

- h Profundidade do escoamento medido perpendicularmente ao plano da calha a partir do pseudofundo.
- h_A Profundidade do escoamento no ponto de início de aeração, medido perpendicularmente ao plano da calha.
- h_c Profundidade crítica do escoamento. $h_c = (q^2/g)^{1/3}$
- h_n Profundidade normal do escoamento uniforme obtida para um fluxo plenamente aerado.
- h_L Profundidade do escoamento sobre um calha lisa, medido perpendicularmente ao plano desta calha.
- h_T Profundidade do escoamento onde ocorre a mudança entre a região de água aerada (camadas próximas a calha) para a região de ar com gotas de água (camadas próximas a superfície livre).
- h_0 Profundidade do escoamento na base de um vertedouro.
- h_1 Profundidade a montante do ressalto hidráulico.
- h_2 Profundidade a jusante do ressalto hidráulico.
- H Altura do degrau (espelho).
- Hd Carga de projeto do vertedouro.
- H_J Energia total do escoamento em uma seção qualquer de jusante.
- H_M Energia total do escoamento em uma seção qualquer de montante.
- H_{ogiva} Diferença de cotas entre a crista do vertedouro e o início da calha com declividade constante.
- H_V Altura total do vertedouro: diferença entre as cotas da crista e da bacia de dissipação.
- \bar{i}_e Declividade média da linha de energia.
- k Altura de rugosidade. $k = H \cos \alpha$
- k_r Rugosidade específica de uma calha lisa convencional.
- K Coeficiente de pressão média.
- K' Constante de integração utilizada no modelo de difusão proposto para a determinar as concentrações de ar no escoamento.
- L Comprimento do degrau (piso).
- L' Diferença entre as cotas da crista do vertedouro e da altura média do degrau no qual se observa o início da aeração do escoamento.
- L_A Distância longitudinal entre o início do desenvolvimento da camada limite e a posição na qual se observa o início de aeração do escoamento.

L_{calha}	Distância longitudinal da calha em degraus medida entre o seu início (imediatamente a jusante da ogiva) e a posição de início de aeração.
L_j	Comprimento do ressalto hidráulico na bacia de dissipação a jusante do vertedouro.
L_{ogiva}	Distância longitudinal entre o início do desenvolvimento da camada limite e o início da calha com declividade constante.
L_p	Distância longitudinal entre o início do desenvolvimento da camada limite e uma posição qualquer na calha do vertedouro.
N	Número de degraus.
p	Pressão média.
q	Vazão específica.
q_m	Vazão específica no modelo.
q_p	Vazão específica no protótipo.
Q_m	Vazão no modelo.
Q_p	Vazão no protótipo.
Re	Número de Reynolds do escoamento. $Re = VD_H / \nu$
V	Velocidade média do escoamento.
V_m	Velocidade do escoamento no modelo.
V_p	Velocidade do escoamento no protótipo.
V_0	Velocidade média do escoamento na base de um vertedouro.
x	Distância horizontal a partir de um ponto de referência.
y	Distância vertical a partir de um ponto de referência.
Y	Diferença de cotas entre a crista e uma posição qualquer na calha do vertedouro.
z	Cota do piso do degrau na seção considerada em relação ao plano de referência.
α	Ângulo de inclinação do paramento de jusante do vertedouro com a horizontal.
α_1	Coefficiente de Coriolis.
δ	Espessura da camada limite.
ΔE	Diferença entre a energia total disponível na crista do vertedouro e a energia específica residual na base de um vertedouro com calha em degraus.
$\Delta E'$	Diferença entre a energia específica residual na base de um vertedouro com calha lisa e a energia específica residual na base de um vertedouro com calha em degraus.
ΔE_v	Diferença entre a altura total do vertedouro e a energia específica residual na base da calha em degraus.
$\Delta \ell$	Distância ao longo da calha entre as seções de montante e de jusante.
ΔH	Perda de carga total ao longo de uma distância longitudinal ΔS

ΔS	Distância longitudinal ao longo do vertedouro.
φ	Perda de carga média por degrau.
γ	Peso específico da água.
λ	Fator adimensional de escala entre modelo e protótipo.
μ	Viscosidade do fluido (N.s/m ²).
ρ	Massa específica do fluido (Kg/m ³).
θ	Declividade das linhas de corrente no vórtice superior do degrau.
σ	Tensão superficial na superfície livre, entre o escoamento e o ar circundante (N/m).
τ	Tensão tangencial entre o fluxo principal e os vórtices de recirculação presentes na rugosidade proporcionada pelos degraus.
τ_p	Tensão tangencial na base dos degraus a jusante do ponto de impacto da esteira provocada pelo degrau de montante.

RESUMO

Este estudo visa a caracterização dos escoamentos deslizantes sobre turbilhões em vertedouros em degraus com declividade de 45° (1V:1H) através da análise experimental em modelos físicos. Foram avaliadas quatro estruturas, sendo uma com calha lisa, utilizada como estrutura de controle, e três com calhas em degraus de alturas constantes iguais a 3 cm, 6 cm e 9 cm. As medições dos níveis médios da água, das velocidades médias na região não aerada do escoamento, das pressões médias nos degraus e a visualização da aeração do escoamento permitiram o estabelecimento de parâmetros qualitativos e quantitativos do escoamento. Assim, foram determinados: (1) os perfis de velocidade média ao longo da calha, (2) o fator de resistência proporcionado pelos degraus, (3) a posição média de início de aeração, (4) a dissipação de energia devida à rugosidade da calha e (5) o comportamento das pressões médias na face e no espelho dos degraus. Tendo em vista a escassa bibliografia relativa à declividade de 45° , buscou-se a comparação com os dados de diferentes declividades procurando estabelecer critérios mais abrangentes.

PALAVRAS-CHAVE: vertedouros em degraus, dissipação de energia, estruturas hidráulicas, escoamento deslizante sobre turbilhões.

ABSTRACT

This study aims at characterizing the skimming flow in stepped spillways with 45° slope (1V:1H) through experimental analysis of physical models. Four structures have been evaluated: one smooth spillway surface, used as a control structure, and three stepped chute spillways with constant step heights of 3 cm, 6 cm and 9 cm. Measurements of the average flow depth, average velocity in the non-aerated flow region, average pressure on the steps and the visualization of the flow aeration allowed the definition of qualitative and quantitative flow parameters. The average velocities profiles along the spillway chute were defined, as well as the friction factor created by the steps, the average inception point of air entrainment, the energy dissipation due to the chute roughness and the average pressure behavior on the horizontal and vertical step faces. As the bibliography regarding the 45° slope is scarce, the comparison with data obtained from different slopes was used in order to establish broader criteria.

KEYWORDS: stepped spillways, energy dissipation, hydraulic structures, skimming flow.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1. Apresentação

Canais em forma de escadarias têm sido utilizados em diversas aplicações na engenharia civil. Desde a antigüidade, com barramentos executados com blocos de pedras, até os dias atuais, com vertedouros de barragens, canais de drenagem de chuvas intensas, chafarizes e cascatas de reoxigenação da água – aplicável em estações de tratamento de efluentes – as estruturas hidráulicas em degraus são utilizadas pelo homem (Chanson 1994a).

Os vertedouros em degraus, em particular, são estruturas caracterizadas pela significativa resistência imposta ao escoamento e pela dissipação de energia associada à presença de macrorugosidades propiciada pelos degraus dispostos ao longo da calha.

A redução no tamanho das estruturas de dissipação a jusante de vertedouros, marcadamente por motivos econômicos, tem consequência direta na dissipação de energia, justificando a necessidade da correta caracterização dos escoamentos neste tipo de estrutura.

1.2. Problema e Relevância

O surgimento de novos materiais e técnicas construtivas na segunda metade do século XX fez ressurgir o interesse dos engenheiros de obras hidráulicas por vertedouros com calhas em degraus.

A utilização do concreto compactado a rolo na execução de barragens foi um grande avanço na engenharia de grandes obras, tendo em vista a alta produtividade associada à aplicação do CCR e ao baixo consumo de cimento, se comparado ao consumo em concretos convencionais. A sua aplicação em camadas tornou-se um atrativo para a conformação em degraus dos vertedouros de barragens.

Em barragens de terra a disposição de gabiões na face de jusante do maciço tem sido utilizada desde os anos 80. A geometria simples e a facilidade de posicionamento fazem dos gabiões uma alternativa econômica na construção de vertedouros de pequenas barragens.

Inúmeros estudos têm sido conduzidos, desde o final da década de 60, sobre escoamentos em vertedouros em degraus. Porém, o que se observa é a falta de uniformidade dos dados, principalmente porque as pesquisas são realizadas a partir de modelos físicos em

diferentes escalas geométricas, declividades distintas e degraus de alturas variáveis. A metodologia e os instrumentos de medição utilizados também não apresentam uniformidade ocasionando ainda mais incerteza nos dados existentes na bibliografia.

Por esses motivos não existem critérios gerais bem definidos a respeito do comportamento dos escoamentos sobre vertedouros em degraus.

Encontram-se inúmeros trabalhos com paramento de jusante da barragem em torno de 1V:0,75H, por ser esta uma declividade típica das barragens executadas em concreto, em que se estuda fundamentalmente o escoamento deslizante sobre turbilhões. Por outro lado, para menores declividades, 1V:3H a 1V:7H, a bibliografia disponível estuda com maior ênfase o escoamento em quedas sucessivas. Poucos trabalhos estudam a declividade específica 1V:1H. Peyras *et al.* (1992) propõe modelos físicos em escala 1:5 com cinco degraus executados com gabiões de altura igual a 20 centímetros.

A proposta deste estudo está fortemente ligada à quantidade reduzida de bibliografia pertinente ao estudo de vertedouros em degraus com declividade de 45°. O fato de não ser muito usual a construção de barramentos com paramento de jusante a 45° pode justificar essa falta de interesse verificado. Porém estudos com declividades intermediárias são essenciais para o estabelecimento de leis gerais de funcionamento hidráulico.

1.3. Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é a avaliação das características do escoamento deslizante sobre turbilhões (skimming flow) sobre vertedouros em degraus com declividade 1V:1H (45°).

1.4. Objetivos Específicos

As características de funcionamento hidráulico dos vertedouros em degraus estão muito enfocadas nos aspectos geométricos de declividade da calha e de tamanho dos degraus.

Serão estudados modelos físicos propondo três alturas distintas para os degraus da calha: 3 cm, 6 cm e 9 cm. Para cada uma destas estruturas serão avaliadas as características hidráulicas, como o nível médio da água, a velocidade média do escoamento e as pressões médias atuantes nos degraus, buscando identificar características particulares ao seu funcionamento.

As investigações acerca das características de um modelo com a calha lisa serão tratadas com a mesma importância, uma vez que a partir dela é que serão buscados padrões de comportamento para melhor identificar e descrever o escoamento deslizante sobre turbilhões.

Assim, alcançando os objetivos específicos propostos a seguir, o objetivo principal estará atingido, e esta contribuição à caracterização dos escoamentos sobre vertedouros em degraus poderá ser executada de forma mais precisa.

Este trabalho, então, prevê:

- medição e análise de pressões médias ao longo da calha;
- medição e análise dos perfis longitudinais médios da linha d'água;
- avaliação do comportamento das velocidades médias do fluxo;
- verificação da posição média de início de aeração do escoamento;
- avaliação da energia dissipada pelas calhas em degraus;
- comparação das características do escoamento para as diferentes configurações de degraus ensaiados.

A proposta de estudo de vertedouros em degraus com declividade de 45° está enfocada na necessidade de uma quantidade maior de dados a respeito desta geometria a fim de prover mais subsídios que auxiliem na determinação de leis gerais que definam o escoamento deslizante sobre turbilhões.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Histórico

Há mais de 3000 anos que canais e calhas vertentes, cujo fundo é formado pela sucessão de degraus, tem sido utilizado pelas diversas civilizações. O mais antigo vertedouro em degraus de que se tem notícia é o de uma barragem na Akarnanian, na Grécia, construída por volta de 1300 A.C., conforme apresentado na (Figura 2.1a). Ele tinha 10,5 m de altura, 25 m de comprimento, declividade média de 45° e degraus variando entre 60 e 90 cm de altura (Chanson *et al.* 2002).

Chanson (1994a) relata a existência de duas barragens no Iraque providas de vertedouros em degraus que foram construídas pelos Assírios por volta de 694 A.C., cujo objetivo era garantir o abastecimento de água da capital assíria Niniveh (atual Mossul). Mais tarde, o império romano construiu estruturas deste tipo na Síria, Líbia e Tunísia (barragem de Kasserine, por exemplo) e, posteriormente, os muçulmanos executaram barragens na Espanha e no Iraque cujos vertedouros tinham degraus na face de jusante, como a barragem Adheim, no Iraque.

Após a reconquista da Espanha, engenheiros espanhóis, beneficiados pelo conhecimento das civilizações anteriores, construíram também barragens com vertedouros em degraus, como por exemplo, as barragens de Almansa e de Alicante, ambas na Espanha. Os espanhóis foram os responsáveis pelas primeiras barragens com calhas em degraus na América, a partir da colonização do território mexicano (Chanson 1995).

Conforme Chanson (1995), a escolha por calhas em degraus nas barragens da antigüidade deu-se, muito provavelmente, por questões estruturais de estabilidade do maciço. Apenas com a utilização de canais de irrigação dotados de degraus para reduzir as velocidades dos escoamentos é que surgiu o interesse pelas características dissipativas dos vertedouros em degraus. Seguindo esta idéia, o autor cita a barragem de New Croton, construída em 1906 (Figura 2.1b), como sendo, provavelmente, a primeira cuja função principal do vertedouro em degraus era dissipar a energia do escoamento.

Assim, uma quantidade significativa de vertedouros em degraus foi construída até o princípio do século XX. Com o desenvolvimento de dissipadores de energia por ressalto

hidráulico no pé de barragens, a utilização de calhas com função dissipativa caiu em desuso (Chanson 1995).

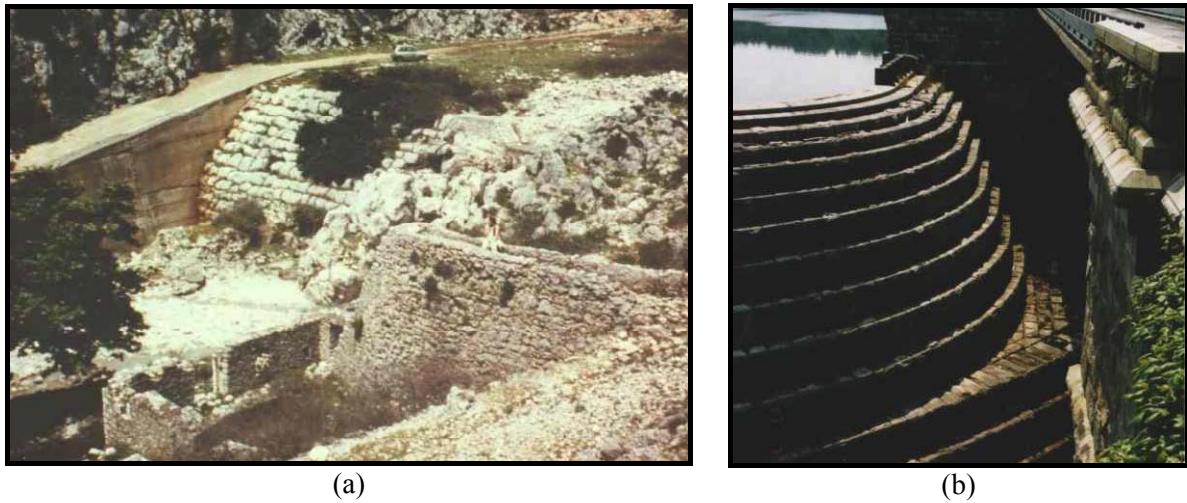


Figura 2.1 – Referências históricas dos vertedouros em degraus: (a) barragem na Akarnanian, Grécia (1300 A.C.) e (b) barragem de New Croton, Estados Unidos (1906). Fonte: THE UNIVERSITY OF QUEENSLAND (2004).

Apenas a partir da década de 70, com o surgimento de novos materiais e técnicas construtivas como o concreto compactado a rolo e as estruturas em gabiões, é que o interesse por calhas em degraus voltou a atrair pesquisadores e profissionais da engenharia hidráulica. Desta forma, a construção de vertedouros em degraus em barragens assumiu papel importante tendo em vista as características construtivas favoráveis e a economia proporcionada pelo baixo consumo de cimento no concreto compactado a rolo (Chanson 1995).

A utilização de gabiões ganhou espaço na construção de vertedouros a partir dos anos 80 com a sua utilização em barragens de terra. Sua aplicação, porém, se restringe a pequenas vazões específicas, visto que os gabiões não podem ser submetidos a grandes velocidades sob pena de colapso dos blocos (Fael e Pinheiro, 2003).

No Brasil, apesar da utilização do concreto compactado a rolo em várias barragens, os paramentos em degraus ainda não são muito difundidos. Especificamente no estado do Rio Grande do Sul destacam-se as estruturas de descarga da barragem da UHE Dona Francisca e da barragem de Val de Serra, ambas com degraus com 60 cm de altura e declividade 53,13°.

2.2. Regimes de Escoamento

O escoamento sobre calhas, canais e vertedouros em degraus subdivide-se em duas classes: *nappe flow* (Figura 2.2c) e *skimming flow* (Figura 2.2a), de acordo com

Rajaratnam (1990) e Diez-Cascon *et al.* (1991), entre outros. A nomenclatura aqui utilizada será respectivamente, escoamento em quedas sucessivas (*nappe flow*) e escoamento deslizante sobre turbilhões (*skimming flow*), conforme denominação de Matos e Quintela (1995).

Uma terceira classificação dos escoamentos foi instituída por Ohtsu e Yasuda (1997)¹ *apud* Chanson e Toombes (2002a) que o denominam por “escoamento de transição” (Figura 2.2b). Trata-se de um escoamento intermediário entre o escoamento em quedas sucessivas e o deslizante sobre turbilhões, de características bem distintas, porém ainda não totalmente definidas.

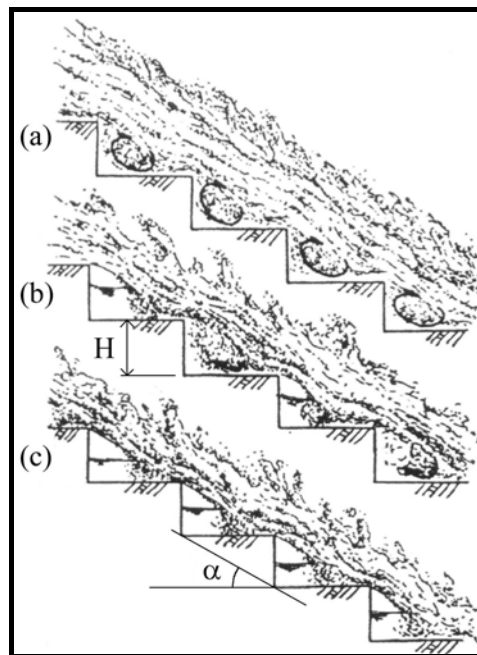


Figura 2.2 – Tipos de escoamentos sobre vertedouros em degraus: (a) deslizante sobre turbilhões “*skimming flow*”, (b) transição e (c) quedas sucessivas “*nappe flow*”. Fonte: Ohtsu *et al.* (2001).

2.2.1. *Escoamento em Quedas Sucessivas*

Este 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. A dissipação de energia ocorre através da dispersão do jato no ar, pelo impacto deste jato com a superfície do degrau subsequente e/ou através da formação de ressalto hidráulico nos degraus (Chanson 2001).

Conforme Peyras *et al.* (1992) o escoamento em quedas sucessivas pode ser dividido de acordo com o impacto total ou parcial do jato d’água no piso dos degraus.

¹ OHTSU, I.; YASUDA, Y. (1997). Characteristics of Flow Conditions on Stepped Channels. **Proc. 27th IAHR Congress**, theme D, San Francisco, p. 583-588.

2.1.2.1. Impacto total do jato com formação de ressalto hidráulico

Tomando-se um degrau qualquer submetido a este escoamento, percebe-se que o jato proveniente do degrau anterior impacta completamente sobre seu piso. Um pequeno ressalto hidráulico se forma ao longo do seu comprimento fazendo com que o fluxo passe do regime supercrítico para o regime subcrítico dissipando parte da energia da queda. A partir daí, o escoamento se desenvolve até a extremidade vertendo sobre o piso do degrau mais a jusante, conforme ilustra a Figura 2.3a.

Chanson (1994b) baseado nos resultados de Rand (1955) propôs uma condição para a ocorrência do escoamento em quedas sucessivas com formação de ressalto hidráulico, para $0,2 \leq H/L \leq 0,6$.

$$\frac{h_c}{H} \leq 0,0916 \left(\frac{H}{L} \right)^{-1,276} \quad (2.1)$$

onde H e L são, respectivamente, a altura e o comprimento do degrau e h_c é a profundidade crítica do escoamento.

Ohtsu *et al.* (2001) determinaram uma expressão para o início de escoamento em quedas sucessivas aplicável a calhas com declividades entre 5° e 55° e confirmaram sua validade confrontando-a com dados experimentais disponíveis na bibliografia.

$$\frac{H}{h_c} = 0,57(\tan \alpha)^3 + 1,3 \quad (2.2)$$

onde α é o ângulo de inclinação do paramento de jusante do vertedouro com a horizontal.

Através de testes em modelos físicos, com relações H/L variáveis entre 0,2 e 0,5, degraus de 5 cm e vazão específica máxima de $0,066 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, Fael e Pinheiro (2003) determinaram a condição para a ocorrência do escoamento em quedas sucessivas.

$$\frac{h_c}{H} \leq 0,125 \cdot \left(\frac{H}{L} \right)^{-1,313} \quad (2.3)$$

2.1.2.2. Impacto total do jato sem formação de ressalto hidráulico

Fazendo-se uma análise idêntica à anterior, diferencia-se este tipo de regime do anterior pela não formação do ressalto hidráulico no degrau, uma vez que este não apresenta comprimento suficiente para tanto (Figura 2.3b). Assim, antes mesmo que o escoamento atinja o regime subcrítico, ele verte para o próximo degrau.

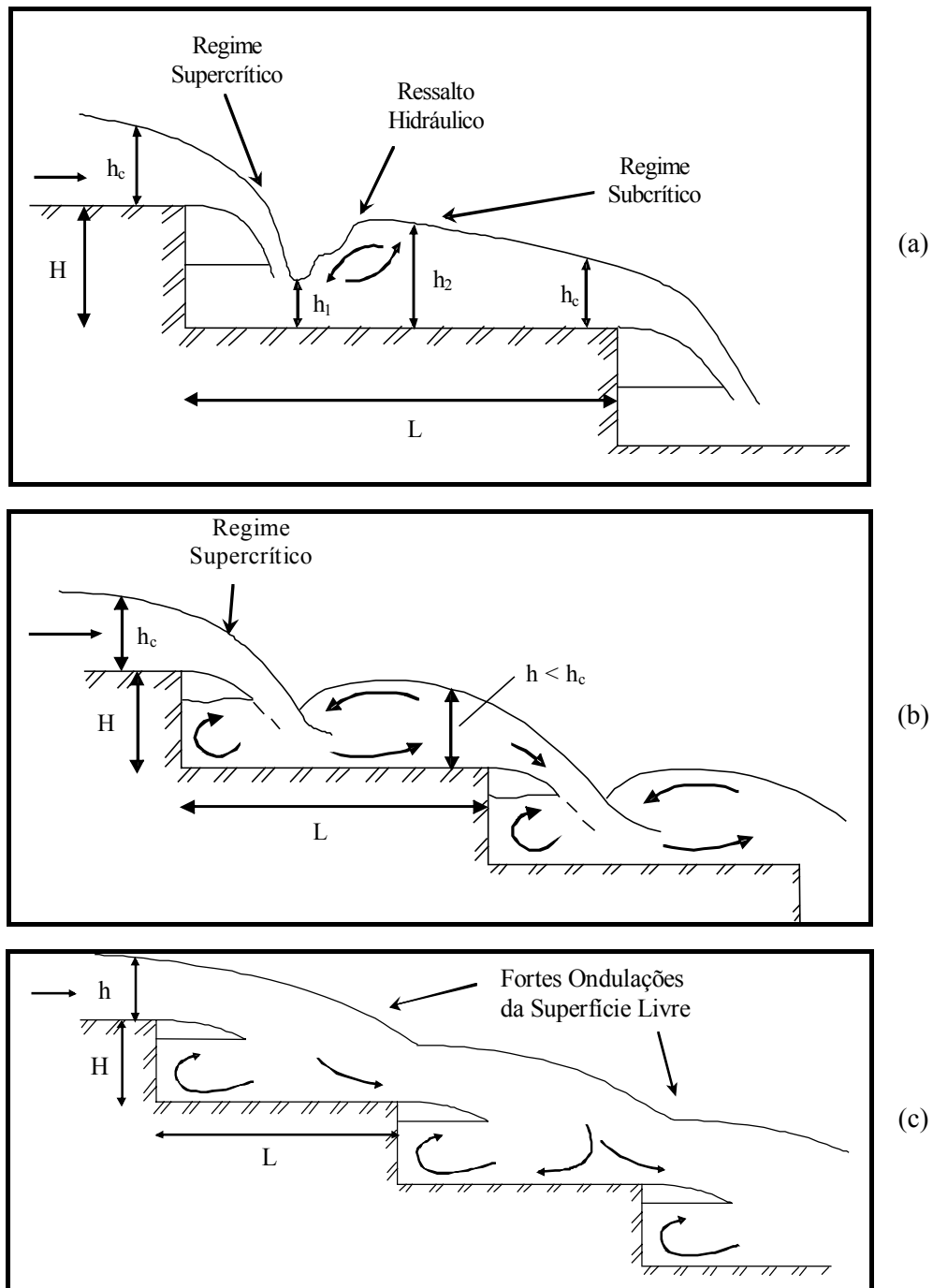


Figura 2.3 – Subdivisão dos escoamentos em quedas sucessivas: (a) impacto total do jato com formação de ressalto hidráulico, (b) impacto total do jato sem formação de ressalto hidráulico e (c) impacto parcial do jato.

2.1.2.3. *Impacto parcial do jato*

De acordo com as características geométricas da calha e para uma determinada vazão específica, apenas parte da lâmina líquida proveniente do degrau anterior atinge o piso do degrau subsequente. Deste modo, a parcela restante do fluxo é direcionada para o degrau imediatamente posterior, conforme ilustrado pela Figura 2.3c.

2.2.2. *Escoamento de Transição*

O estudo das características do escoamento de transição entre o regime de quedas sucessivas e o deslizante sobre turbilhões assumiu importância após os dois casos de falhas reportadas por Chanson (2002) nas barragens do Arizona Canal, em 1905, e New Croton, em 1955, quando seus vertedouros em degraus operaram submetidos a este regime de transição. Os problemas ocasionados devem-se às flutuações de pressão, aos esforços adicionais e à fadiga imposta à estrutura pelas características instáveis do escoamento (Chanson 1996).

O que se sabe, efetivamente, é que para pequenas vazões específicas ocorre o escoamento em quedas sucessivas, e para grandes vazões específicas ocorre o escoamento deslizante sobre turbilhões. Alguns autores fazem alusão apenas a uma faixa de transição. Ohtsu e Yasuda (1997) *apud* Chanson (2001) apresentam o conceito de escoamento de transição, delimitado não mais por determinada faixa de vazões, mas sim por intensas flutuações hidrodinâmicas.

O escoamento de transição é caracterizado por um colchão de recirculação de água entre os degraus e geralmente por uma pequena cavidade de ar entre eles. Intensos respingos e esguichos de água imediatamente à jusante do colchão de recirculação, onde ocorre o impacto da lâmina d'água, são outras características que podem ser visualizadas neste tipo de regime. Percebe-se também que à jusante da região dos respingos o escoamento supercrítico é desacelerado ao longo do degrau (Chanson 2001).

Matos (1999)² *apud* Fael e Pinheiro (2003), utilizando-se dos dados obtidos de modelo físico de declividade 1V:0,75H, e dos dados de Ohtsu e Yasuda (1997), propôs duas equações que caracterizam o limite superior de ocorrência do escoamento em quedas sucessivas e o limite inferior do escoamento deslizante sobre turbilhões, o que evidencia a existência de um regime de transição.

² MATOS, J. (1999). Emulsão de Ar e Dissipação de Energia do Escoamento em Descarregadores em Degraus. **Tese de doutorado**. IST, Lisboa.

$$\frac{h_c}{H} \leq 0,634 + 0,446 \cdot e^{-2,884 \left(\frac{H}{L}\right)} \quad (2.4)$$

$$\frac{h_c}{H} \geq 0,775 + 0,759 \cdot e^{-2,623 \left(\frac{H}{L}\right)} \quad (2.5)$$

Ainda como contribuição ao estudo deste escoamento, Chanson (2001) refez uma análise detalhada dos inúmeros dados disponíveis na bibliografia e propôs duas equações que representam as mesmas situações limites já citadas, válidas para relações de H/L variáveis entre 0,05 e 1,7, evidenciando mais uma vez a existência de um escoamento de transição.

$$\frac{h_c}{H} = 0,89 - 0,4 \frac{H}{L} \quad (2.6)$$

$$\frac{h_c}{H} = 1,2 - 0,325 \frac{H}{L} \quad (2.7)$$

2.2.3. *Escoamento Deslizante sobre Turbilhões*

O escoamento deslizante sobre turbilhões é caracterizado por um fluxo principal deslizando sobre os degraus. Turbilhões formados pela recirculação do fluido retido na cavidade entre os degraus funcionam como rolamentos para o escoamento principal. Os cantos externos dos degraus conformam um pseudofundo no qual vórtices de recirculação de fluido se desenvolvem e se mantêm devido à transmissão da quantidade de movimento entre a corrente principal e os turbilhões (Chanson 2001). Esse processo é o responsável pela dissipação da energia cinética do escoamento.

Segundo Pegram *et al.* (1999) o escoamento deslizante sobre turbilhões é composto por duas zonas distintas: a primeira, próxima ao vértice dos degraus, é composta por água aerada, ou seja, pela mistura de água com bolhas de ar imersas no fluxo; a segunda, mais afastada dos degraus, é composta por gotas de água de diferentes tamanhos imersas em uma massa de ar circundante ao fluxo.

O comportamento da superfície livre da água é uma característica evidente da ocorrência do escoamento deslizante sobre turbilhões. Inicialmente, a lâmina da água se apresenta lisa e bem definida e a camada limite se desenvolve ao longo da calha. A partir do ponto em que a espessura da camada limite atinge a profundidade total do escoamento o

processo de aeração se inicia e intensas perturbações são verificadas na superfície livre (Chanson 1994a).

Chanson (1994a) propõe, então, uma subdivisão para o regime deslizante sobre turbilhões através da análise da estabilidade dos vórtices de recirculação que se formam na cavidade dos degraus. Essa zona de recirculação que se forma na cavidade dos degraus é denominada pelo autor como sendo uma esteira, sendo assim abordada ao longo deste item.

2.3.2.1. escoamento com interferência esteira-degrau – Recirculação instável

Para pequenas declividades de calhas, o escoamento é caracterizado pelo impacto da esteira no degrau subsequente. Este impacto causa recirculação tridimensional instável na esteira uma vez que o comprimento alongado dos degraus, e por consequência a cavidade formada pelos degraus adjacentes, não permite a formação de vórtices estáveis. A consequência imediata de tal comportamento é o surgimento de tensões tangenciais no degrau, à jusante do impacto da esteira, oferecendo resistência ao escoamento (Figura 2.4a).

2.3.2.2. escoamento com interferência esteira-esteira – Recirculação instável

Declividades menos abatidas propiciam cavidades de recirculação menos alongadas entre os degraus. A esteira causada pelo escoamento já não impacta mais sobre o degrau e sua influência passa a ser diretamente sobre a esteira formada pelo escoamento de jusante. As tensões tangenciais desaparecem neste tipo de escoamento mesmo com a instabilidade da recirculação (Figura 2.4b).

2.3.2.3. escoamentos com recirculação estável

Para declividades ainda maiores, a dimensão reduzida das cavidades de recirculação proporciona condições para a formação de vórtices estáveis abaixo do pseudofundo. A manutenção destes vórtices é o fenômeno principal responsável pela dissipação da energia cinética (Figura 2.4c).

Degoutte *et al.* (1992) realizaram ensaios em modelos de vertedouros em degraus executados em gabiões para degraus de 20 cm de altura e declividades de 1V:1H, 1V:2H e 1V:3H. Algumas relações foram estabelecidas buscando identificar as condições limites para a ocorrência do escoamento deslizante sobre turbilhões.

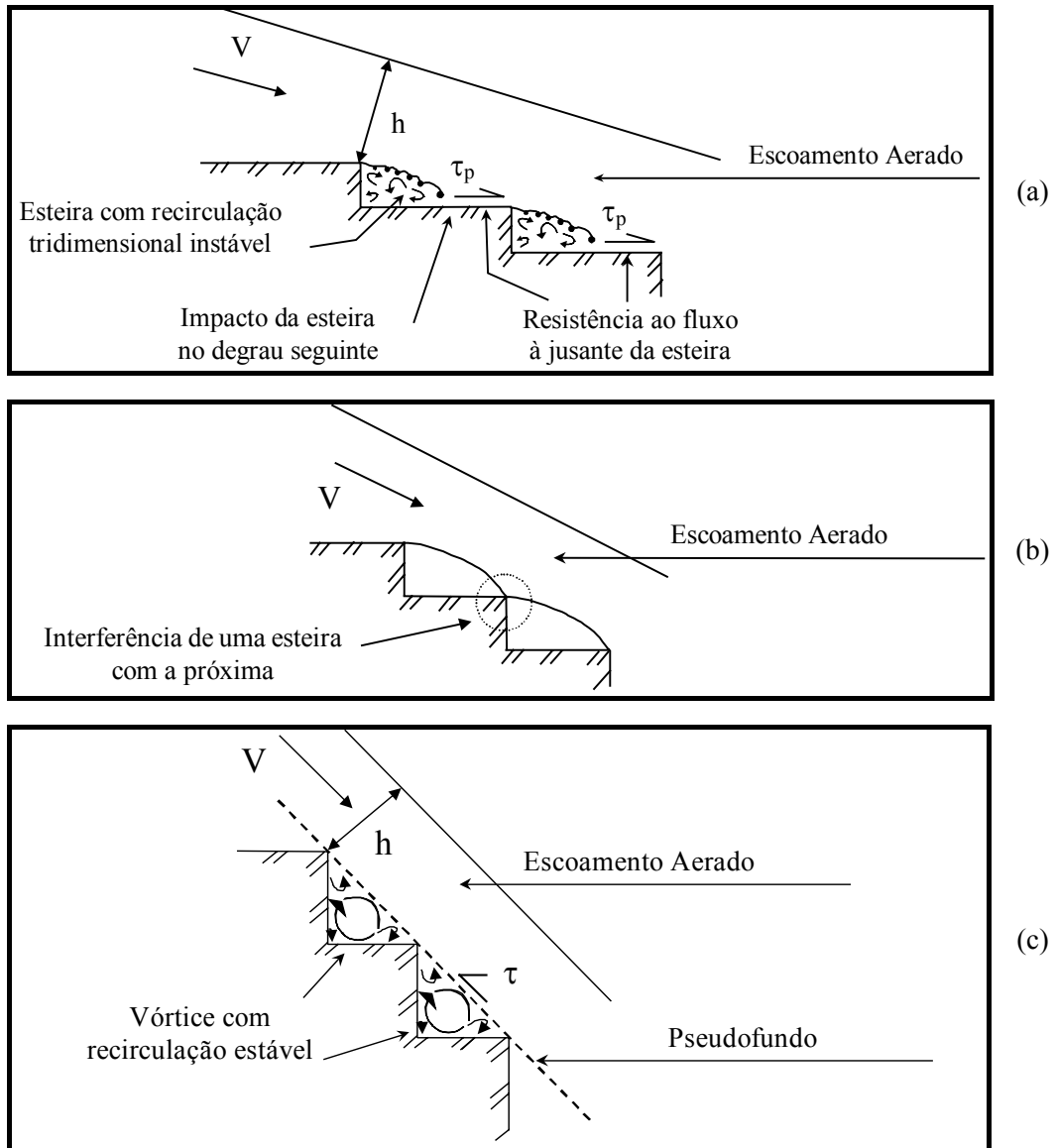


Figura 2.4 – Subdivisões do escoamento deslizantes sobre turbilhões, segundo Chanson (1994a):
 (a) escoamento com interferência esteira – degrau, (b) escoamento com interferência esteira – esteira e
 (c) escoamento com recirculação estável de vórtices.

$$\frac{h_c}{H} = 0,62 \quad \text{para } 1V:1H \quad (2.8)$$

$$\frac{h_c}{H} = 0,74 \quad \text{para } 1V:3H \quad (2.9)$$

onde h_c é a profundidade crítica do escoamento e H é a altura do degrau.

Chanson (1994c) propôs uma condição para a ocorrência do escoamento deslizante sobre turbilhões, baseada nos dados experimentais de Essery e Horner (1978)³, Peyras *et al.* (1992) e Beitz e Lawless (1992)⁴.

$$\frac{h_c}{H} = 1,057 - 0,465 \left(\frac{H}{L} \right) \quad \text{para } 0,2 \leq H/L \leq 1,25 \quad (2.10)$$

onde L é o comprimento do degrau.

Mondardo Junior e Fabiani (1995) refinaram a relação anterior, desconsiderando os dados de Peyras *et al.* (1992) oriundos de modelos físicos executados com gabiões. Isto foi feito dado que a rugosidade dos gabiões e as infiltrações que ocorrem através deles oferecem maior resistência ao escoamento do que as estruturas de concreto convencionais, ocasionando a antecipação do início do escoamento deslizante sobre turbilhões.

$$\frac{h_c}{H} = 1,19474 - 0,59501 \left(\frac{H}{L} \right) \quad (2.11)$$

Outra equação foi proposta por Chanson (1996) através da consideração de que o escoamento deslizante sobre turbilhões ocorre quando as cavidades de ar existentes entre os degraus são completamente preenchidas por água. O autor, então, incorporou às suas análises o número de Froude do escoamento.

$$\frac{h_c}{H} = \frac{Fr^{2/3} \sqrt{1 + \frac{1}{Fr^2}}}{\sqrt{1 + 2Fr^2 \left(1 + \frac{1}{Fr^2}\right)^{3/2} \left(1 - \frac{\cos(\theta)}{\sqrt{1 + \frac{1}{Fr^2}}}\right)}} \quad (2.12)$$

onde Fr é o número de Froude do escoamento e θ é a declividade das linhas de corrente, ambos considerados no vértice superior do degrau.

Chamani e Rajaratnam (1999b) definiram o início do escoamento deslizante sobre turbilhões a partir da visualização do escoamento. Ao contrário do que afirma

³ ESSERY, I. T. S.; HORNER, M. W. (1978). The Hydraulic Design of Stepped Spillway. **CIRIA report**, n. 33, 2nd edition, London.

⁴ BEITZ, E.; LAWLESS, M. (1992) Hydraulic Model Study for Dam on GHFL 3791 Isaac river at Burton Gorge, **Water Resources Commission Report**, Ref. N. REP/24.1, Brisbane.

Chanson (1996), os autores perceberam que o fluxo deslizava sobre os degraus antes mesmo da cavidade de ar entre os degraus estar completamente preenchida. Isso ocorre quando o jato proveniente do degrau anterior é paralelo à declividade da calha. A equação apresentada a seguir, aplicável a valores de $H/L > 1$, resume tais afirmações.

$$\frac{H}{L} = \sqrt{0,89 \left[\left(\frac{h_c}{H} \right)^{-1} - \left(\frac{h_c}{H} \right)^{-0,34} + 1,5 \right]} - 1 \quad (2.13)$$

Yasuda e Ohtsu (1999), a partir de seus dados experimentais confrontados com aqueles disponíveis na bibliografia, definiram a condição de ocorrência para o escoamento em quedas sucessivas aplicável a calhas com declividades entre 5° e 55° .

$$\frac{H}{h_c} = 1,16(\tan \alpha)^{0,165} \quad (2.14)$$

onde α é a declividade da calha.

A Figura 2.5, apresentada por Ohtsu *et al.* (2001), representa uma coletânea entre trabalhos experimentais que avaliaram as condições limites de escoamentos em quedas sucessivas e/ou deslizante sobre turbilhões, evidenciando regiões distintas, e uma faixa central correspondente ao escoamento de transição definido pelos próprios autores.

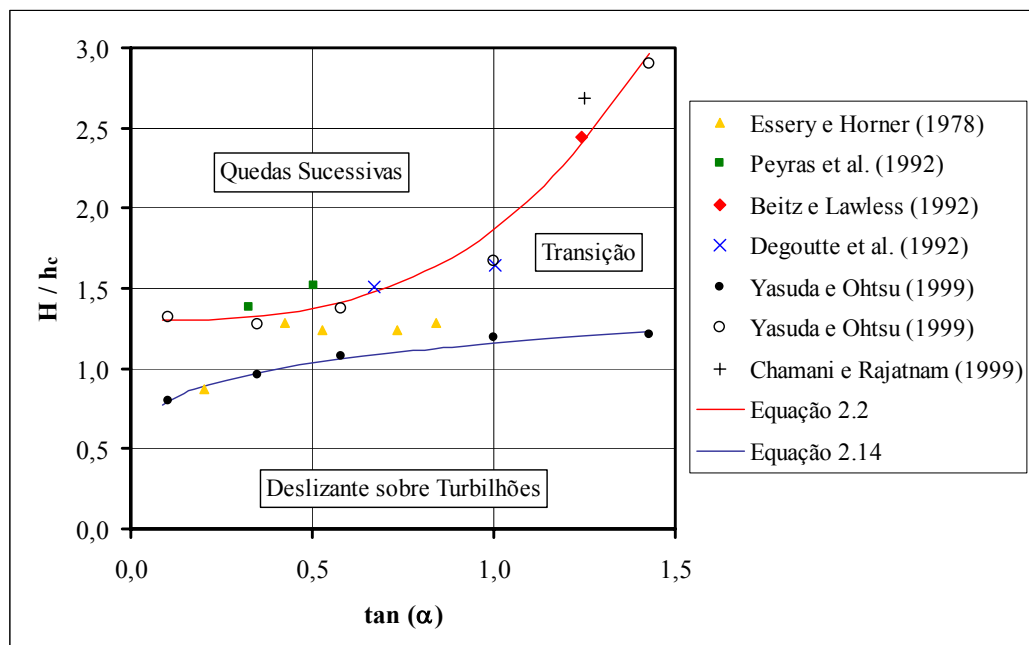


Figura 2.5 – Regiões de abrangência dos escoamentos deslizante sobre turbilhões (inferior à equação 2.14), de transição e quedas sucessivas (superior à equação 2.2). Fonte: Ohtsu *et al.* (2001).

Fael e Pinheiro (2003), a partir dos dados de Ohtsu e Yasuda (1997), Matos (1999) e Fael (2000)⁵, obtiveram uma relação empírica a partir da regressão linear aplicada aos parâmetros h_c / H e H / L para o início do escoamento deslizante sobre turbilhões.

$$\frac{h_c}{H} = 0,824 \left(\frac{H}{L} \right)^{-0,227} \quad (2.15)$$

2.3. Aeração do Escoamento

A análise da aeração dos escoamentos sobre vertedouros em degraus, através da concentração média de ar ao longo da calha ou mesmo da posição em que se inicia o processo de entrada de ar no fluxo, tem sua importância destacada. Não apenas como mais uma característica muito particular destas estruturas hidráulicas, mas também do ponto de vista prático, uma vez que auxilia no dimensionamento dos muros laterais do vertedouro, e principalmente, segundo Olinger (2001), na diminuição dos efeitos ocasionados pela cavitação.

O fenômeno de aeração, pelo qual o ar da atmosfera é incorporado e misturado ao escoamento, confere uma aparência de “água branca” fortemente agitada e com a superfície livre muito mal definida (Straub e Anderson, 1958). O processo de aeração do fluxo, porém, só ocorre a partir do ponto em que a espessura da camada limite atinge a profundidade total do escoamento, medida perpendicularmente ao plano da calha.

A região onde se percebe o início da aeração do fluxo pode ser evidenciada pelo comportamento irregular da superfície livre da água. Imediatamente à jusante desta região, percebe-se a ocorrência de respingos e de gotas de água movendo-se paralelamente ao escoamento, caracterizado por bolhas de ar suspensas na água (Straub e Anderson, 1958).

Outros autores, dentre eles Pegram *et al.* (1999), descrevem o processo de aeração do escoamento pela entrada de ar nas camadas inferiores do fluxo e por gotas de água nas camadas superiores, onde há predominância de ar. Este conceito é respaldado pelo comportamento da concentração de ar que, segundo Straub e Anderson (1958), aumenta continuamente a partir do fundo da calha, mostrando transição suave de um valor finito até o valor assintótico de 100% na superfície livre.

⁵ FAEL, C. (2000). Escoamento em Quedas Sucessivas: Ocorrência e Dissipação de Energia. **Dissertação de Mestrado**, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

2.3.1. Posição de Início de Aeração

Gangadharaiah *et al.* (1970) afirma que o início da aeração se dá quando a energia cinética do escoamento é superior aos efeitos da tensão superficial. Mesmo com a ocorrência desta condição o escoamento não se torna aerado, como se observa em vertedouros. Para que isso ocorra é necessário, também, que a camada limite esteja completamente desenvolvida.

Bauer (1954)⁶ *apud* Campbell *et al.* (1965) avaliando calhas com declividades de 20°, 40° e 60°, com uma fina malha disposta sobre a calha simulando a rugosidade do concreto, estabeleceu que a razão entre a espessura da camada limite (δ) e a distância longitudinal a partir do início do seu desenvolvimento (L_p), pode ser relacionada por uma relação potencial da razão L_p/k_r , sendo k_r a rugosidade específica de uma calha lisa convencional. Campbell *et al.* (1965) propôs, então, a relação dada pela equação 2.16.

$$\frac{\delta}{L_p} = 0,080 \left(\frac{L_p}{k_r} \right)^{-0,233} \quad (2.16)$$

Nos vertedouros em degraus, a região em que o processo de aeração inicia é caracterizada pela alta turbulência da camada limite que, neste ponto, atinge a superfície do escoamento. Tozzi (1992) e Chanson (1993) definem como comprimento de início de aeração (L_A) aquela distância ao longo do perfil da calha a partir do início da ogiva do vertedouro, onde a camada limite começa a se desenvolver até o ponto onde sua espessura atinge a superfície livre do escoamento (Figura 2.6).

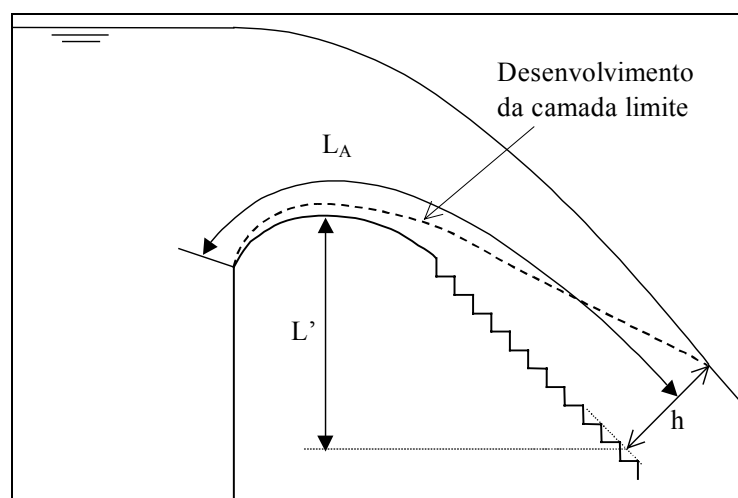


Figura 2.6 – Definição da posição de início de aeração a partir do desenvolvimento da camada limite.

⁶ BAUER, W. J. (1954). Turbulent Boundary on Steep Slopes. **TRANSACTIONS**, ASCE, v. 119, Paper nº 1212.

À jusante da posição de início de aeração o fluxo apresenta uma mistura não homogênea de água e ar. Mais à jusante, o escoamento apresenta-se completamente aerado, atingindo a condição de escoamento uniforme, no qual a profundidade, a concentração de ar e as distribuições de velocidade não variam ao longo da calha (Chanson, 1993). As regiões descritas anteriormente e ilustradas pela Figura 2.7 foram estabelecidas a partir da consideração de vertedouros reais com calhas de grande comprimento.

Por outro lado, de acordo com as observações de Sorensen (1985) e Tozzi (1992) efetuadas em modelos físicos, a profundidade do escoamento diminui ao longo da calha até o ponto em que inicia o processo de aeração. A partir daí, sua profundidade passa a aumentar em direção ao pé do vertedouro, o que contradiz a hipótese de escoamento uniforme apresentada por Chanson (1993).

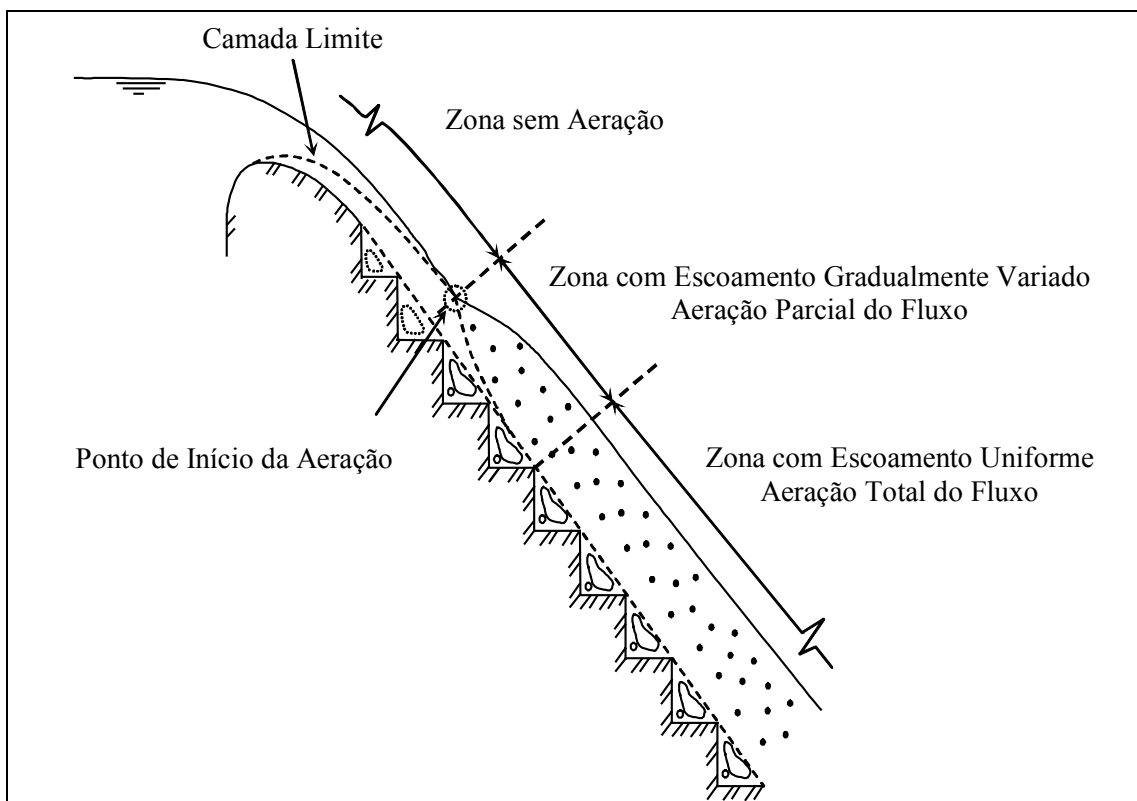


Figura 2.7 – Regiões do escoamento sobre vertedouros em degraus, conforme Chanson (1993).

Tozzi (1992) propõe a mesma equação 2.16, determinada por Campbell *et al.* (1965), para caracterizar a posição de início de aeração do escoamento (L_A) em vertedouros com calhas de declividade igual a $53,13^\circ$. A rugosidade relativa (k_r) da equação proposta é a rugosidade do concreto, que segundo Tozzi (1992) pode ser substituída pela altura de rugosidade proporcionada pelos degraus (k).

$$\frac{\delta}{L_A} = 0,08 \left(\frac{L_A}{k} \right)^{-0,233} \quad (2.17)$$

onde δ é a espessura da camada limite, que na posição de início de aeração é igual à profundidade do escoamento, e $k = H \cos \alpha$, sendo H a altura do degrau e α a declividade da calha (Figura 2.8).

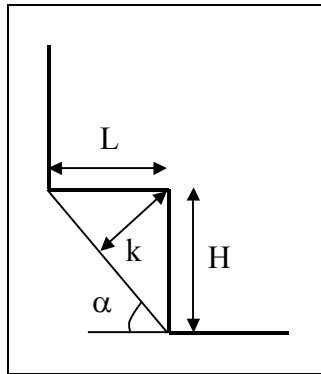


Figura 2.8 – Dimensões da calha em degraus.

Wood *et al.* (1983), para vertedouros de calha lisa, propuseram a equação 2.18 que determina a posição de início de aeração (L_A).

$$\frac{L_A}{k} = 13,6 (\sin \alpha)^{0,0796} (F^*)^{0,713} \quad (2.18)$$

onde F^* é o número de Froude definido em termos da altura de rugosidade (k).

$$F^* = q / \sqrt{(gk^3 \sin \alpha)} \quad (2.19)$$

sendo q a vazão específica, g a aceleração da gravidade e α a declividade da calha.

Chanson (1994a) definiu a posição de início de aeração (equação 2.21) e a profundidade do escoamento neste ponto (equação 2.22) a partir de dados experimentais de vertedouros providos de pequenos degraus na porção final da ogiva, cuja função é evitar a formação de jatos de água na transição entre a ogiva e a calha com degraus de altura constante. A equação proposta é válida para calhas com declividade entre 27° e 52°.

$$\frac{L_A}{k} = 9,8(\text{sen } \alpha)^{0,08} (F^*)^{0,71} \quad (2.20)$$

$$\frac{h_A}{k} = \frac{0,40}{(\text{sen } \alpha)^{0,04}} (F^*)^{0,64} \quad (2.21)$$

onde h_A é a profundidade do escoamento na posição de início de aeração (L_A).

Lejeune e Lejeune (1994)⁷ *apud* Povh (2000) apresentam a posição de início de aeração do fluxo como função linear da vazão específica (q) e da diferença de cotas entre a crista do vertedouro e a altura média do degrau de início de aeração (L').

$$L' = 2,2724 + 1,7601q \quad (2.22)$$

Iguacel e Garcia (1999) definem a posição de início de aeração como sendo o degrau onde a presença de bolhas de ar é constante na rugosidade formada abaixo do pseudofundo. Cabe salientar que os dados utilizados para definir a equação 2.23 são resultados de modelos físicos com altura de 7 m, declividades 1V:0,75H e 1V:0,8H e degraus de 9 e 12 mm.

$$\frac{L'}{H} = 5,6 \left(\frac{q}{H\sqrt{gH}} \right)^{0,8} \quad (2.23)$$

Povh (2000) determinou, a partir de dados experimentais em um modelo de declividade 1V:0,75H, quatro posições de início de aeração, subdividindo o escoamento deslizante sobre turbilhões em 4 zonas distintas. A primeira foi identificada através de oscilações da superfície livre da água, a segunda quando ocorreu aeração intermitente nos degraus, a terceira quando foi percebida aeração contínua do fluxo, e a quarta quando o fluxo estava totalmente aerado ao longo da profundidade.

Chanson e Toombes (2002a), através de suas observações experimentais executadas em uma calha com declividade de 21,8° e degraus com 10cm de altura, perceberam que um ou dois degraus acima da posição de início de aeração da superfície livre surgiam as primeiras bolhas de ar no fluxo junto à região delimitada pelo degrau e pelo pseudofundo. A equação determinada tem validade para baixas declividades de calhas, entre 16° e 22°, e $F^* < 3,8$.

⁷ LEJEUNE, M.; LEJEUNE, A. (1994). About the Energy Dissipation of Skimming Flows over Stepped Spillways. **International Conference on Hydroinformatics**, 1994, Delf, Netherlands. *Hidroinformatics'94: proceedings*. Rotterdam: A. A. Balkema, v. 2, p. 595-600.

$$\frac{L_A}{k} = F^{*0,465} \frac{12,34}{(\text{sen } \alpha)^{0,0796}} \quad (2.24)$$

Sanagiotto (2003) assume que a posição de início de aeração é aquela a partir da qual foi verificada a estabilidade dos vórtices de recirculação aerados que se formaram na rugosidade proporcionada pelos degraus. As equações 2.25 e 2.26 foram estabelecidas, então, pela análise dos dados experimentais de modelos físicos de vertedouros com calhas em degraus com 2,44 m de altura, degraus com 3, 6 e 9 cm, vazões específicas entre 0,03 e 0,7 m³/s/m e declividade de 1V:0,75H.

$$\frac{L_A}{k} = 9,7721F^{*0,7014} \quad (2.25)$$

$$\frac{h_A}{k} = 0,3965F^{*0,5975} \quad (2.26)$$

Dados experimentais de calhas com paramento de jusante 1V:1H, que contemplam aspectos relativos à posição de início de aeração (L_A) e profundidade do escoamento neste ponto (h_A), não foram localizados na bibliografia. Apenas as equações 2.20 e 2.21 têm validade para uma faixa de declividades, conforme Chanson (1994a), que engloba a abordada neste trabalho.

2.3.2. *Concentração de Ar*

Em vertedouros em degraus grande quantidade de ar é incorporada pelo fluxo ao longo da calha. Esta quantidade é definida por meio da concentração de ar (C), que é a razão entre o volume de ar e o volume total da mistura água – ar, em um determinado volume de controle.

Straub e Anderson (1958) apresentam algumas definições em termos de profundidades que são normalmente utilizadas na avaliação da concentração de ar em escoamentos sobre calhas vertentes.

A altura \bar{d} é utilizada para representar a profundidade média do escoamento se todo o ar incorporado ao fluxo fosse removido. Ela também corresponde à profundidade de um fluxo não aerado com velocidade igual a de um escoamento aerado, ou seja, a profundidade equivalente a um escoamento não aerado calculada a partir de um escoamento aerado.

$$\bar{d} = \int_0^{\infty} (1 - C) dh \quad (2.27)$$

onde h é a profundidade medida perpendicularmente ao plano da calha e C é a concentração de ar na profundidade h .

Para vertedouros com calha em degraus, Chanson (1989) define a profundidade d em função do perfil de concentração de ar (equação 2.28) ou em função da concentração média de ar do escoamento (equação 2.29). Ainda segundo Chanson (1989), d pode ser assumida como aproximadamente igual a \bar{d} .

$$d = \int_0^{d_{90}} (1 - C) dh \quad (2.28)$$

$$d = (1 - \bar{C})h_{90} \quad (2.29)$$

sendo d_{90} a profundidade do escoamento onde a concentração local de ar é 90 %, e \bar{C} a concentração média de ar do escoamento.

Tendo em vista as dificuldades encontradas nos processos de medição de velocidades em fluxos aerados, seja através do emprego de tubos de Pitot-Prandtl, micromolinetes ou mesmo por anemometria, Chanson (1989) propõe o cálculo das velocidades médias do fluxo, através da equação da continuidade, tomando como referência a profundidade equivalente de um escoamento não aerado (d) calculada a partir de um escoamento aerado.

Straub e Anderson (1958) executaram medições de concentração de ar em calhas com declividades variando entre 7,5° e 75° com rugosidade da ordem de 1 mm. Observaram que o escoamento aerado é subdividido na profundidade h_T por duas regiões: uma superior, composta por gotas de água de diversos tamanhos ejetadas do fluxo principal e imersas na atmosfera circundantes ao fluxo; e uma inferior, composta por bolhas de ar distribuídas pelo escoamento.

Os estudos executados por Straub e Anderson (1958) mostraram que a concentração média de ar \bar{C} para escoamentos uniformes pode ser representada por uma lei que depende apenas da vazão específica (q) e da declividade do canal (α). A partir dessa consideração e dos experimentos de Straub e Anderson (1958), ASCE (1961) propôs a equação 2.30.

$$\bar{C} = 0,743 \log\left(\frac{\text{sen } \alpha}{q^{1/5}}\right) + 0,876 \quad \text{para } q \text{ dado em (cfs/ft)} \quad (2.30)$$

Chanson (1993) e Matos e Quintela (1995) assumem que para vertedouros em degraus o comportamento da concentração média de ar para escoamentos em regime uniforme é semelhante àquele verificado em calhas lisas, e que depende apenas da declividade do canal. Segundo Matos e Quintela (1995) esse comportamento deve ser restrito a estruturas em que a razão entre a altura total do vertedouro (H_V) e a altura crítica do escoamento (h_c) é maior que 25.

Chamani e Rajaratnam (1999a) realizaram medições em modelo físico e apresentaram uma equação empírica que define a concentração média de ar em um escoamento deslizando sobre turbilhões com aeração completamente desenvolvida.

$$\bar{C} = 0,93 \log\left(\frac{(\text{sen } \alpha)^{0,1}}{q^{0,3}}\right) + 1,05 \quad \text{para } q \text{ dado em (L/s/m)} \quad (2.31)$$

Tozzi (1998) questiona as afirmações sobre o comportamento semelhante dos perfis de concentração de ar entre calhas lisas e rugosas, restringindo sua validade para calhas com declividade entre 30° e 50° (Figura 2.9). O autor verificou que para declividade de 52,2° houve um decréscimo de concentração de ar em relação à calha lisa.

Matos (2000) propôs uma equação que é função da altura do vertedouro (H_V) e da altura crítica do escoamento (h_c). Comparando a equação proposta com dados de concentração média de ar em vertedouros em degraus obtidos por estudos experimentais de diversos autores, verificou um comportamento bastante semelhante. A equação 2.32 tem validade para valores de H_V/h_c entre 10 e 100.

$$\bar{C} = 0,62 - \frac{55,9}{(H_V/h_c)^2} \quad (2.32)$$

Povh e Tozzi (2001) avaliaram indiretamente a concentração de ar no pé de vertedouros em degraus através da altura conjugada a montante do ressalto hidráulico (h_l), utilizando uma equação proposta por Matos e Quintela (1995). A partir dessas considerações, determinaram a equação 2.33 para a estimativa da concentração média de ar em um vertedouro em degraus com declividade 1V:0,75H, salientando-se que nos ensaios não se obteve escoamento uniforme ao longo da calha.

$$\bar{C} = 0,368 \log\left(\frac{\text{sen } \alpha}{q^{1/5}}\right) + 0,665 \quad (2.33)$$

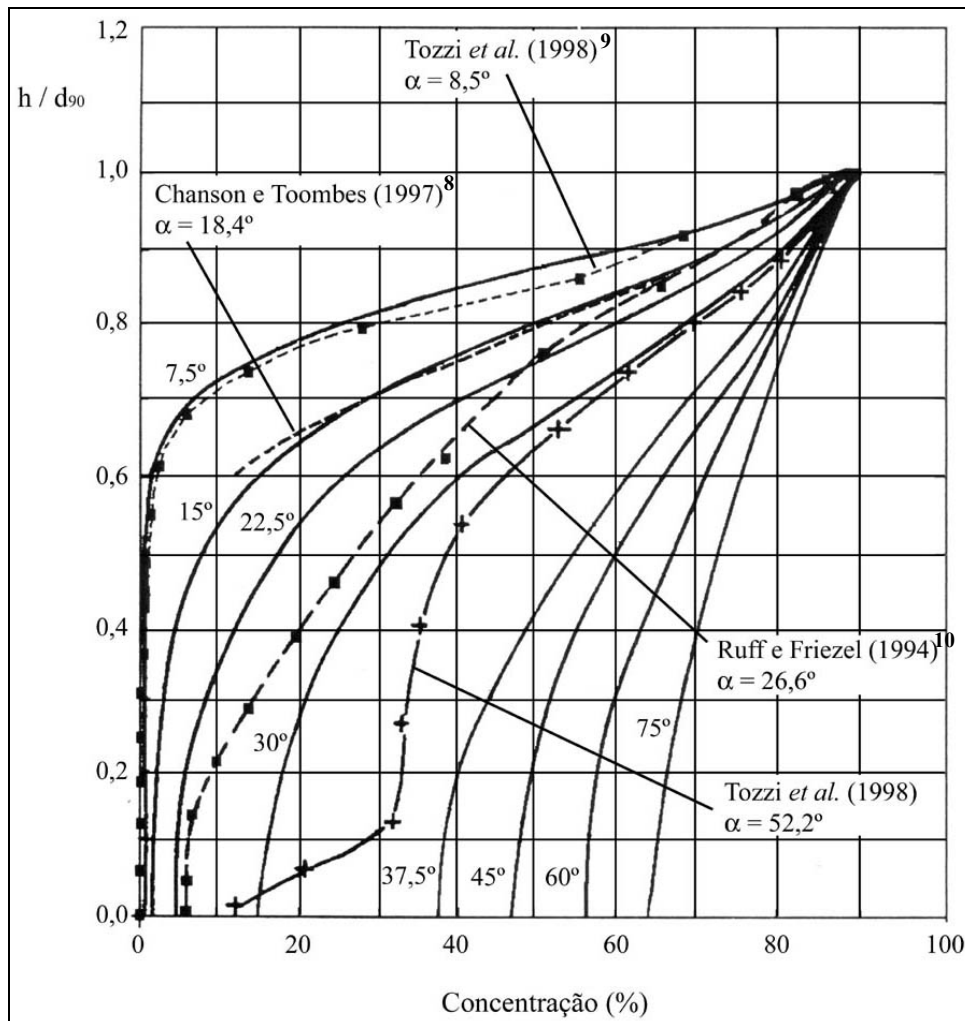


Figura 2.9 – Perfis de concentração de ar. Fonte: Tozzi (1998).

Outro tipo de abordagem pode ser utilizada para a estimativa da concentração de ar em escoamentos sobre vertedouros em degraus. Chanson *et al.* (2002) propõe a utilização de um modelo de difusão (equações 2.34, 2.35 e 2.36), e segundo os autores, o modelo proposto e os dados obtidos em estudos experimentais apresentam comportamentos muito semelhantes, porém, ficam restritos a concentrações médias de ar menores que 70 %.

⁸ CHANSON, H.; TOOMBES, L. (1997). Flow Aeration on Stepped Cascades. In: **Research Report**, n. CE155, Department of Civil Engineering, The University of Queensland, June.

⁹ TOZZI, M. J. *et al.* (1998). Aeração de Escoamentos em Vertedouros com Degraus. **XVIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica**, Oaxaca, México.

¹⁰ RUFF, J. F.; FRIEZEL, K. H. (1994). Air Concentration Measurements in Highly Turbulent Flow on a Steeply Sloping Chute. In: **HYDRAULIC engineering'94: proceedings of the 1994 conference**. New York: ASCE, 1994. v. 2, p. 999-1003.

$$C = 1 - \tanh^2 \left(K' - \frac{h}{2D'd_{90}} \right) \quad (2.34)$$

$$D' = \frac{0,848\bar{C} - 0,00302}{1 + 1,1375\bar{C} - 2,2925\bar{C}^2} \quad (2.35)$$

$$K' = \tanh^{-1}(\sqrt{0,1}) + \frac{0,5}{D'} \quad (2.36)$$

onde K' é uma constante de integração, D' é a difusividade turbulenta, d_{90} é a profundidade onde a concentração de ar é 90 % e h é a profundidade do escoamento.

2.4. Dissipação de Energia

A dissipação de energia ao longo da calha é a função principal dos vertedouros em degraus. Busca-se a redução da energia residual no pé da barragem com o objetivo de diminuir os riscos de erosão no maciço além de proporcionar menores custos com a construção de estruturas de dissipação à jusante do vertedouro. A avaliação das características do fluxo sobre os vertedouros em degraus permite estimar a energia residual do escoamento.

2.4.1. Fator de Resistência

A relação entre a dissipação de energia nos vertedouros em degraus e o fator de resistência de Darcy-Weisbach tem sido proposta por alguns autores a partir da consideração de que o escoamento seja uniforme ao longo da calha, na região em que o fluxo apresenta-se plenamente aerado. Este regime uniforme é facilmente atingido para escoamentos em quedas sucessivas, porém para os escoamentos deslizantes sobre turbilhões nem sempre o comprimento da calha é tal que um comportamento uniforme seja atingido.

Rajaratnam (1990) definiu teoricamente (equação 2.37) o coeficiente de resistência (c_f) a partir da conservação da quantidade de movimento, considerando um escoamento completamente desenvolvido após os primeiros degraus. Este coeficiente foi relacionado com o fator de resistência de Darcy-Weisbach (f) pela razão de 1/4.

$$c_f = \frac{f}{4} = \frac{2h_n^3 g \sin \alpha}{q^2} \quad (2.37)$$

onde h_n é a profundidade do escoamento considerado uniforme, g é a aceleração da gravidade, α é a declividade da calha e q é a vazão específica.

Assumindo que o escoamento atinge uma profundidade uniforme (h_n) ao longo da calha, Stephenson (1991) também sugeriu a utilização fator de resistência de Darcy-Weisbach (f) podendo ser calculado a partir da equação geral para escoamentos turbulentos rugosos.

$$f = \left(1,14 + 2 \log \left(\frac{4h}{k} \right) \right)^{-2} \quad (2.38)$$

onde k é a altura de rugosidade proporcionada pelos degraus.

Chanson (1993) propõe a utilização da equação universal da perda de carga para o cálculo do fator de resistência (f) em escoamentos uniformes não aerados, porém tornando-a função do diâmetro hidráulico do escoamento (D_H). Se o escoamento for aerado, no cálculo de f deve-se considerar a profundidade relativa do escoamento aerado (\bar{d}), ao invés da profundidade normal (h_n).

$$f = \frac{8gh_n^2 \operatorname{sen} \alpha D_H}{q^2 4} \quad (2.39)$$

Para escoamentos gradualmente variados, anterior à região em que a aeração do escoamento encontra-se plenamente desenvolvida, Chanson (1994a) propõe a introdução de um fator na equação anterior, que considera a perda de carga ao longo de um trecho do vertedouro.

$$f = \frac{8gh^2 D_H \Delta H}{q^2 4 \Delta S} \quad (2.40)$$

onde ΔH é a perda de carga total ao longo de uma distância longitudinal ΔS .

Chanson (1994a) analisou dados experimentais de diversos autores e concluiu que o fator de resistência independe do número de Reynolds do escoamento, sendo função apenas da rugosidade relativa (D_H/k). Chanson (1994a) também definiu uma equação válida para calhas com declividade menor que 12° para o cálculo do coeficiente de Darcy-Weisbach.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,42 \ln\left(\frac{D_H}{k}\right) - 1,25 \quad (2.41)$$

Tozzi (1992) realizou experimentos em modelos de vertedouros em degraus com declividade de 1V:0,75H para os quais foram ensaiadas alturas de rugosidade (k) variáveis entre 5 e 60 mm e para 4 vazões específicas entre 86,1 e 201,4 L/s/m. Para a declividade 1V:6,69H, Tozzi (1992) ensaiou as mesmas vazões, porém, adotou 2 valores de k , 19,8 e 39,6 mm. Também foram analisados escoamentos de ar em condutos sob pressão a partir da implantação de alturas de rugosidade variáveis entre 5 e 40 mm nas suas paredes, simulando declividade de 1V:2H. Assim, o fator de resistência (f) foi definido para cada tipo de estrutura.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2,16 + 1,24 \log\left(\frac{h}{k}\right) \quad h/k > 1,8 \text{ e } 1V:0,75H \quad (2.42)$$

$$f = 0,163 \quad h/k [1,8 \text{ e } 1V:0,75H \quad (2.43)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 3,25 + 0,39 \log\left(\frac{h}{k}\right) \quad 1,0 [h/k [14,0 \text{ e } 1V:2H \quad (2.44)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 3,68 + 0,28 \log\left(\frac{h}{k}\right) \quad 1,0 [h/k [10,0 \text{ e } 1V:6,69H \quad (2.45)$$

onde h é a profundidade do escoamento e k é a altura de rugosidade.

A determinação do fator de resistência para avaliar a dissipação de energia em vertedouros em degraus também foi proposta por Chamani e Rajaratnam (1999a). Os autores definiram uma equação empírica a partir de seus dados experimentais obtidos de calhas com declividades de 51,34° e 59°, três alturas de degraus variando entre 125 e 31,25 mm e vazões específicas entre 0,07 e 0,21 m³/s/m.

$$\frac{1}{\sqrt{c_f}} = 3,85 \log\left(\frac{h}{k}\right) + 3,53 \quad (2.46)$$

onde $c_f = f/4$.

Chanson *et al.* (2002), com base nos dados experimentais de diversos autores, totalizando 38 modelos e 4 protótipos, mostraram que os fatores de resistência (f) determinados, estavam distribuídos em torno de três os valores principais: 0,105, 0,17 e 0,30. Porém, como pode ser visto na Figura 2.10, a dispersão dos valores é bastante acentuada.

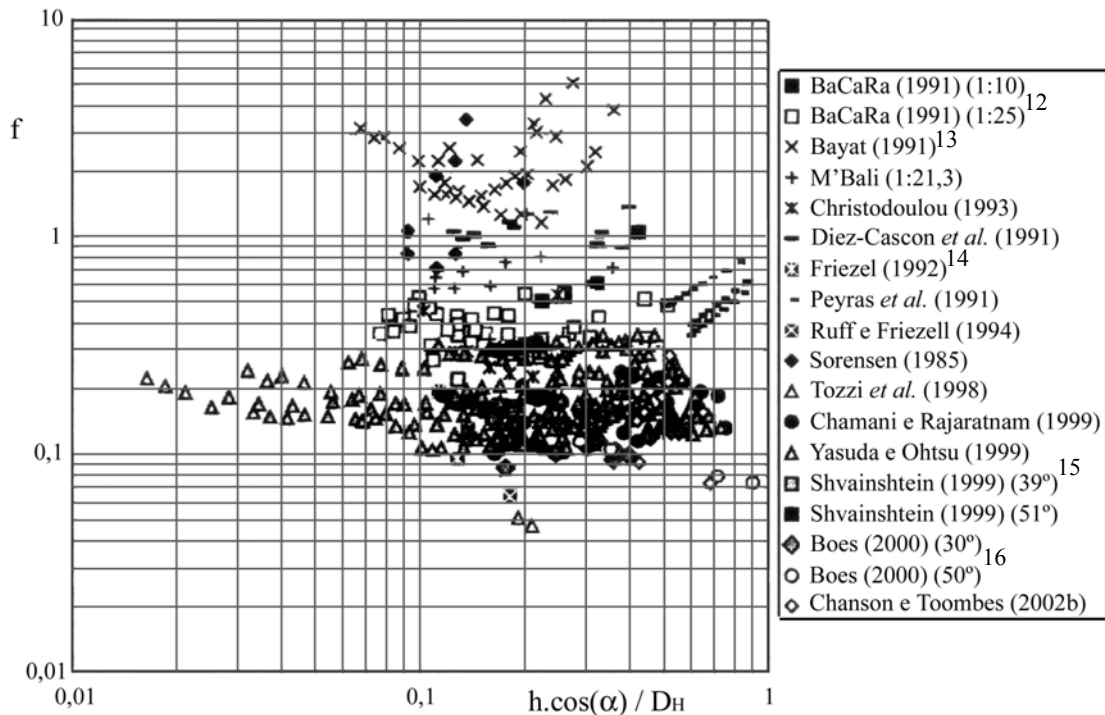


Figura 2.10 – Fatores de resistência de Darcy-Weisbach, segundo diversos autores, evidenciando a grande dispersão dos dados. Fonte: Chanson *et al.* (2002).

Chanson *et al.* (2002) afirmam que a rugosidade proporcionada pelos degraus contribui significativamente para o arrasto gerado no pseudofundo, contribuindo para a resistência ao escoamento. De acordo com as observações experimentais de Matos *et al.* (1999) os vórtices formados entre os degraus são tridimensionais. Os movimentos turbulentos abaixo do pseudofundo induzem à dissipação viscosa durante a troca irregular do fluido com a corrente livre, mantendo o processo de recirculação e de dissipação de energia. Chanson *et al.* (2002), consideram que a energia dissipada é proporcional à frequência de ejeção de água da rugosidade dos degraus, ao volume de fluido ejetado e a sua velocidade.

Chanson *et al.* (2002) apresentam a análise dimensional do escoamento sobre vertedouros em degraus (equação 2.47), considerando a ocorrência de fluxo uniforme. Ela foi desenvolvida a partir do conceito de conservação da quantidade de movimento entre o fluxo

¹¹ BACARA (1991). Étude de la Dissipation d'Énergie sur lês Evacuateurs à Marches. **Report, Project National BaCaRa**, CEMAGREF-SCP, Aix-em-Provence, France.

¹² BAYAT, H. O. (1991). Stepped Spillway Feasibility Investigation. **In: Proceedings of the 17th ICOLD Congress**, Vienna, Austria, Q66, R98, pp.1803-1817.

¹³ FRIEZEL, K. H. (1992). Hydraulics of Stepped Spillways for RCC Dams and Dam Rehabilitations. **In: Proceedings of the 3rd Specialty Conference on RCC**, San Diego, California, p. 2-5.

¹⁴ SHVAINSHTEIN, A. M. (1999). Stepped Spillways and Energy Dissipation. *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, n. 5, p. 15-21, em Russo.

¹⁵ BOES, R. M. (2000). Zweiphasenstroömung und Energieumsetzung auf Grosskaskaden. **Ph.D. Thesis**, VAWEHT, Zürich, Suíça, em Alemão.

principal acima do pseudofundo e o fluido recirculante entre as rugosidades formadas pelos degraus. A dissipação de energia é a consequência principal desta transferência de quantidade de movimento no escoamento deslizando sobre turbilhões.

$$\xi \left(\frac{V}{\sqrt{gh_n}}; \rho \frac{Vh_n}{\mu}; \frac{g\mu^4}{\rho\sigma^3}; \bar{C}; \frac{h_n}{H}; \frac{B}{H}; \alpha; \frac{k}{H} \right) = 0 \quad (2.47)$$

onde V é a velocidade média do escoamento, g é a aceleração da gravidade, h_n é a profundidade do escoamento, ρ é a massa específica do fluido, μ é a viscosidade do fluido, σ é a tensão superficial, \bar{C} é a concentração média de ar do escoamento, H é a altura do degrau, B é a largura da calha do vertedouro, α é a declividade da calha e k é a altura de rugosidade.

Na equação 2.47, o primeiro termo é o número de Froude do escoamento, o segundo é o número de Reynolds, o terceiro é o número de Morton, o quarto é a concentração média de ar, e os demais termos são características geométricas da estrutura.

Chanson *et al.* (2002) apresentaram uma metodologia que se baseia na tensão tangencial limite na rugosidade formada por um degrau para a determinação do fator de resistência do escoamento deslizando sobre turbilhões. Através dela, obtiveram um valor aproximadamente igual a 0,2.

O fator de resistência para calhas em degraus (f_k) foi estimado por Sanagiotto (2003) a partir do fator de resistência da calha lisa (f_L), da posição de início de aeração do fluxo (L_A) e de uma posição p qualquer na calha (L_P), medida longitudinalmente desde o início da ogiva. A equação 2.48 foi determinada para vertedouros em degraus com declividade 1V:0,75H.

$$\frac{f_L}{f_k} = 1,8162e^{-1,7692 \frac{L_P}{L_A}} \quad (2.48)$$

O fator de resistência da calha lisa (f_L) foi estimado utilizando a equação 2.39 proposta por Chanson (1993), a partir das profundidades do escoamento ao longo da calha lisa (h_L) obtidos experimentalmente. Como forma de generalizar a avaliação do fator de resistência (f_k) através da proposta apresentada na equação 2.48, Sanagiotto (2003) propõe a equação 2.49 para determinar as profundidades do escoamento (h_L) em qualquer posição (L_P) da calha lisa.

$$\frac{h_L}{h_c} = \left(1,647 + 0,53 \frac{L_P}{h_c} \right)^{-0,7055} \quad (2.49)$$

2.4.2. Dissipação de Energia

Sorensen (1985) executou ensaios em modelos físicos de um vertedouro em degraus na escala 1:25, com altura de 1,464 m, declividade 1V:0,78H, degraus de 2,44 cm e vazões específicas variáveis entre 0,006 m³/s/m e 0,144 m³/s/m. O autor avaliou a dissipação de energia no pé do vertedouro a partir das velocidades do escoamento, obtidas indiretamente através de medições de níveis e determinadas pela aplicação da equação da continuidade. Para as vazões ensaiadas, Sorensen (1985) constatou que a energia cinética da calha em degraus correspondia a valores entre 6 e 12 % daqueles obtidos para uma calha lisa.

Rajaratnam (1990), baseado nos dados experimentais de Sorensen (1985), propôs a avaliação da dissipação de energia através da comparação entre o escoamento sobre calhas em degraus e sobre calhas lisas. A diferença entre as energias específicas residuais foi determinada pela equação 2.50, e a perda de energia relativa foi estabelecida de acordo com a equação 2.51, em função do número de Froude na base do vertedouro de calha lisa (Fr').

$$\Delta E' = E_r' - E_r \quad (2.50)$$

onde E_r' é a energia residual na base do vertedouro de calha lisa ($E_r' = h_0 + V^2/2g$), e E_r é a energia residual na base do vertedouro com calha em degraus ($E_r = h_0 + V^2/2g$). h_0 é o nível da água na base do vertedouro.

$$\frac{\Delta E'}{E_r'} = \frac{(1-A) + \frac{Fr'^2 (A^2 - 1)}{2A^2}}{1 + \frac{Fr'^2}{2}} \quad (2.51)$$

O parâmetro adimensional A é função dos coeficientes de resistência das calhas lisa (c_f') e em degraus (c_f). O autor estimou-os como sendo 0,0065 e 0,18 para as suas condições de ensaio, sendo que c_f foi estipulado a partir da equação 2.37 proposta pelo autor.

Stephenson (1991) afirmou que a dissipação de energia aumenta até o ponto em que a altura do escoamento sobre a calha é em torno de 1/3 da altura crítica do escoamento. A partir daí, os incrementos na dissipação seriam pouco significativos.

Assumindo que o escoamento atinge uma profundidade uniforme (h_n) ao longo da calha, Stephenson (1991) também sugeriu a utilização da equação universal de perda de carga para determinar a dissipação de energia em calhas em degraus. Definiu, então, uma relação entre a perda de energia e a altura do vertedouro.

$$\frac{\Delta E_V}{H_V} = \frac{H_V - E_r}{H_V} = 1 - \left(\frac{4S}{f} + 1 \right) \left(\frac{f}{8S} \right)^{1/2} \left(\frac{h_c}{H_V} \right) \quad (2.52)$$

onde ΔE_V é a diferença entre a altura do vertedouro (H_V) e a energia específica residual na base da calha em degraus (E_r), h_c é a profundidade crítica do escoamento, S é a declividade da linha de energia definida por $S = q^2/8gh^3$, e f é o fator de resistência calculado a partir da equação geral para escoamentos turbulentos rugosos (equação 2.38).

Peyras *et al.* (1992) analisaram escoamentos sobre calhas constituídas por gabiões, através de modelos físicos na escala 1:5, contemplando vertedouros com 5 m, degraus de 1 m de altura, vazões específicas variáveis entre 0,7 m³/s.m e 2,8 m³/s.m e declividades 1:1, 1:2 e 1:3, todos valores de protótipo. Os autores propuseram uma equação empírica que representasse a dissipação de energia do escoamento em função da declividade e do número de Froude do escoamento (Fr). Assim, para a declividade de 45°, tem-se:

$$\frac{\Delta E}{H_V} = \frac{E_m - E_r}{H_V} = 1 - 4,195 \left(\frac{q^2}{gH_V^3} \right)^{0,526} \quad (2.53)$$

onde ΔE é a diferença entre a energia disponível na crista do vertedouro ($E_m = H_V + 1,5h_c$) e a energia residual na base da calha em degraus ($E_r = h_0 + V^2/2g$).

Para um escoamento em quedas sucessivas com formação de ressalto hidráulico no piso dos degraus, Chanson (1993) apresentou a equação 2.54, relacionando a dissipação de energia ao longo do vertedouro e a energia máxima disponível a montante do mesmo (E_m).

$$\frac{\Delta E}{E_m} = 1 - \frac{0,54 \left(\frac{h_c}{H} \right)^{0,275} + 1,715 \left(\frac{h_c}{H} \right)^{-0,55}}{\frac{3}{2} + \frac{H_V}{h_c}} \quad (2.54)$$

Para escoamento em quedas sucessivas sem formação de ressalto hidráulico no piso dos degraus, as taxas de dissipação de energia são da ordem de 10 % das anteriores, segundo Chanson (1993).

Chanson (1993), a partir da consideração de que o regime deslizante sobre turbilhões atinge características uniformes ao longo da calha do vertedouro, estimou a perda de energia total do escoamento e comparou-a aos dados experimentais de Sorensen (1985) e Diez-Cascon *et al.* (1991), obtendo uma boa concordância.

$$\frac{\Delta E}{H_m} = 1 - \frac{\left(\frac{f}{8 \sin \alpha}\right)^{1/3} \cos \alpha + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \sin \alpha}\right)^{-2/3}}{\frac{3}{2} + \frac{H_v}{h_c}} \quad (2.55)$$

sendo f determinado a partir da equação 2.39 proposta pelo autor.

Tozzi e Brighetti (1993) propõem uma metodologia para a determinação da superfície livre da água, e a partir dela determinar a dissipação de energia ao longo do vertedouro em degraus. Foi utilizado o método das diferenças finitas para determinar as profundidades não aeradas do escoamento, de acordo com a equação 2.56.

$$H_M = H_J + \bar{i}_e \Delta \ell \quad (2.56)$$

onde H_M e H_J são a energia total do escoamento em uma seção de montante e de jusante, \bar{i}_e é a declividade média da linha de energia, e $\Delta \ell$ é a distância ao longo da calha entre as seções de montante e de jusante.

As equações 2.42 a 2.45 são utilizadas na equação 2.57 de Darcy-Weisbach para o cálculo da declividade da linha de energia (i_e) de montante e de jusante, sendo que o valor médio é utilizado na equação do método proposto.

$$i_e = \frac{fq^2}{8gh^3} \quad (2.57)$$

A primeira seção de cálculo foi obtida pela aplicação da equação da conservação de energia aplicada entre o nível de água no reservatório e a posição correspondente ao primeiro degrau. O passo $\Delta \ell$ foi sempre constante e igual à distância longitudinal entre dois degraus.

A energia residual imediatamente à jusante do vertedouro pode ser estimada, uma vez que as profundidades do escoamento foram determinadas pela aplicação do método das diferenças finitas. Assim, a energia residual no pé do vertedouro em degraus resultou:

$$E_r = h_0 + \alpha_1 \frac{q^2}{2gh^2} \quad (2.58)$$

onda α_1 é o coeficiente de Coriolis, adotado como sendo igual a 1,10.

A relação entre a energia residual da calha em degraus e da calha lisa, a partir dos experimentos de Tozzi (1992), situou-se entre 40 e 66 % para a declividade 1V:0,75H e entre 42 e 62 % para a declividade 1V:6,69H. O autor também apresenta a relação que conduz à máxima dissipação de energia para calhas em degraus com paramento de jusante 1V:0,75H.

$$k = 0,0764q^{2/3} \quad (2.59)$$

Chamani e Rajaratnam (1994) apresentaram um método para estimar a dissipação de energia em vertedouros em degraus submetidos a regimes em quedas sucessivas através da introdução do conceito de perda de carga média por degrau (φ), conforme equação 2.60. Horner (1969)¹⁶ *apud* Chamani e Rajaratnam (1994) estudou estruturas com 8 a 30 degraus e declividades H/L entre 0,421 e 0,842. A partir desses estudos os autores apresentaram a equação 2.59 para o cálculo da dissipação de energia.

$$\varphi = [0,30 - 0,35(H/L)] - [0,54 + 0,27(H/L)] \log((h_c/H)) \quad (2.60)$$

$$\frac{\Delta E}{E_0} = \frac{\left\{ (1 - \varphi)^N \left[1 + 1,5 \left(\frac{h_c}{H} \right) \right] + \sum_{i=1}^{N-1} (1 - \varphi)^i \right\}}{N + 1,5 \left(\frac{h_c}{H} \right)} \quad (2.61)$$

onde N é o número de degraus, E_0 é a energia específica no pé do vertedouro desconsiderando perdas de carga, e φ é a perda de carga média por degrau.

Rice e Kadavy (1996) estudaram a dissipação de energia a partir de um modelo em escala 1:20, com declividade 1V:2,5H. As vazões específicas variaram entre 5,81 e 14,5 m³/s/m e com degraus de 0,61 m, todos valores de protótipo. A dissipação de energia foi estimada em 2,4 a 2,9 vezes maior na calha em degraus do que na calha lisa, representando uma redução no comprimento da bacia de dissipação da ordem de 70%.

Chamani e Rajaratnam (1999a) determinaram valores de dissipação de energia entre 48 e 63 % para calhas em degraus submetidas ao escoamento deslizante sobre turbilhões. Foram avaliadas declividades de 51,34° e 59°, três alturas de degraus variando entre 125 e 31,25 mm e vazões específicas entre 0,07 e 0,21 m³/s/m. Na comparação com o trabalho de Chamani e Rajaratnam (1994), verificaram que a dissipação ao longo da calha no escoamento em quedas sucessivas é muito maior.

¹⁶ HORNER, M. W. (1969) An Analysis of Flow on Cascades of Steps. **PhD Tesis**, University of Birmingham, U.K.

Pegram *et al.* (1999) avaliaram modelos físicos de vertedouros em degraus na escala 1:10, com declividade 1V:0,6H, representando uma estrutura com 30 m de altura. A partir da análise de degraus com 25, 50, 100 e 200 cm e vazões de protótipo entre 0,8 e 3,8 m³/s/m, os autores concluíram que a profundidade à jusante do ressalto hidráulico (h_2) é independente da altura dos degraus (H). A energia específica residual no pé do vertedouro, determinada pela equação (2.62), diminui de 67 % para 47 % com o aumento da vazão.

$$E_r = 4,42h_2^{0,685} \quad \text{para } H = 50 \text{ cm} \quad (2.62)$$

A análise de vertedouros em modelos físicos na escala geométrica 1:20 representando um vertedouro com 58 m de altura também foi executada por Pegram *et al.* (1999). Foram ensaiadas vazões entre 1,8 e 21,7 m³/s/m e degraus de 50, 100 e 200 cm de altura, todos valores de protótipo. As profundidades à jusante do ressalto hidráulico (h_2) mostraram-se novamente independentes da altura dos degraus. A energia específica residual no pé do vertedouro ficou entre 60 % para as vazões menores e 54 % para as maiores. A equação 2.63 foi determinada para o cálculo da energia residual (E_r), em função da profundidade conjugada lenta do ressalto hidráulico.

$$E_r = 5,35h_2^{0,692} \quad \text{para } H = 200 \text{ cm} \quad (2.63)$$

Povh (2000) determinou a dissipação de energia de duas formas: comparando as energias residuais em calhas lisas e em calhas em degraus, e comparando a energia a montante do vertedouro (E_m) com a energia residual ao final da calha (E_{r1}), calculada a partir das profundidades conjugadas do ressalto hidráulico estabelecido na bacia de dissipação (equações 2.64 e 2.65).

$$\frac{E_{r1}}{E_m} = 1 - 0,039 \frac{H_V}{h_c} \quad H_V / h_c [13,25 \quad (2.64)$$

$$\frac{E_{r1}}{E_m} = 0,719e^{-0,03 \frac{H_V}{h_c}} \quad 13,25 < H_V / h_c [34,05 \quad (2.65)$$

Pelo primeiro método, o autor verificou reduções das energias residuais entre 32,7 % e 57 %. Pela segunda forma de comparação proposta, foram definidas duas equações que representam reduções desde 74,9 % para pequenas vazões até 37,8 % para vazões maiores.

Sanagiotto (2003) propôs a determinação da dissipação de energia em vertedouros em degraus comparando a perda de energia (ΔE) em relação à energia de montante disponível (E_m), conforme equação 2.66. Os resultados obtidos estão sintetizados na Figura 2.11.

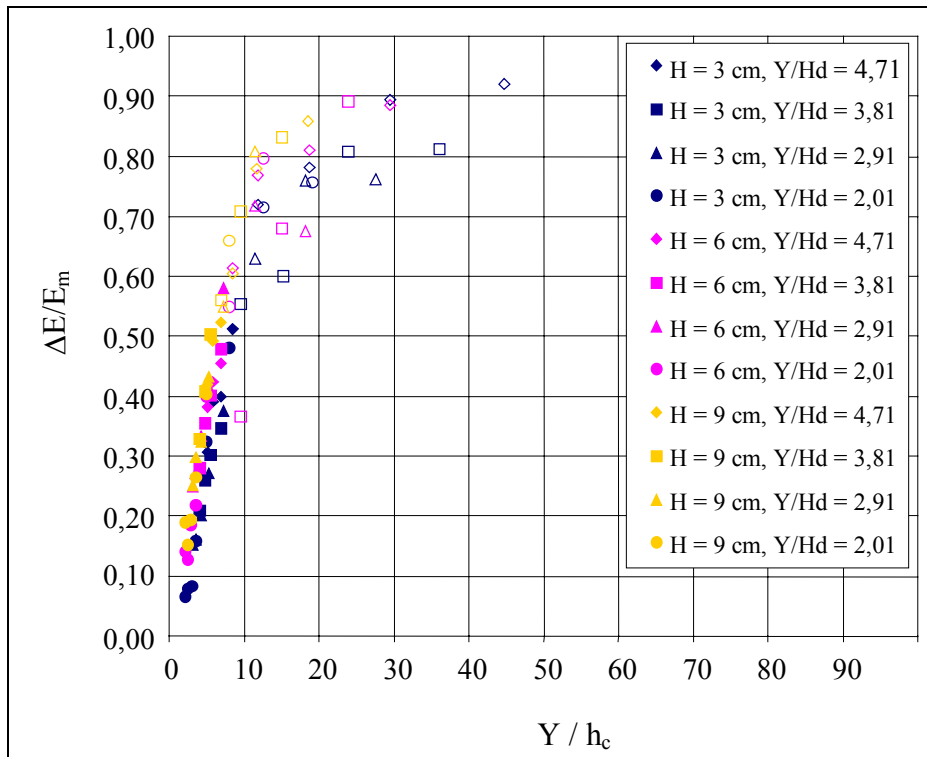


Figura 2.11 – Dissipação de energia com relação a energia disponível a montante do vertedouro. Os pontos não preenchidos referem-se a ocorrência de escoamento aerado. Fonte: Sanagiotto (2003).

$$\frac{\Delta E}{E_m} = \frac{E_m - E_p}{E_m} \quad (2.66)$$

onde $E_m = Y + 1,5h_c$ (2.67)

$$E_p = z + h \cos \alpha + \alpha_1 \frac{V^2}{2g} \quad (2.68)$$

sendo E_p a energia num ponto qualquer ao longo da calha do vertedouro em degraus, Y a diferença de cotas entre este ponto e a crista do vertedouro, h e V a profundidade e a velocidade média do escoamento, α_1 o coeficiente de Coriolis, adotado como sendo igual a 1, e z a cota do piso do degrau na seção considerada em relação ao plano de referência.

Os resultados evidenciam a maior eficiência da calha em degraus como estrutura dissipadora para escoamentos aerados do que para escoamentos não aerados. A influência do tamanho dos degraus também se torna evidente, principalmente nos casos em que o fluxo se apresenta aerado, tendo em vista que os maiores percentuais de energia dissipada são

verificados para degraus maiores. Uma comparação com dados experimentais e proposições teóricas de diversos pesquisadores é apresentada por Sanagiotto (2003) conforme reproduzido na Figura 2.12.

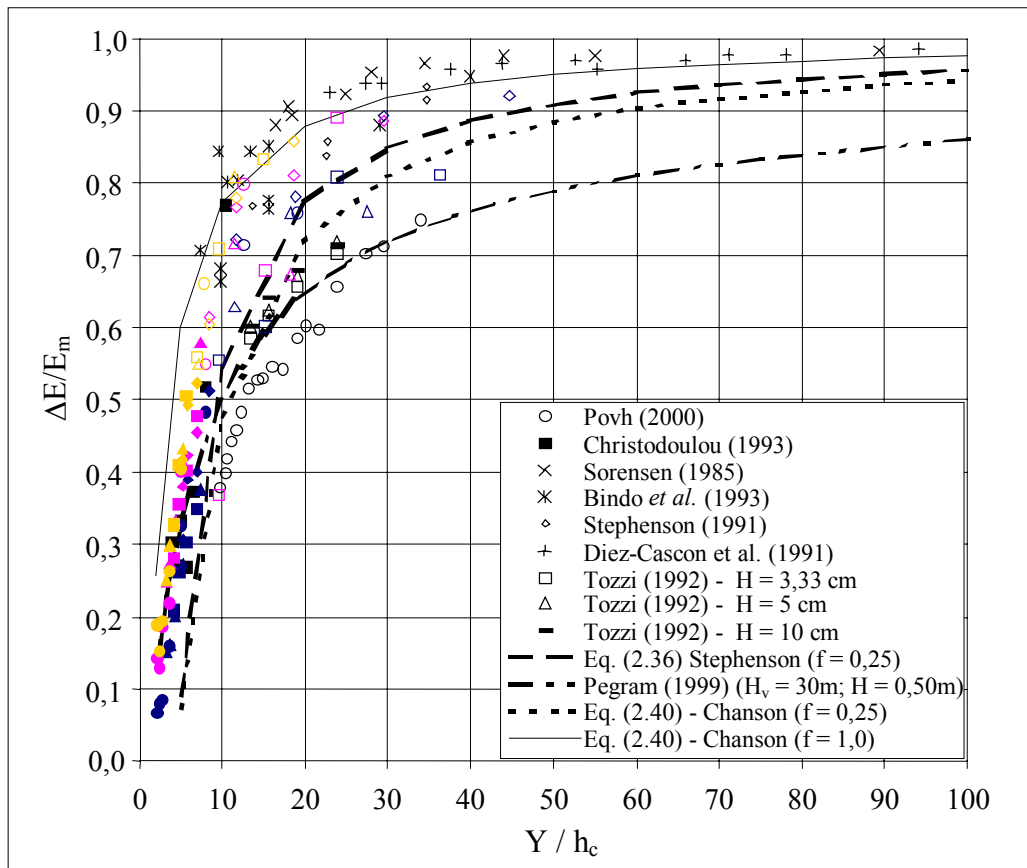


Figura 2.12 – Dissipação de energia com relação a energia disponível a montante do vertedouro segundo diversos pesquisadores. Os dados de Sanagiotto (2003) seguem a mesma legenda apresentada na Figura 2.11. Fonte: Sanagiotto (2003).

A dissipação de energia em relação a um vertedouro com calha lisa (equação 2.69) também foi analisada por Sanagiotto (2003) apresentando valores entre 45% e 94%.

$$\frac{\Delta E'}{E'} = \frac{E' - E_p}{E'} \quad (2.69)$$

onde E' é a energia em qualquer ponto no vertedouro de calha lisa. $E' = z + h \cos \alpha + \alpha_1 V^2 / 2g$

onde α é a declividade da calha.

2.5. Pressões na Calha em Degraus

O estudo das pressões ao longo da calha é relevante, tendo em vista a possibilidade da ocorrência de cavitação nos degraus, fenômeno que pode ser responsável por desgastes na estrutura.

A preocupação com as conseqüências decorrentes da cavitação em vertedouros em degraus ganha importância junto ao meio técnico e científico a partir da tendência de que sejam projetadas estruturas cada vez mais altas, submetidas a maiores vazões e com degraus de grande altura, tendo em vista os avanços recentes da tecnologia do concreto compactado a rolo. A combinação inadequada destes fatores pode fazer com que os degraus dos vertedouros estejam submetidos a maiores velocidades e a escoamentos não aerados, o que proporciona características muito favoráveis para a ocorrência da cavitação.

Tozzi (1992) efetuou medições de pressões médias através de piezômetros convencionais em calhas com declividade de $53,53^\circ$ para quatro diferentes alturas de rugosidade ($k = 10, 20, 30$ e 60 mm). O autor detectou pressões médias positivas no trecho final do piso de degrau, evidenciando uma região de impacto do fluxo. Pressões médias negativas foram verificadas no espelho do degrau, devido ao movimento de recirculação do vórtice na rugosidade da calha, de acordo com comportamento do escoamento deslizante sobre turbilhões.

A análise detalhada das pressões nas estruturas ensaiadas por Tozzi (1992) foi executada a partir da verificação das pressões instantâneas nos espelhos de dois degraus. Foram obtidos valores da ordem de $-0,5$ m.c.a., no modelo, indicando a necessidade de se estabelecer um critério limitante para as vazões e para as velocidades médias, como forma de evitar a cavitação nos degraus.

Com o objetivo de analisar e estabelecer um critério para o dimensionamento dos vertedouros em degraus, Tozzi (1992) propôs a adimensionalização das pressões pela energia cinética no escoamento, de acordo com a equação 2.70. Estas pressões adimensionalizadas foram plotadas para cada relação h/k (razão entre a profundidade do escoamento e a altura de rugosidade). O estabelecimento de duas curvas de probabilidade de ocorrência de pressões negativas de 1 % e 10 % proporcionou, então, o surgimento uma ferramenta de auxílio para as decisões de projeto.

$$K = \frac{p/\gamma}{V^2/2g} \quad (2.70)$$

De acordo com Olinger (2001), a região não aerada do fluxo é mais suscetível à cavitação do que a região aerada. Isso se explica, segundo Peterka (1953)¹⁷ *apud* Boes (1999), pela compressibilidade do escoamento aerado que pode absorver o impacto provocado pelo colapso das bolhas de ar.

Olinger (2001), estudando uma calha em degraus com declividade 1V:0,75H, observou que as pressões adimensionalizadas (equação 2.70) médias negativas no espelho dos degraus independem do número de Froude (Fr) do escoamento, para cada relação h/k . Já as pressões instantâneas negativas aumentam proporcionalmente com o aumento da velocidade média do escoamento, considerando diferentes frequências de ocorrência.

As pressões adimensionalizadas médias positivas na extremidade do piso do degrau apresentam comportamento bem definido com o respectivo número de Froude e para cada relação h/k (Olinger, 2001).

O mesmo autor determinou faixas limites a partir das quais existe o risco de cavitação comparando velocidades médias do fluxo e relações h/k . Estas faixas foram definidas na região onde as pressões instantâneas são da ordem de -9,5 m.c.a. e o risco de cavitação foi associado a probabilidades de ocorrência de 1 % e 2 % de valores inferiores a -9,5 m.c.a..

Sanagiotto (2003) avaliou as pressões médias ao longo de vertedouros em degraus com declividade de 1V:0,75H dotados de três diferentes alturas de rugosidade ($k = 18, 36$ e 54 mm). Foram executadas medições a partir de piezômetros convencionais e de transdutores de pressão em cinco degraus, com seis tomadas de pressão no degrau de 3 cm de altura e oito tomadas de pressão nos degraus de 6 e 9 cm de altura.

A autora detectou o aumento das pressões no piso do degrau com o aumento do tamanho destes. As pressões médias máximas foram verificadas nas posições mais externas do piso do degrau, e variaram entre -0,014 e 0,455 m.c.a., no modelo. Já as pressões médias mínimas foram detectadas no espelho dos degraus, nas posições próximas ao vértice superior que delimita o pseudofundo. Os valores ficaram compreendidos entre -0,062 e 0,245 m.c.a.. A escala de transposição 1:10 é sugerida no estudo de Sanagiotto (2003).

A Figura 2.13 mostra as pressões adimensionalizadas, de acordo com a equação 2.70, confirmando as posições de ocorridas pressões médias extremas tanto no piso quanto no espelho, referidas pela autora.

¹⁷ PETERKA, A. J. (1953). The Effect of Entrained air on Cavitation Pitting. **Joint Meeting Paper, IAHR/ASCE**, Minneapolis, USA: 507-518.

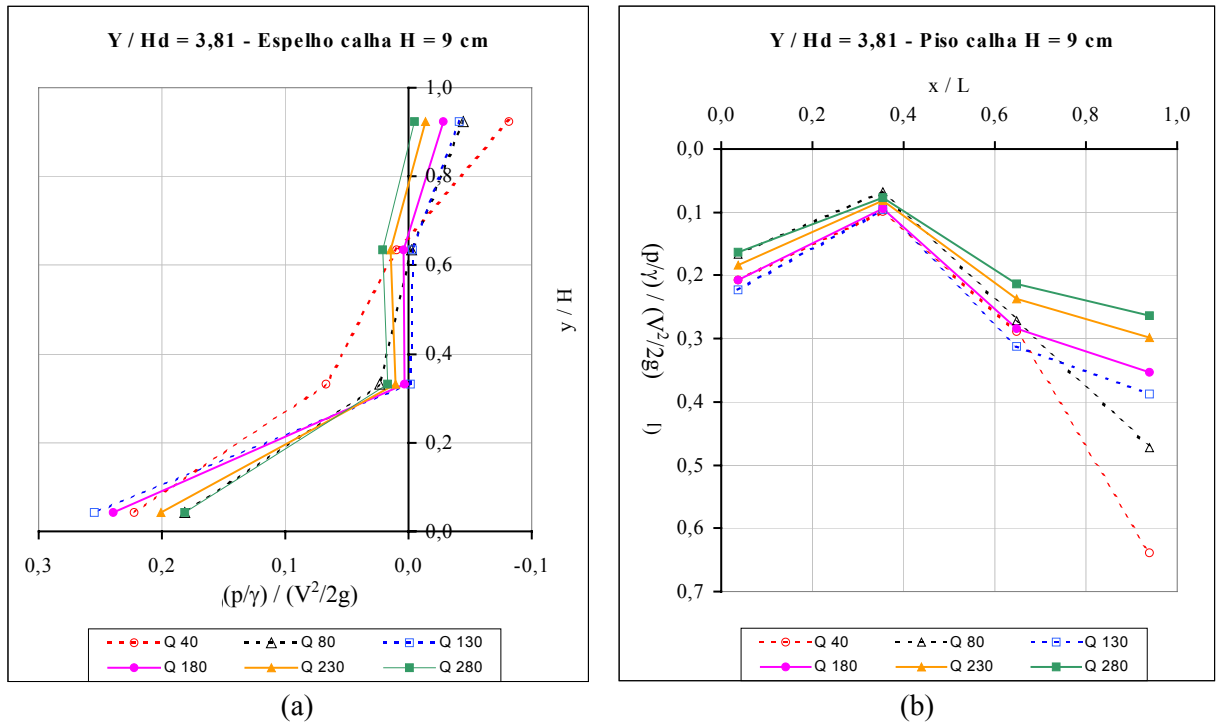


Figura 2.13 – Distribuição das pressões adimensionalizadas pela energia cinética do escoamento no degrau: (a) espelho e (b) piso. As vazões discriminadas nas legendas são dadas em L/s e a largura da calha é de $0,4$ m. As linhas tracejadas referem-se a escoamentos aerados. Fonte: Sanagiotto (2003).

CAPÍTULO 3

3. INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL E METODOLOGIA

A pesquisa aborda testes em modelos físicos bidimensionais de vertedouros em degraus com calha de declividade 45° (1V:1H). As estruturas de ensaio têm desnível de 2,44 m, entre a crista do vertedouro e a base do canal de fuga, largura de 0,4 m e calhas com degraus de 3, 6 e 9 cm de altura, além de uma calha lisa convencional. Os ensaios foram conduzidos no Laboratório de Hidráulica Rubem Léo Ungaretti do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

3.1. Instalação Experimental

O circuito de alimentação do modelo consiste de um reservatório externo de onde a água é recalçada para um reservatório superior através de dois conjuntos motor-bomba, de 50 CV de potência cada, e tubulações em ferro fundido vencendo aproximadamente 10 m de altura. A partir deste reservatório, por gravidade, a água é conduzida até o tanque de tranquilização, a montante do canal de aproximação do vertedouro, por tubulações com 250 mm de diâmetro, 7 m abaixo do reservatório superior.

O canal de aproximação, executado em concreto, tem 5,5 m de comprimento com 0,9 m de largura e um trecho mais à jusante de 2,3 m cuja largura é 0,4 m. A transição entre o tanque de tranquilização e o canal de aproximação é feita através de uma parede de tijolos furados. O canal de fuga, também executado em concreto, tem 0,4 m de largura e uma comporta tipo veneziana na seção terminal a 5,3 m contados a partir do final da calha do vertedouro. Após transpor a comporta, o fluxo é encaminhado para o reservatório externo, completando o circuito de alimentação do modelo. A Figura 3.1 representa parte do circuito de alimentação, que engloba desde o tanque de tranquilização até o canal de fuga.

A ogiva do vertedouro é do tipo Creager e foi projetada de acordo com as recomendações de USBR (1974) para uma carga de projeto no modelo de 0,40 m, de acordo com a Figura 3.2. O perfil da ogiva se desenvolve até que, no ponto de tangência, sua declividade seja igual à da calha, formada pelos cantos externos dos degraus. Não foram executados degraus menores de transição na porção imediatamente anterior à calha.

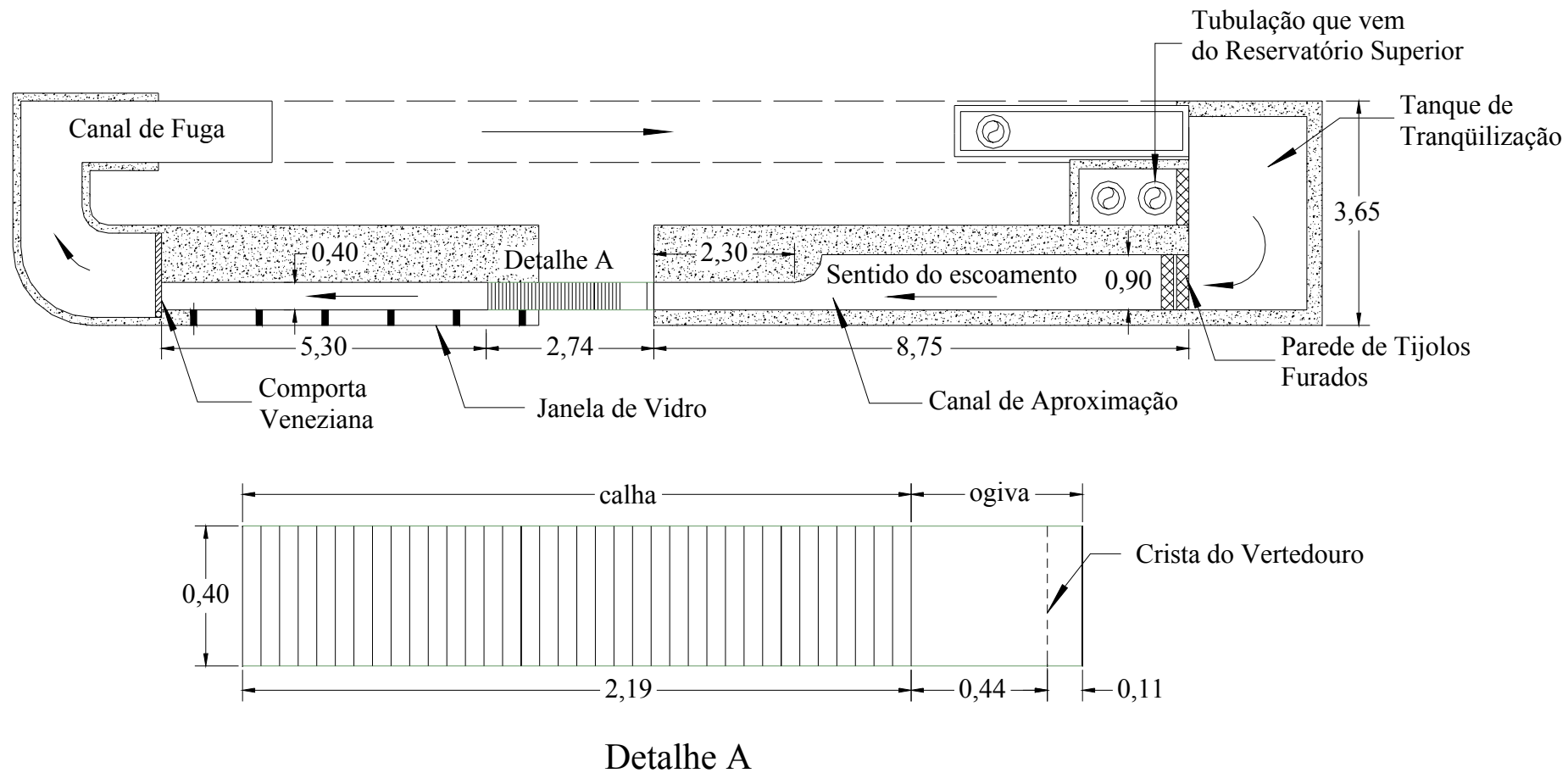


Figura 3.1 – Representação esquemática em planta das instalações utilizadas na implementação dos modelos (sem escala, com medidas em metros)

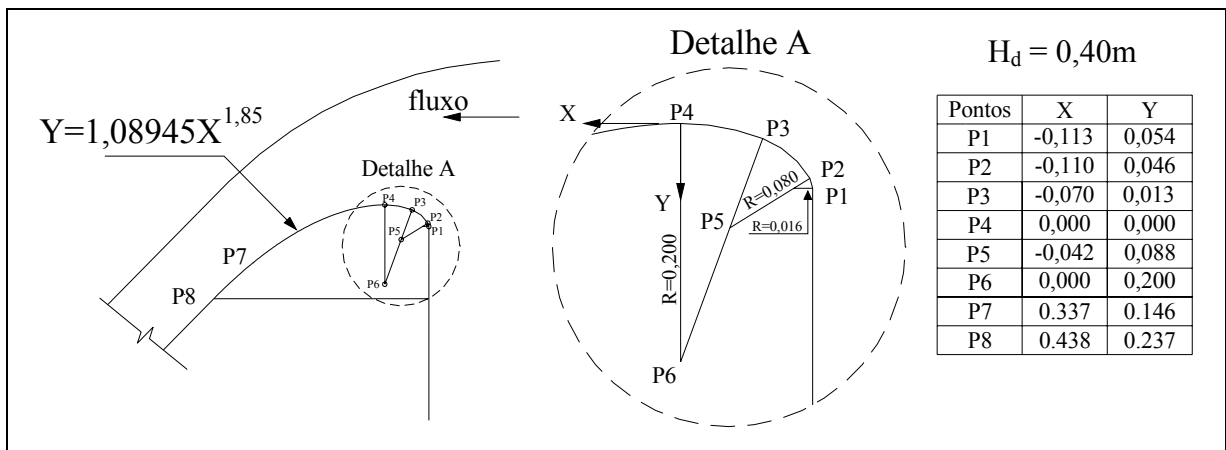


Figura 3.2 – Detalhe da ogiva do modelo (dimensões em metros).

Os modelos são estruturas metálicas compostas pela calha vertente e ogiva, executadas com chapas de ferro galvanizadas de aproximadamente 2 mm de espessura, e pela estrutura de sustentação, que fornece maior rigidez ao sistema através dos flanges de fixação nos canais de aproximação e de fuga. As paredes laterais do vertedouro foram executadas em acrílico transparente e fixadas à estrutura metálica através de rebites. A fixação dos modelos junto às seções extremas dos canais de aproximação e de fuga foi feita aparafusando os flanges nas seções de concreto. Entre os flanges e as seções expostas do canal foram colocadas camadas de borracha de silicone para estancar eventuais vazamentos na interface entre o concreto e o metal.

As características das calhas vertentes estudadas neste trabalho são ilustradas pelas Figura 3.3 (a) e (b) (calha lisa e com degraus de 3 cm de altura) e Figura 3.4 (a) e (b) (calha com degraus de 6 e 9 cm de altura, respectivamente) onde se apresentam as dimensões principais e os degraus onde foram estabelecidas as seções principais de ensaio, com as respectivas coordenadas.

3.2. Metodologia

3.2.1. Considerações sobre Critérios de Semelhança

O critério de semelhança de Froude, que exige similaridade geométrica e manutenção do número de Froude, é utilizado para a transposição dos valores de modelo para protótipo em trabalhos experimentais como os aqui realizados, envolvendo escoamentos com superfície livre, uma vez que as forças gravitacionais são preponderantes sobre as demais.

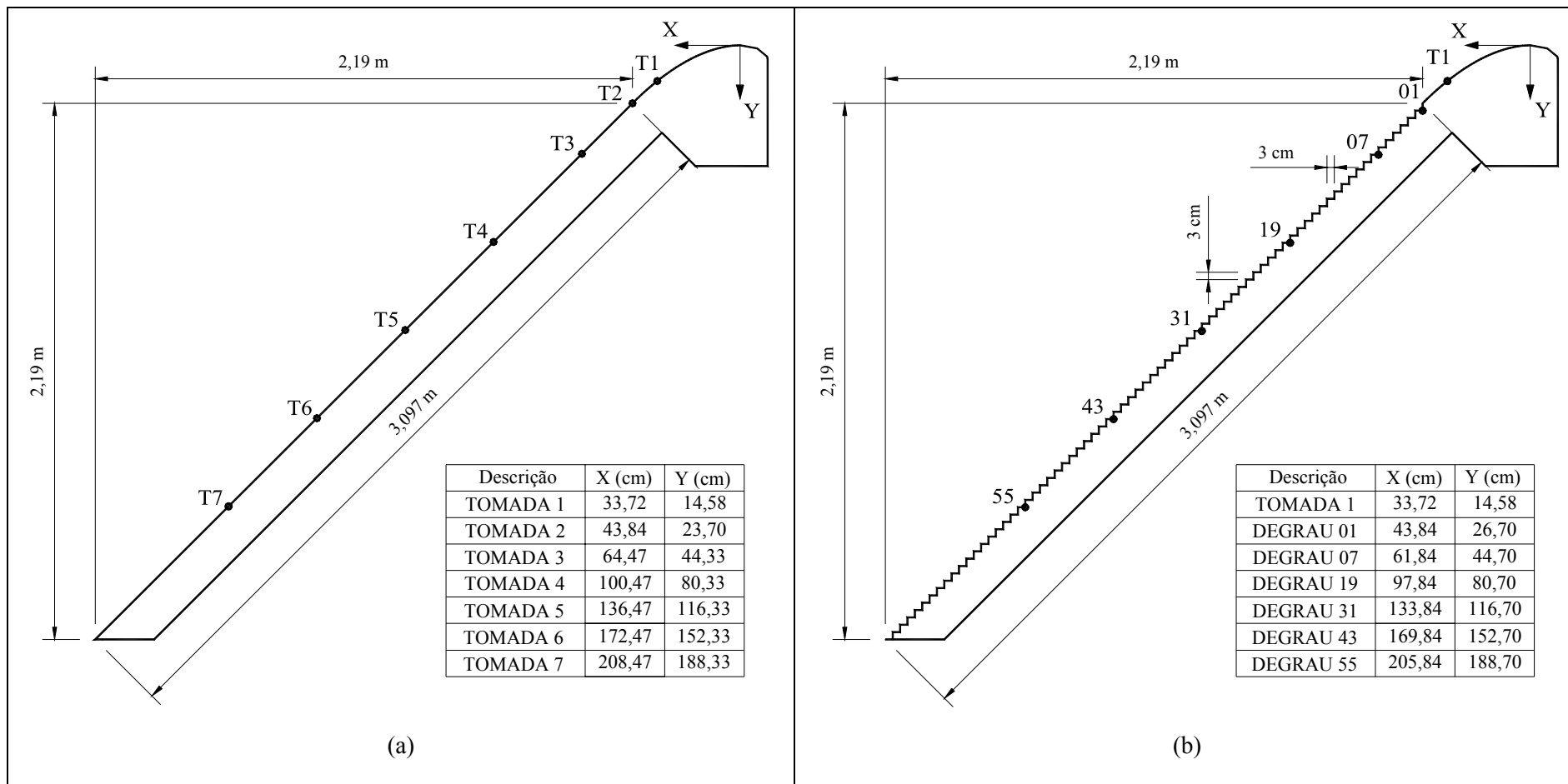


Figura 3.3 – Modelos dos vertedouros: (a) calha lisa, (b) calha com degrau de 3 cm.

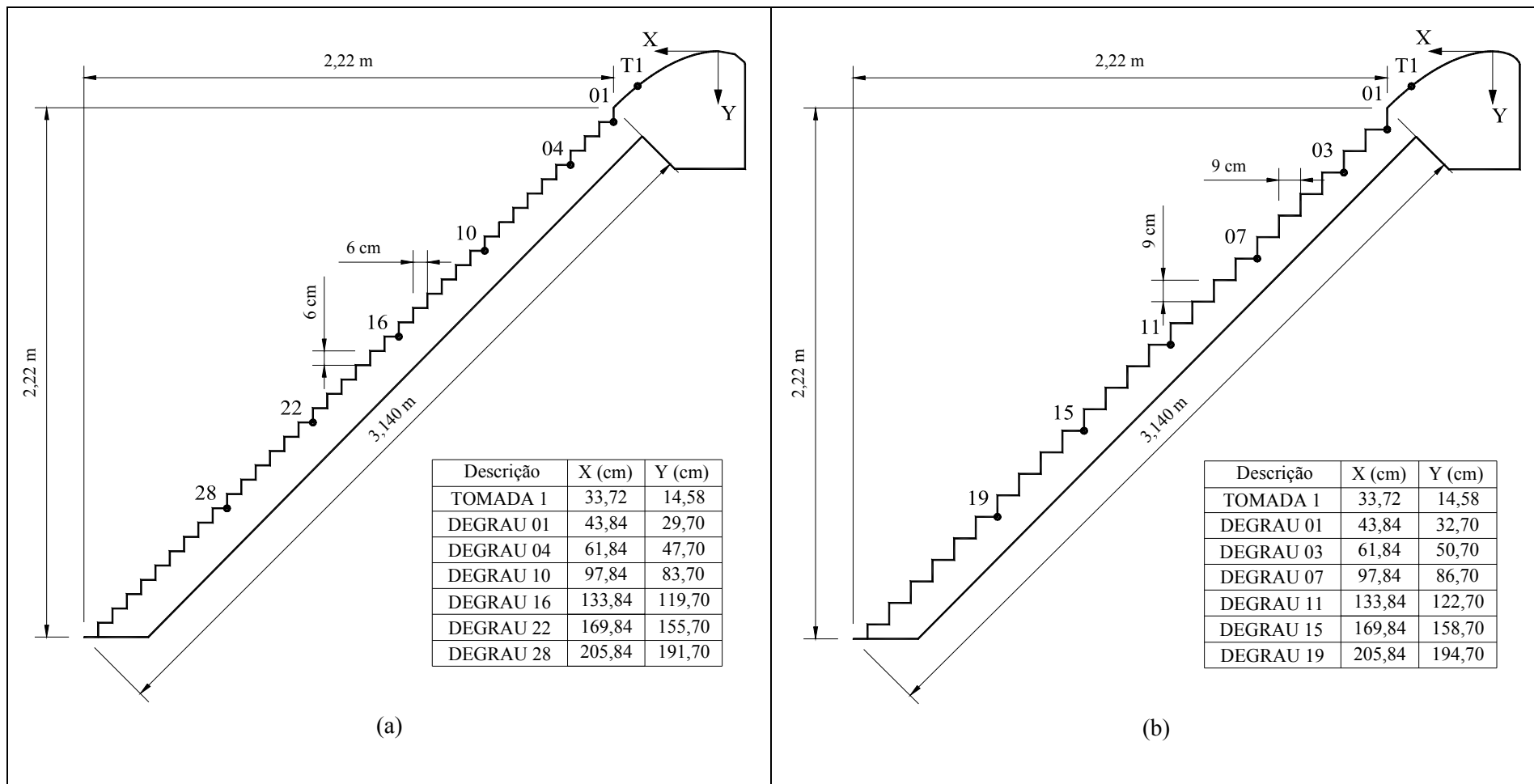


Figura 3.4 – Modelos dos vertedouros: (a) calha com degrau de 6 cm e (b) calha com degrau de 9 cm.

A maioria dos trabalhos existentes sobre escoamentos em vertedouros com degraus tem a sua metodologia de análise calcada no modelo de semelhança de Froude. Apenas no trabalho de Iguacel e Garcia (1999) é que foram feitas algumas análises a partir do modelo de semelhança de Weber.

Assim, as relações entre modelo e protótipo são estabelecidas conforme equações apresentadas a seguir:

$$\frac{V_m}{V_p} = \lambda^{1/2} \quad (3.1)$$

$$\frac{q_m}{q_p} = \lambda^{3/2} \quad (3.2)$$

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \lambda^{5/2} \quad (3.3)$$

onde λ é a razão entre as escalas geométricas de modelo e de protótipo.

Porém, algumas características do escoamento podem ser avaliadas através de outros modelos de semelhança, conforme afirmam Chanson *et al.* (2002) e Chanson e Toombes (2002b). Para avaliar adequadamente a incorporação de bolhas de ar pelo escoamento e os mecanismos de ruptura e aglutinação destas bolhas, as escalas de transposição deveriam ser baseadas no critério de semelhança de Weber, tendo em vista que tais processos são dominados pela tensão superficial. Por outro lado, a resistência do escoamento é devida ao arrasto associado à dissipação viscosa e turbulenta na rugosidade formada pelos degraus. Isso implica em semelhança dinâmica entre modelo e protótipo, garantida a partir da manutenção do número de Reynolds.

Chanson e Toombes (2002b) afirmam que para número de Reynolds maiores que 25000 e altura dos degraus maior que 2 cm os possíveis efeitos de escala relacionados à resistência ao escoamento podem ser desprezados. O estudo em questão foi executado com a utilização de degraus de 3, 6 e 9 cm de altura e com número de Reynolds variando entre $3 \cdot 10^4$ a $7,5 \cdot 10^5$. Estas características, segundo Chanson e Toombes (2002b), permitem que sejam desconsiderados eventuais efeitos de escala na avaliação da resistência ao escoamento.

Chanson *et al.* (2002) recomendam que a relação geométrica entre modelo e protótipo não seja menor do que 1:10 a fim de que as distorções provocadas por efeitos de escala sejam mínimas. A escala que se recomenda neste trabalho para a transposição dos resultados é uma relação entre modelo e protótipo de 1:10 e no Quadro 3.1 estão apresentadas as características

de modelo e de uma estrutura real hipotética considerando-a geometricamente 10 vezes maior do que o modelo proposto.

Quadro 3.1 – Características do modelo e da estrutura real hipotética.

Característica	Modelo Bidimensional	Protótipo
Escala (λ)	1:10	1:1
Altura do vertedouro (H_V)	2,44 m	24,40 m
Altura dos degraus (H)	3 cm	30 cm
	6 cm	60 cm
	9 cm	90 cm
Largura do vertedouro (B)	0,40 m	4,00 m
Declividade (α)	1V:1H (45°)	1V:1H (45°)
Geometria da soleira (Figura 3.2)	$Y = 1,08945X^{1,85}$	$Y = 0,15389X^{1,85}$
Vazões específicas (q)	0,025 a 0,70 m ³ /s/m	0,8 a 22 m ³ /s/m
Carga hidráulica a montante (H_d)	0,40 m	4,00 m

3.2.2. Aspectos Gerais dos Ensaios

As vazões específicas propostas para os ensaios são de 0,025; 0,050; 0,100; 0,150; 0,200; 0,250; 0,325; 0,450; 0,575 e 0,700 m³/s/m. Estes valores foram garantidos através da manutenção do nível constante do reservatório superior do circuito de alimentação e estabelecidos a partir de um medidor eletromagnético de vazões 570TM da marca Fisher-Rosemount do Brasil com erro estimado nas medições de 1 L/s.

Foram estabelecidas sete seções de ensaios, conforme indicadas nas Figura 3.3 e 3.4: a primeira na ogiva, posicionada no ponto de tangência com declividade de 38,66°, e as demais equidistantes ao longo das calhas, sendo a segunda posicionada no primeiro degrau. As medições de nível da água foram executadas também para seções intermediárias às estabelecidas.

A seguir, será detalhada a metodologia experimental empreendida neste estudo. Serão abordados os critérios de medição e o instrumental utilizado ao longo das investigações de nível médio da linha da água, de velocidade média do escoamento, de pressões médias nas faces dos degraus. O critério de visualização adotado na estimativa da posição de início de aeração também será descrito.

O Quadro 3.2 apresenta as seções de ensaios com as respectivas coordenadas, bem como o tipo de medição executada. As coordenadas referem-se ao vértice externo superior

dos degraus, tendo em vista que esta foi a posição exata em que se procederam as medições de nível e de velocidade média do escoamento.

Quadro 3.2 – Posição das seções de ensaio e tipo de medição efetuada (coordenadas em metros).

Seções de Ensaio	Calha Lisa		Calhas em Degraus					Nível da Água	Velocidade Média	Pressão	Filmagem
	x	y	Degraus de Ensaio			x	y				
			3 cm	6 cm	9 cm						
S1	0,34	0,15	Ogiva	Ogiva	Ogiva	0,34	0,15	*		*	*
S2	0,44	0,24	1	1	1	0,44	0,24	*	*	*	*
S3	0,64	0,44	7	4	3	0,62	0,42	*	*	*	*
S3-4	0,82	0,62	13	7	5	0,80	0,60	*			*
S4	1,00	0,80	19	10	7	0,98	0,78	*	*	*	*
S4-5	1,18	0,98	25	13	9	1,16	0,96	*			*
S5	1,36	1,16	31	16	11	1,34	1,14	*	*	*	*
S5-6	1,54	1,34	37	19	13	1,52	1,32	*			*
S6	1,72	1,52	43	22	15	1,70	1,50	*	*	*	*
S6-7	1,90	1,70	49	25	17	1,88	1,68	*			*
S7	2,08	1,88	55	28	19	2,06	1,86	*	*	*	*

* Seções onde foram efetuadas as medições. Nas seções intermediárias S3-4, S4-5, S5-6 e S6-7 não foram previstas tomadas de pressão. Nelas também não foram executadas investigações de velocidades médias, bem como na seção 1.

Na calha com degrau de 6 cm não foi ensaiada a vazão de 0,025 m³/s/m e na calha com degrau de 9 cm não foram ensaiadas as vazões de 0,025 e 0,050 m³/s/m, uma vez que para essas condições o escoamento deslizante sobre turbilhões não foi verificado.

3.2.3. *Medição dos Níveis de Água*

A medição dos níveis da água, como forma de determinar o perfil longitudinal do escoamento ao longo da calha, foi executada através da utilização de ponta linimétrica e diretamente nas paredes laterais transparentes do modelo.

No canal de aproximação foram utilizadas duas pontas linimétricas posicionadas respectivamente a 2 e 4,5 m a montante da crista do vertedouro. Através destas, pôde-se delimitar a configuração do escoamento a montante da crista, além de servir como gatilho para o início dos ensaios pela verificação da estabilidade do fluxo.

As alturas de água do escoamento em cada seção foram medidas através da utilização de ponta linimétrica fixada em um suporte de madeira. Este conjunto foi apoiado sobre as paredes laterais do modelo de modo que a ponta linimétrica ficasse centralizada na largura do canal e orientada perpendicularmente ao plano da calha formado pelo vértice dos degraus.

Acoplado à ponta, instalou-se um sistema elétrico alimentado por pilhas que acionava uma pequena lâmpada quando ocorria o contato do instrumento com a água. Assim, o critério utilizado para o posicionamento da ponta linimétrica na superfície livre do escoamento foi a verificação de uma certa intensidade luminosa que se mantinha com a lâmpada piscando constantemente ao longo do tempo. A Figura 3.5 ilustra o processo de medição da linha da água e, no detalhe, o sistema elétrico descrito anteriormente.

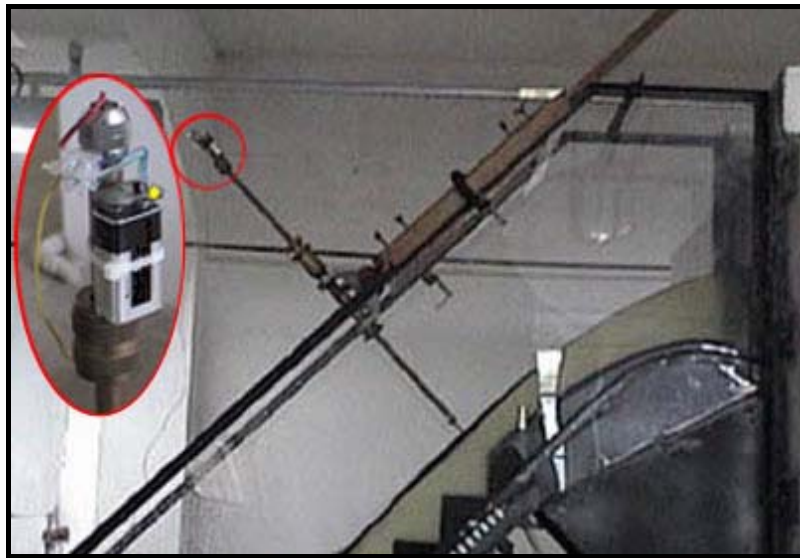


Figura 3.5 – Processo de medição da linha da água e sistema utilizado.

3.2.4. *Medição de Velocidades Médias do Escoamento*

As medições de velocidades médias foram feitas através de um tubo de Pitot-Prandtl em cujos terminais foi acoplado um sensor eletrônico de pressão. Os dois dispositivos foram fixados em um suporte de madeira, móvel sobre as paredes laterais do vertedouro, de forma que o conjunto ficasse posicionado paralelamente ao pseudofundo e centralizado na largura da calha vertente. A Figura 3.6 ilustra o tubo de Pitot-Prandtl fixado no suporte e, no detalhe, o sensor de pressão acoplado através de mangueiras plásticas.

Em cada seção de teste posicionou-se o sistema de medição junto ao pseudofundo da calha em degraus (e junto ao fundo, no caso da calha lisa) e em seguida em alturas progressivamente superiores até praticamente atingir a superfície livre. Este procedimento

permitiu a determinação dos perfis de velocidades médias como forma de melhor caracterizar o escoamento.

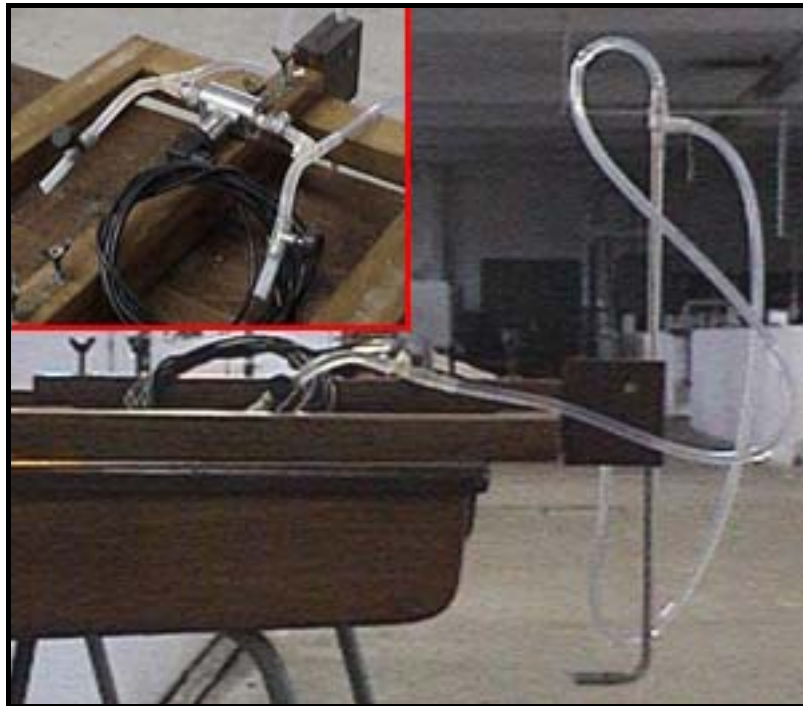


Figura 3.6 – Sistema de medição das velocidades médias.

Cabe salientar que em regiões muito próximas à superfície livre da água não se executou medições de velocidade devido à iminência de entrada de ar no sistema, tendo em vista as variações de nível características do escoamento, especialmente nas regiões mais próximas ao início da aeração. Nas regiões de fluxo aerado não foram feitas medições já que o ingresso de bolhas de ar no tubo de Pitot-Prandtl forneceria, inevitavelmente, resultados incoerentes com a realidade do escoamento.

As velocidades médias foram determinadas através da análise estatística dos dados do sensor de pressão adquiridos pelo sistema de aquisição utilizado. Foram coletados 3 minutos de dados com frequência de 50 Hz para cada seção de teste, para cada profundidade estabelecida e para cada uma das vazões ensaiadas (Lopardo 1987).

Tendo em vista que o processo de aquisição de dados fornece como resposta valores de voltagem, fez-se necessária a determinação de uma correlação entre estes valores e a velocidade respectiva. Para tanto, foram utilizados dois processos:

i) No primeiro, foram posicionados no escoamento sobre uma calha lisa, dois tubos de Pitot-Prandtl paralelamente, um deles acoplado ao sensor de pressão e outro conectado a um manômetro de mercúrio. Obteve-se uma correlação entre a tensão média e a altura manométrica do mercúrio, convertida posteriormente em velocidade.

ii) No segundo, o tubo de Pitot-Prandtl, ao qual se acoplou o sensor de pressão, foi instalado no canal de aferição de molinetes do Instituto de Pesquisas Hidráulicas sendo submetido a velocidades conhecidas. A correlação entre as tensões elétricas e as velocidades forneceu uma equação direta de conversão.

Os dois processos apresentaram resultados satisfatórios e idênticos, porém, se utilizou a curva de ajuste obtido pelo canal de aferição de molinetes tendo em vista a maior confiabilidade do sistema adotado. A Figura 3.7 apresenta a curva de calibração utilizada, bem como os pontos obtidos a partir do primeiro processo descrito.

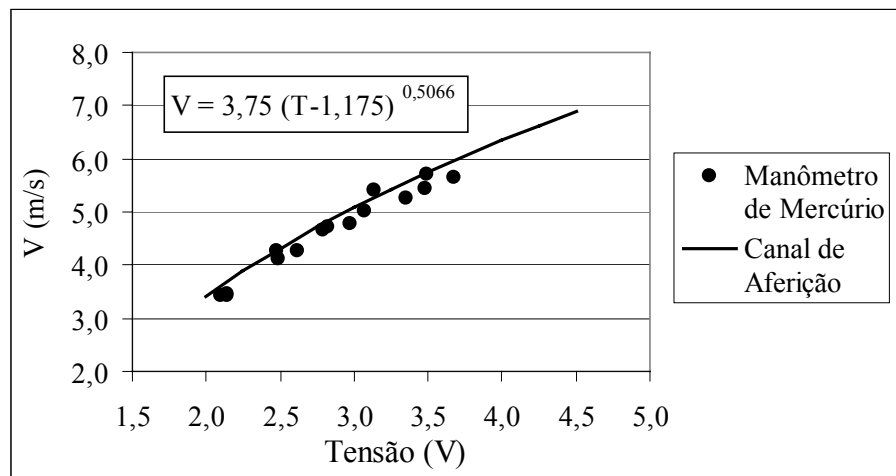


Figura 3.7 – Curva de conversão dos valores de tensão elétrica em velocidades média.

O sensor de pressão utilizado nas medições de velocidade é da marca HYTRONIC, modelo TM25D, com faixa de trabalho de 0 a 3,5 psi, com erro na medida de 0,25 %. O tubo de Pitot-Prandtl tem 10 mm de diâmetro externo.

3.2.5. *Medição de Pressões*

A determinação das pressões atuantes nos degraus dos vertedouros foi feita através da utilização de sensores piezoresistivos para medição de pressões instantâneas e através de quadros de piezômetros convencionais para a obtenção de pressões médias. A avaliação das pressões instantâneas não será abordada neste estudo, sendo assim, realizou-se uma análise estatística simples para a obtenção de valores médios.

As tomadas de pressão estão alinhadas no sentido do fluxo e equidistantes entre si em ambas as faces do degrau. Desta forma, de acordo com a Figura 3.9 (a), foram previstas três tomadas, tanto no piso quanto no espelho, para o degrau de 3 cm. Já nos degraus de 6 e 9 cm, Figura 3.9 (b) e (c), foram previstos quatro pontos a serem instrumentados em cada face.

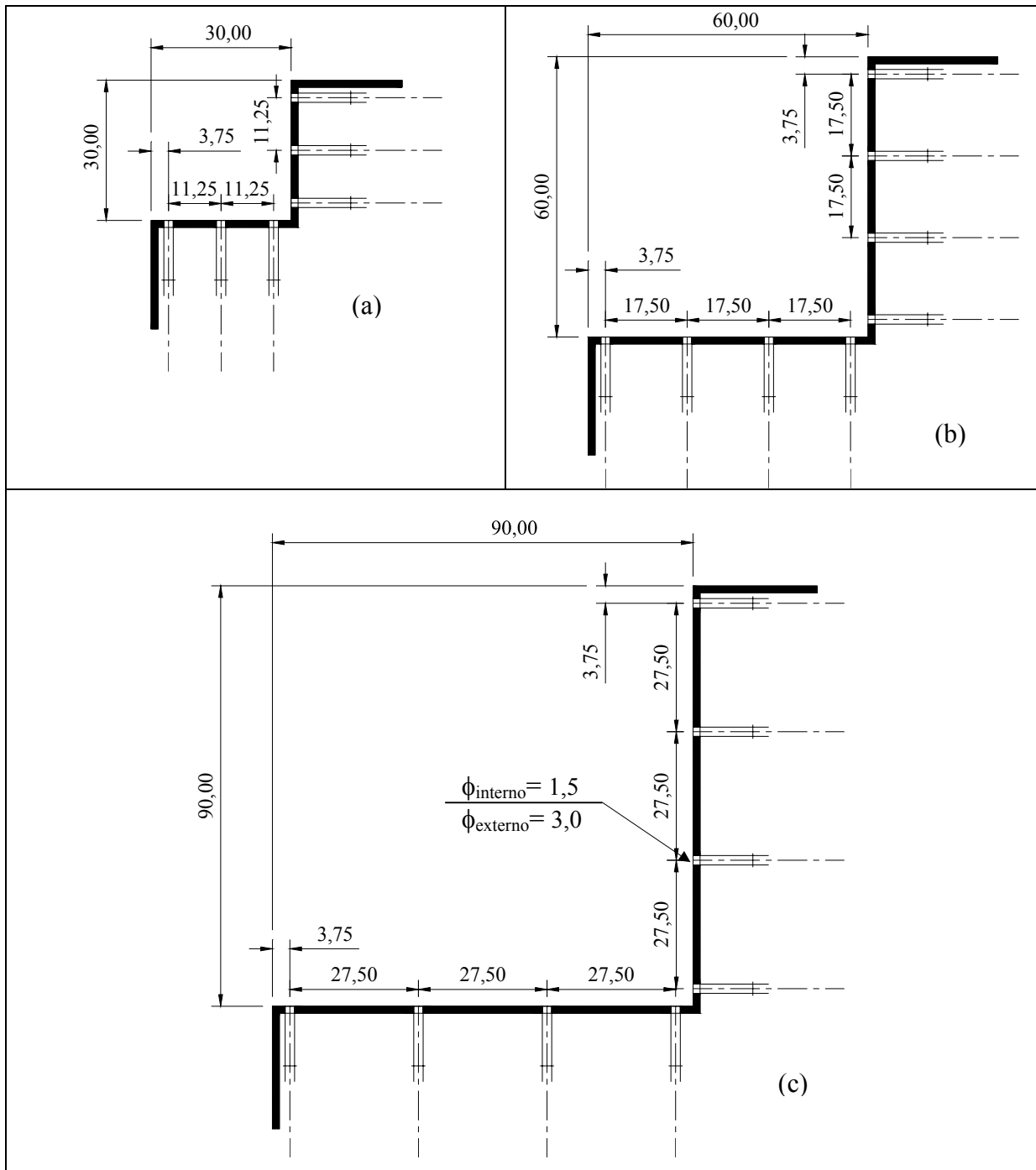


Figura 3.8 – Posições das tomadas de pressão (medidas em milímetros): (a) $H = 3$ cm, (b) $H = 6$ cm e (c) $H = 9$ cm.

As tomadas de pressão estão centralizadas na largura da calha e têm 3 mm de diâmetro (Figura 3.9 (b)). A cada uma está conectada um tubo plástico transparente, com diâmetro interno de 1,5 mm, responsável pela transmissão da pressão ao sensor ou ao quadro de piezômetros (Figura 3.9 (a)). Essas ligações são necessárias tendo em vista a impossibilidade física da instalação do sensor imediatamente junto à calha em degraus e seus comprimentos médios são da ordem de 30 cm.

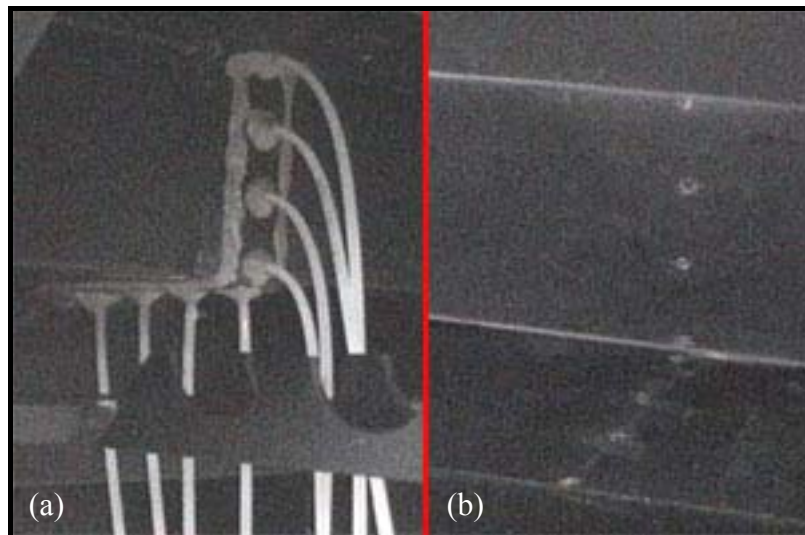


Figura 3.9 – Detalhe das tomadas de pressão: (a) tubos plásticos de ligação e (b) tomadas de 3 mm executadas na calha vertente.

Para cada seção de teste foi previsto um quadro de piezômetros no qual foram conectadas as tomadas de pressão do respectivo degrau. Foram feitas duas medições de pressões médias pelos piezômetros: uma durante os ensaios de velocidade e outra durante os ensaios para determinação dos níveis da água e filmagem.

Com o estabelecimento da vazão, procedeu-se a coleta dos dados pelos transdutores durante 3 minutos, à frequência de 50 Hz para todas as seções de testes (Lopardo 1987). Terminado o processo de aquisição dos dados de pressão das sete seções, adquiriu-se os valores de referência, ou seja, sem escoamento sobre a calha.

Nos degraus de 3 cm todas as tomadas de pressão foram alvo de instrumentação com sensores, porém, nas estruturas com degraus de 6 e 9 cm as tomadas respectivas aos cantos internos dos degraus (uma na base e outra no espelho) não foram instrumentadas.

Para a utilização dos sensores e do sistema de aquisição de dados fez-se necessário um processo de ajuste que correlacionasse os valores de tensão fornecidos pelo sistema com valores de pressões. Desta forma, realizou-se um processo de calibração estática dos sensores, submetendo-os a pressões conhecidas e adquirindo os respectivos valores de tensão. Dos pares de dados gerados obteve-se uma equação de conversão para cada sensor.

Os sensores utilizados são da marca HYTRONIC, modelo TM25, com faixa de trabalho de 2 psi (-1,0 a 1,0 psi; -0,5 a 1,5 psi; -1,5 e 0,5 psi) com erro na medida de 0,25 % (Anexo 31). Também foram utilizados sensores da marca SITRON, modelo SP96, com faixa de trabalho de -2,5 a 2,5psi, com erro na medida de 0,5 % (Anexo 32).

A placa de aquisição de dados utilizada é da marca LYNX, modelo CAD12/32, com resolução de 12 bits e 32 canais de entrada. O microcomputador responsável para aquisição e registro dos dados foi um processador 486DX2, velocidade de 66MHz, 426 MBytes de disco

rígido e 16 MBytes de memória RAM. A comunicação dos sensores de pressão com microprocessador foi feita através de uma placa receptora/transmissora dos sinais, desenvolvida pelo setor de instrumentação do IPH.

3.2.6. *Início de Aeração do Escoamento*

A determinação da posição média de início de aeração do escoamento foi executada através de visualização. Assumiu-se então, duas posições distintas de início de aeração: a primeira, mais a montante, quando surgem as primeiras bolhas de ar na rugosidade formada pelos degraus e a segunda, quando a aeração está completamente desenvolvida, através da verificação da estabilidade dos vórtices aerados recirculando entre os degraus.

Na Figura 3.10 estão ilustradas as posições de início de aeração intermitente, indicada pela seta azul, e firme, indicada pela seta vermelha. Filmagens também foram utilizadas para uma análise mais refinada destas posições de início de aeração. Cabe salientar que a foto apresentada é apenas alusiva ao processo. A instabilidade do fenômeno impede que seja feita uma avaliação a partir de uma situação estática representada por uma imagem isolada.

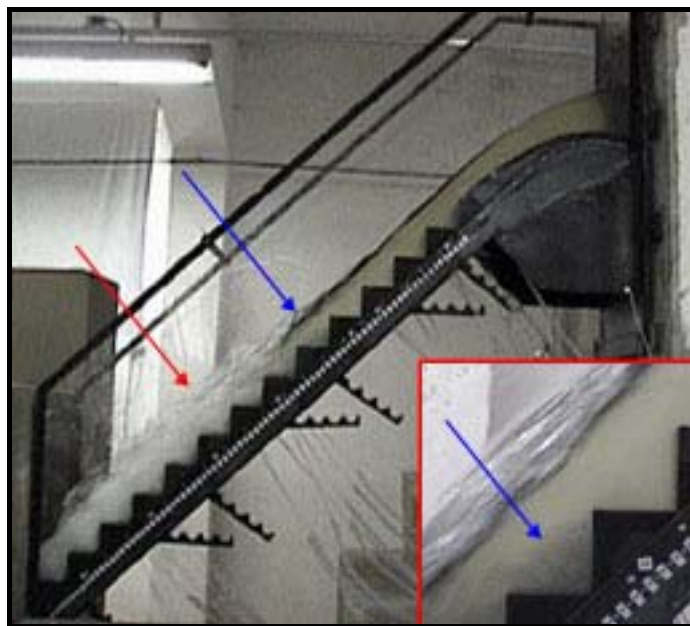


Figura 3.10 – Posições de início de aeração a partir da visualização do escoamento.

CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE

4.1. Considerações Iniciais

Os resultados obtidos neste estudo buscam a caracterização do escoamento deslizante sobre turbilhões em vertedouros com calhas de declividade 1V:1H e providas de degraus com altura de 3, 6 e 9 cm. Cabe salientar que os dados aqui apresentados são relativos às medições executadas em modelos físicos e sua transposição para a escala de protótipo deve seguir o modelo de semelhança geométrica de Froude, a partir de uma relação 1:10.

A validação dos resultados será feita através da comparação com os estudos teóricos e experimentais constantes na revisão bibliográfica. Ressalta-se, neste aspecto, que trabalhos contemplando a declividade de 45° são muito escassos, o que pode, *a priori*, comprometer uma análise comparativa direta entre a bibliografia e o estudo aqui apresentado.

Desta forma, procurou-se adimensionalizar os resultados apresentados buscando a sua comparação com os demais trabalhos experimentais. Este processo também contribui para definir características comuns ao comportamento destas estruturas hidráulicas, independentemente de suas características físicas de declividade e altura de degraus.

Serão aqui avaliados aspectos pertinentes ao comportamento da superfície livre da água, às posições de início de aeração, às velocidades médias do escoamento, ao fator de resistência proporcionado pelos degraus, à dissipação de energia e ao comportamento das pressões médias nos degraus ao longo da calha. Será também apresentada uma breve análise de cunho puramente qualitativo do comportamento dos turbilhões formados nas rugosidades proporcionadas pelos degraus.

4.2. Superfície Livre da Água

As medições do nível da superfície livre da água ao longo da calha em degraus foram de difícil determinação, tendo em vista a grande agitação proporcionada ao escoamento pelos degraus na calha (Figura 4.1). Mesmo com a adoção do critério apresentado na metodologia experimental, as distorções podem ocorrer principalmente porque a superfície livre se comporta de diferentes formas de acordo com as regiões do escoamento.

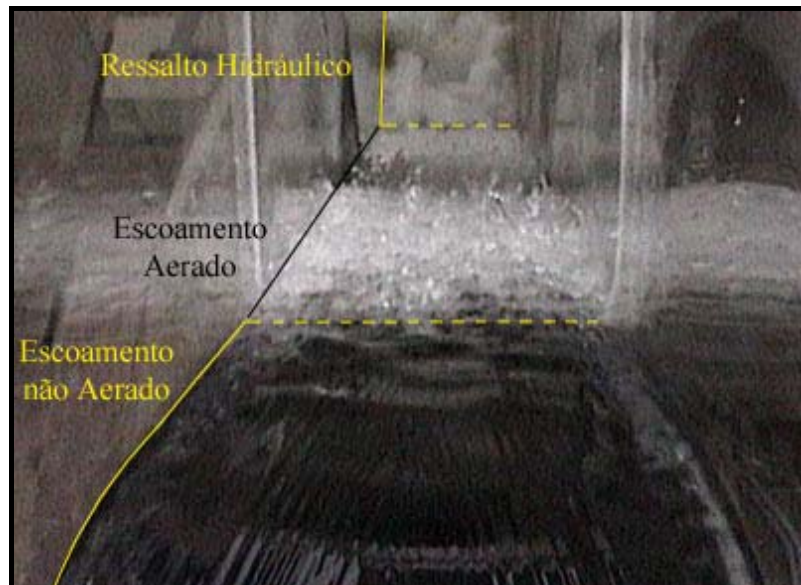


Figura 4.1 – Visualização a partir da crista do vertedouro evidenciando as dificuldades encontradas nas medições do perfil da linha da água ($q = 0,100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, $H = 6 \text{ cm}$).

A descrição do comportamento da superfície livre associada às dificuldades de medição é apresentada através da definição de três zonas distintas:

Na primeira, a montante da posição de início de aeração intermitente, a superfície do escoamento apresenta-se lisa e com pequenas perturbações. À medida que se atingem posições mais a jusante, as profundidades medidas vão diminuindo até o ponto onde se inicia o processo de aeração. Esse comportamento é mais evidente para vazões específicas superiores a $0,2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ e as medições de nível da água nesta zona não apresentam maiores dificuldades com a metodologia adotada.

A segunda região que pode ser detectada, na zona em que o escoamento não está completamente aerado, se caracteriza por intensa instabilidade da linha da água. A aeração parcial do escoamento faz com que surjam pequenas bolhas de ar na rugosidade formada pelos degraus aumentando em quantidade e em profundidade para posições mais a jusante. A incorporação de ar faz com que a superfície esteja constantemente ejetando gotas de água de diferentes tamanhos, conformando uma superfície repleta por respingos. As medições efetuadas nesta região são as mais complexas exatamente pela mistura instável de ar e água que se forma imediatamente acima da linha da água, tornando-a muito mal definida.

Após o escoamento apresentar aeração constante ao longo da seção transversal, a terceira região verificada, o comportamento da linha da água permanece mais estável. A grande quantidade de ar incorporada pelo fluxo inevitavelmente torna a superfície livre repleta por respingos, porém sua presença é constante e uniforme. A dificuldade encontrada aqui é o estabelecimento de um critério de medição a ser adotado, tendo em vista que a concentração local de ar cresce à medida que se atinge a superfície livre da água. O que se

buscou foi a profundidade imediatamente anterior àquela em que se percebia preponderância de respingos.

As medições efetuadas com régua nas laterais do vertedouro serviram apenas como verificação do comportamento geral do fluxo e sua utilização inevitavelmente conduziria a resultados incoerentes, tendo em vista que os efeitos proporcionados pela parede são muito pronunciados. A partir desta consideração percebeu-se variações da ordem de 8 % para a região não aerada do fluxo e 19 % para a região aerada, quando comparadas com as medições efetuadas com ponta linimétrica.

Assim, utilizou-se os valores obtidos a partir da ponta linimétrica para as avaliações do fator de resistência e da dissipação de energia. A utilização destes valores fica condicionada a apresentação de mesma tendência fornecida pelas medições efetuadas nas laterais da estrutura. A Figura 4.2 exemplifica o critério de validação adotado a partir de situações de medições coerentes e incoerentes.

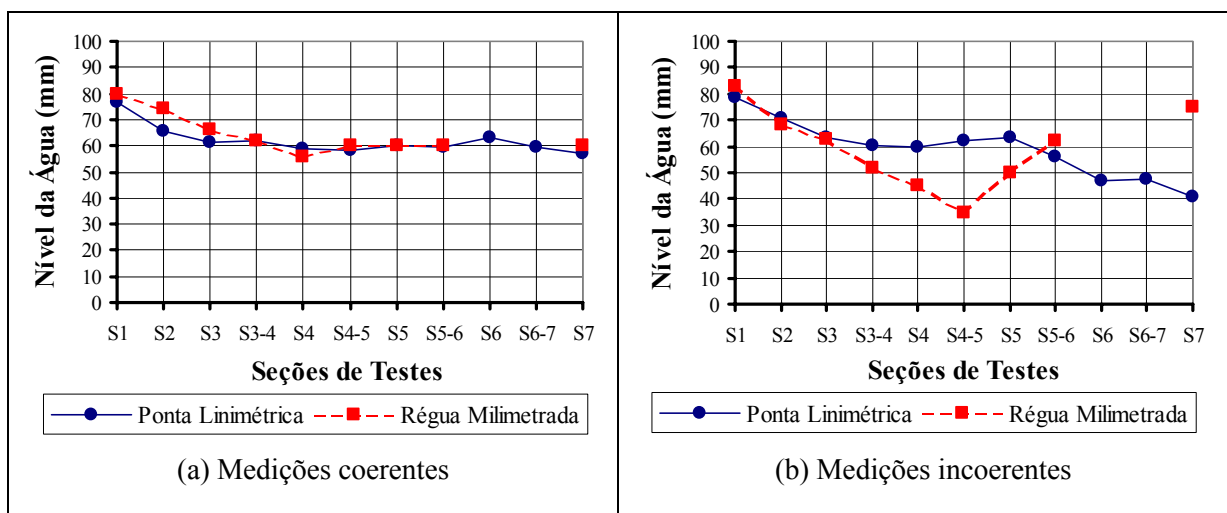


Figura 4.2 – Medições efetuadas por ponta linimétrica e régua milimetrada evidenciando o critério de validação adotado. Ambas as medições foram feitas para $q = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$: (a) $H = 9 \text{ cm}$ e (b) $H = 6 \text{ cm}$.

Nos Anexo 1 e 2 são apresentadas as medições efetuadas com ponta linimétrica nas três calhas em degraus e na calha lisa e nos Anexo 3 a 6 são comparadas as medições efetuadas com ponta linimétrica e com régua milimetrada nas laterais do vertedouro das quatro estruturas, em cada seção de ensaio.

Para o escoamento a jusante da posição de início de aeração firme, determinou-se a sua profundidade média constante (h_n) admitindo que o fluxo seja uniforme nesta região, seguindo as recomendações de Chanson (1993). A profundidade normal (h_n) foi determinada pela média aritmética dos níveis da água nas seções onde o escoamento apresentava-se plenamente aerado. O Quadro 4.1 apresenta os resultados obtidos, salientando que eles serão

amplamente utilizados na avaliação do fator de resistência, detalhado no item 4.6, sempre respeitando o critério de validação das medições apresentado anteriormente.

As profundidades normais para a vazão específica de $0,2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ na calha com degraus de 6 cm de altura apresenta um valor bastante discrepante daquelas verificadas para as estruturas com degraus de 3 cm e 9 cm. Isso pode ser atribuído, provavelmente, a problemas decorridos ao longo das medições, como pode ser observado pela Figura 4.2. A mesma justificativa pode ser aplicada, conforme Anexo 6, para a calha com degraus de 9 cm submetida à vazão específica de $0,325 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Estes dois valores foram desconsiderados nas análises posteriores do fator de resistência (f).

Quadro 4.1 – Profundidades normais (h_n) a partir da consideração de escoamento uniforme, segundo critério de Chanson (1993), para as vazões em que se verificou a plena aeração do fluxo.

q ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	h_n (cm)		
	H = 3cm	H = 6cm	H = 9cm
0,025	1,4	*	*
0,050	2,4	2,6	*
0,100	4,0	4,0	3,9
0,150	4,8	5,1	5,4
0,200	5,9	4,8	6,0
0,250	**	7,0	6,7
0,325	**	**	6,9

(*) Não se atingiu o escoamento deslizante sobre turbilhões.

(**) A calha não apresentou comprimento suficiente que permitisse plena aeração do fluxo.

4.3. Posição de Início de Aeração

A verificação das posições de início de aeração do escoamento vem ao encontro das três regiões distintas detectadas na análise anterior. A posição de início de aeração intermitente, como definida na metodologia, divide o escoamento entre as partes não aerada e aerada.

Na região aerada percebe-se que a incorporação de ar aumenta com o desenvolvimento da calha. A inspeção visual não deixa dúvidas de que a aeração torna-se cada vez mais intensa e quanto mais a jusante, camadas menos profundas do escoamento vão se tornando aeradas. No ponto em que a seção transversal encontra-se completamente aerada se estabeleceu a posição de início de aeração firme a partir da qual o escoamento totalmente aerado pode ser considerado uniforme.

A proposta de avaliar duas posições distintas para o início da aeração foi motivada pela visualização das diferentes características em cada região, como observado também por Povh (2000). Chanson e Toombes (2002a), avaliando calhas com declividade de $21,8^\circ$,

também perceberam bolhas de ar no pseudofundo a montante da posição de início de aeração, interpretado aqui como a aeração intermitente citada no presente estudo.

O Quadro 4.2 e a Figura 4.3 resumem os resultados obtidos, apresentando o degrau em que se percebeu as posições de início de aeração e o correspondente comprimento ao longo da calha responsável pelo início da aeração (L_A), conforme definição ilustrada pela Figura 2.6.

Quadro 4.2 - Degraus e posições de início de aeração firme e intermitente.

q ($m^3/s/m$)	H = 30 mm (k = 21 mm)				H = 60 mm (k = 42 mm)				H = 90 mm (k = 64 mm)			
	Firme		Intermitente		Firme		Intermitente		Firme		Intermitente	
	degrau	L_A (m)	degrau	L_A (m)	degrau	L_A (m)	degrau	L_A (m)	degrau	L_A (m)	degrau	L_A (m)
0,025	6	0,88	3	0,75	*	-	*	-	*	-	*	-
0,050	11	1,09	6	0,88	4	0,94	2	0,77	*	-	*	-
0,100	25	1,68	18	1,39	9	1,37	4	0,94	6	1,34	3	0,96
0,150	36	2,15	25	1,68	13	1,70	10	1,45	8	1,60	5	1,22
0,200	54	2,91	34	2,07	19	2,21	11	1,53	9	1,73	5	1,22
0,250	**	-	**	-	28	2,98	14	1,79	11	1,98	7	1,47
0,325	**	-	**	-	**	-	**	-	15	2,49	9	1,73

* Não foi estabelecido o escoamento deslizante sobre turbilhões.

** Não ocorreu aeração firme devido ao comprimento insuficiente da calha do modelo.

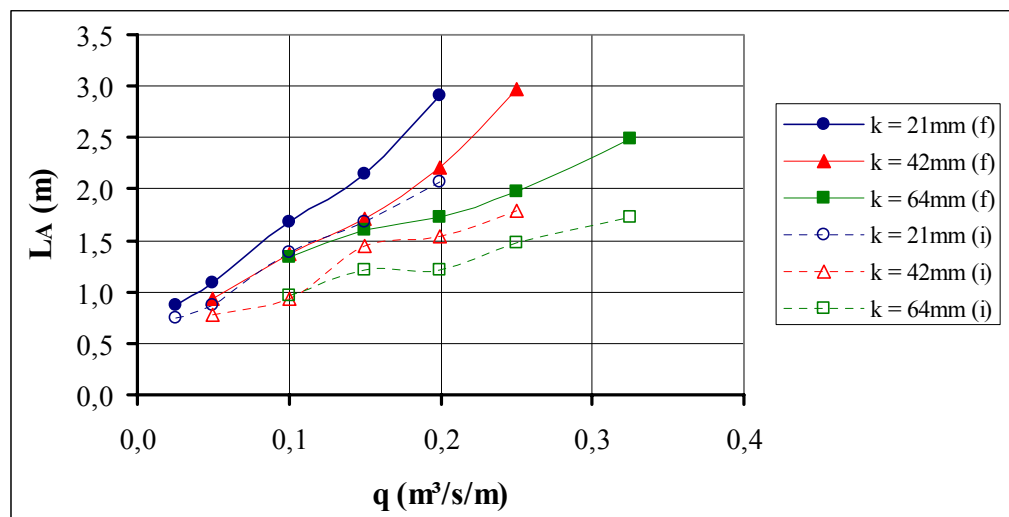


Figura 4.3 – Posições de início de aeração firme (f) e intermitente (i).

O que fica evidente com a apresentação dos resultados é a antecipação do início da aeração, tanto intermitente quanto firme, com o aumento da altura do degrau. O aumento da altura de rugosidade proporcionada pelos degraus faz com que a espessura da camada limite atinja mais rapidamente a superfície livre da água, antecipando o processo de aeração.

A comparação entre os dados relativos ao início da aeração firme obtidos no presente estudo e as proposições teóricas e experimentais constantes na bibliografia é apresentada na Figura 4.4. Nesta análise, seguiu-se a proposta de Wood *et al.* (1983) que apresenta a adimensionalização da posição de início de aeração (L_A) pela altura de rugosidade (k) relacionando-a com o número de Froude definido em termos da altura de rugosidade do degrau (F^*), de acordo com a equação 2.19.

$$F^* = q / \sqrt{g \text{sen } \alpha k^3} \quad (2.19)$$

onde q é a vazão específica e α é a declividade da calha.

Salienta-se que a equação 2.20, proposta por Chanson (1994a), é a única que contempla a declividade de 45° do paramento de jusante do vertedouro, na sua faixa de aplicação. As equações 2.18 e 2.25 determinadas por Wood *et al.* (1983) e Sanagiotto (2003) também são comparadas, bem como os valores de L_A determinados nos trabalhos experimentais de Sorensen (1985), Tozzi (1992), Bindo *et al.* (1993) e Povh (2000). A opção pela apresentação dos dados em escalas logarítmicas se deu uma vez que esta tem sido amplamente utilizada pelos pesquisadores em suas análises.

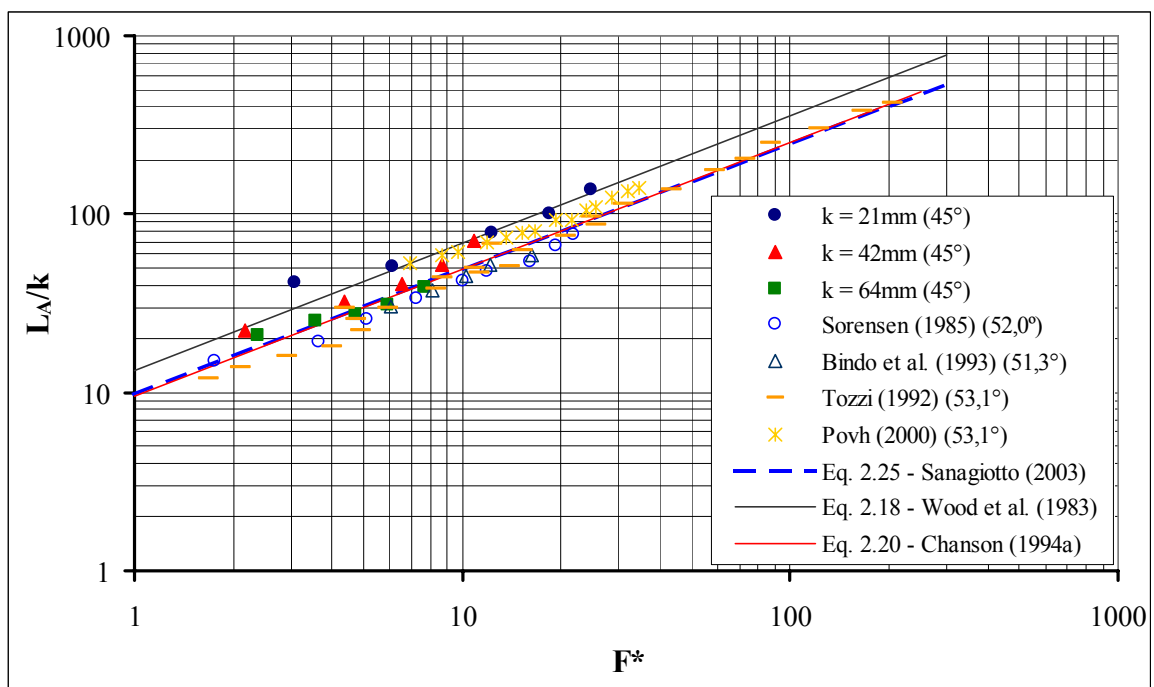


Figura 4.4 – Comparação das posições de início de aeração firme do presente estudo frente às equações propostas por Sanagiotto (2003), Wood *et al.* (1993) e Chanson (1994a), e frente aos dados experimentais de Sorensen (1985), Bindo *et al.* (1983), Tozzi (1992) e Povh (2000).

Verifica-se que os dados experimentais obtidos neste trabalho, aparentemente, seguem a mesma tendência verificada em trabalhos anteriores. Os dados referentes às estruturas com alturas de rugosidade (k) iguais a 42 mm e 64 mm se ajustam melhor às propostas de Chanson (1994a) e Sanagiotto (2003), ao passo que as posições de início de aeração onde $k = 21$ mm se adaptam melhor à proposta de Wood *et al.* (1983). Avaliando a Figura 4.4 através de escalas não mais logarítmicas nos eixos coordenados, percebe-se mais claramente uma mudança de tendência geral do comportamento de L_A , apresentando um crescimento maior de L_A/k , em comparação com as equações propostas, para maiores números de Froude (F^*).

Tendo em vista que para diferentes alturas de rugosidade os dados não se ajustaram a uma mesma proposta, bem como a tendência diferenciada verificada em maiores números de Froude (F^*), buscou-se uma comparação baseada nos pressupostos de Lejeune e Lejeune (1994) *apud* Povh (2000) e Iguacel e Garcia (1999), que consideraram a diferença de cotas entre a crista do vertedouro e o degrau onde ocorreu o início da aeração (L'). Este trabalho propõe, então, a adimensionalização da energia a montante do vertedouro (E_A), responsável pelo início da aeração do fluxo e definida na equação 4.1, pela altura de rugosidade (k).

$$E_A = L' + 1,5h_c \quad (4.1)$$

onde h_c é a altura crítica do escoamento.

Fazendo E_A/k dependente do número de Froude (F^*), definido em termos da altura de rugosidade, obtém-se uma melhor correlação entre os dados analisados, além de proporcionar o ajuste a uma tendência única independente da declividade da calha, situação não verificada pela análise da adimensionalização de L_A/k . Nesta análise utilizaram-se os dados experimentais deste trabalho, juntamente com aqueles obtidos por Sorensen (1985), Tozzi (1992), Bindo *et al.* (1993), Povh (2000) e Sanagiotto (2003), que contemplam declividades entre $51,3^\circ$ e $53,1^\circ$ (Figura 4.5).

O melhor ajuste proporcionado pela consideração de E_A em comparação a L_A pode ser atribuído ao fato de que através de E_A são desprezados os aspectos geométricos da ogiva. Na determinação da distância longitudinal L_A a declividade da calha está implícita e sua adimensionalização pela altura de rugosidade (k) pode significar a dupla consideração do ângulo de inclinação do paramento de jusante do vertedouro num mesmo parâmetro adimensional.

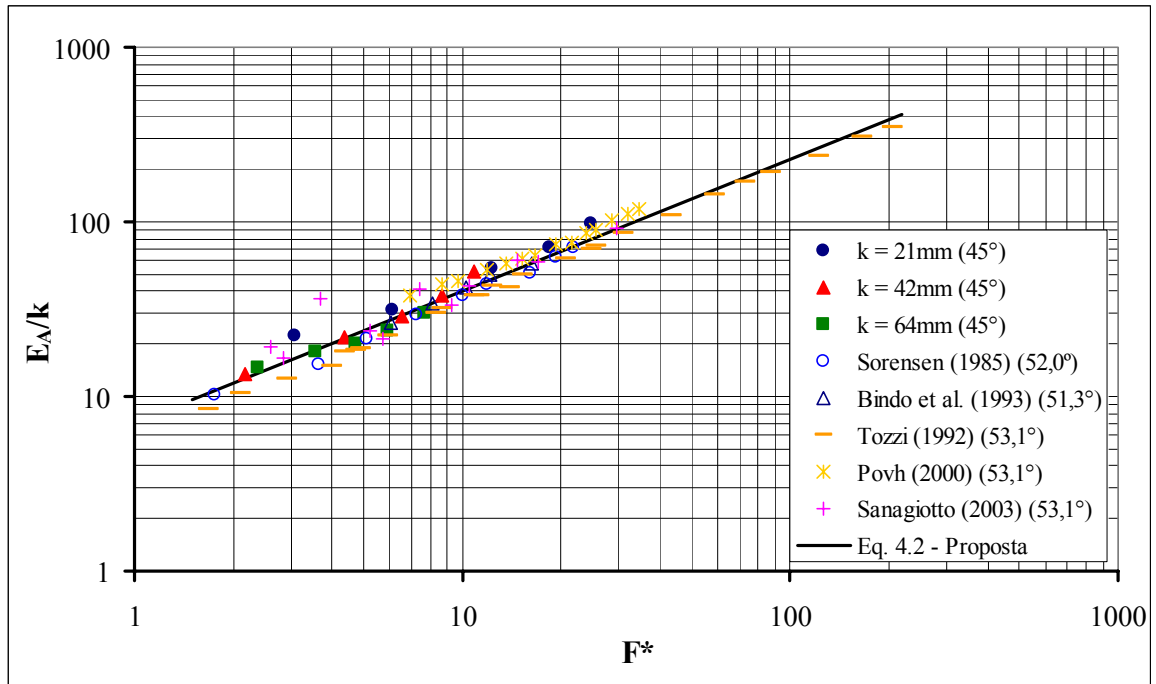


Figura 4.5 – Comparação entre os dados experimentais a partir da consideração da energia de montante (E_A) adimensionalizada pela altura de rugosidade (k).

A partir destas considerações e da Figura 4.5, este estudo propõe a equação 4.2, determinada com coeficiente de correlação 0,96, para definir a posição de início de aeração do escoamento.

$$\frac{E_A}{k} = 7,0F^{*0,755} \quad (4.2)$$

A profundidade do escoamento na posição de início de aeração (h_A) pode ser verificada através da sua adimensionalização pela altura de rugosidade, segundo Wood *et al.* (1983). Percebeu-se uma boa correspondência entre a profundidade (h_A) e o número de Froude do degrau (F^*), especialmente se comparados com a equação proposta por Sanagiotto (2003). A inclusão dos dados do presente estudo na comparação (Figura 4.6) não resultou em aumento na dispersão ou mesmo tendenciosidade diferenciada entre as diferentes declividades. Desta forma, recomenda-se a utilização da equação 4.3 proposta por Sanagiotto (2003), ampliando sua faixa de aplicação para calhas com 45° de declividade.

$$\frac{h_A}{k} = 0,3965F^{*0,5975} \quad (4.3)$$

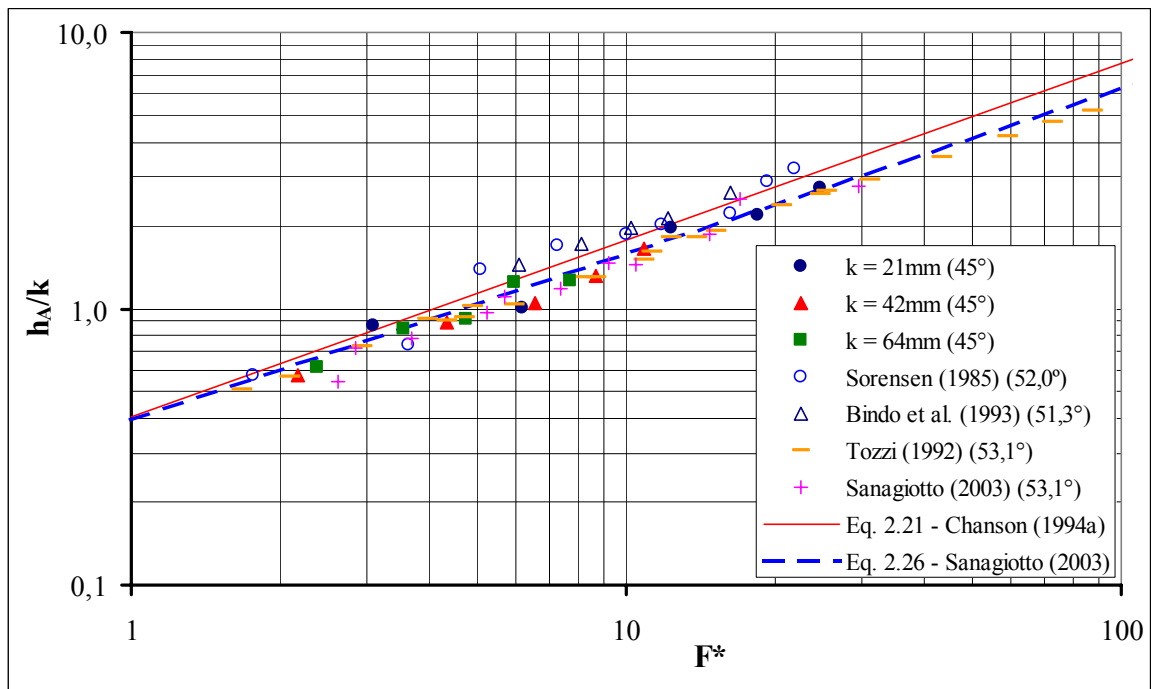


Figura 4.6 – Comparação entre as profundidades do escoamento na posição de início de aeração: dados experimentais do presente estudo, de Sorensen (1985), de Bindo *et al.* (1993), de Tozzi (1992) e de Sanagiotto (2003) e equações 2.21 e 2.26 propostas por Chanson (1994a) e Sanagiotto (2003).

As afirmações de Tozzi (1992) que determinou a existência de uma relação entre a espessura da camada limite no ponto de seu afloramento na superfície livre da água (h_A) e a posição de início de aeração (L_A) comparadas com a altura de rugosidade (k) foi testada. Como pode ser observado na Figura 4.7, não se obteve uma relação consistente entre os parâmetros envolvidos e em vista disso não se recomenda o estabelecimento de uma equação que relacione h_A/L_A e L_A/k . Compararam-se, nesta análise, os dados do presente estudo juntamente com os dados experimentais de Sorensen (1985), Tozzi (1992), Bindo *et al.* (1993) e Sanagiotto (2003), bem como com a equação 2.17 proposta por Tozzi (1992) e as equações 2.20 e 2.21 propostas por Chanson (1994a).

A avaliação da posição de início de aeração intermitente foi efetuada nos mesmos moldes propostos por Wood *et al.* (1983) adimensionalizando o comprimento L_A pela altura de rugosidade dos degraus, comparando-o com o número de Froude (F^*) anteriormente definido. Não foram efetuadas análises mais detalhadas tendo em vista que apenas o trabalho apresentado por Povh (2000) apresenta dados a respeito da aeração intermitente nos degraus. A Figura 4.8 apresenta, então, uma comparação entre os dados obtidos experimentalmente neste trabalho, frente àqueles determinados, também experimentalmente por Povh (2000).

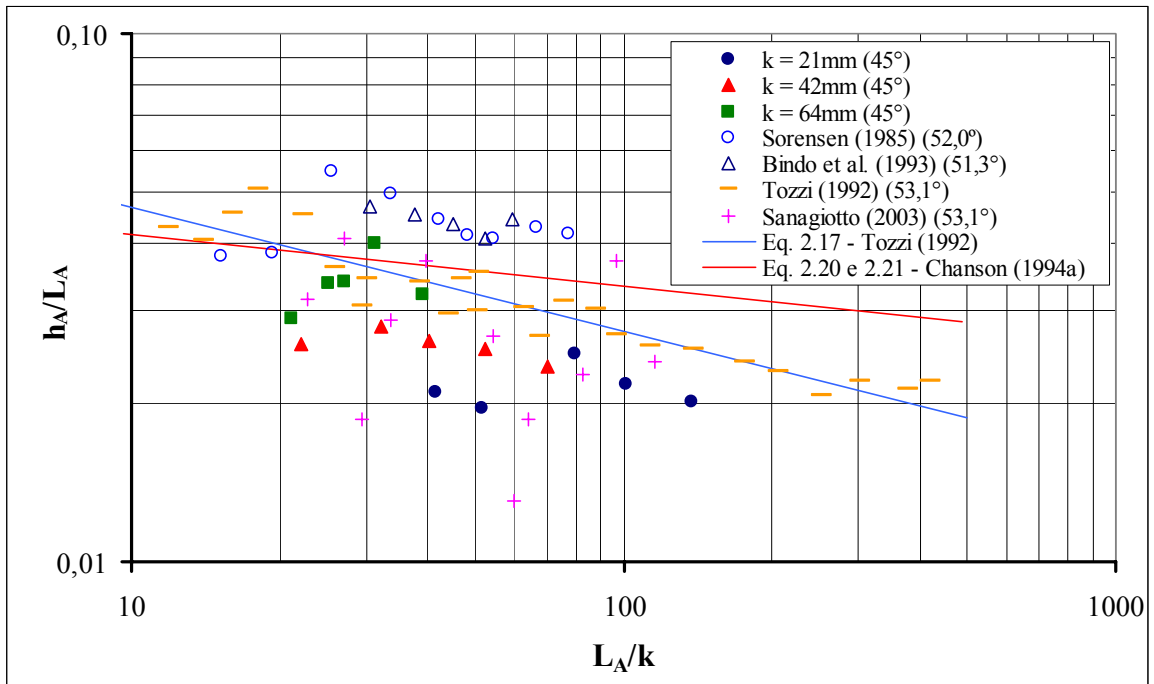


Figura 4.7 – Relação entre a posição de início de aeração e a profundidade do escoamento neste ponto, segundo adimensionalizações propostas de Tozzi (1992).

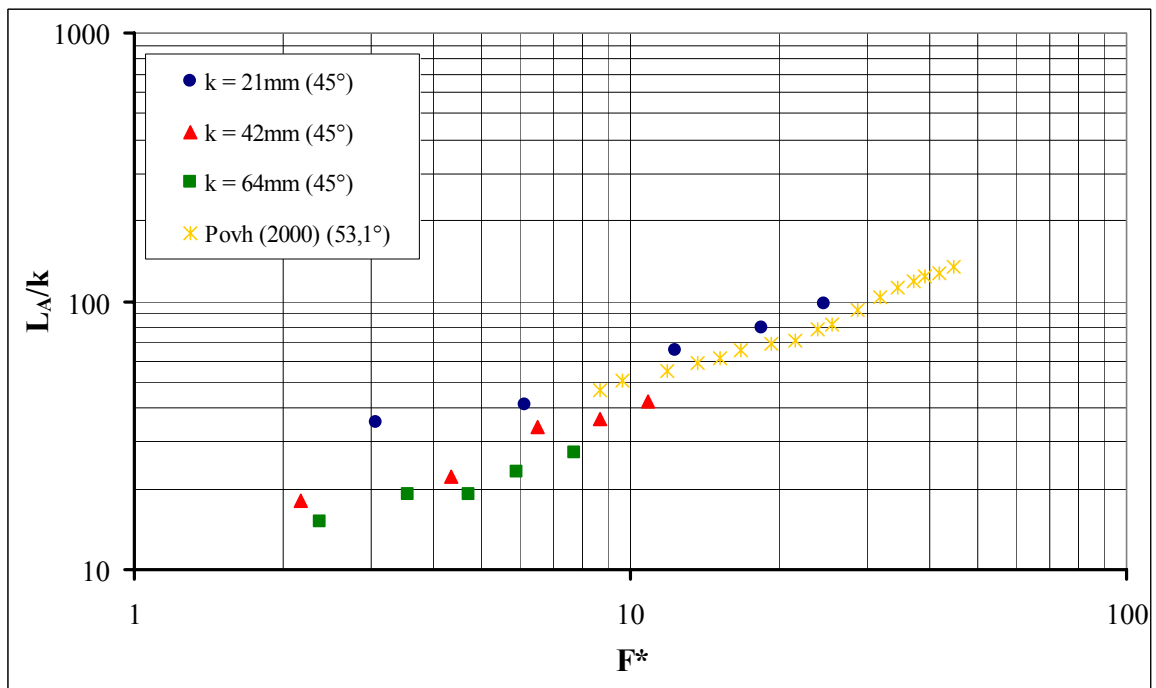


Figura 4.8 – Comparação entre os dados experimentais obtidos no presente estudo frente àqueles determinados por Povh (2000) a respeito da posição de início de aeração intermitente do escoamento.

4.4. Avaliação qualitativa dos turbilhões de recirculação nos degraus

Na avaliação do escoamento deslizante sobre tubilhões o estudo detalhado da interface entre os turbilhões que recirculam nas rugosidades proporcionadas pelos degraus e o fluxo principal deslizando sobre eles conduz ao cálculo da dissipação de energia cinética do escoamento.

A partir da visualização do fluido abaixo do pseudofundo identificaram-se algumas características referentes ao comportamento dos turbilhões nesta região. Estas características puderam ser melhor observadas nas regiões próximas à posição de início de aeração firme, porém mais a jusante elas foram também detectadas, apesar de não serem tão evidentes. As bolhas de ar presentes nesta região, especialmente nos turbilhões, atuaram como “traçadores” e permitiram que estas observações fossem feitas. Supõe-se, a partir disso, que ao longo de toda a calha o comportamento do fluido na rugosidade dos degraus seja semelhante, independente de haver ou não presença de ar.

Analisando um degrau A (Figura 4.9 (a)) percebeu-se um turbilhão de forma mais arredondada formado no piso do degrau, cujo centro oscilava, ora em direção ao espelho do mesmo degrau, ora para a extremidade do piso. O sentido horário de giro fazia com que o turbilhão funcionasse como um “rolamento” por onde o escoamento principal deslizava.

Avaliando um degrau B (Figura 4.9 (a)) mais a jusante, percebeu-se que o centro do turbilhão situava-se junto ao espelho, oscilando ora em direção ao piso do degrau, ora em direção a extremidade superior do espelho. O sentido de giro também era horário, porém a sua forma era mais achatada do que aquele verificado no piso do degrau A.

Observando um degrau C (Figura 4.9 (a)), imediatamente a jusante do degrau B, observou-se um comportamento geral do turbilhão muito semelhante àquele detectado no degrau A. A Figura 4.9 (a) ilustra a descrição acima, de onde se conclui que os turbilhões de recirculação se comportam da mesma forma em degraus intercalados ao longo de toda a calha.

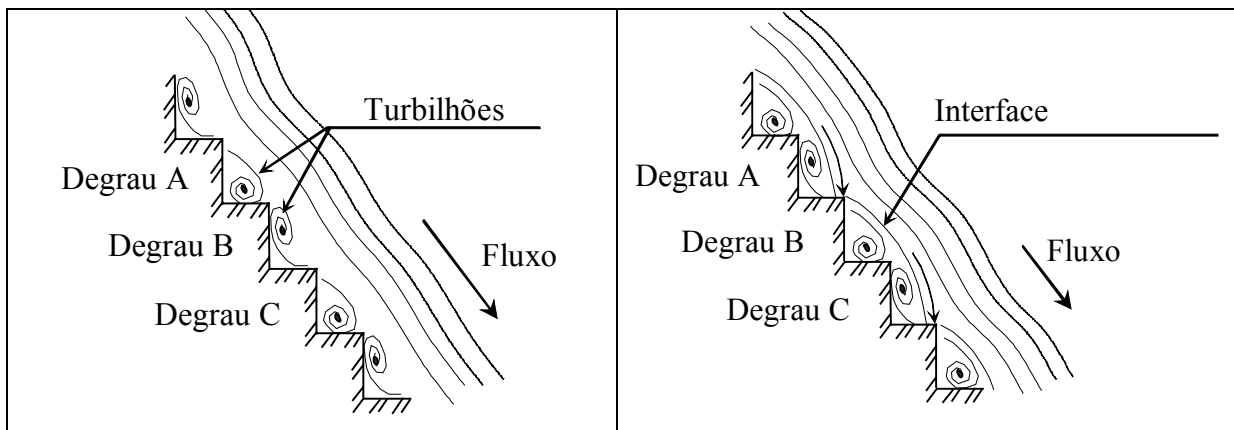


Figura 4.9 – Comportamento dos turbilhões no pseudofundo: (a) situação 1 e (b) situação 2.

Após algum tempo, observa-se uma inversão do comportamento dos turbilhões nos degraus, quando aqueles mais arredondados do piso deslocam-se para o espelho, assumindo uma forma mais alongada. Por outro lado, os turbilhões alongados do espelho arredondam-se mais à medida que se deslocam para o piso dos degraus (Figura 4.9 (b)). Avaliando um trecho da calha continuamente por um longo tempo percebe-se essa inversão contínua no comportamento dos turbilhões.

O formato arredondado dos turbilhões no piso (degrau B da Figura 4.9 (b)) poderia ser atribuído ao impacto do fluxo principal na extremidade do degrau, quando uma pequena parte do jato parece deslocar-se no sentido de montante ao longo do comprimento do degrau proporcionando o movimento de giro no sentido horário verificado.

Já o formato mais achatado do turbilhão que se observa no espelho (degrau C da Figura 4.9 (b)) pode ser atribuído ao peso do fluido proveniente de montante. Este fluido, que foi impulsionado pelo turbilhão do piso do degrau B, tende a impactar no piso do degrau C. Isso pode fazer com que o fluido presente no degrau C fique mais confinado junto ao espelho.

Pode-se admitir que, de acordo com as observações descritas anteriormente, em dois degraus subsequentes forma-se uma interface entre o fluxo principal e o fluido recirculante (Figura 4.9 (b)).

O comportamento descrito pode ser confirmado a partir das oscilações das pressões médias visualizadas nos quadros de piezômetros, onde pode-se acompanhar o aumento da pressão média na extremidade do piso do degrau quando o vórtice deslocava-se em direção ao espelho.

4.5. Velocidades Médias

A medição de velocidades médias, como descrito na metodologia, foi executada apenas em regiões não aeradas do escoamento, tendo em vista as distorções que a presença de ar pode causar nas investigações efetuadas com tubos de Pitot-Prandtl.

Observou-se que na região próxima ao pseudofundo o escoamento apresentava velocidades médias entre 2,6 m/s e 3,6 m/s, aumentando até atingir um valor constante para profundidades maiores. Esse comportamento pode ser melhor visualizado em regiões mais a montante, onde a camada limite ainda não se desenvolveu plenamente.

Na comparação entre as velocidades médias na calha em degraus e na calha lisa percebe-se que a influência dos degraus se restringe às regiões mais próximas dos degraus, ao passo que próximo à superfície livre o escoamento tem velocidades muito semelhantes às aquelas verificadas na calha lisa. A Figura 4.10 ilustra as medições efetuadas na calha com

degraus de 3 cm de altura, a partir da qual podem ser verificadas as observações feitas anteriormente.

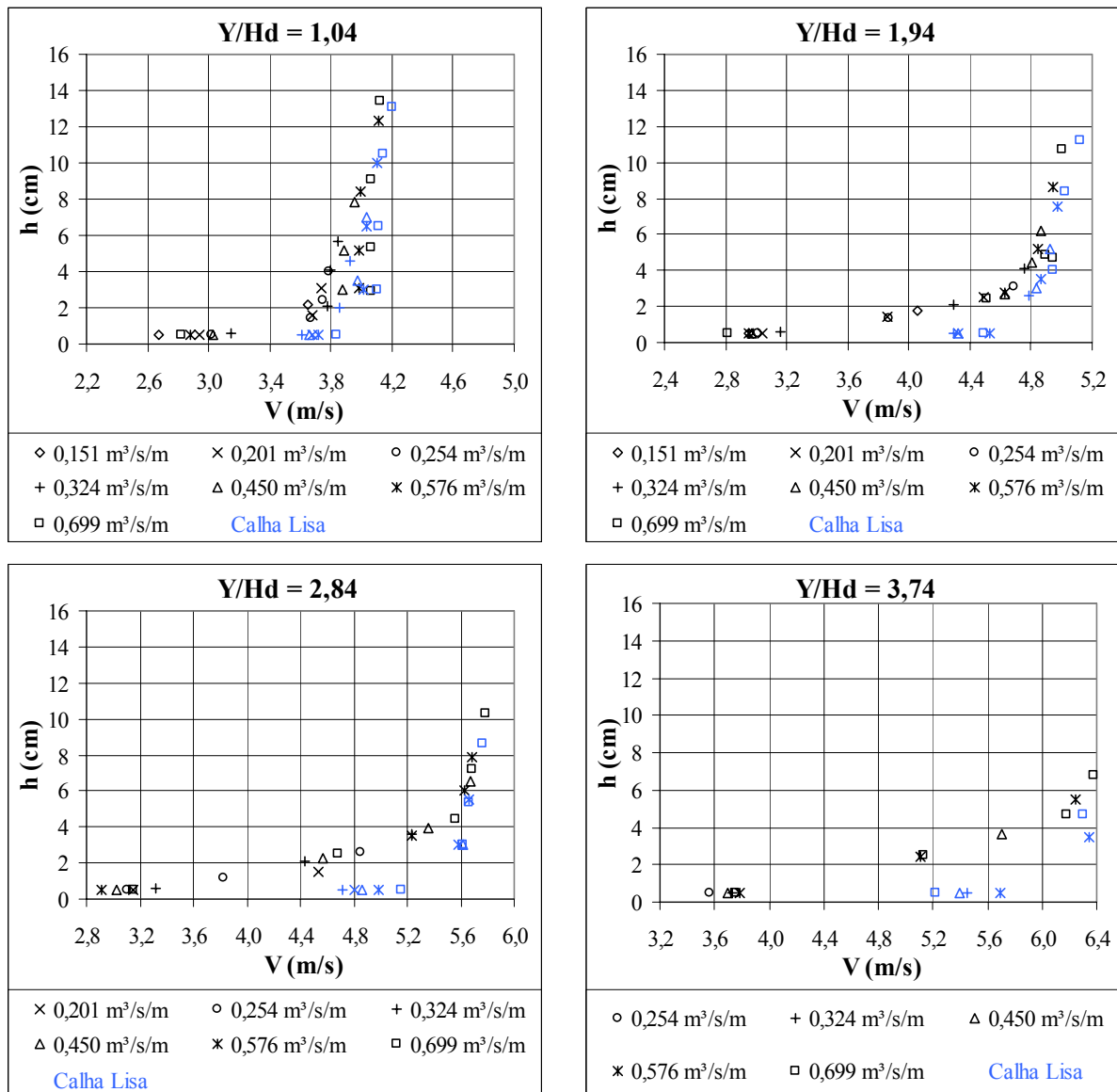


Figura 4.10 – Perfis de velocidade média do escoamento na calha com degraus de 3 cm de altura frente aos perfis obtidos na calha lisa, para diferentes posições (Y/Hd) ao longo da calha.

Na Figura 4.10, Y é a diferença de cotas entre a crista do vertedouro e a extremidade superior do espelho do degrau analisado e Hd é a carga de projeto do modelo. Nos Anexos 7 a 10 são apresentados os valores de velocidades médias obtidas a partir do sistema de medição descrito na metodologia, para as calhas lisa e em degraus. Nos Anexos 11 a 13 são apresentados os perfis de velocidade determinados ao longo das três calhas em degraus juntamente com os perfis obtidos na calha de controle.

Não foram localizados na bibliografia medições de velocidades em calhas em degrau de declividade 1V:1H, assim propõe-se uma comparação com os dados apresentados por

Sanagiotto (2003), obtidos para calhas em degraus com declividade de 1V:0,75H sujeitas às mesmas vazões utilizadas no presente trabalho. A Figura 4.11 apresenta a comparação, para calhas com degraus de 3 cm, 6 cm e 9 cm de altura numa posição intermediária da calha Y/Hd próxima a 2, já que os dados obtidos neste estudo referem-se a posição $Y/Hd = 1,94$ e os apresentados por Sanagiotto (2003) são relativos à posição $Y/Hd = 2,01$.

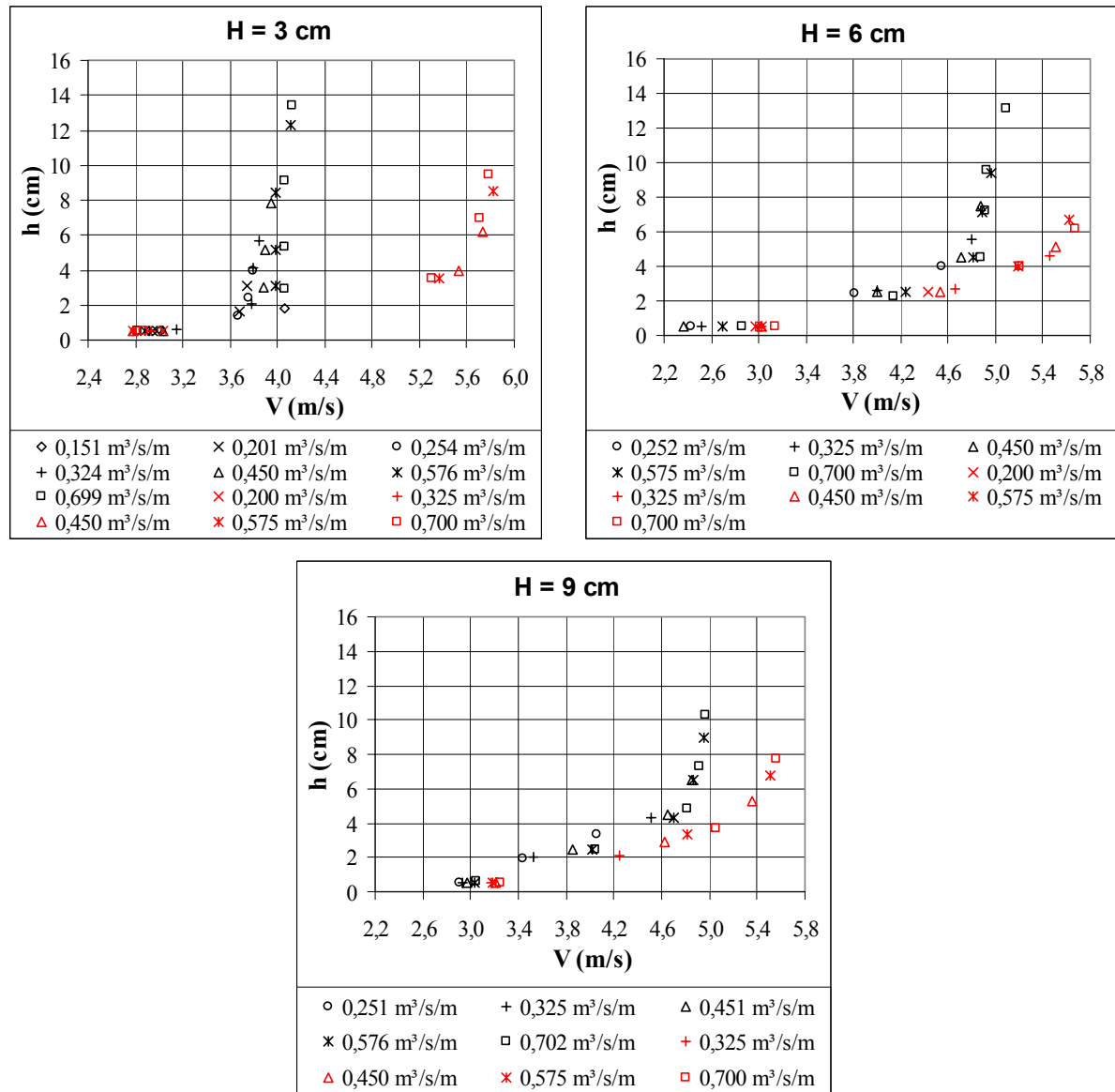


Figura 4.11 – Comparação entre os perfis de velocidade obtidos no presente estudo (em preto) e os determinados por Sanagiotto (2003) que avaliou calhas com declividade de 53,13° (em vermelho).

Percebe-se que na região próxima ao pseudofundo as velocidades têm valores muito semelhantes, o que vem a concordar com as afirmações de Tozzi (1992) de que, próximo ao contorno, as velocidades seriam praticamente nulas. Cabe salientar que não foram executadas medições ainda mais próximas ao contorno sólido tendo em vista a limitação imposta pelo

diâmetro do tubo de Pitot-Prandtl utilizado. O contorno sólido aqui citado refere-se ao vértice superior do degrau, local onde foram executadas as medições.

Segundo Tozzi (1992), confirmado por Sanagiotto (2003), as velocidades médias ao longo da profundidade seguem uma tendência logarítmica, quando medidas na região da camada limite, até atingir uma profundidade tal que o perfil se torna constante com a profundidade. A partir dos perfis de velocidade apresentados nos Anexo 11 a 13 pode-se perceber o desenvolvimento da camada limite ao longo da calha uma vez que para posições mais a jusante, o perfil torna-se constante para profundidades cada vez menores. Isso confirma a ocorrência do início da aeração para posições mais a montante na calha 1V:1H (aeração intermitente) se comparado com calhas de declividades maiores e degraus de mesma altura.

A partir da comparação apresentada na Figura 4.11 percebe-se a diminuição da velocidade na calha de 45°, especialmente para regiões mais próximas a superfície livre do escoamento. O aumento da altura de rugosidade proporcionada pelo maior abatimento da calha de 45° provoca uma desaceleração maior no escoamento, causando aumento significativo nos valores de dissipação de energia, conforme será abordado em item subsequente.

4.6. Fator de Resistência

O fator de resistência (f) de Darcy-Weisbach foi avaliado a partir da equação 2.39, proposta por Chanson (1993). Para o cálculo de f foram utilizadas as profundidades médias (h_n) apresentadas no Quadro 4.1, a partir da consideração de que o escoamento assume características uniformes para posições a jusante da posição de início de aeração firme.

$$f = \frac{8gh_n^2 \operatorname{sen} \alpha D_H}{q^2 4} \quad (2.39)$$

Na Figura 4.12 estão apresentados os valores determinados do fator de resistência (f) para as três alturas de degraus avaliadas neste estudo. Percebe-se que os dados situam-se entre as proposições de Chanson (1994a) e Stephenson (1991) (Equações 2.41 e 2.38). Os dois pontos sem preenchimento situados abaixo da equação proposta por Stephenson (1991) se justificam provavelmente pelos problemas de medição da profundidade média abordados no item relativo ao nível da água. Para as próximas análises apresentadas estes dois pontos serão

descartados tendo em vista que se confirma o comportamento inadequado do fator de resistência calculado a partir de profundidades médias avaliadas incorretamente.

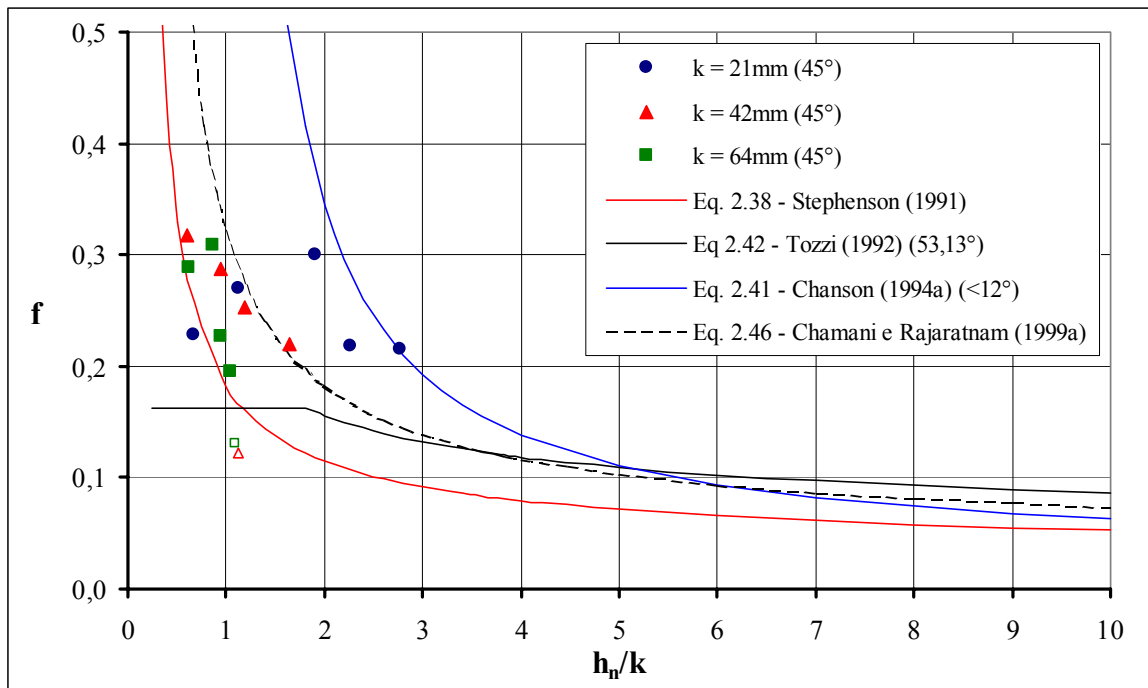


Figura 4.12 – Comparação entre os fatores de resistência obtidos neste estudo frente às propostas apresentadas por outros autores.

A análise efetuada anteriormente não permite o estabelecimento de uma relação para o cálculo do fator de resistência (f). Apesar disso, pode-se estimar um valor médio em torno de 0,25 válido para este estudo, independente da altura de rugosidade. Chanson *et al.* (2002) apresenta os fatores de Darcy-Weisbach determinados por diversos autores como função do diâmetro hidráulico (D_H) e da altura de rugosidade (k). Justifica-se a grande dispersão a partir de vários fatores, tais como as diferentes escalas geométricas utilizadas, a não uniformidade nos métodos de medição utilizados, os diferentes materiais utilizados na confecção dos modelos físicos (madeira, aço, concreto, gabiões, acrílico), as diferentes declividades e alturas de degraus propostas nos estudos, dentre outros. Na Figura 4.13 apresentada por Chanson *et al.* (2002) foram adicionados os dados de Sanagiotto (2003), bem como aqueles determinados neste estudo.

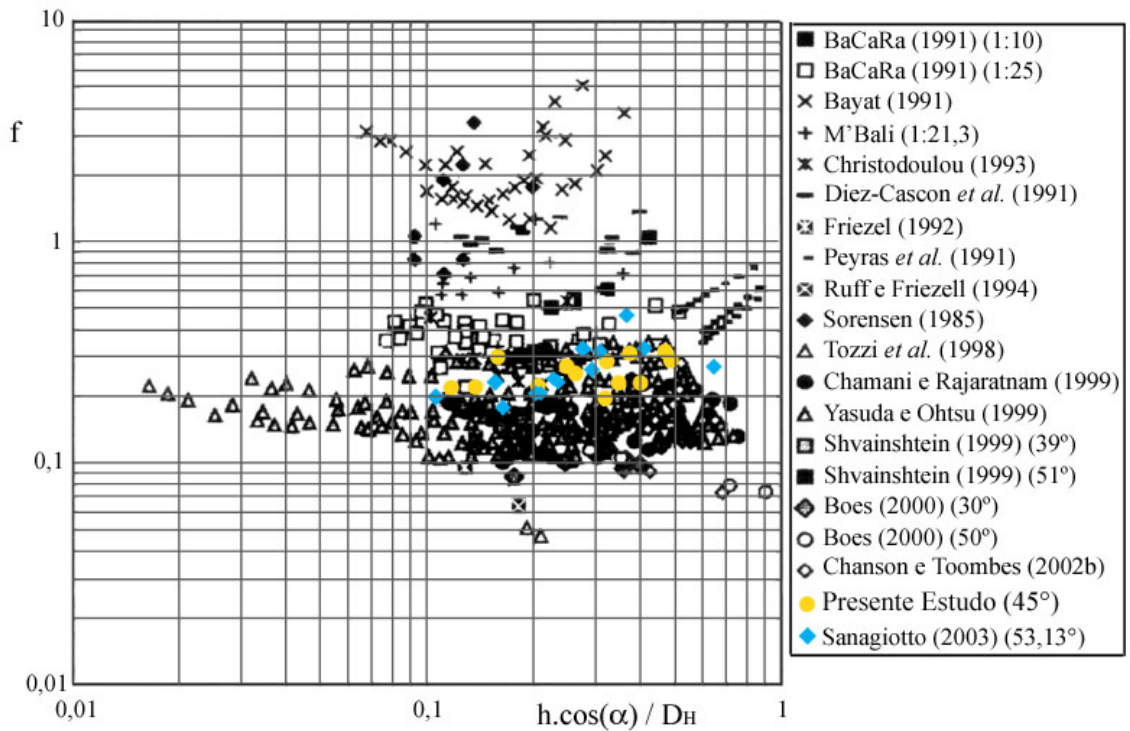


Figura 4.13 – Fatores de resistência segundo diversos autores, apresentado por Chanson *et al.* (2002) acrescidos dos dados de Sanagiotto (2003), comparados com os obtidos no presente estudo.

A avaliação do fator de resistência foi conduzida a partir da consideração das medições de nível de água efetuadas na calha lisa. Seguiu-se a metodologia proposta por Sanagiotto (2003) que comparou os fatores de resistência das calhas em degraus (f_k) e da calha lisa (f_L) em cada ponto de medição, juntamente com a posição de início de aeração do escoamento (Equação 4.4). Sanagiotto (2003), com isso, desconsiderou as distintas regiões do escoamento quanto ao grau de aeração.

$$\frac{f_L}{f_k} = \xi \left(\frac{L_p}{L_A} \right) \quad (4.4)$$

onde L_p é a distância ao longo da calha a partir do início do desenvolvimento da camada limite até uma posição considerada na análise. Na equação 4.4 a razão f_L / f_k é uma função (ξ) da razão L_p / L_A .

Para a determinação do fator de resistência da calha lisa (f_L) utilizou-se a equação 2.39, que é função da declividade da calha (α), da vazão específica (q), da aceleração da gravidade (g) e da profundidade do escoamento (h). Desta forma faz-se necessária a determinação de uma função que permita a estimativa do perfil da linha da água ao longo de toda a calha vertente. Para isso correlacionaram-se as profundidades medidas na calha

lisa (h_L), apresentadas no Anexo 1, com a distância (L_p) permitindo o levantamento completo das profundidades em qualquer posição da calha.

A Figura 4.14 apresenta a adimensionalização de h_L e de L_p pela profundidade crítica do escoamento (h_c) e a equação 4.5, o ajuste a ser utilizado para o cálculo da linha da água ao longo da calha lisa, obtido com coeficiente de correlação igual a 0,96.

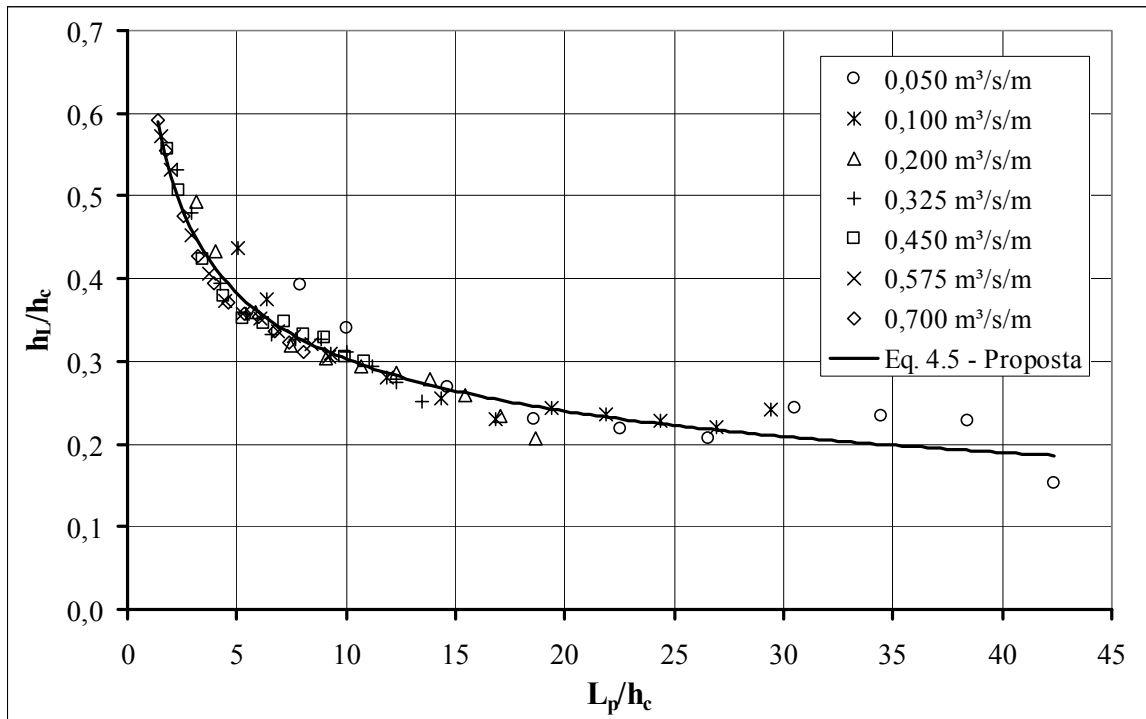


Figura 4.14 – Correlação entre as profundidades do escoamento na calha lisa (h_L) em qualquer ponto ao longo da calha (L_p), ambas adimensionalizadas pela profundidade crítica do escoamento (h_c).

$$\frac{h_L}{h_c} = \frac{2}{3} \left(\frac{L_p}{h_c} \right)^{-0,344} \quad (4.5)$$

A equação 4.5 foi estabelecida a partir dos ensaios realizados neste estudo, recomendando-se, portanto, sua utilização apenas para calhas com declividade 45° . Ela deve ser usada com restrições para valores de L_p/h_c maiores do que 30, tendo em vista a quantidade insuficiente de pontos experimentais utilizados a partir deste ponto para o seu ajuste.

Uma vez que foram estabelecidas as relações para a determinação de f_L pode-se proceder a sua comparação com o fator de resistência da calha em degraus (f_k). Algumas observações devem ser feitas acerca das seções de ensaio não utilizadas nesta análise:

- Não foram consideradas as medições efetuadas sobre a ogiva do vertedouro, na seção de ensaios 1 (Figura 3.3 e 3.4) uma vez que o escoamento não estava sob influência dos degraus.
- Da mesma forma para a seção de ensaios 2 (Figura 3.3 e 3.4) levando-se em conta que a posição de medição da lâmina da água, no vértice superior do primeiro degrau, coincide com o final da ogiva do vertedouro.
- O critério de validação das medições dos níveis médios da água foi respeitado, sendo assim os pontos desconsiderados na análise não estão apresentados na Figura 4.15.

A Figura 4.15 apresenta a avaliação do fator de resistência da calha em degraus em comparação com o fator de resistência da calha lisa para qualquer posição (L_p) adimensionalizada pela posição de início de aeração (L_A).

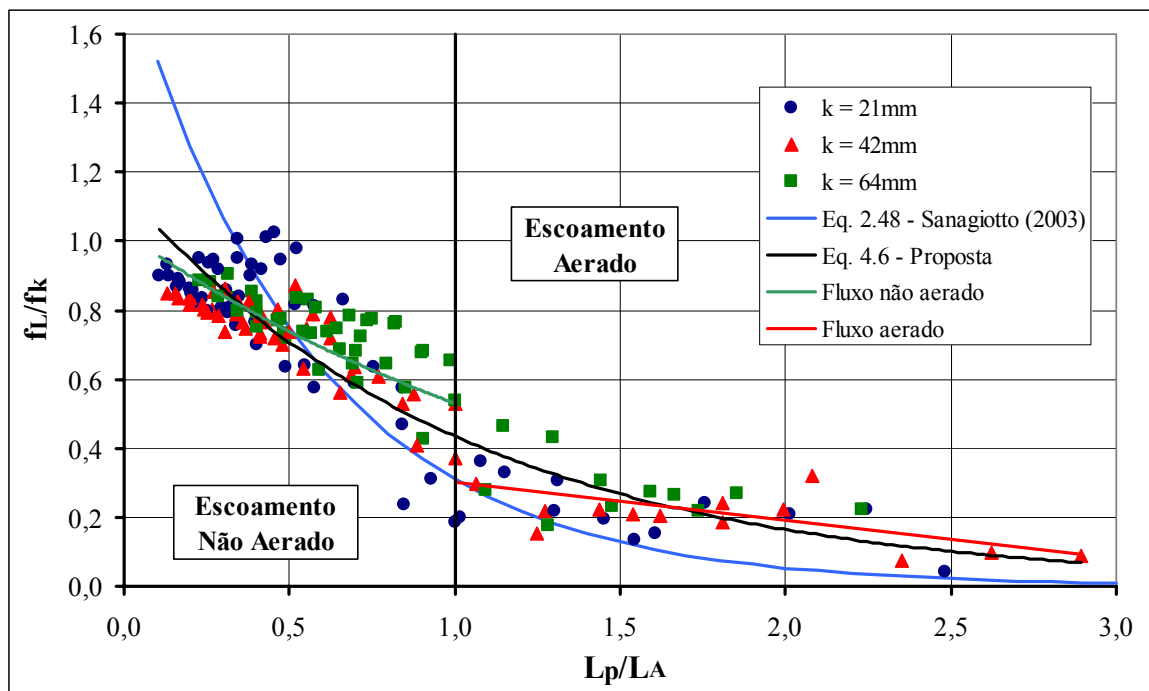


Figura 4.15 – Avaliação do fator de resistência da calha em degraus a partir do fator de resistência da calha lisa, em qualquer ponto ao longo da calha do vertedouro.

A equação 4.6 determinada a partir dos pontos da Figura 4.15, foi ajustada com coeficiente de correlação igual a 0,83. Salienta-se que se trata de uma estimativa devendo seu uso estar condicionado aos critérios estabelecidos a seguir, tendo sempre em vista a nuvem de pontos envolvida na determinação da equação 4.6.

$$\frac{f_L}{f_k} = 1,09 \exp\left(-0,834 \frac{L_p}{L_A}\right) \quad (4.6)$$

- Para $L_p/L_A < 0,8$, onde o fluxo encontra-se não aerado, a equação 4.6 é válida.
- Para $0,8 < L_p/L_A < 1,2$, onde o fluxo encontra-se na região de transição entre escoamento não aerado e aerado (intermitência de ar), a equação é válida com restrições.
- Para $1,2 < L_p/L_A < 2,5$, a equação é válida.
- Para $L_p/L_A > 2,5$, não utilizar a equação.

Pela Figura 4.15, percebe-se que na região onde se inicia a entrada de ar no fluxo, o comportamento do fator de resistência não está bem definido, tendo em vista a dispersão dos dados ali verificada. Avaliando separadamente as regiões aeradas e não aeradas, a partir das linhas de tendência vermelha e verde, respectivamente, da Figura 4.15, a observação acima fica evidenciada.

De qualquer forma, a utilização da equação 4.6 pode ser feita nesta região de transição, porém deve-se atentar para eventuais valores de f_k que possam ser contrários à segurança do projeto da estrutura hidráulica.

Uma vez que a metodologia aplicada nesta análise seguiu as recomendações de Sanagiotto (2003), cabe uma comparação entre as equações propostas.

Para posições na calha mais próximas da ogiva, onde as profundidades do escoamento nas calhas lisas não são muito diferenciadas, percebe-se que o fator de resistência da calha em degraus é maior para a declividade de 45° do que para a declividade de $53,13^\circ$. A medida que o escoamento atinge posições mais a jusante, este comportamento vai se alterando, uma vez que as profundidades do fluxo na calha lisa de $53,13^\circ$ diminuem mais rapidamente que na calha lisa de 45° .

Por fim, nas regiões onde o fluxo apresenta-se aerado percebe-se que ambas as equações têm o mesmo comportamento. O parâmetro f_k/f_L passa a ser regido apenas pelo comportamento do escoamento sobre a calha lisa, assumindo-se que para escoamentos plenamente aerados, o fator de resistência (f_k) torna-se constante.

4.7. Dissipação de Energia

A avaliação da dissipação de energia é o aspecto mais relevante do estudo dos vertedouros em degraus, tendo em vista que a sua função principal é exatamente dissipar a

energia do escoamento com o objetivo de garantir maior segurança ao maciço, minimizando os riscos de erosão no pé da barragem.

A consequência econômica de diminuição da estrutura de dissipação a justante do vertedouro (bacia de dissipação por ressalto hidráulico, por exemplo), é outro fator que proporciona ao vertedouro em degraus uma importância destacada.

A partir destas vantagens proporcionadas pelas calhas em degraus, será avaliada a dissipação de energia através de duas propostas diferenciadas: a primeira, analisando a perda de energia com relação à energia total disponível a montante, e a segunda avaliando as diferenças entre a energia dissipada por um vertedouro de calha em degraus frente a um vertedouro de calha lisa.

Para que se possa realizar esta análise se faz necessária a apresentação das equações de energia aplicadas à hidráulica de canais abertos e que serão aqui utilizadas.

O cálculo da energia em uma seção qualquer de um canal muito íngreme (calha do vertedouro) pode ser calculada, segundo Chow (1959), a partir da seguinte equação:

$$E_p = z + h \cos \alpha + \alpha_1 \frac{V^2}{2g} \quad (4.7)$$

onde z é a cota do fundo do canal na seção considerada (neste caso, o vértice superior do espelho do degrau) com relação a um plano de referência, h é a profundidade do escoamento, α é a declividade do canal, V é a velocidade média do escoamento, g é a aceleração da gravidade e α_1 é o coeficiente de Coriolis (para este estudo α_1 será adotado como sendo 1,0).

A energia total disponível a montante do vertedouro pode ser calculada pela equação apresentada a seguir:

$$E_m = Y + 1,5h_c \quad (4.8)$$

onde Y é a diferença de cotas entre a crista do vertedouro e a posição em que se está avaliando a dissipação de energia, e h_c é a profundidade crítica do escoamento.

O cálculo da dissipação de energia foi feito a partir dos dados de medições de nível ao longo da calha com ponta linimétrica, desconsiderando-se aquelas medições que apresentaram diferente tendência daquelas verificadas através de medições efetuadas nas laterais transparentes do vertedouro, seguindo o critério de validação adotado desde o princípio das análises.

As velocidades médias do escoamento foram determinadas igualmente a partir das medições da profundidade do escoamento utilizando-se para isso a equação da continuidade.

Em cada seção de testes foi estabelecido um plano de referência distinto, situado no vértice superior do espelho do degrau onde foram executadas as medições, por ter sido exatamente ali o posicionamento da ponta linimétrica. Isso permitiu que fossem considerados barramentos de diferentes alturas na avaliação da dissipação de energia, limitados, é claro pela posição da última seção de ensaios a 1,86 m, no modelo, abaixo da crista.

4.7.1. *Dissipação de energia frente à energia total disponível a montante*

Na análise da energia residual da calha em degraus frente à energia total disponível de montante foi utilizada a equação 4.9, considerando, como já mencionado, um novo plano de referência para cada seção de teste.

$$\frac{\Delta E}{E_m} = \frac{E_m - E_p}{E_m} \quad (4.9)$$

onde E_m é a energia total disponível a montante determinada pela equação 4.8 e E_p é a energia residual na seção onde está sendo avaliada a dissipação, determinada pela equação 4.7.

Foram avaliadas 4 seções principais de ensaio (S4, S5, S6 e S7) e quatro seções intermediárias (S3-4, S4-5, S5-6 e S6-7) (Quadro 3.2). A seção S2 não foi avaliada por se tratar do primeiro degrau após a ogiva. Optou-se pela não investigação da seção S3 tendo em vista a pequena diferença de cotas entre a crista do vertedouro e a seção considerada, o que, em valores de protótipo, representaria um barramento com 4 m de altura, com apenas 2 m de calha vertente.

Pela Figura 4.16, avalia-se a influência dos degraus na dissipação de energia a partir da comparação entre calhas com degraus de 3, 6 e 9cm, submetidas às mesmas vazões em uma mesma posição $Y / Hd = 2,84$ (Seção de ensaio 5). Aqui, Y é a diferença de cotas entre a crista do vertedouro e a seção considerada e Hd é a carga de projeto do vertedouro.

Particularizando para o caso da Figura 4.16, as dissipações de energia calculadas para a vazão de $0,250 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ ($h_c = 0,185 \text{ m}$) para as três alturas de degrau foram 29%, 47% e 60%, respectivamente. Percebe-se que para degraus de maiores alturas, a dissipação de energia é maior, evidenciando e confirmando que a altura dos degraus tem influência destacada nesta avaliação.

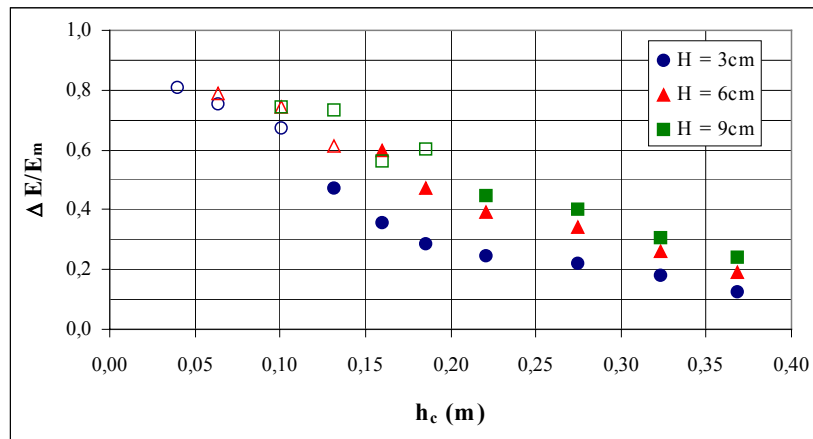


Figura 4.16 – Comparação entre a dissipação de energia nas calhas com degraus de 3, 6 e 9 cm de altura na posição ($Y/Hd = 2,84$) frente a energia total disponível a montante. Os pontos sem preenchimento referem-se a situações de medição em que o escoamento apresentava-se aerado.

Nos Anexos 14 a 17 são apresentados quadros e figuras com os valores determinados para todas as seções de ensaio avaliadas, comparando a efetividade proporcionada pelas alturas dos degraus. Os valores com menor destaque nos quadros (formatação em itálico) foram calculados a partir de medições de nível que podem estar equivocadas, de acordo com o critério de validação já mencionado anteriormente. Assim não é de se estranhar que alguns pontos estejam com comportamento bastante divergente daquele esperado, como é o caso do valor estimado pela vazão de $0,2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ na calha com degrau de 6 cm de altura na última seção de ensaio ($Y/Hd = 4,64$), conforme pode ser observado no Anexo 17.

A partir da análise detalhada da dissipação de energia apresentada nos Anexos 14 a 17, algumas observações podem ser realizadas.

A medida que se consideram vertedouros com alturas maiores, os valores da dissipação de energia também aumentam, quando submetidos a uma mesma vazão. Desta forma, para as menores vazões ensaiadas, verificou-se perda de energia da ordem de 90 %, ao passo que para maiores vazões, determinou-se valores por volta de 27 %. Para as calhas com degraus de 9 cm, os valores atingiram 37 % para as maiores vazões, sempre considerando estruturas de maior altura (seções de ensaio S6, S6-7 e S7).

Percebe-se claramente, mais uma vez, a influência da altura do degrau na determinação da dissipação de energia ao longo da calha. Avaliando-se diferentes degraus num mesmo plano de referência submetidos às mesmas vazões, na situação de escoamento sem aerção verificou-se diferença média por volta de 50 % (excetuando-se a situação apresentada na Figura 4.16, quando esta variação chega a ser de 80 %) com relação à energia dissipada pelo vertedouro de calha com degraus de 3 cm frente ao vertedouro com calha de 9 cm. Nas situações com aerção plena do fluxo essa diferença máxima caiu para 15 %.

A presença de ar no fluxo também deve ser destacada como um fator interveniente nesta avaliação. Observou-se que para escoamentos aerados, independentemente na altura do vertedouro, a dissipação de energia proporcionada pelos maiores degraus é sempre superior a 44 %. Para os degraus de 3e 6 cm de altura os valores giram em torno de 47 % e 55 %, respectivamente.

Conclui-se a partir das observações anteriores que escoamentos aerados dissipam mais energia do que escoamentos sem a presença de ar. Degraus com maiores alturas também proporcionam ao vertedouro melhores taxas de dissipação de energia.

Analisando puramente as conclusões anteriores, uma situação ideal para o projetista hidráulico seria a possibilidade de prever uma estrutura com calha bastante longa de forma a que o escoamento pudesse trabalhar plenamente aerado, provido de degraus bastante altos a fim de proporcionar maior resistência ao fluxo. Sabe-se, contudo, que os aspectos construtivos e as considerações a respeito da probabilidade de ocorrência de cavitação nas faces dos degraus não podem ser desconsideradas.

Na Figura 4.17, onde estão apresentados todos os valores relativos à dissipação de energia, comparada com a energia disponível a montante do vertedouro, determinados neste estudo, auxilia na visualização das observações efetuadas anteriormente.

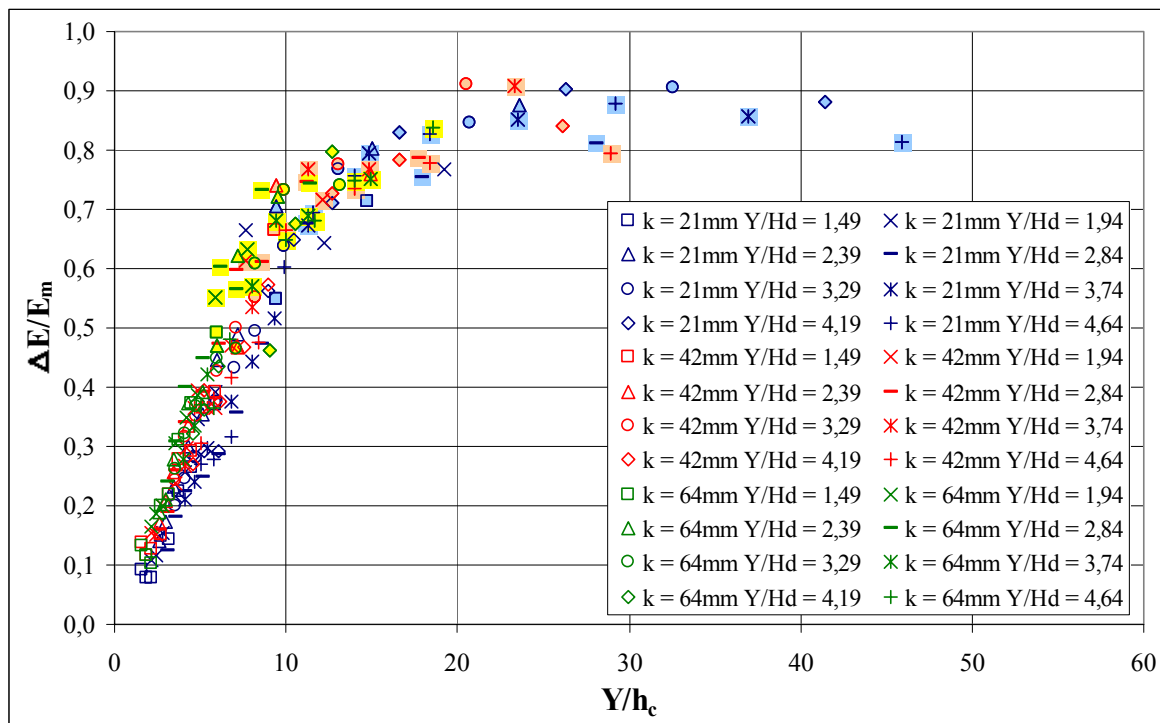


Figura 4.17 – Valores de dissipação de energia obtidos neste estudo. Os pontos hachurados correspondem a regiões aeradas do escoamento.

Percebe-se que para os escoamentos não aerados, o comportamento de $\Delta E / E_m$ segue uma tendência bem definida aumentando rapidamente para pequenas variações do parâmetro adimensional (Y/h_c). A partir do ponto onde o escoamento torna-se aerado (pontos hachurados) a dispersão aumenta e a tendência que se verifica para valores de Y/h_c maiores é de que a dissipação de energia se torne constante e igual a um máximo valor próximo a 90 %.

Após a análise dos dados obtidos no presente estudo, procurou-se o seu confronto com as proposições teóricas e experimentais acerca da dissipação de energia em vertedouros em degraus. A comparação imediata entre dados oriundos de calhas com declividade de 45° será bastante prejudicada tendo em vista que apenas o trabalho de Peyras *et al.* (1992) contempla a mesma declividade avaliada neste trabalho.

Peyras *et al.* (1992) avaliaram a dissipação de energia em modelos físicos de vertedouros providos de cinco degraus com 20 cm de altura, executados em gabiões. A faixa de vazões ensaiadas variou entre 0,063 e 0,250 m³/s/m. A partir das características físicas dos modelos propostos pelos autores espera-se que tenham sido obtidos percentuais maiores de dissipação de energia frente àqueles determinados pelo estudo experimental aqui detalhado.

Na Figura 4.18 está representada a equação 2.53 proposta por Peyras *et al.* (1992), para a declividade de 45° , bem como a equação 2.55 proposta por Chanson (1993). Na equação 2.55 utilizou-se dois fatores de resistência f : 0,2 (seguido recomendações de Chanson *et al.* (2002)) e 0,8 a fim de propor uma envoltória de dissipação máxima de energia em um vertedouro em degraus com declividade de 45° . Foram plotados também os dados obtidos experimentalmente por Sorensen (1985), Tozzi (1992), Bindo *et al.* (1993), Povh (2000) e Sanagiotto (2003), todos eles obtidos para calhas com declividades maiores que 45° .

Comparando-se com os dados de Povh (2000) e Tozzi (1992), percebe-se que a dissipação de energia determinada pelos autores é menor do que aquela estimada neste estudo. Isso se dá devido à declividade da calha ser de $53,13^\circ$, o que proporciona menor resistência ao escoamento. Além disso, ambos autores estimaram a dissipação de energia indiretamente através de medições das alturas conjugadas do ressalto hidráulico, a jusante da calha vertente. Os dados de Sorensen (1985) e Bindo *et al.* (1993) apesar de serem obtidos por modelos com declividades maiores que 45° apresentaram valores até superiores àqueles determinados neste trabalho. Os dados de Sanagiotto (2003), por sua vez, apresentam-se bastante próximos dos obtidos a partir dos ensaios nas calhas 1V:1H, especialmente na região não aerada do escoamento. Para regiões com fluxo aerado, os valores tendem a ser inferiores.

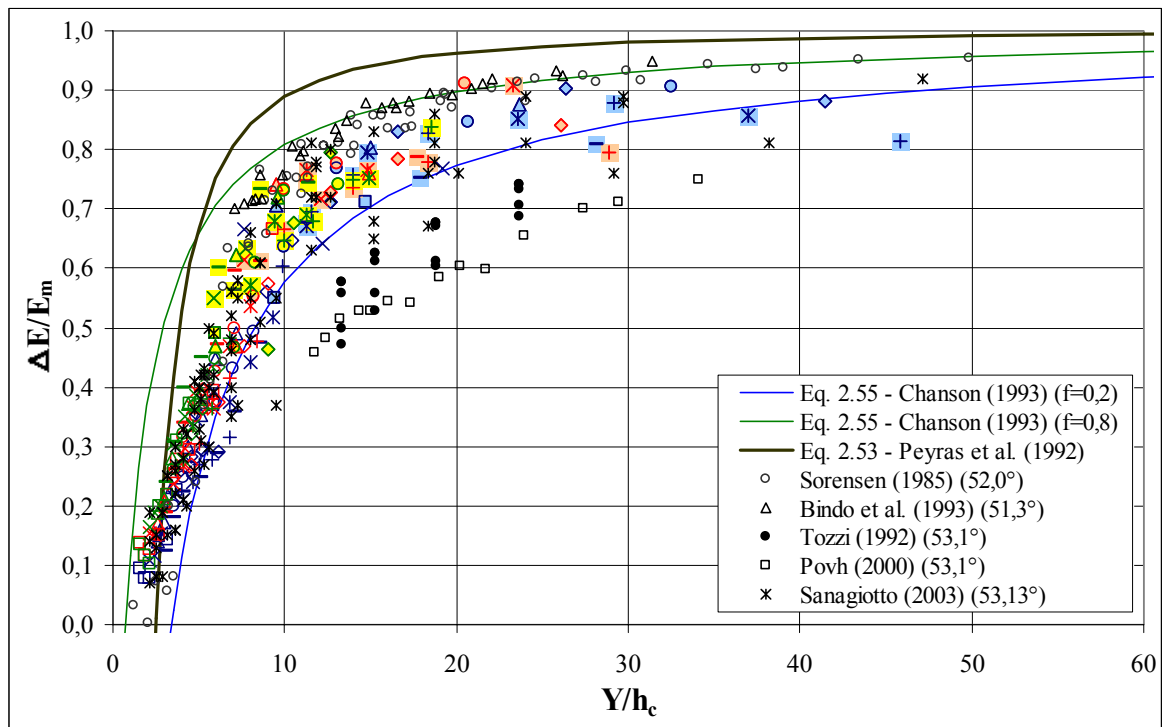


Figura 4.18 – Avaliação da dissipação de energia com relação a energia disponível a montante através da comparação entre as propostas de Chanson (1993), Peyras *et al.* (1992), os dados experimentais de alguns autores e aqueles obtidos neste estudo. A legenda segue a mesma da Figura 4.17.

O que pode ser observado também, é que pela equação 2.53 sugerida por Peyras *et al.* (1992) aplicável para vertedouros com declividade de 1V:1H, os valores determinados no presente estudo são mais conservadores. Isso pode ser atribuído ao fato de que em estruturas em gabiões há infiltração de água e mesmo a rugosidade do degrau é bastante diferente da rugosidade dos modelos aqui estudados. Isso proporciona maiores perdas de energia ao escoamento.

Nos Anexos 14 a 17 estão apresentados também os valores da energia residual (E_r) calculados igualmente a partir dos níveis da água medidos ao longo da calha.

4.7.2. *Dissipação da energia nas calhas em degraus frente à energia dissipada por uma calha lisa.*

Este segundo item visa apresentar outra alternativa para a determinação da energia dissipada em vertedouros em degraus. Será efetuada, então, uma avaliação muito semelhante à anterior, porém, ao invés da dissipação de energia ser comparada com a energia disponível a montante da estrutura, ela será agora confrontada com os valores relativos à dissipação de energia em uma calha lisa convencional no mesmo ponto do vertedouro.

Essa comparação foi possível tendo em vista que foram efetuadas medições de nível também ao longo da calha lisa, nas mesmas seções de testes em que foram determinados os níveis da água para as 3 calhas em degraus.

O cálculo da dissipação de energia será feito pela equação 4.10.

$$\frac{\Delta E}{E'} = \frac{E' - E_p}{E'} \quad (4.10)$$

onde E_p é a energia em qualquer posição ao longo da calha em degraus (calculada pela equação 4.7) e E' é a energia em qualquer posição ao longo da calha lisa (calculada também pela equação 4.7).

Pela Figura 4.19 pode-se analisar, novamente, a influência da altura dos degraus na dissipação de energia. Comparam-se nela, as diferenças obtidas para mesmas vazões atuando sobre as três calhas distintas, na mesma posição $Y/Hd = 3,29$.

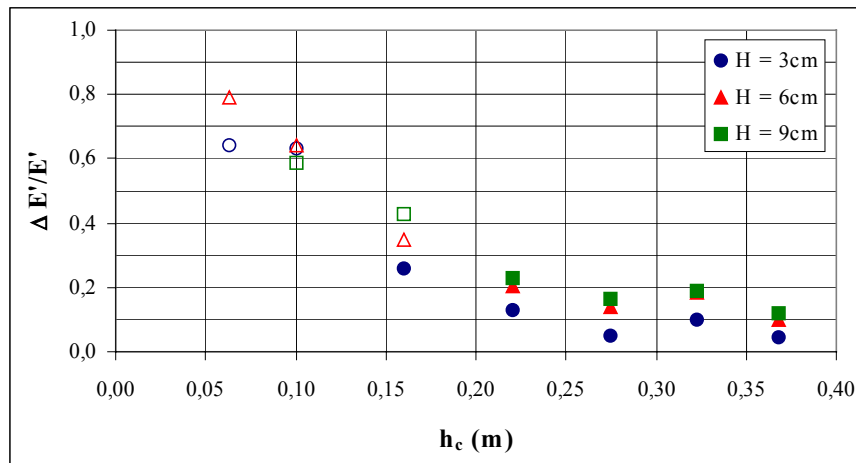


Figura 4.19 – Avaliação da influência da altura do degrau na dissipação de energia com relação a energia dissipada por uma calha lisa, na posição $Y/Hd = 3.29$. Os pontos sem preenchimento representam situações de escoamento aerado.

Comparando a dissipação que ocorre nas calhas lisa e em degraus, a influência da altura dos degraus pode ser novamente percebida. Para esta situação particular mostrada pela Figura 4.19, têm-se valores cerca de 77 % maiores de dissipação entre as calhas com degraus de 3 e 9 cm ($h_c = 0,23$ m). Uma observação que também pode ser feita é que para situações de escoamento aerado a dissipação de energia é significativamente maior do que nas regiões de fluxo não aerado.

Fazendo-se uma avaliação geral pelos quadros e figuras apresentados nos Anexo 18 a 21, podem ser traçados alguns padrões de comportamento:

- Reafirma-se a influência da altura dos degraus na dissipação de energia, identicamente ao já verificado nas análises efetuadas no item anterior.
- Nas regiões aeradas do escoamento é que se verificam os maiores percentuais de dissipação de energia na calha em degraus com relação à energia dissipada pela calha lisa.
- De maneira geral, a dissipação de energia aumenta quando se consideram estruturas mais altas, bem como quando se consideram maiores degraus.

Nos Anexo 18 a 21, alguns valores foram apresentados com menor destaque (em itálico). São pontos onde foram detectadas medições com possibilidade de erro das profundidades do escoamento. Porém elas foram incluídas nas figuras como forma de demonstrar a dispersão natural de pontos em trabalhos experimentais como este.

Pode-se perceber também, que alguns valores de $\Delta E'/E'$ são apresentados com valores negativos, representando um suposto ganho de energia. Evidentemente tratam-se de medições equivocadas dos níveis da água, tendo em vista as dificuldades de medições já abordadas na metodologia.

Não foram localizados trabalhos que avaliam a dissipação de energia de vertedouros em degraus com relação à dissipação ocasionada por um vertedouro convencional de calha lisa com declividade de 45°. Será então proposta uma breve avaliação a partir das análises feitas para declividades de 1V:0,75H, apresentada na Figura 4.20.

Povh (2000) determinou os valores apresentados na Figura 4.20 pelo método da camada limite e pelo método das diferenças finitas. Tozzi (1992) também utilizou o método das diferenças finitas para estabelecer os níveis da água sobre a calha dos vertedouros para daí analisar a dissipação de energia em relação a uma calha lisa. Os dados de Sanagiotto (2003) foram determinados experimentalmente a partir da mesma metodologia de ensaios aplicada neste trabalho.

Avaliando-se pela Figura 4.20 inicialmente apenas os dados determinados neste estudo, novamente fica claro que para escoamento aerados a dissipação de energia é maior. A dispersão nesta zona é bastante acentuada, mas apesar disso, em posições aeradas do escoamento a dissipação ocorrida em uma calha em degraus frente a uma calha lisa é sempre superior a 30 %.

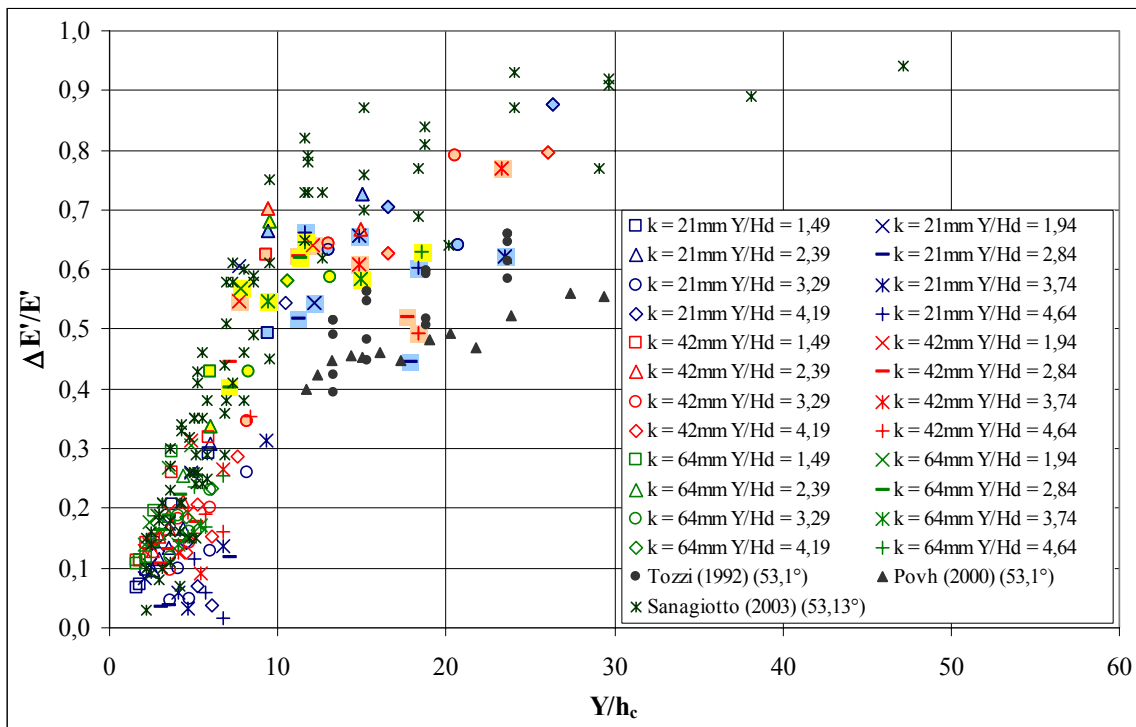


Figura 4.20 – Comparação entre os dados determinados neste estudo com os dados válidos para declividades de $53,1^\circ$ apresentados por Sanagiotto (2003), Povh (2000) e Tozzi (1992).

Na comparação com os dados de Sanagiotto (2003) percebe-se que o comportamento segue a mesma tendência, para regiões não aeradas. Já para escoamentos com presença de ar a dispersão encontrada dificulta alguma conclusão mais apurada, porém, pode-se verificar que para a declividade de $53,1^\circ$ os valores são maiores.

Por outro lado, observando os valores de Povh (2000) e Tozzi (1992), percebe-se valores menores do que aqueles obtidos neste estudo. O fato de que os autores avaliaram a dissipação indiretamente, a partir do método da camada limite e do método das diferenças finitas, pode ter contribuído para esse comportamento diferenciado.

4.8. Pressões Médias

A avaliação das pressões médias foram executadas nas 7 seções principais de ensaio (Quadro 3.2) ao longo das calhas em degraus, conforme descrito no item referente à metodologia empregada. As tomadas de pressão foram numeradas em ordem crescente de montante para jusante, a partir do vértice superior do espelho do degrau até o vértice extremo do piso do degrau, conforme indicação da Figura 4.21.

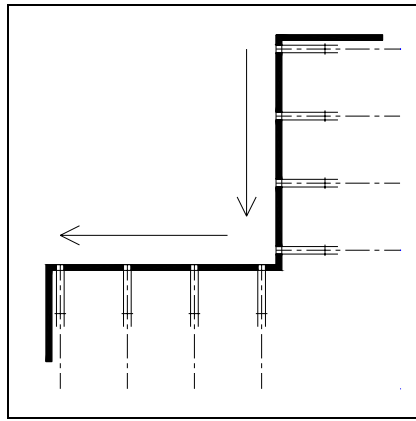


Figura 4.21 – Sentido adotado para a numeração das tomadas de pressão.

As pressões médias atuantes nas faces dos degraus foram obtidas a partir de medições efetuadas em quadros de piezômetros convencionais. Também foram utilizados os valores de pressão instantânea obtidos pelas medições com sensores piezoresistivos (transdutores), considerando o valor médio obtido em cada tomada de pressão.

Propondo a comparação entre os dois métodos de medição citados anteriormente, verificou-se que os valores médios de pressão obtidos a partir dos sensores comportam-se de forma muito semelhante às medições nos quadros de piezômetros. Desta forma, os valores utilizados na análise apresentada neste item são oriundos das medições com sensores e constam nos Anexos 22 a 24. Nos pontos onde não foi efetuada a instrumentação com transdutores, utilizou-se os valores obtidos nos quadros de piezômetros.

A Figura 4.22 ilustra a comparação das medições efetuadas com transdutores e com piezômetros, demonstrando a concordância entre ambas medições.

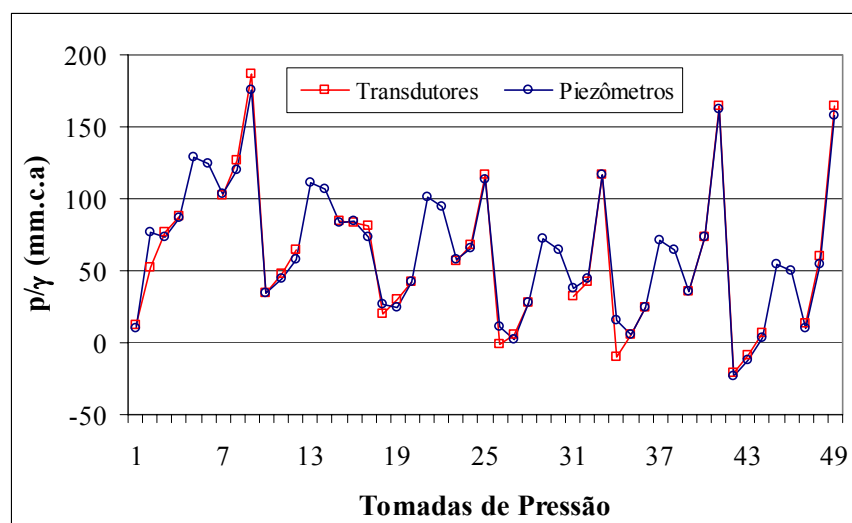


Figura 4.22 – Comparação entre as medições efetuadas por transdutores de pressão e por piezômetros, nas 7 seções principais de ensaio da calha com $H = 9\text{cm}$, para $q = 0,2\text{ m}^3/\text{s/m}$.

Analisando os dados apresentados nos Anexo 22, 23 e 24, referentes as calhas com degraus de 3, 6 e 9 cm de altura, respectivamente, podem ser feitas algumas observações importantes:

Os máximos valores de pressões médias são verificados nas tomadas mais extremas do piso do degrau, onde supostamente ocorre maior impacto do fluxo. Assim, para as seções de ensaio mais a jusante, percebem-se pressões entre 80 e 390 mm.c.a de acordo com o aumento da vazão.

Por outro lado, os mínimos valores de pressões médias são verificados no espelho do degrau, especialmente nas tomadas mais próximas ao vértice externo. A presença de pressões negativas nesta região evidencia a presença de esforços de tração (“arrancamento”) atuando no espelho do degrau. Para a calha com degraus de 9 cm de altura, verificou-se pressões negativas da ordem de -31 mm.c.a. aumentando gradativamente com o aumento da vazão até valores positivos da ordem de 9 mm.c.a..

A ocorrência de pressões médias negativas no espelho do degrau e de pressões positivas no piso, de acordo com as observações acima, vem ao encontro da discussão apresentada no item referente ao comportamento dos turbilhões na rugosidade formada pelos degraus. Assim, o sentido horário de rotação dos turbilhões, conforme Figura 4.9, confirma o comportamento geral das pressões médias nas faces dos degraus.

Seguindo a proposta de Tozzi (1992), este estudo apresenta a adimensionalização das pressões médias pela energia cinética do escoamento do degrau correspondente. A velocidade foi determinada a partir das profundidades do escoamento medidas junto ao vértice externo dos degraus. A equação 4.11 calcula o coeficiente de pressão média (K).

$$K = \frac{p/\gamma}{V^2/2g} \quad (4.11)$$

onde p/γ é a pressão medida no modelo, V é a velocidade média do fluxo e g é a aceleração da gravidade.

Nos Anexo 25 a 30 estão apresentados os coeficientes de pressão calculados pela equação 4.11, nas 6 seções de ensaio (excetuando-se a seção 1, por se localizar na ogiva do vertedouro) para as três calhas em degraus. A Figura 4.23 ilustra o comportamento dos coeficientes de pressão na seção de ensaio 6 para a calha com $H = 9$ cm.

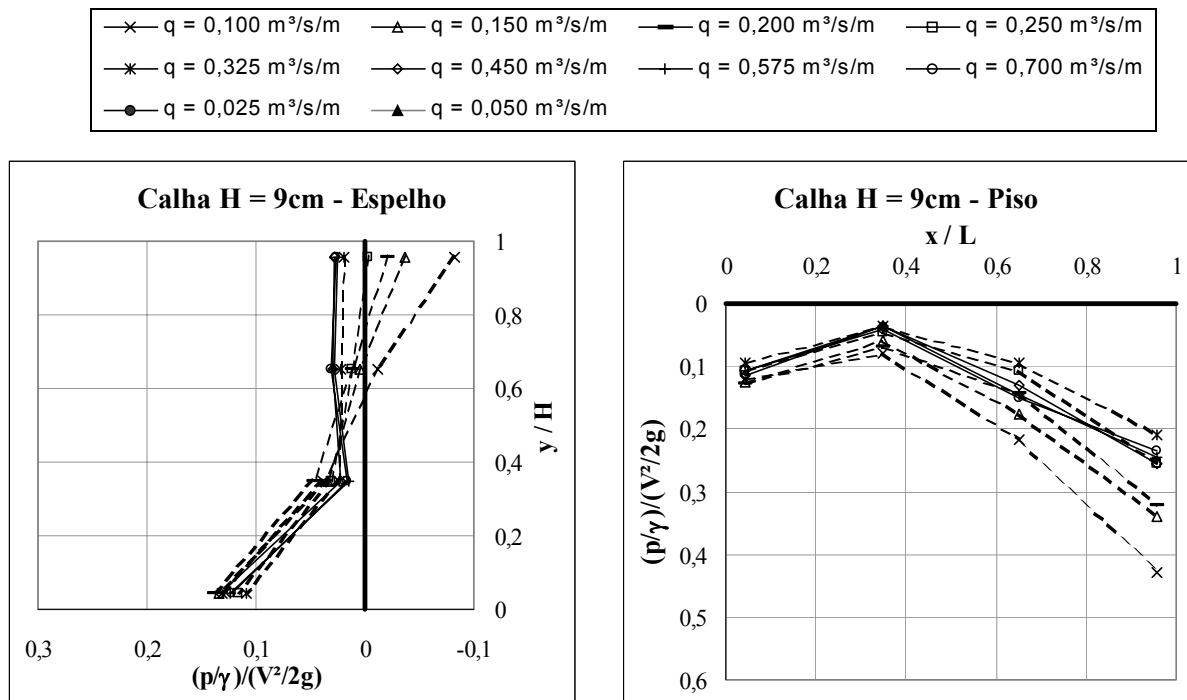


Figura 4.23 – Comportamento dos coeficientes de pressão (K) na seção de ensaio 6 para a calha com degraus de 9 cm de altura. As linhas tracejadas correspondem a escoamentos aerados, as linhas cinza, a escoamentos com aeração intermitente e as linhas cheias, a escoamentos sem aeração.

Avaliando os coeficientes de pressão no espelho de todos os degraus, percebe-se que, para escoamentos não aerados, a distribuição das pressões é bastante semelhante, ao passo que nos escoamentos que se apresentam aerados, são verificadas curvas mais dispersas e nem sempre com a mesma tendência. Situação semelhante pode ser verificada pela avaliação dos coeficientes de pressão no piso dos degraus.

A adimensionalização das pressões médias pela energia cinética do escoamento proporciona uma melhor visualização das pressões máximas e mínimas junto ao vértice externo do degrau, conforme já mencionado.

Os resultados obtidos neste trabalho acerca do comportamento das pressões médias nas faces dos degraus, vai ao encontro dos resultados experimentais apresentados por Tozzi (1992), Olinger (2001) e Sanagiotto (2003) que avaliaram calhas com declividade 1V:0,75H.

Neste trabalho não estão contempladas análises a respeito de pressões extremas, sendo que para a investigação dos riscos de cavitação é necessária a análise probabilística de certos níveis de pressões negativas atuando sobre os degraus da calha do vertedouro.

CAPÍTULO 5

5. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Após avaliar os vários aspectos dos escoamentos deslizantes sobre turbilhões, propõe-se neste capítulo um exercício de aplicação dos resultados obtidos neste trabalho, quando serão utilizadas as novas equações propostas ou mesmo aquelas proposições já consagradas de outros autores.

Supõe-se, então, a situação hipotética de um vertedouro com 25 m de altura e paramento de jusante com declividade de 45° . A estrutura seria constituída por degraus com 60 cm de altura e estaria sujeita a uma vazão específica máxima de $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Deseja-se avaliar o escoamento ao longo da calha vertente.

A Figura 5.1 representa esquematicamente a situação proposta, onde estão indicadas as principais variáveis e dimensões da estrutura.

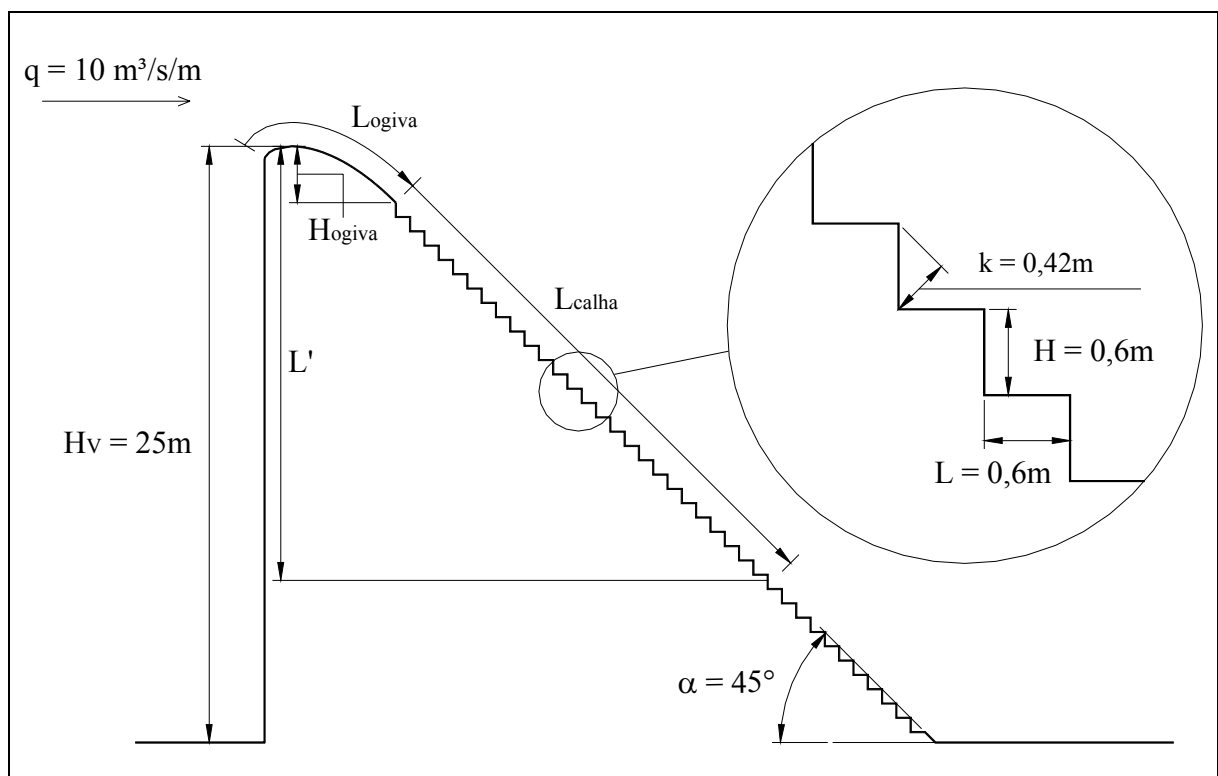


Figura 5.1 – Vertedouro em degraus proposto no exemplo de aplicação.

5.1. Início da Aeração

Quadro 5.1 – Dimensionamento da estrutura hipotética: etapas 1 a 7 referentes ao início da aeração

Etapas	Equação		Resultado	Descrição
1	$k = H \cos\alpha$		$k = 0,42 \text{ m}$	Altura de rugosidade
2	$F^* = q / \sqrt{g \text{sen} \alpha k^3}$	(2.19)	$F^* = 13,7$	Número de Froude definido em termos da altura de rugosidade
3	$\frac{E_A}{k} = 7F^{*0,755}$	(4.2)	$E_A = 21,5 \text{ m}$	Energia total disponível a montante da posição de início de aeração
4	$E_A = L' + 1,5h_c$	(4.1)	$L' = 18,2 \text{ m}$	Diferença de cotas entre a crista do vertedouro e o piso do degrau aerado
5 *	$L_{\text{calha}} = (L' - H_{\text{ogiva}}) / \text{sen}\alpha$	(5.1)	$L_{\text{calha}} = 22,4 \text{ m}$	Comprimento da calha em degraus
6 *	$L_A = L_{\text{ogiva}} + L_{\text{calha}}$	(5.2)	$L_A = 28,8 \text{ m}$	Posição de início de aeração tomada longitudinalmente ao vertedouro
7	$\frac{h_A}{k} = 0,3965F^{*0,5975}$	(4.3)	$h_A = 0,80 \text{ m}$	Altura do escoamento na posição de início de aeração

* Para as etapas 5 e 6 é necessário que se conheça o perfil da soleira do vertedouro tendo em vista que são necessários os valores de comprimento total da ogiva (L_{ogiva}) e da diferença de cotas entre a crista e o início da calha com declividade constante (H_{ogiva}). Assim, para esta situação hipotética foi utilizada a equação do perfil, com dimensões de protótipo, conforme Quadro 3.1.

5.2. Fator de Resistência

No Quadro 5.2 está apresentada a seqüência de cálculos para a determinação dos fatores de resistência das calhas lisas e em degraus. Demonstrou-se nele o cálculo para uma posição $L_p = 38 \text{ m}$, praticamente junto ao pé do barramento.

Quadro 5.2 – Dimensionamento da estrutura hipotética: etapas 8 a 11 referentes ao fator de resistência

Etapas	Equação		Resultado	Descrição
8	$\frac{h_L}{h_c} = \frac{2}{3} \left(\frac{L_p}{h_c} \right)^{-0,344}$	(4.5)	$h_L = 0,54 \text{ m}$	Profundidade do escoamento na posição longitudinal.
9 *	$f_L = \frac{8gh_L^2 \text{sen}\alpha}{q^2} \frac{D_H}{4}$	(2.39)	$f_L = 0,087$	Fator de resistência da calha lisa na posição L_p .
10	$\frac{f_L}{f_k} = 1,09 \exp\left(-0,834 \frac{L_p}{L_A}\right)$	(4.6)	$f_k = 0,24$	Fator de resistência da calha em degraus na posição L_p .
11	$f_k = \frac{8gh_n^2 \text{sen}\alpha}{q^2} \frac{D_H}{4}$	(2.39)	$h_n = 0,76 \text{ m}$	Profundidade normal do escoamento uniforme.

* Na etapa 9, h_L e $D_H/4$ são substituídos por h_L , e na etapa 11 $D_H/4$ é substituído por h_n .

Avaliando outras posições mais a montante ao longo da calha, determinam-se valores de f_k bastante semelhantes, pelo menos enquanto o escoamento apresenta-se aerado. Anteriormente à posição de início da aeração, o fator de resistência da calha em degraus (f_k) passa a aumentar gradativamente, conforme pode ser verificado pelo Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Comportamento do fator de resistência (f_k) ao longo da calha em degraus.

L_p (m)	L_p/L_A	h_L (m)	f_L	f_k
10	0,35	0,85	0,346	0,42
15	0,52	0,74	0,228	0,32
20	0,69	0,67	0,169	0,28
25	0,87	0,62	0,134	0,25
30	1,04	0,59	0,111	0,24
35	1,22	0,56	0,095	0,24
38	1,32	0,54	0,087	0,24

5.3. Dissipação de Energia

Analisando-se a dissipação de energia na calha em degraus com relação à energia total disponível à montante, estima-se, a partir da equação 4.9, que próximo ao pé do vertedouro hipotético proposto, 67% da energia seja dissipada ao longo da calha.

$$\frac{\Delta E}{E_m} = \frac{E_m - E_p}{E_m} \quad (5.1)$$

onde $E_p = z + h \cos \alpha + \alpha_1 V^2/2g$ (equação 5.2) e $E_m = Y + 1,5h_c$ (equação 5.8), sendo que a profundidade h é igual a 0,76 m, conforme determinado na etapa 11 do quadro 5.2, e V é a velocidade média do escoamento na mesma seção, determinada a partir da profundidade h .

Avaliando agora a dissipação a partir da equação 2.55 proposta por Chanson (1993), através da utilização do fator de resistência (f_k) igual a 0,24, obtém-se que a dissipação de energia ao longo da calha em degraus seria em torno de 66 %.

Propondo, agora, o dimensionamento de duas bacias de dissipação: uma no pé do vertedouro em degraus e outra no pé de um vertedouro com calha lisa. Isso será feito buscando uma melhor ilustração da energia dissipada e a conseqüente redução no comprimento da bacia de dissipação e elevação da cota de fundo da mesma.

O dimensionamento da bacia de dissipação para um vertedouro de calha lisa está apresentado no Quadro 5.4. Para esse procedimento é necessário que seja fixada a cota da soleira do vertedouro ($C_{SV} = 30$ m) e a cota do nível d'água a jusante da bacia de dissipação ($C_{Nj} = 9$ m).

Salienta-se, aqui, que o procedimento de cálculos adotado é bastante simplificado, uma vez que o objetivo fundamental deste item é apenas fazer um comparativo entre as estruturas com calhas lisa e em degraus, buscando avaliar as vantagens da utilização de calhas escalonadas.

A determinação da cota de fundo da bacia foi efetuada a partir de um processo iterativo variando-se a diferença de cotas entre a soleira vertente e a bacia de dissipação ($Y = C_{SV} - CF$). Em vista disso, no Quadro 5.4 estão apresentados apenas os valores finais do procedimento de cálculos.

Quadro 5.4 – Dimensionamento da bacia de dissipação tipo ressalto hidráulico para o vertedouro hipotético de calha lisa.

Etapas	Equação		Resultado	Descrição
12	$E_m = Y + 1,5h_c$	(4.8)	$E_m = 33,2$ m	Energia total disponível a montante do vertedouro.
13	$V = \sqrt{2gE_m}$	(5.3)	$V = 24,7$ m/s	Velocidade média no pé do vertedouro de calha lisa.
14	$V = q/h$	(5.4)	$h = 0,40$ m $h \approx h_1$	Profundidade do escoamento no pé do vertedouro de calha lisa.
15	$Fr = V/\sqrt{gh}$	(5.5)	$Fr = 12,4$	Número de Froude no pé do vertedouro de calha lisa.
16	$h_2 = \frac{h_1}{2}(\sqrt{1+8Fr^2} - 1)$	(5.6)	$h_2 = 6,9$ m	Profundidade conjugada lenta do ressalto hidráulico (h_2).
17	$L_j = 6,9(h_2 - h_1)$	(5.7)	$L_j = 44,8$ m	Comprimento do ressalto hidráulico na bacia de dissipação (Elevatorski 1959).
18	$CF = C_{Nj} - h_2$	(5.8)	$CF = 2,10$ m	Cota de fundo da bacia de dissipação.

Para o vertedouro em degraus proposto neste capítulo, utilizou-se como profundidade do escoamento no pé da estrutura a profundidade normal (h_n) determinada no Quadro 5.2, considerando-a aproximadamente igual a profundidade conjugada rápida do ressalto hidráulico (h_1). Assim, fazendo $h_n = 0,76$ m, apresenta-se o dimensionamento da bacia de dissipação no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Dimensionamento da bacia de dissipação para o vertedouro hipotético, provido de degraus com 0,6 m de altura.

Etapas	Equação	Resultado	Descrição
19	$V = q/h$ (5.4)	$V = 13,2 \text{ m/s}$	Velocidade no pé do vertedouro em degraus.
20	$Fr = V/\sqrt{gh}$ (5.5)	$Fr = 4,8$	Número de Froude no pé do vertedouro em degraus.
21	$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1+8Fr^2} - 1)$ (5.6)	$h_2 = 4,8 \text{ m}$	Profundidade conjugada lenta do ressalto hidráulico.
22	$L_j = 6,9(h_2 - h_1)$ (5.7)	$L_j = 28,0 \text{ m}$	Comprimento do ressalto hidráulico na bacia de dissipação (Elevatorski 1959)..
23	$CF = C_{Nj} - h_2$ (5.8)	$CF = 4,2 \text{ m}$	Cota de fundo da bacia de dissipação.

Percebe-se a partir dos Quadro 5.4 e 5.5 que o comprimento da bacia de dissipação para a situação proposta poderia ser reduzida em 37 %, com a inclusão de degraus com 0,6 m de altura na calha do vertedouro. Observa-se, também, que esta inclusão de degraus proporciona a elevação da cota de fundo em 2,1 m. A figura 5.2 faz um comparativo entre as situações de projeto com calha lisa (Figura 5.2a) e calha com degraus (Figura 5.2b).

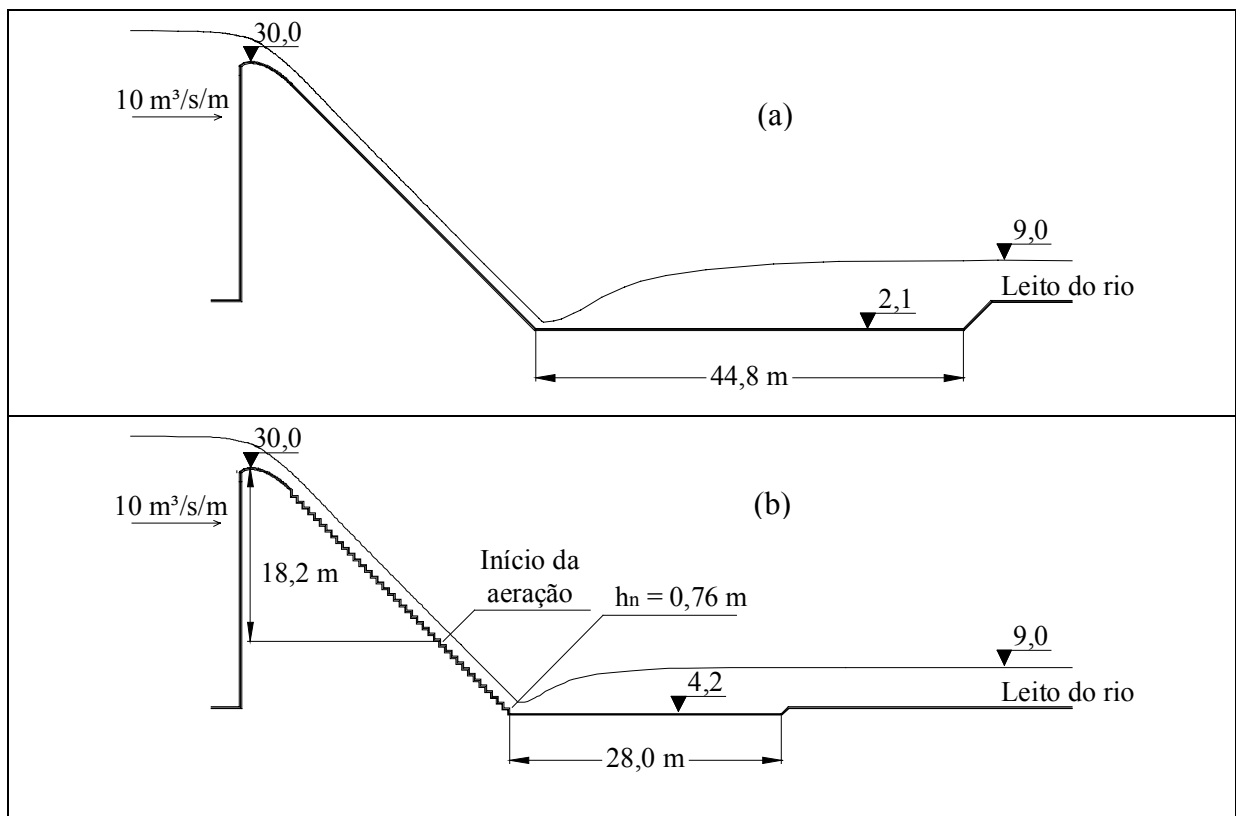


Figura 5.2 – Comparação da bacia de dissipação para as duas calhas: (a) lisa e (b) degraus.

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSÕES

Os itens constantes neste capítulo referem-se às conclusões que foram obtidas a partir da avaliação do escoamento deslizante sobre turbilhões em vertedouros em degrau com declividade de 45° (1V:1H), a partir de modelos físicos bidimensionais.

A aplicação dos resultados desta pesquisa fica restrita a vertedouros com alturas de até 25 m providos de degraus com altura máxima de 90 cm, desde que utilizada a escala máxima de transposição sugerida igual a 1:10.

Salienta-se aqui a escassa bibliografia a respeito dessa geometria específica, o que impede, até certo modo, que critérios com maiores faixas de abrangência sejam definidos.

6.1. Início da aeração do escoamento

Determinaram-se duas posições distintas de acordo com as características do fluxo:

- A primeira, mais a montante, chamada de posição de início de aeração intermitente (segundo denominação de Povh (2000)), trata-se de um valor médio buscando o degrau onde puderam ser visualizadas as primeiras bolhas de ar.
- A segunda, mais a jusante, chamada de posição de início de aeração firme, trata-se igualmente de um valor médio referente ao degrau onde se verificava a aeração plena do fluxo ao longo de toda a seção.

Pelas investigações experimentais verificou-se que para calhas com degraus de maior altura, as posições de início de aeração, tanto intermitente, quanto firme, deslocam-se mais a montante para vazões idênticas.

Propôs-se a equação 4.1 para determinar a posição média de início de aeração do escoamento, considerando as posições de início de aeração firme deste estudo, bem como dados obtidos na bibliografia sobre estudos experimentais com calhas de declividades entre 51,3° e 53,1°. Sua aplicação fica restrita a calhas com declividades entre 45° e 53,1°.

$$\frac{E_A}{k} = 7,0F^{*0,755} \quad (4.1)$$

onde E_A é a energia total disponível a montante da posição de início de aeração, dada pela equação $E_A = L' + 1,5h_c$ sendo h_c é a profundidade crítica do escoamento e L' é a diferença de cotas entre a crista do vertedouro e o piso do degrau em que se verificou o início da aeração.

A profundidade do escoamento neste ponto (h_A) pode ser estimada a partir da equação 4.3 proposta por Sanagiotto (2003). Este estudo propõe a ampliação da sua faixa de validade, englobando calhas com declividades entre 45° e $53,1^\circ$.

$$\frac{h_A}{k} = 0,3965F^{*0,5975} \quad (4.3)$$

6.2. Fator de Resistência

Comparando-se os fatores de resistência deste estudo (determinados para as condições em que o escoamento se torna uniforme ao longo da calha em degraus) com as proposições de diversos autores, não se detectou nenhuma relação que satisfizesse o comportamento verificado pelos ensaios.

Seguindo, então, a metodologia proposta por Sanagiotto (2003), previu-se a determinação do fator de resistência da calha em degraus (f_k) para posições onde o escoamento não se apresentava plenamente aerado, a partir do fator de resistência de uma calha lisa (f_L) convencional. A equação 4.6 foi proposta, de acordo com as restrições adotadas, sendo válida apenas para calhas com 45° de declividade.

$$\frac{f_L}{f_k} = 1,09 \exp\left(-0,834 \frac{L_p}{L_A}\right) \quad (4.6)$$

- Para $L_p / L_A < 0,8$, onde o fluxo encontra-se não aerado, a equação 4.6 é válida.
- Para $0,8 < L_p / L_A < 1,2$, onde o fluxo encontra-se na região de transição entre escoamento não aerado e aerado (intermitência de ar), a equação é válida com restrições.
- Para $1,2 < L_p / L_A < 2,5$, a equação é válida.
- Para $L_p / L_A > 2,5$, recomenda-se não utilizar a equação.

Para a utilização da equação 4.6 é necessário o estabelecimento dos níveis ao longo da calha lisa para que seja possível estimar o fator de resistência (f_L). Para tanto foi determinada a equação 4.5 que relaciona uma posição qualquer ao longo da calha com a profundidade do escoamento neste ponto. A sua validade se restringe às condições impostas a seguir:

$$\frac{h_L}{h_c} = \frac{2}{3} \left(\frac{L_p}{h_c} \right)^{-0,344} \quad (4.5)$$

- Para $L_p / h_c < 30$, a equação é válida.
- Para $30 < L_p / h_c < 45$, a equação é válida com restrições.
- Para $L_p / h_c > 45$, recomenda-se não utilizar a equação.

6.3. Avaliação da dissipação de energia

As duas formas de análises efetuadas acerca da dissipação de energia ao longo da calha em degraus levaram a algumas constatações:

- Para fluxos aerados, a dissipação de energia é maior, tanto em relação à energia total disponível a montante, como em relação à energia dissipada por uma calha lisa, avaliada no mesmo ponto.
- Para estruturas de maior altura a energia dissipada pela calha em degraus tende a crescer até valores máximos próximos a 90 % na comparação com a energia total disponível a montante do verteduro ($Y / h_c < 45$).
- Degraus de maior altura proporcionam maiores taxas de dissipação de energia.

Propõe-se então, que as estruturas hidráulicas sejam projetadas para vazões tais que seja atingida a aeração do escoamento ao longo da calha.

6.4. Pressões médias

O estudo das pressões médias nos degraus permitiu a confirmação do seu comportamento, de acordo com a bibliografia.

As pressões médias máximas foram verificadas junto ao canto externo do piso de degrau, ou seja, imediatamente anterior ao vértice mais a jusante do piso dos degraus. Já as

pressões médias mínimas foram verificadas junto ao vértice externo do espelho do degrau, ou seja, imediatamente abaixo do vértice superior do degrau.

6.5. Turbilhões junto à rugosidade proporcionada pelos degraus.

Fez-se uma avaliação qualitativa prévia do comportamento do fluido de recirculação presente na rugosidade formada pelos degraus. A movimentação dos turbilhões pelas faces dos degraus mostrou-se periódica, transferindo essa periodicidade para os quadros de piezômetros de onde se estimaram valores de pressões médias.

Evidentemente que os piezômetros não são indicados para a identificação de periodicidades, mas a partir das flutuações verificadas durante as medições de pressão média, frente à movimentação dos turbilhões, pode-se admitir que as pressões nas faces dos degraus são influenciadas pelo comportamento dos turbilhões nos degraus.

RECOMENDAÇÕES

Neste estudo foram apresentadas as características gerais dos escoamentos sobre vertedouros em degraus, propondo uma análise mais aprofundada sobre o comportamento do fluxo em calhas com declividade de 45°.

Contudo, permanecem algumas indagações a respeito do funcionamento hidráulico dos vertedouros em degraus, cabendo ao meio técnico e científico a continuidade e o aprimoramento das investigações acerca do tema.

Sugere-se, então, algumas propostas futuras a serem estudadas tendo em vista as dificuldades encontradas a partir deste trabalho, e também, a partir dos novos questionamentos que se fizeram presente ao longo do seu desenvolvimento. Assim, julga-se importante:

- Propor modelos físicos de maior porte, tanto em altura, quanto em largura da calha vertente;
- Avaliar degraus com alturas maiores do que as propostas neste estudo, tendo em vista o avanço da tecnologia do CCR, que permite a execução de camadas cada vez maiores;
- Ater-se mais à avaliação das pressões extremas, bem como da flutuação de pressão nos degraus, como forma de estabelecer critérios de risco de ocorrência de cavitação;
- Observar com mais detalhes o comportamento do fluido na rugosidade formada pelos degraus buscando, a partir disso, definições mais concretas acerca do fator de resistência;
- Analisar mais detalhadamente os perfis de velocidade ao longo da calha.

Apesar das sugestões apresentadas, salienta-se a importância que dados de protótipos venham a ser incorporados aos estudos, especialmente como forma de validar as investigações em modelos físicos, agregando valor e confiabilidade maior às proposições existentes.

ANEXOS

Anexo 1 – Profundidades do escoamento, medidas com ponta linimétrica, na calha lisa e na calha com degraus de 3 cm de altura. Vazões em (m³/s/m).

Calha Lisa		Coordenadas (m)		Profundidades (mm)					
Seção	x	y	0,051	0,101	0,200	0,325	0,450	0,575	0,701
S1	0,337	0,146	25,2	44,2	78,8	117,3	153,0	184,7	218,0
S2	0,438	0,237	21,9	38,0	69,2	106,0	138,9	171,7	204,5
S3	0,618	0,417	17,3	31,3	57,5	87,0	116,2	146,5	175,5
S3-4	0,798	0,597	14,8	28,3	51,1	78,8	104,1	130,9	157,8
S4	0,978	0,777	14,0	25,9	48,6	73,4	96,8	120,6	145,1
S4-5	1,158	0,957	13,3	23,3	47,0	72,2	94,8	115,3	136,6
S5	1,338	1,137	15,7	24,7	45,9	72,2	95,7	113,9	131,9
S5-6	1,518	1,317	15,0	23,9	44,4	68,9	91,2	108,6	130,4
S6	1,698	1,497	14,7	23,1	41,4	65,0	90,2	106,7	123,9
S6-7	1,878	1,677	9,8	22,3	37,5	60,8	83,6	103,6	118,7
S7	2,058	1,857	0,0	24,5	33,1	55,7	82,5	98,9	114,5

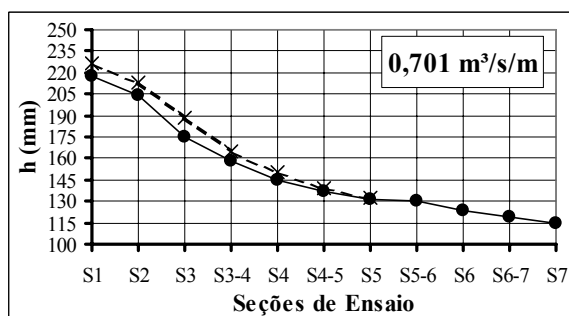
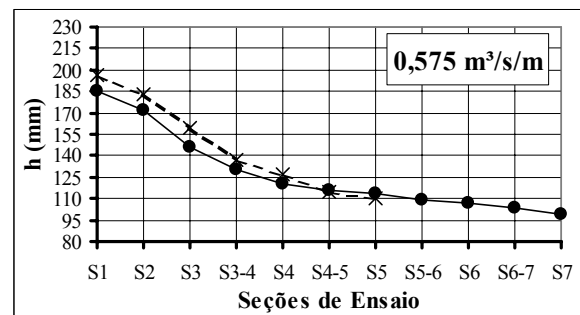
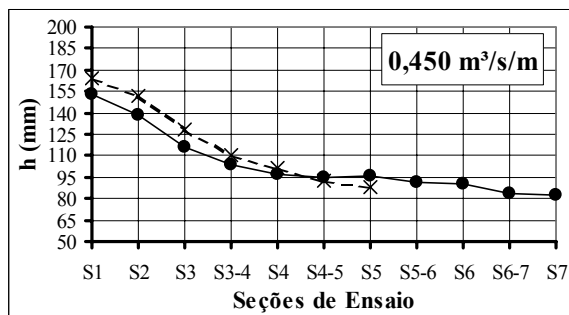
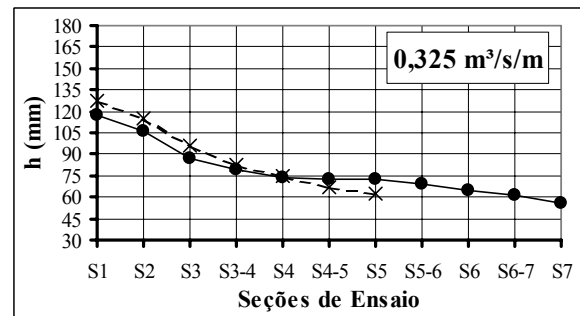
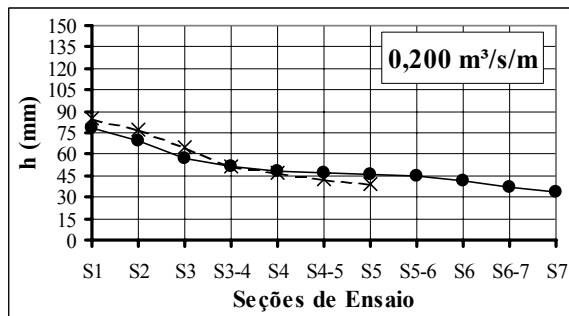
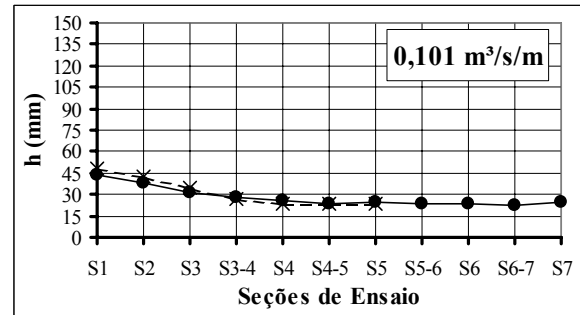
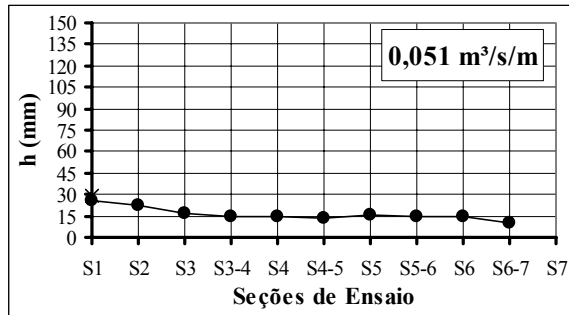
Calha H = 3 cm		Coordenadas (m)		Profundidades (mm)									
Seção	Degrau	x	y	0,026	0,050	0,101	0,151	0,201	0,254	0,324	0,450	0,576	0,699
S1	ogiva	0,337	0,146	18,1	24,2	42,7	59,5	75,6	92,5	113,5	150,2	183,3	213,5
S2	1	0,438	0,237	11,5	21,1	37,6	53,9	68,4	83,2	103,5	137,8	170,2	202,0
S3	7	0,618	0,417	19,8	22,2	36,6	49,7	62,7	75,7	93,4	122,7	150,7	182,8
S3-4	13	0,798	0,597	13,6	20,8	34,0	45,9	58,2	68,3	85,7	110,2	136,9	164,1
S4	19	0,978	0,777	13,4	20,8	42,9	45,6	57,4	66,6	81,3	105,3	128,5	152,1
S4-5	25	1,158	0,957	17,1	26,1	41,8	45,7	57,5	66,0	79,6	102,7	123,6	144,4
S5	31	1,338	1,137	12,3	21,1	36,3	41,6	49,2	58,2	71,4	95,4	116,5	134,2
S5-6	37	1,518	1,317	16,7	25,5	40,8	47,5	52,3	61,6	74,1	93,7	115,1	133,4
S6	43	1,698	1,497	12,5	24,3	40,8	47,2	50,6	58,8	70,1	89,9	108,8	127,8
S6-7	49	1,878	1,677	12,9	29,2	42,8	47,9	56,9	63,5	72,6	85,3	107,9	128,6
S7	55	2,058	1,857	9,7	24,1	40,2	50,1	58,7	63,9	73,0	83,2	102,2	122,1

Anexo 2 – Profundidades do escoamento, medidas com ponta linimétrica, nas calhas com degraus de 6 cm e 9 cm de altura. Vazões em (m³/s/m).

Calha H = 6 cm		Coordenadas (m)		Profundidades (mm)								
Seção	Degrau	x	y	0,051	0,101	0,151	0,201	0,252	0,325	0,450	0,575	0,700
S1	ogiva	0,337	0,146	24,3	43,1	60,9	78,6	94,4	117,4	153,4	186,3	216,3
S2	1	0,438	0,237	21,2	38,3	55,2	70,8	85,8	108,5	143,8	176,4	208,7
S3	4	0,618	0,417	24,3	37,2	49,9	63,5	75,3	94,5	124,1	156,0	187,0
S3-4	7	0,798	0,597	24,9	34,7	46,9	60,5	71,4	86,1	113,6	140,2	169,2
S4	10	0,978	0,777	24,0	39,6	44,5	59,9	68,3	82,7	108,6	131,3	157,0
S4-5	13	1,158	0,957	23,7	45,0	44,7	62,2	66,3	82,2	104,7	126,5	147,5
S5	16	1,338	1,137	23,2	41,7	49,0	63,5	68,0	80,3	104,3	123,1	140,2
S5-6	19	1,518	1,317	36,5	41,6	56,5	55,9	65,6	77,8	99,1	121,3	137,8
S6	22	1,698	1,497	33,1	38,0	57,2	47,2	64,5	76,7	95,0	119,9	133,3
S6-7	25	1,878	1,677	22,3	37,5	49,4	47,7	64,1	72,8	91,3	117,4	127,5
S7	28	2,058	1,857	18,5	35,1	47,8	40,6	69,8	70,1	90,5	110,8	125,5

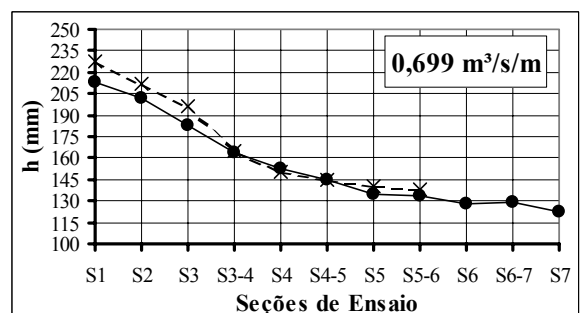
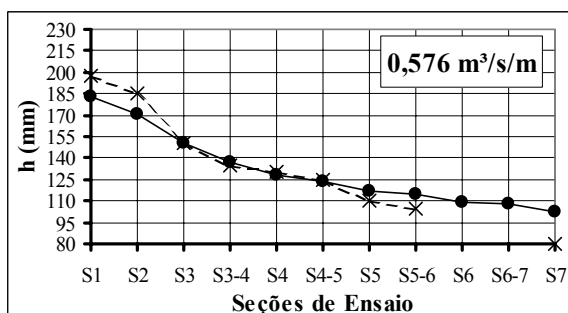
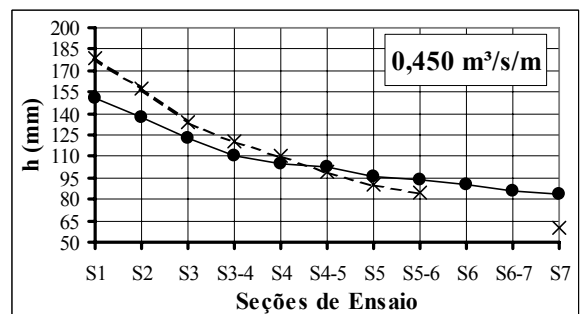
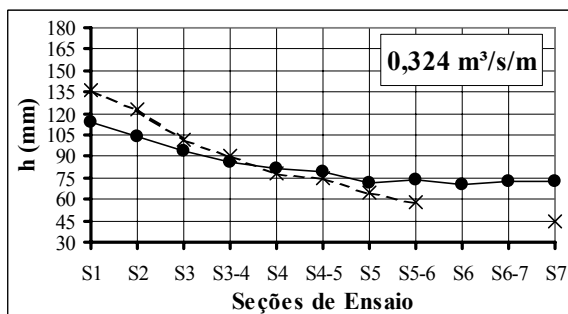
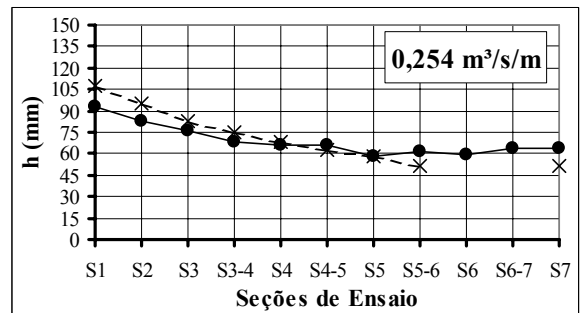
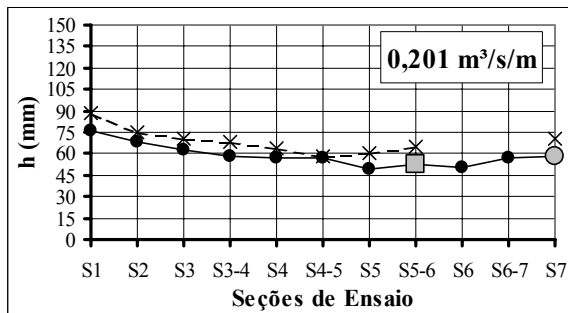
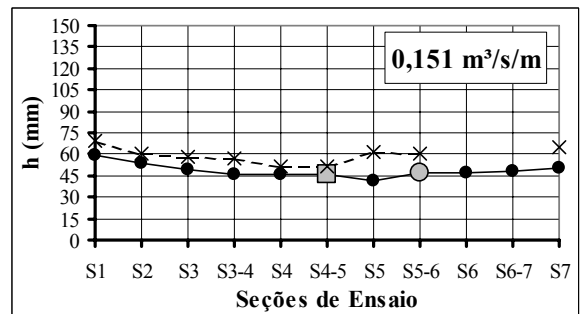
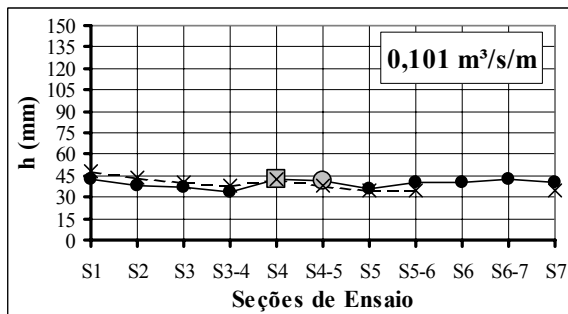
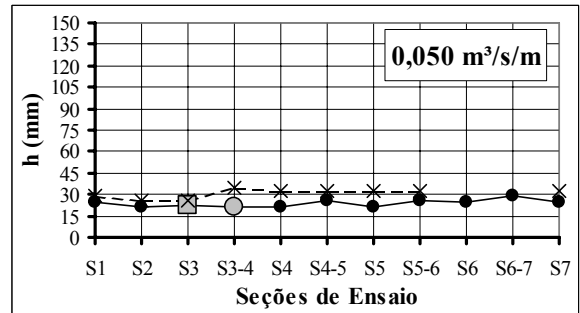
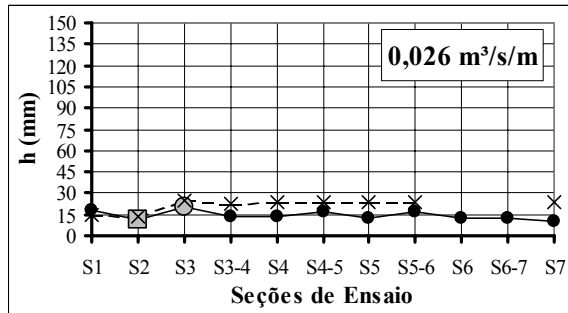
Calha H = 9cm		Coordenadas (m)		Profundidades (mm)							
Seção	Degrau	x	y	0,099	0,151	0,200	0,251	0,325	0,451	0,576	0,702
S1	ogiva	0,337	0,146	43,5	60,8	76,9	91,8	113,6	150,4	182,5	213,7
S2	1	0,438	0,237	35,6	52,1	65,9	80,5	101,0	136,6	170,7	202,7
S3	3	0,618	0,417	34,7	48,3	61,4	74,2	92,2	120,8	154,0	184,3
S3-4	5	0,798	0,597	37,7	50,1	61,7	71,2	88,9	112,0	140,4	169,3
S4	7	0,978	0,777	40,1	53,9	59,1	71,1	87,1	108,9	134,8	158,7
S4-5	9	1,158	0,957	42,4	54,0	58,5	67,6	84,7	106,6	127,1	149,8
S5	11	1,338	1,137	40,8	61,0	60,4	79,6	84,7	110,3	128,0	146,0
S5-6	13	1,518	1,317	37,7	56,3	59,8	63,1	79,3	100,6	121,9	140,0
S6	15	1,698	1,497	36,2	48,6	63,1	67,1	72,3	100,1	117,0	134,7
S6-7	17	1,878	1,677	27,1	58,4	59,3	56,4	68,7	96,5	114,2	133,0
S7	19	2,058	1,857	41,1	49,1	56,8	67,6	66,9	96,7	109,4	132,8

Anexo 3 – Comparação entre as profundidades do escoamento medidas a partir de ponta linimétrica (à meia largura do canal) e de régua milimetrada (nas laterais transparentes do vertedouro) para a calha lisa.

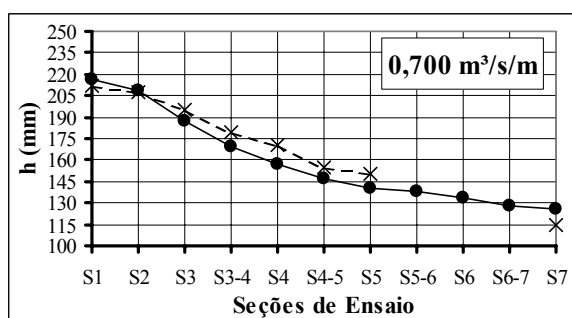
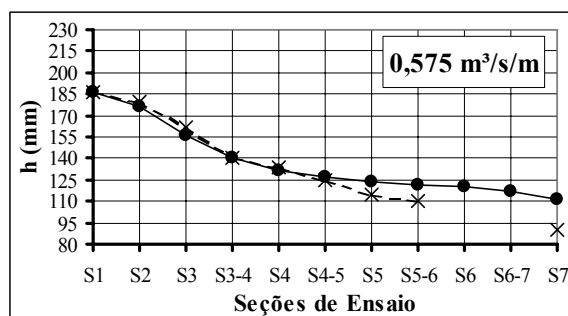
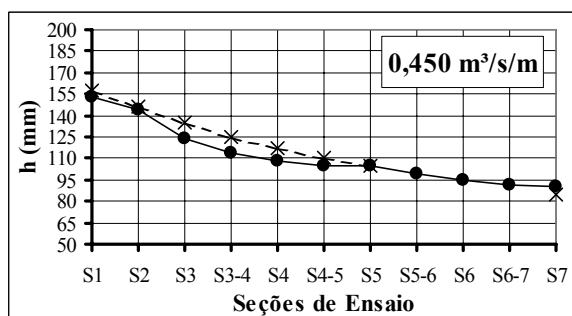
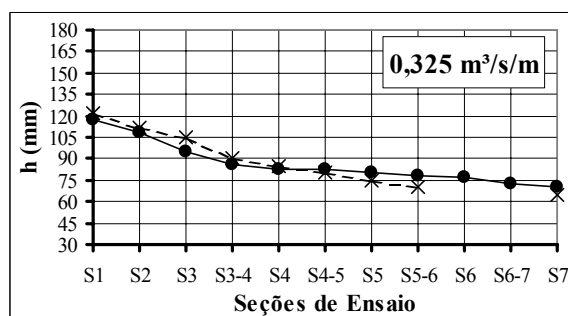
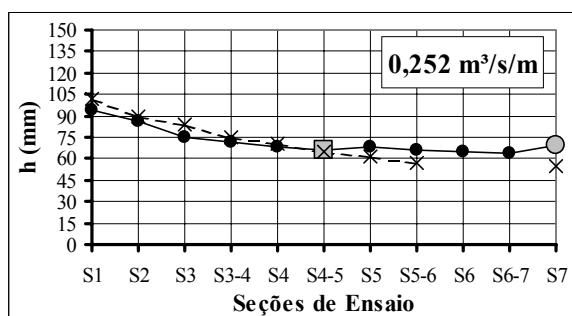
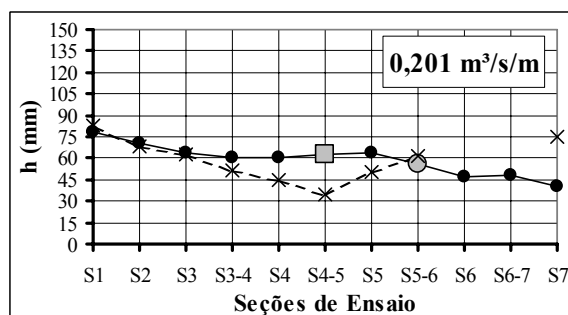
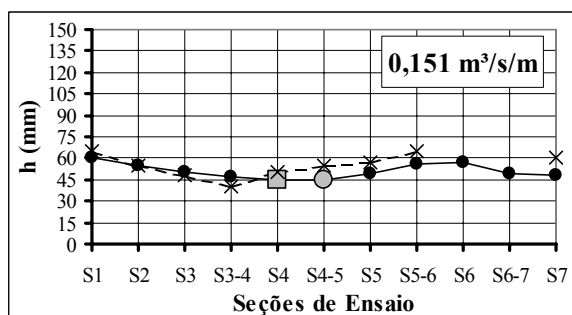
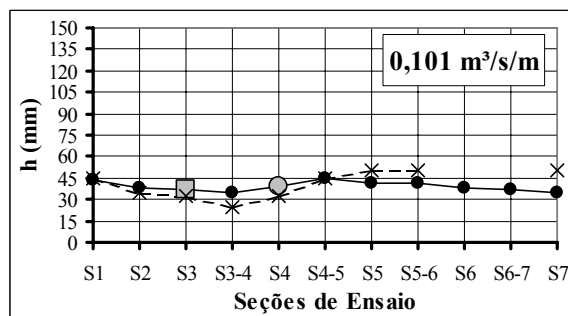
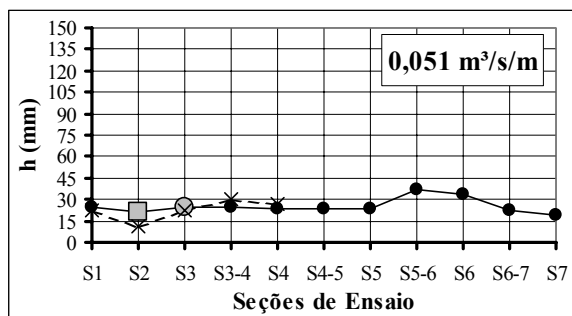


- Ponta Linimétrica (meia largura da calha)
- ×--- Régua Milimetrada (laterais do vertedouro)
- Início da Aeração Firme
- Início da Aeração Intermitente

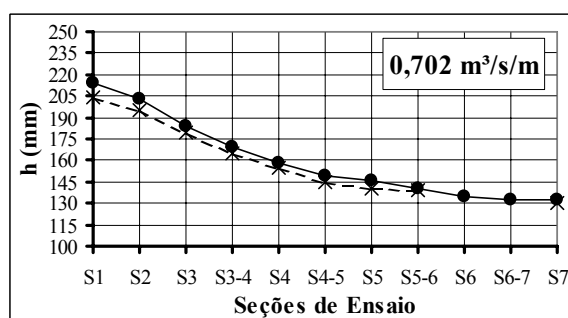
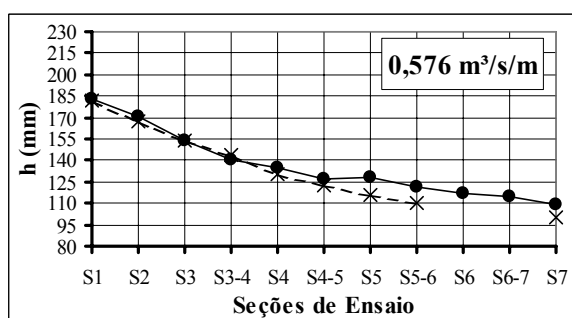
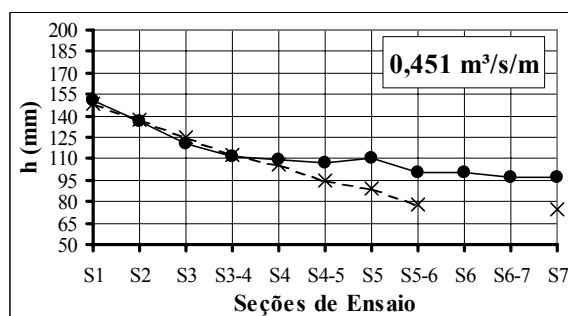
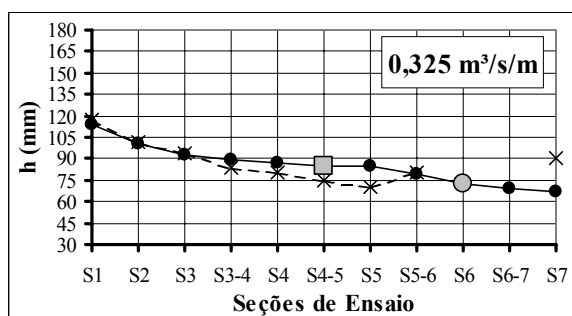
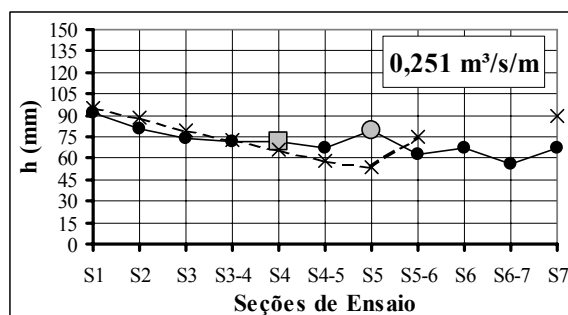
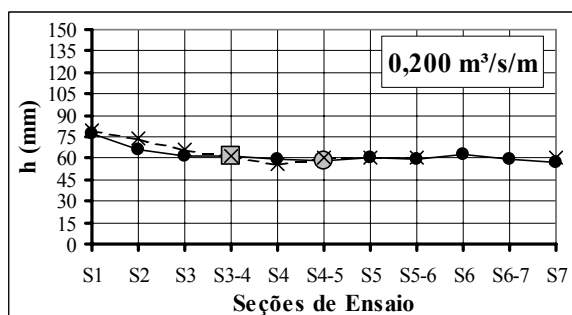
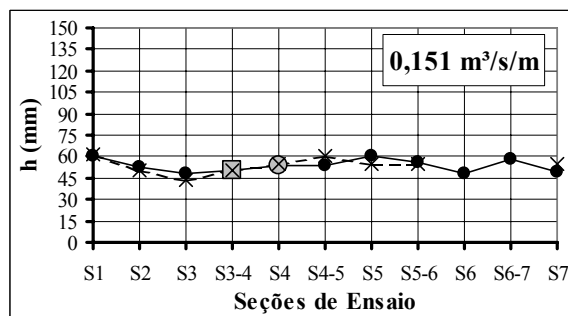
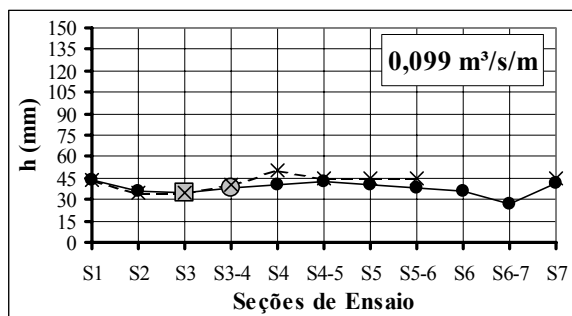
Anexo 4 – Comparação entre as profundidades do escoamento medidas a partir de ponta limimétrica (à meia largura do canal) e de régua milimetrada (nas laterais transparentes do vertedouro) para a calha com degraus de 3 cm de altura. A legenda é a mesma apresentada no Anexo 3.



Anexo 5 – Comparação entre as profundidades do escoamento medidas a partir de ponta linimétrica (à meia largura do canal) e de régua milimetrada (nas laterais transparentes do vertedouro) para a calha com degraus de 6 cm de altura. A legenda é a mesma apresentada no Anexo 3.



Anexo 6 – Comparação entre as profundidades do escoamento medidas a partir de ponta limimétrica (à meia largura do canal) e de régua milimetrada (nas laterais transparentes do vertedouro) para a calha com degraus de 9 cm de altura. A legenda é a mesma apresentada no Anexo 3.



Anexo 7 – Velocidades médias em diferentes profundidades e posições Y/Hd ao longo da calha lisa.

Calha Lisa	0,200 m ³ /s/m		0,325 m ³ /s/m		0,450 m ³ /s/m		0,575 m ³ /s/m		0,701 m ³ /s/m	
	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)
Y/Hd = 0,59	0,5	3,10	0,5	3,29	0,5	3,42	0,5	3,48	0,5	3,57
			4,5	3,33	3,0	3,45	3,0	3,57	3,6	3,67
					8,5	3,44	6,0	3,53	6,5	3,61
							11,0	3,48	10,0	3,59
									14,5	3,61
Y/Hd = 1,04	0,5	3,68	0,5	3,61	0,5	3,66	0,5	3,72	0,5	3,84
			2,0	3,86	3,5	3,97	3,0	4,01	3,0	4,10
			4,6	3,93	7,0	4,03	6,5	4,03	6,5	4,11
							10,0	4,10	10,5	4,14
									13,1	4,20
Y/Hd = 1,94	0,5	4,32	0,5	4,29	0,5	4,32	0,5	4,53	0,5	4,49
			2,6	4,79	3,0	4,84	3,5	4,86	4,0	4,94
					5,2	4,92	7,5	4,97	8,4	5,02
									11,2	5,12
Y/Hd = 2,84	0,5	4,80	0,5	4,72	0,5	4,86	0,5	4,99	0,5	5,15
					3,0	5,62	3,0	5,58	3,0	5,62
							5,5	5,66	5,4	5,66
									8,6	5,76
Y/Hd = 3,74	0,5	5,43	0,5	5,45	0,5	5,40	0,5	5,69	0,5	5,22
							3,5	6,34	4,7	6,30

Anexo 8 – Velocidades médias em diferentes profundidades e posições Y/Hd ao longo da calha com degrau de 3 cm de altura.

H = 3 m	0,151 m ³ /s/m		0,201 m ³ /s/m		0,254 m ³ /s/m		0,324 m ³ /s/m		0,450 m ³ /s/m		0,576 m ³ /s/m		0,699 m ³ /s/m	
	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)
Y/Hd = 0,59	0,5	3,07	0,5	3,16	0,5	3,22	0,5	3,28	0,5	3,36	0,5	3,48	0,5	3,49
	1,3	3,01	1,5	3,10	1,4	3,16	1,5	3,25	2,6	3,39	2,9	3,53	3,0	3,64
	2,6	3,05	2,6	3,12	2,5	3,17	3,5	3,26	5,0	3,38	4,8	3,53	5,5	3,64
			3,7	3,14	5,0	3,22	4,7	3,27	7,7	3,39	7,3	3,51	9,6	3,59
							6,6	3,30	10,1	3,42	9,5	3,51	13,5	3,58
											13,0	3,53	15,6	3,61
Y/Hd = 1,04	0,5	2,67	0,5	2,94	0,5	3,02	0,6	3,15	0,5	3,03	0,5	2,88	0,5	2,82
	2,2	3,65	1,6	3,68	1,4	3,67	2,1	3,78	3,0	3,88	3,1	3,98	2,9	4,06
			3,1	3,74	2,4	3,75	4,1	3,80	5,2	3,89	5,2	3,98	5,3	4,06
					4,0	3,79	5,7	3,85	7,8	3,95	8,4	3,99	9,1	4,06
											12,3	4,11	13,4	4,12
Y/Hd = 1,94	0,5	2,95	0,5	3,04	0,5	3,01	0,6	3,16	0,5	2,97	0,5	2,95	0,5	2,81
	1,8	4,06	1,4	3,86	1,3	3,87	2,1	4,29	2,7	4,63	2,8	4,63	2,4	4,51
			2,5	4,49	3,1	4,69	4,1	4,76	4,4	4,81	5,2	4,85	4,9	4,89
									6,2	4,86	8,6	4,94	4,7	4,94
													10,7	5,00
Y/Hd = 2,84	*		0,5	3,15	0,5	3,10	0,6	3,32	0,5	3,02	0,5	2,91	0,5	3,15
			1,5	4,54	1,2	3,82	2,1	4,43	2,3	4,57	3,5	5,23	2,5	4,68
					2,6	4,85	3,6	5,23	3,9	5,36	6,0	5,63	4,4	5,56
									6,5	5,67	7,9	5,69	7,2	5,69
													10,3	5,79
Y/Hd = 3,74	*		*		0,5	3,56	0,5	3,73	0,5	3,70	0,5	3,79	0,5	3,75
									3,6	5,70	2,4	5,11	2,5	5,13
											5,5	6,25	4,7	6,18
													6,8	6,38

* Não foram executadas medições de velocidades médias tendo em vista a presença de ar no escoamento.

Anexo 9 – Velocidades médias em diferentes profundidades e posições Y/Hd ao longo da calha com degrau de 6 cm de altura.

H = 6 cm	0,252 m³/s/m		0,325 m³/s/m		0,450 m³/s/m		0,575 m³/s/m		0,700 m³/s/m	
	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)
Y/Hd = 0,59	0,5	3,05	0,5	3,11	0,5	3,25	0,5	3,44	0,5	3,53
	2,4	3,02	2,3	3,06	2,5	3,24	2,5	3,47	2,7	3,59
	4,0	3,04	4,4	3,09	4,8	3,24	4,5	3,47	4,7	3,59
	5,8	3,09	7,2	3,17	7,5	3,25	7,5	3,47	7,6	3,59
					10,9	3,32	10,5	3,48	10,6	3,58
							13,3	3,51	13,7	3,58
								16,2	3,62	
Y/Hd = 1,04	0,5	2,99	0,5	2,40	0,5	2,79	0,5	2,90	0,5	3,08
	2,5	3,72	2,6	3,77	2,5	3,86	2,8	4,04	2,7	4,11
	4,6	3,74	4,6	3,75	4,5	3,82	5,7	3,98	4,7	4,07
			6,9	3,84	7,0	3,84	7,9	3,99	7,7	4,05
					9,3	3,91	11,0	4,03	10,5	4,06
								14,8	4,15	
Y/Hd = 1,94	0,5	2,43	0,5	2,52	0,5	2,36	0,5	2,69	0,5	2,86
	2,4	3,81	2,6	4,00	2,5	4,00	2,5	4,24	2,3	4,14
	4,0	4,54	5,6	4,80	4,5	4,71	4,5	4,81	4,5	4,87
					7,5	4,87	7,1	4,89	7,2	4,91
							9,4	4,96	9,6	4,93
								13,1	5,09	
Y/Hd = 2,84		*	0,5	2,83	0,5	2,82	0,5	2,76	0,5	3,23
		*	2,2	4,12	2,6	4,35	2,5	4,29	2,6	4,59
		*	4,3	5,20	4,4	5,22	4,4	5,21	4,3	5,34
		*			6,8	5,63	6,5	5,53	6,5	5,63
		*					8,5	5,64	8,9	5,69
								11,4	5,82	
Y/Hd = 3,74		*	0,5	2,89	0,5	3,16	0,5	3,30	0,5	3,24
		*	3,7	5,21	2,4	4,62	2,3	4,61	2,4	4,65
		*			4,1	5,50	4,3	5,73	4,1	5,51
		*					6,5	6,2	6,1	6,16

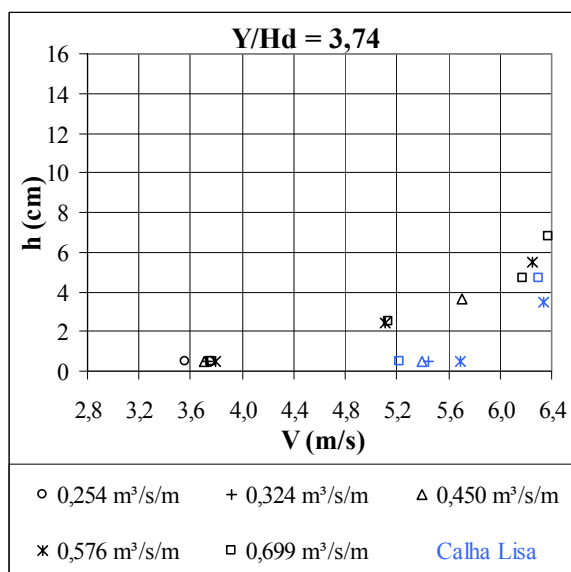
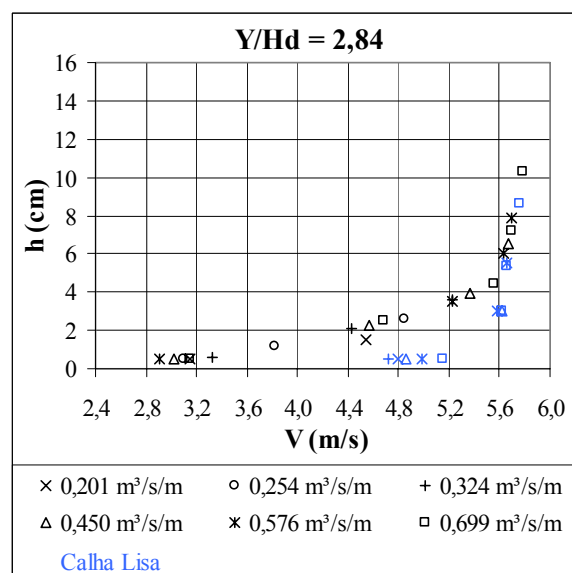
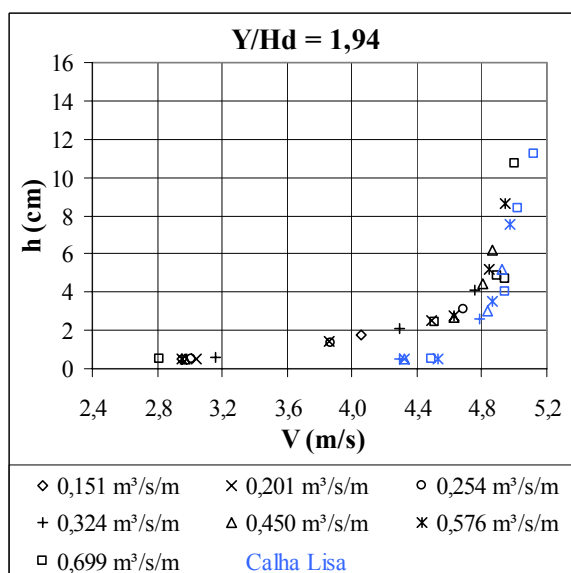
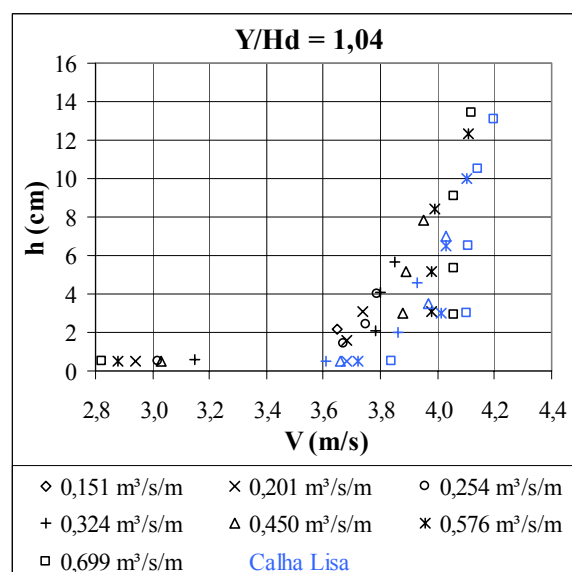
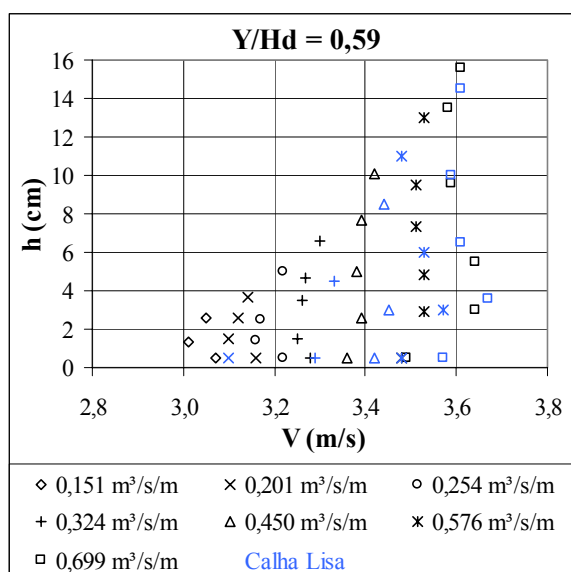
* Não foram executadas medições de velocidades médias tendo em vista a presença de ar no escoamento.

Anexo 10 – Velocidades médias em diferentes profundidades e posições Y/Hd ao longo da calha com degrau de 9 cm de altura.

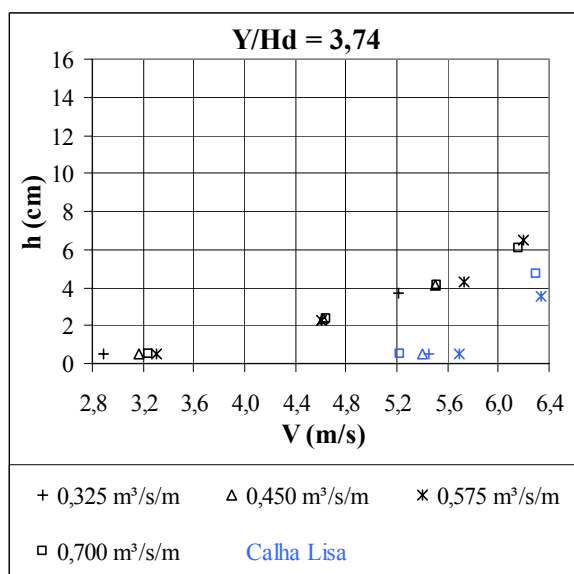
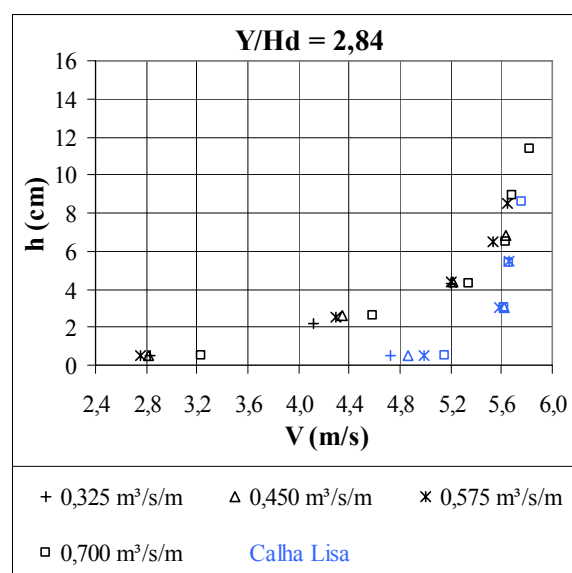
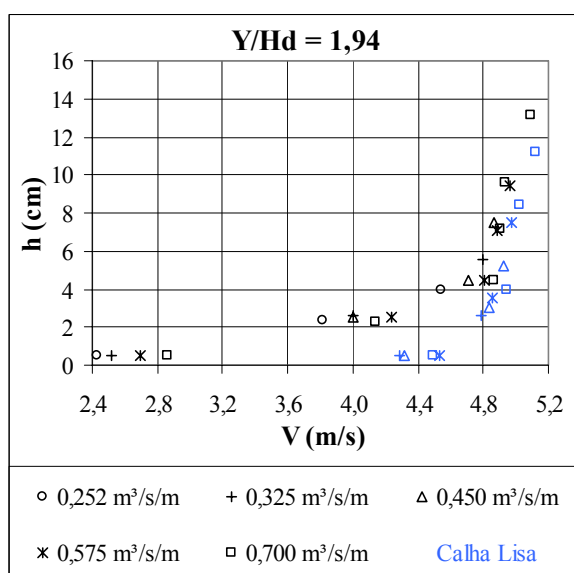
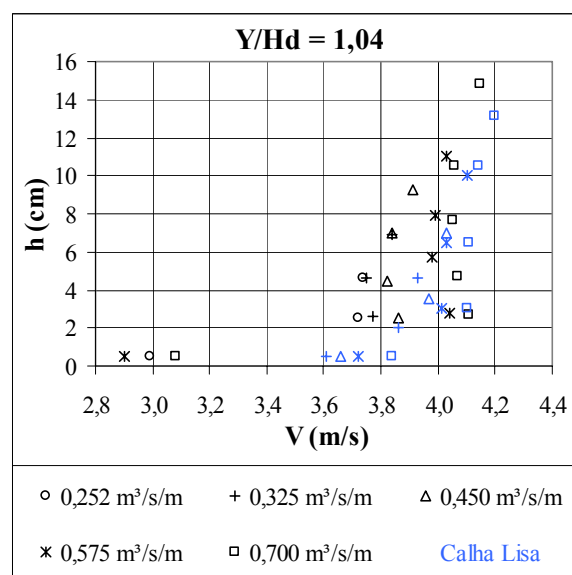
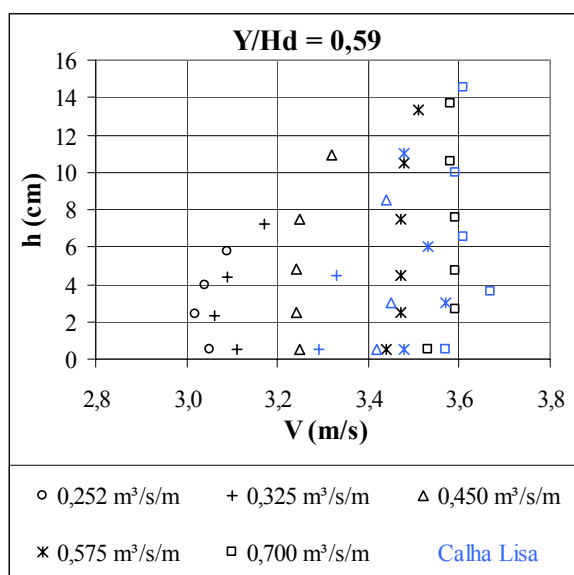
H = 9 cm	0,251 m³/s/m		0,325 m³/s/m		0,451 m³/s/m		0,576 m³/s/m		0,702 m³/s/m	
	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)	h (cm)	V (m/s)
Y/Hd = 0,59	0,5	3,16	0,5	3,25	0,5	3,35	0,5	3,47	0,5	3,59
	2,1	3,14	2,4	3,24	2,4	3,36	2,7	3,50	3,0	3,63
	3,3	3,16	4,4	3,25	4,5	3,36	4,8	3,49	5,0	3,62
	4,6	3,21	6,6	3,30	6,5	3,37	7,1	3,48	7,0	3,61
					9,9	3,41	9,9	3,48	9,5	3,60
							12,5	3,51	12,0	3,61
Y/Hd = 1,04	0,5	3,14	0,5	3,20	0,5	3,29	0,5	3,34	0,5	3,42
	2,0	3,74	2,3	3,82	2,6	3,85	2,5	3,96	2,5	4,03
	4,1	3,78	3,9	3,82	4,5	3,86	4,4	3,93	4,5	4,04
			6,5	3,90	7,9	3,93	6,5	3,94	6,5	4,04
							9,0	3,98	9,0	4,05
							11,5	4,06	12,5	4,09
Y/Hd = 1,94	0,5	2,91	0,5	2,93	0,5	2,97	0,5	3,04	0,6	3,05
	1,9	3,44	2,0	3,53	2,5	3,86	2,5	4,02	2,5	4,04
	3,3	4,06	4,3	4,51	4,5	4,65	4,3	4,70	4,8	4,82
					6,5	4,85	6,5	4,86	7,3	4,92
							9,0	4,95	10,3	4,97
Y/Hd = 2,84		*		*	0,5	3,08	0,5	3,20	0,5	3,15
					2,5	3,88	2,6	4,24	2,4	4,08
					4,7	4,96	4,5	4,95	4,6	5,06
							7,5	5,60	7,5	5,64
									9,7	5,73
Y/Hd = 3,74		*		*	0,5	3,57	0,5	3,63	0,5	1,31
					3,5	5,00	2,3	4,44	2,4	1,99
							4,5	5,44	4,4	3,92
							6,7	6,14	6,5	4,87

* Não foram executadas medições de velocidades médias tendo em vista a presença de ar no escoamento.

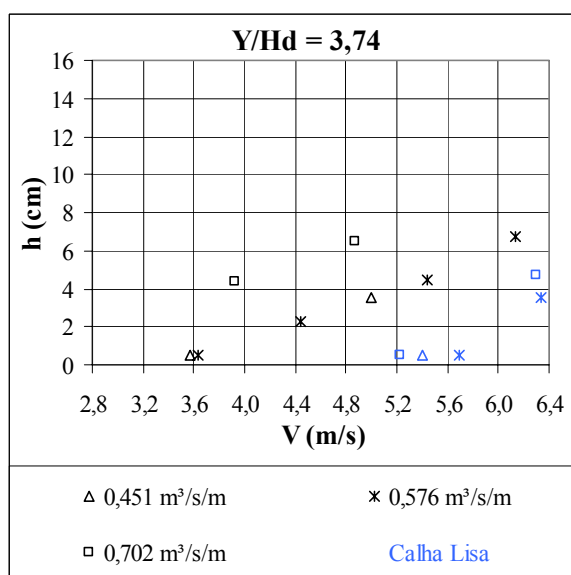
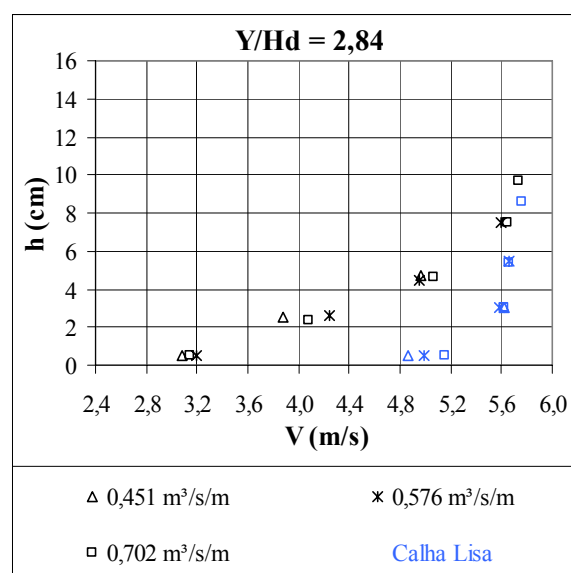
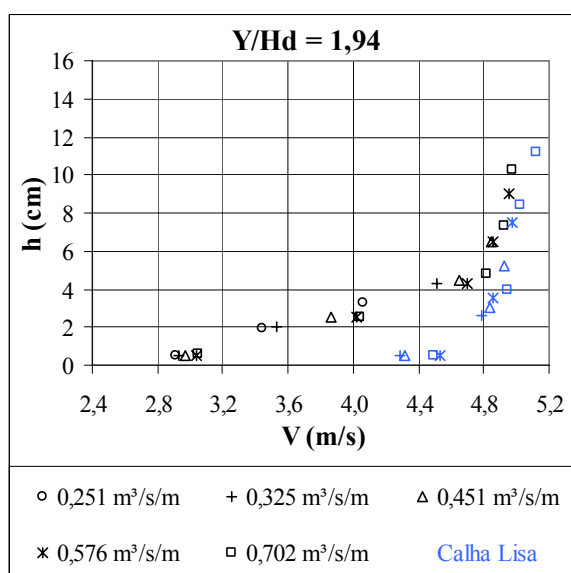
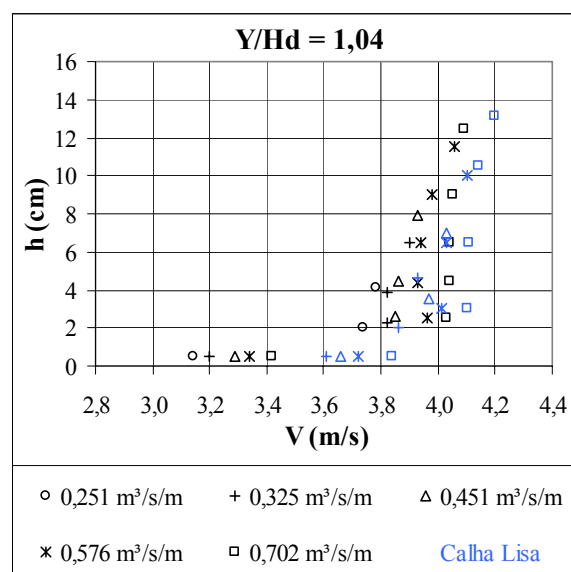
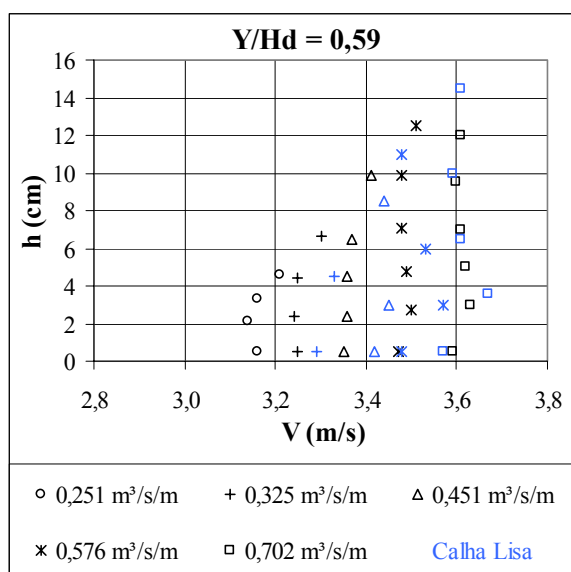
Anexo 11 – Perfis de velocidades médias do escoamento deslizante sobre turbilhões sobre a calha com degraus de 3 cm de altura, na região não aerada do fluxo para 5 posições (Y/Hd) ao longo da calha.



Anexo 12 – Perfis de velocidades médias do escoamento deslizante sobre turbilhões sobre a calha com degraus de 6 cm de altura, na região não aerada do fluxo para 5 posições (Y/Hd) ao longo da calha.



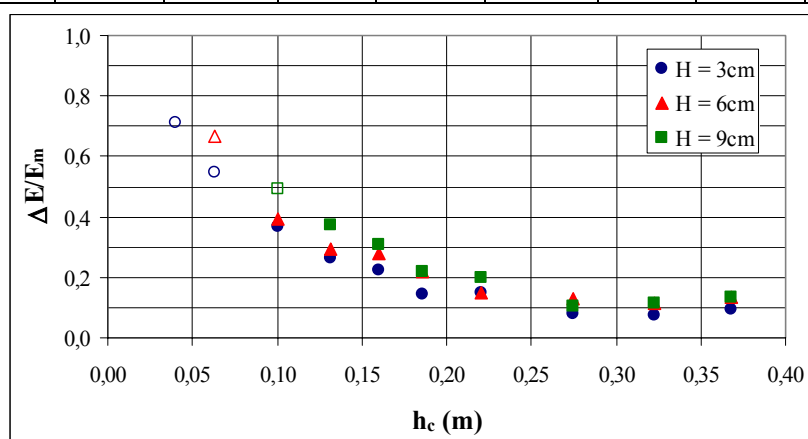
Anexo 13 – Perfis de velocidades médias do escoamento deslizante sobre turbilhões sobre a calha com degraus de 9 cm de altura, na região não aerada do fluxo para 5 posições (Y/Hd) ao longo da calha.



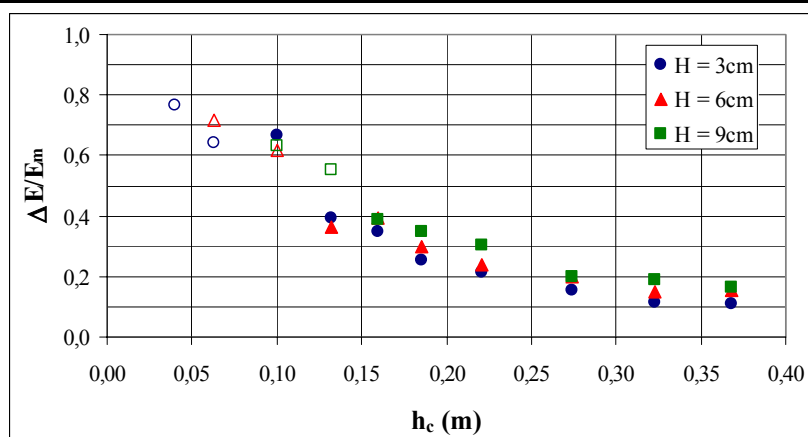
Anexo 14 – Dissipação de energia com relação a energia a montante do vertedouro ($Y/Hd = 1,49$ e $1,94$).

Os pontos das figuras sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados.

Y/Hd = 1,49		H = 3cm			H = 6cm			H = 9cm		
q (m ³ /s/m)	E _m (m)	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m
0,025	0,658	0,189	0,713	0,287						
0,050	0,692	0,312	0,549	0,451	0,232	0,666	0,334			
0,100	0,749	0,472	0,370	0,630	0,454	0,393	0,607	0,380	0,492	0,508
0,150	0,796	0,585	0,265	0,735	0,563	0,293	0,707	0,499	0,373	0,627
0,200	0,837	0,649	0,225	0,775	0,605	0,278	0,722	0,577	0,311	0,689
0,250	0,878	0,752	0,143	0,857	0,686	0,219	0,781	0,685	0,219	0,781
0,325	0,928	0,791	0,147	0,853	0,787	0,151	0,849	0,742	0,200	0,800
0,450	1,009	0,929	0,079	0,921	0,880	0,127	0,873	0,905	0,103	0,897
0,575	1,082	0,999	0,077	0,923	0,957	0,116	0,884	0,957	0,116	0,884
0,700	1,149	1,042	0,093	0,907	0,992	0,136	0,864	0,997	0,132	0,868



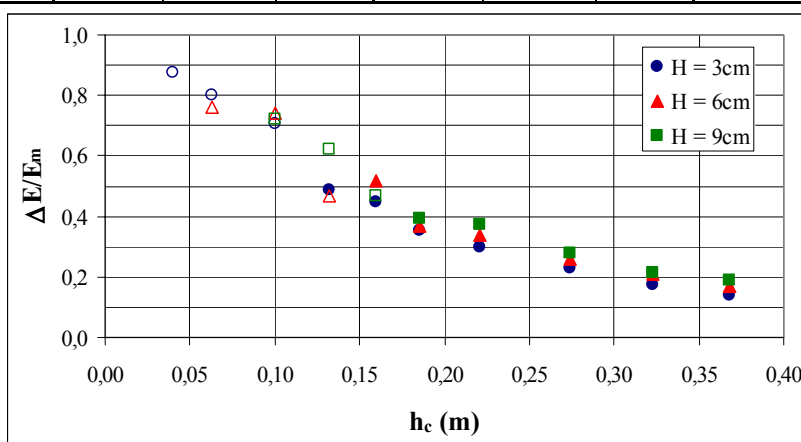
Y/Hd = 1,94		H = 3cm			H = 6cm			H = 9cm		
q (m ³ /s/m)	E _m (m)	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m
0,025	0,838	0,194	0,768	0,232						
0,050	0,872	0,312	0,642	0,358	0,247	0,717	0,283			
0,100	0,929	0,312	0,665	0,335	0,358	0,614	0,386	0,341	0,633	0,367
0,150	0,976	0,592	0,393	0,607	0,620	0,365	0,635	0,439	0,550	0,450
0,200	1,017	0,665	0,346	0,654	0,616	0,395	0,605	0,623	0,387	0,613
0,250	1,058	0,787	0,256	0,744	0,742	0,298	0,702	0,687	0,351	0,649
0,325	1,108	0,869	0,215	0,785	0,846	0,236	0,764	0,769	0,306	0,694
0,450	1,189	1,006	0,153	0,847	0,952	0,199	0,801	0,951	0,200	0,800
0,575	1,262	1,114	0,117	0,883	1,071	0,152	0,848	1,025	0,187	0,813
0,700	1,329	1,186	0,108	0,892	1,125	0,154	0,846	1,111	0,164	0,836



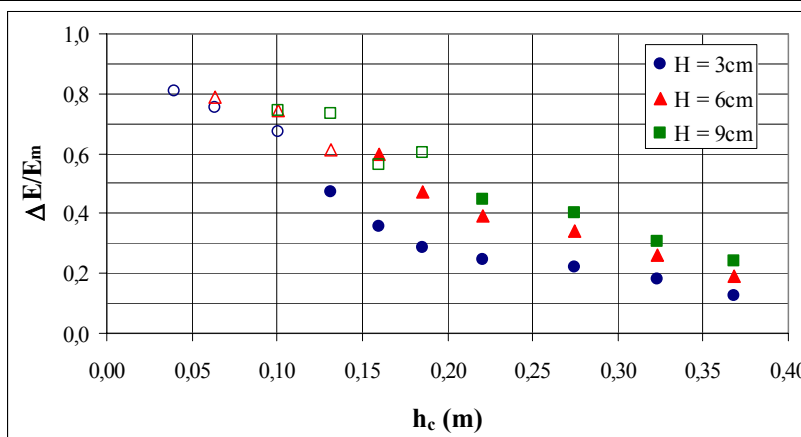
Anexo 15 – Dissipação de energia com relação a energia a montante do vertedouro ($Y/Hd = 2,39$ e $2,84$).

Os pontos das figuras sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados.

Y/Hd = 2,39		H = 3cm			H = 6cm			H = 9cm		
q (m ³ /s/m)	E _m (m)	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m
0,025	1,018	0,125	0,877	0,123						
0,050	1,052	0,207	0,803	0,197	0,253	0,760	0,240			
0,100	1,109	0,326	0,706	0,294	0,287	0,741	0,259	0,309	0,721	0,279
0,150	1,156	0,590	0,490	0,510	0,614	0,468	0,532	0,438	0,621	0,379
0,200	1,197	0,663	0,446	0,554	0,576	0,519	0,481	0,635	0,470	0,530
0,250	1,238	0,800	0,353	0,647	0,784	0,367	0,633	0,752	0,392	0,608
0,325	1,288	0,903	0,299	0,701	0,855	0,336	0,664	0,808	0,372	0,628
0,450	1,369	1,052	0,231	0,769	1,016	0,258	0,742	0,987	0,279	0,721
0,575	1,442	1,194	0,172	0,828	1,143	0,207	0,793	1,136	0,212	0,788
0,700	1,509	1,298	0,140	0,860	1,253	0,170	0,830	1,226	0,187	0,813



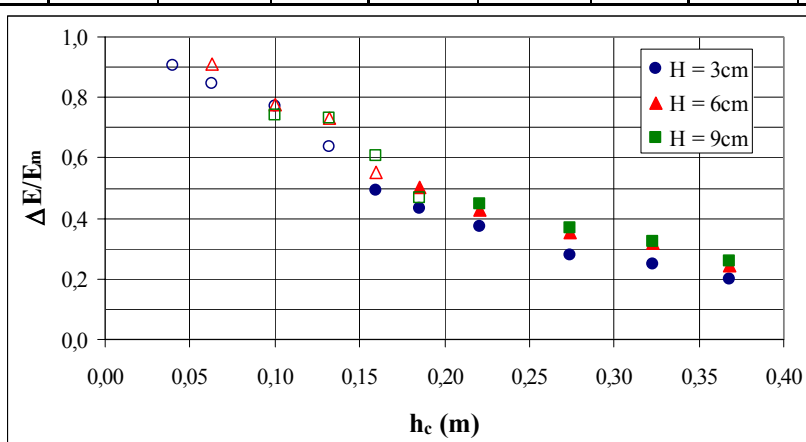
Y/Hd = 2,84		H = 3cm			H = 6cm			H = 9cm		
q (m ³ /s/m)	E _m (m)	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m	E _r (m)	ΔE/E _m	E _r /E _m
0,025	1,198	0,228	0,810	0,190						
0,050	1,232	0,304	0,753	0,247	0,263	0,787	0,213			
0,100	1,289	0,418	0,675	0,325	0,327	0,746	0,254	0,331	0,743	0,257
0,150	1,336	0,702	0,474	0,526	0,520	0,611	0,389	0,356	0,733	0,267
0,200	1,377	0,885	0,358	0,642	0,555	0,597	0,403	0,599	0,565	0,435
0,250	1,418	1,010	0,287	0,713	0,748	0,472	0,528	0,564	0,602	0,398
0,325	1,468	1,103	0,249	0,751	0,892	0,392	0,608	0,808	0,449	0,551
0,450	1,549	1,203	0,223	0,777	1,023	0,339	0,661	0,930	0,400	0,600
0,575	1,622	1,328	0,181	0,819	1,200	0,260	0,740	1,122	0,308	0,692
0,700	1,689	1,480	0,124	0,876	1,370	0,189	0,811	1,283	0,241	0,759



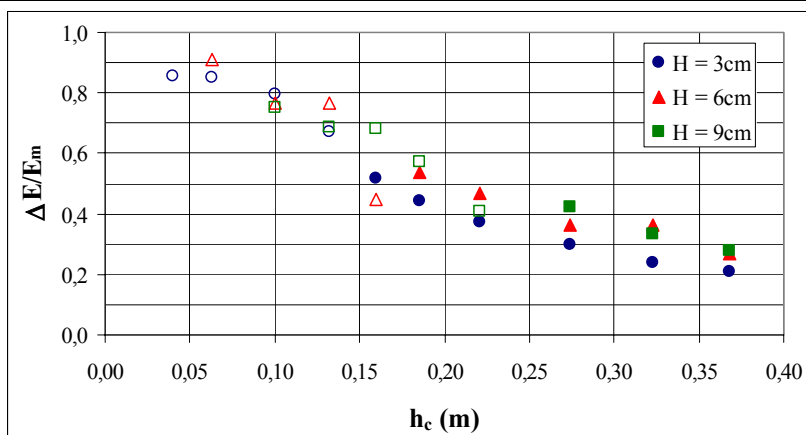
Anexo 16 – Dissipação de energia com relação a energia a montante do vertedouro ($Y/Hd = 3,29$ e $3,74$).

Os pontos das figuras sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados.

Y/Hd = 3,29		H = 3cm			H = 6cm			H = 9cm		
q (m ³ /s/m)	E _m (m)	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m
0,025	1,378	0,131	0,905	0,095						
0,050	1,412	0,216	0,847	0,153	0,125	0,911	0,089			
0,100	1,469	0,340	0,769	0,231	0,328	0,776	0,224	0,380	0,741	0,259
0,150	1,516	0,550	0,637	0,363	0,405	0,733	0,267	0,407	0,731	0,269
0,200	1,557	0,789	0,493	0,507	0,698	0,552	0,448	0,610	0,608	0,392
0,250	1,598	0,909	0,431	0,569	0,799	0,500	0,500	0,853	0,466	0,534
0,325	1,648	1,029	0,375	0,625	0,945	0,427	0,573	0,910	0,448	0,552
0,450	1,729	1,243	0,281	0,719	1,121	0,351	0,649	1,095	0,367	0,633
0,575	1,802	1,357	0,247	0,753	1,232	0,317	0,683	1,224	0,321	0,679
0,700	1,869	1,496	0,200	0,800	1,413	0,244	0,756	1,382	0,261	0,739



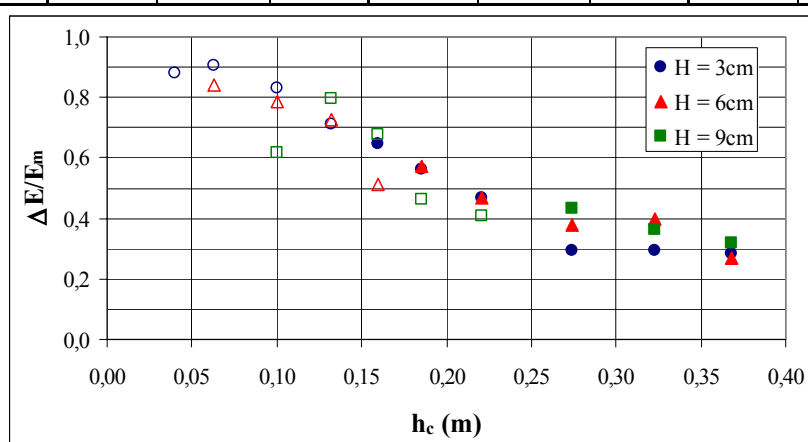
Y/Hd = 3,74		H = 3cm			H = 6cm			H = 9cm		
q (m ³ /s/m)	E _m (m)	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m
0,025	1,558	0,221	0,858	0,142						
0,050	1,592	0,235	0,852	0,148	0,144	0,909	0,091			
0,100	1,649	0,340	0,794	0,206	0,385	0,766	0,234	0,409	0,752	0,248
0,150	1,696	0,556	0,672	0,328	0,396	0,766	0,234	0,527	0,689	0,311
0,200	1,737	0,839	0,517	0,483	0,957	0,449	0,551	0,555	0,681	0,319
0,250	1,778	0,991	0,443	0,557	0,824	0,537	0,463	0,762	0,571	0,429
0,325	1,828	1,141	0,376	0,624	0,970	0,469	0,531	1,078	0,410	0,590
0,450	1,909	1,342	0,297	0,703	1,211	0,365	0,635	1,105	0,421	0,579
0,575	1,982	1,505	0,241	0,759	1,257	0,366	0,634	1,317	0,335	0,665
0,700	2,049	1,617	0,211	0,789	1,500	0,268	0,732	1,481	0,277	0,723



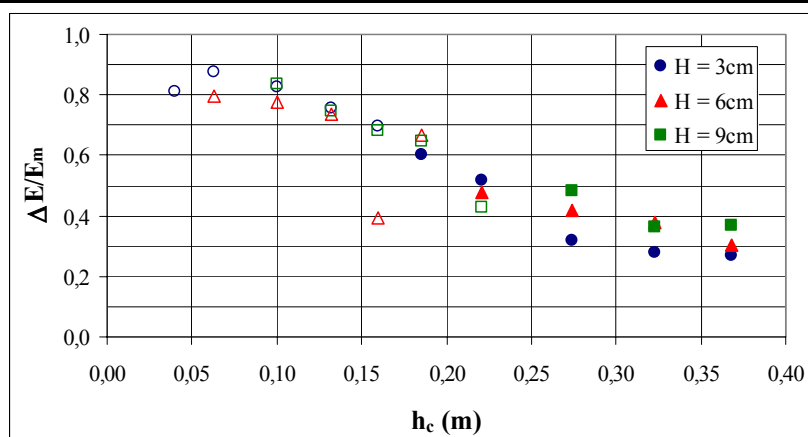
Anexo 17 – Dissipação de energia com relação a energia a montante do vertedouro ($Y/Hd = 4,19$ e $4,64$).

Os pontos das figuras sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados.

Y/Hd = 4,19		H = 3cm			H = 6cm			H = 9cm		
q (m ³ /s/m)	E _m (m)	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m
0,025	1,738	0,208	0,880	0,120						
0,050	1,772	0,172	0,903	0,097	0,282	0,841	0,159			
0,100	1,829	0,313	0,829	0,171	0,395	0,784	0,216	0,703	0,616	0,384
0,150	1,876	0,541	0,711	0,289	0,512	0,727	0,273	0,383	0,796	0,204
0,200	1,917	0,676	0,648	0,352	0,938	0,511	0,489	0,619	0,677	0,323
0,250	1,958	0,859	0,561	0,439	0,833	0,574	0,426	1,052	0,463	0,537
0,325	2,008	1,069	0,468	0,532	1,068	0,468	0,532	1,186	0,409	0,591
0,450	2,089	1,480	0,291	0,709	1,303	0,376	0,624	1,181	0,435	0,565
0,575	2,162	1,528	0,293	0,707	1,306	0,396	0,604	1,377	0,363	0,637
0,700	2,229	1,599	0,283	0,717	1,627	0,270	0,730	1,516	0,320	0,680

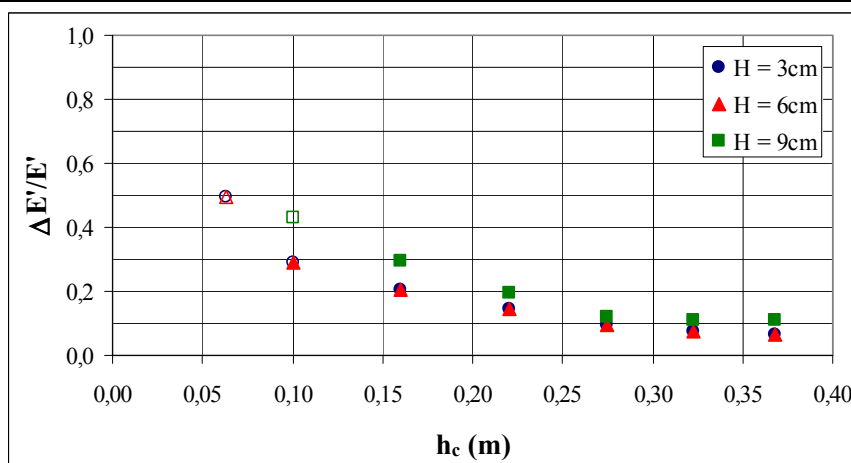


Y/Hd = 4,64		H = 3cm			H = 6cm			H = 9cm		
q (m ³ /s/m)	E _m (m)	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m	E _r (m)	$\Delta E/E_m$	E _r /E _m
0,025	1,918	0,359	0,813	0,187						
0,050	1,952	0,239	0,878	0,122	0,401	0,795	0,205			
0,100	2,009	0,349	0,826	0,174	0,445	0,779	0,221	0,326	0,838	0,162
0,150	2,056	0,499	0,757	0,243	0,543	0,736	0,264	0,518	0,748	0,252
0,200	2,097	0,639	0,696	0,304	1,277	0,391	0,609	0,670	0,681	0,319
0,250	2,138	0,849	0,603	0,397	0,714	0,666	0,334	0,752	0,648	0,352
0,325	2,188	1,058	0,516	0,484	1,146	0,476	0,524	1,247	0,430	0,570
0,450	2,269	1,551	0,316	0,684	1,325	0,416	0,584	1,176	0,482	0,518
0,575	2,342	1,691	0,278	0,722	1,452	0,380	0,620	1,490	0,364	0,636
0,700	2,409	1,759	0,270	0,730	1,675	0,305	0,695	1,520	0,369	0,631

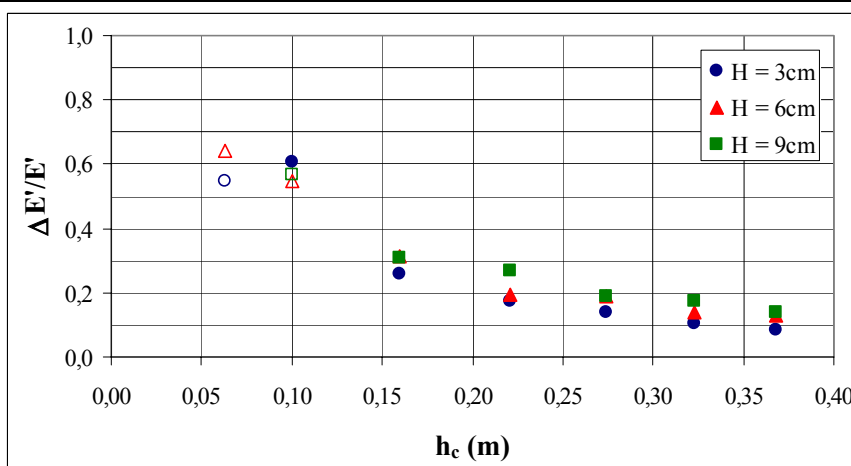


Anexo 18 – Dissipação de energia nas calhas em degraus com relação a energia de um vertedouro de calha lisa, nas posições $Y/Hd = 1,49$ e $1,94$. Os pontos das figuras sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados.

Y/Hd = 1,49	Lisa	H = 3cm		H = 6cm		H = 9cm	
q (m ³ /s/m)	E' (m)	E _p (m)	$\Delta E'/E'$	E _p (m)	$\Delta E'/E'$	E _p (m)	$\Delta E'/E'$
0,050	0,616	0,312	0,493	0,232	0,624		
0,100	0,666	0,472	0,292	0,454	0,318	0,380	0,430
0,200	0,818	0,649	0,207	0,605	0,261	0,577	0,295
0,325	0,923	0,791	0,143	0,787	0,147	0,742	0,196
0,450	1,027	0,929	0,096	0,880	0,143	0,905	0,119
0,575	1,077	0,999	0,073	0,957	0,111	0,957	0,112
0,700	1,117	1,042	0,067	0,992	0,112	0,997	0,108

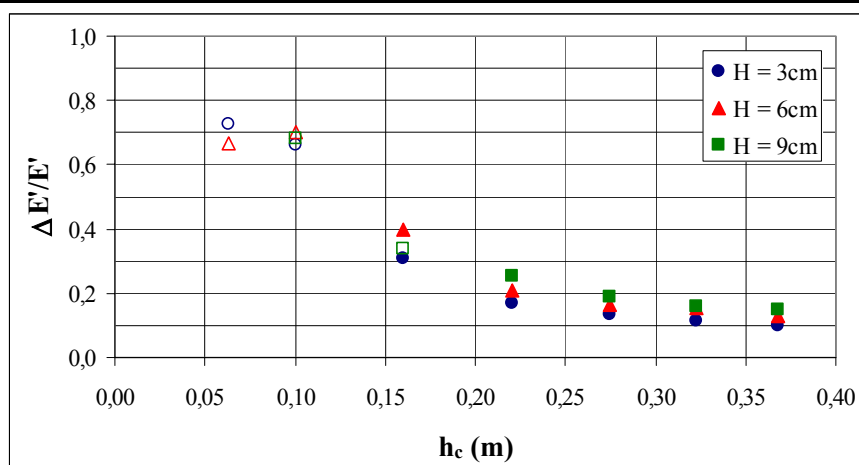


Y/Hd = 1,94	Lisa	H = 3cm		H = 6cm		H = 9cm	
q (m ³ /s/m)	E' (m)	E _p (m)	$\Delta E'/E'$	E _p (m)	$\Delta E'/E'$	E _p (m)	$\Delta E'/E'$
0,050	0,687	0,312	0,545	0,247	0,640		
0,100	0,790	0,312	0,606	0,358	0,547	0,341	0,569
0,200	0,899	0,665	0,260	0,616	0,315	0,623	0,307
0,325	1,052	0,869	0,173	0,846	0,196	0,769	0,268
0,450	1,171	1,006	0,141	0,952	0,187	0,951	0,188
0,575	1,245	1,114	0,105	1,071	0,140	1,025	0,176
0,700	1,292	1,186	0,083	1,125	0,130	1,111	0,141

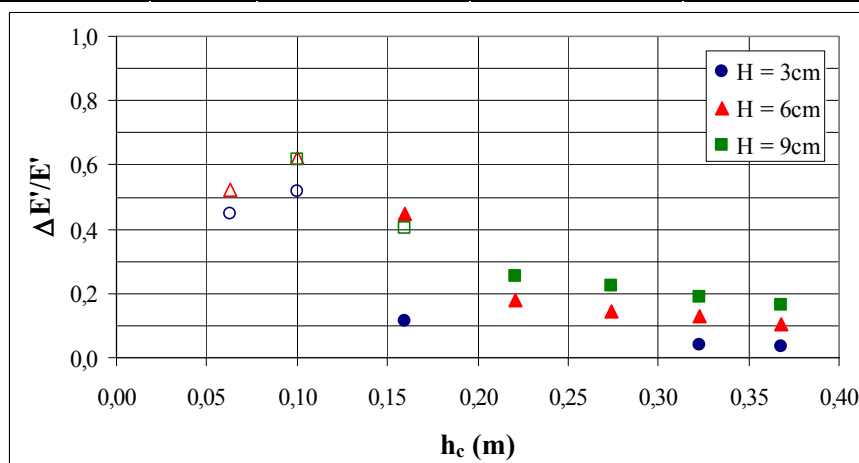


Anexo 19 – Dissipação de energia nas calhas em degraus com relação a energia de um vertedouro de calha lisa, nas posições $Y/Hd = 2,39$ e $2,84$. Os pontos das figuras sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados.

$Y/Hd = 2,39$	Lisa	H = 3cm		H = 6cm		H = 9cm	
q (m ³ /s/m)	E' (m)	E_p (m)	$\Delta E'/E'$	E_p (m)	$\Delta E'/E'$	E_p (m)	$\Delta E'/E'$
0,050	0,759	0,207	0,727	0,253	0,667		
0,100	0,970	0,326	0,664	0,287	0,704	0,309	0,681
0,200	0,958	0,663	0,308	0,576	0,399	0,635	0,337
0,325	1,084	0,903	0,167	0,855	0,211	0,808	0,254
0,450	1,217	1,052	0,135	1,016	0,165	0,987	0,189
0,575	1,350	1,194	0,116	1,143	0,153	1,136	0,159
0,700	1,439	1,298	0,098	1,253	0,129	1,226	0,148

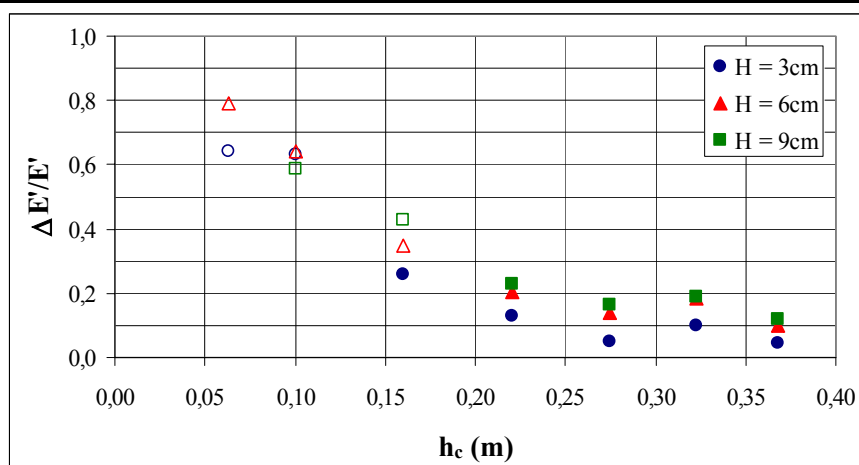


$Y/Hd = 2,84$	Lisa	H = 3cm		H = 6cm		H = 9cm	
q (m ³ /s/m)	E' (m)	E_p (m)	$\Delta E'/E'$	E_p (m)	$\Delta E'/E'$	E_p (m)	$\Delta E'/E'$
0,050	0,549	0,304	0,446	0,263	0,521		
0,100	0,866	0,418	0,517	0,327	0,622	0,331	0,618
0,200	1,002	0,885	0,117	0,555	0,446	0,599	0,402
0,325	1,084	1,103	-0,017	0,892	0,177	0,808	0,254
0,450	1,196	1,203	-0,006	1,023	0,145	0,930	0,223
0,575	1,381	1,328	0,038	1,200	0,131	1,122	0,187
0,700	1,533	1,480	0,035	1,370	0,106	1,283	0,163

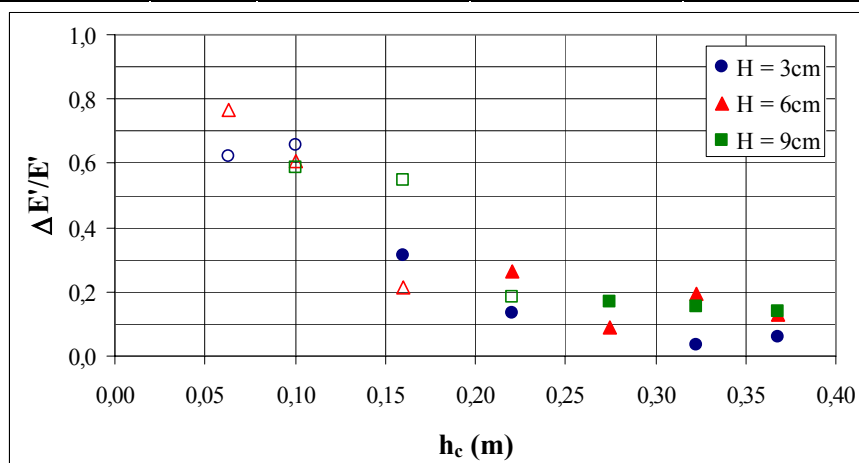


Anexo 20 – Dissipação de energia nas calhas em degraus com relação a energia de um vertedouro de calha lisa, nas posições $Y/Hd = 3,29$ e $3,74$. Os pontos das figuras sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados.

$Y/Hd = 3,29$	Lisa	H = 3cm		H = 6cm		H = 9cm	
q (m ³ /s/m)	E' (m)	E_p (m)	$\Delta E'/E'$	E_p (m)	$\Delta E'/E'$	E_p (m)	$\Delta E'/E'$
0,050	0,600	0,216	0,640	0,125	0,791		
0,100	0,923	0,340	0,632	0,328	0,644	0,380	0,588
0,200	1,067	0,789	0,261	0,698	0,346	0,610	0,428
0,325	1,183	1,029	0,130	0,945	0,202	0,910	0,231
0,450	1,307	1,243	0,049	1,121	0,142	1,095	0,162
0,575	1,507	1,357	0,099	1,232	0,183	1,224	0,188
0,700	1,565	1,496	0,044	1,413	0,097	1,382	0,117

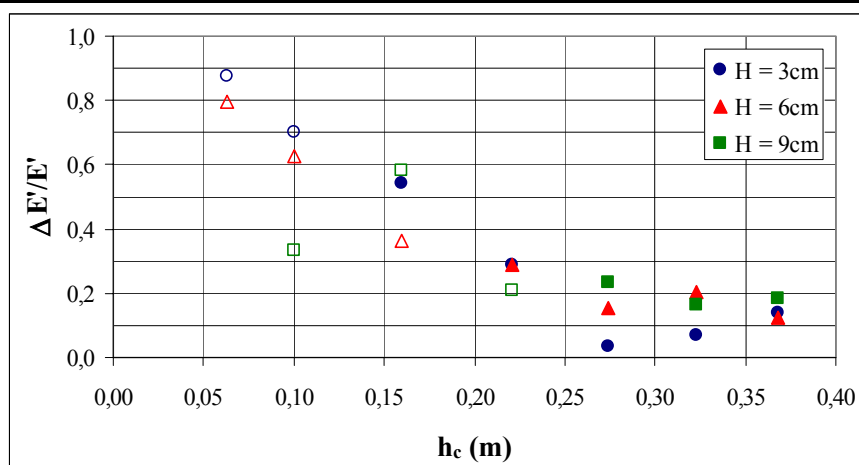


$Y/Hd = 3,74$	Lisa	H = 3cm		H = 6cm		H = 9cm	
q (m ³ /s/m)	E' (m)	E_p (m)	$\Delta E'/E'$	E_p (m)	$\Delta E'/E'$	E_p (m)	$\Delta E'/E'$
0,050	0,624	0,235	0,623	0,144	0,769		
0,100	0,986	0,340	0,656	0,385	0,609	0,409	0,585
0,200	1,221	0,839	0,312	0,957	0,216	0,555	0,546
0,325	1,321	1,141	0,136	0,970	0,266	1,078	0,184
0,450	1,334	1,342	-0,006	1,211	0,092	1,105	0,172
0,575	1,557	1,505	0,033	1,257	0,192	1,317	0,154
0,700	1,719	1,617	0,059	1,500	0,127	1,481	0,138

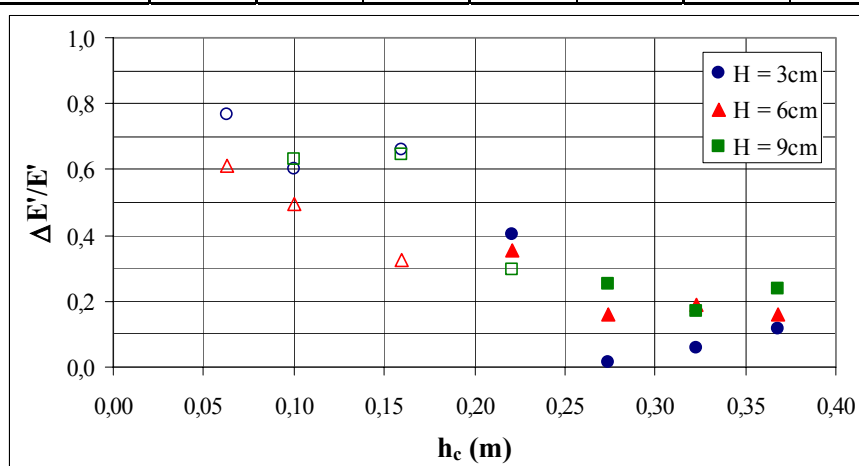


Anexo 21 – Dissipação de energia nas calhas em degraus com relação a energia de um vertedouro de calha lisa, nas posições $Y/Hd = 4,19$ e $4,64$. Os pontos das figuras sem preenchimento correspondem a escoamentos aerados.

Y/Hd = 4,19	Lisa	H = 3cm		H = 6cm		H = 9cm	
q (m ³ /s/m)	E' (m)	E _p (m)	$\Delta E'/E'$	E _p (m)	$\Delta E'/E'$	E _p (m)	$\Delta E'/E'$
0,050	1,388	0,172	0,876	0,282	0,796		
0,100	1,057	0,313	0,704	0,395	0,627	0,703	0,335
0,200	1,479	0,676	0,543	0,938	0,366	0,619	0,581
0,325	1,500	1,069	0,287	1,068	0,288	1,186	0,209
0,450	1,537	1,480	0,037	1,303	0,152	1,181	0,232
0,575	1,645	1,528	0,071	1,306	0,206	1,377	0,163
0,700	1,862	1,599	0,141	1,627	0,126	1,516	0,186



Y/Hd = 4,64	Lisa	H = 3cm		H = 6cm		H = 9cm	
q (m ³ /s/m)	E' (m)	E _p (m)	$\Delta E'/E'$	E _p (m)	$\Delta E'/E'$	E _p (m)	$\Delta E'/E'$
0,050*	1,029	0,239	0,768	0,401	0,611		
0,100	0,880	0,349	0,604	0,445	0,494	0,326	0,629
0,200	1,887	0,639	0,662	1,277	0,323	0,670	0,645
0,325	1,775	1,058	0,404	1,146	0,355	1,247	0,298
0,450	1,576	1,551	0,016	1,325	0,160	1,176	0,254
0,575	1,794	1,691	0,058	1,452	0,191	1,490	0,170
0,700	1,991	1,759	0,117	1,675	0,159	1,520	0,237



Anexo 22 – Pressões médias obtidas pelos sensores de pressão nas 7 seções principais de ensaios ao longo da calha com degraus de 3 cm de altura (valores de modelo).

H = 3cm		Pressões médias (mm.c.a)									
Seção	Tomadas	0,026	0,050	0,101	0,151	0,201	0,254	0,324	0,450	0,576	0,699
S1	1	-1,5	-2,5	-2,1	-0,9	0,1	0,6	-0,4	-6,5	-16,8	-30,2
S2	2	-2,8	1,9	19,7	28,7	38,4	47,0	57,7	71,6	82,1	89,6
	3	0,4	4,8	20,0	31,7	43,3	52,4	63,5	77,3	87,5	94,9
	4	29,9	35,2	48,6	57,2	67,1	75,4	85,9	100,4	111,2	119,2
	5	22,2	27,3	40,6	50,3	60,5	69,1	79,6	93,6	103,9	111,6
	6	34,7	37,4	34,8	45,1	57,7	67,6	78,5	91,4	101,5	107,1
	7	149,1	151,9	123,2	135,9	143,8	150,6	158,0	176,3	191,0	199,7
S3	8	-7,4	7,4	8,7	8,5	19,2	38,6	54,4	76,1	96,3	113,9
	9	-3,7	0,3	0,3	2,0	13,0	31,4	45,8	65,7	85,6	102,9
	10	23,8	41,0	53,1	66,9	73,4	80,5	95,2	120,7	144,4	165,0
	11	16,5	26,2	31,8	42,4	50,7	60,4	73,9	97,1	119,6	139,1
	12	11,9	16,0	40,8	76,7	79,1	63,5	73,5	102,6	129,7	155,4
	13	52,6	76,2	123,6	160,5	169,3	153,5	166,9	204,8	231,9	258,8
S4	14	7,1	12,8	32,7	37,4	45,9	51,5	62,4	83,1	103,6	124,4
	15	9,3	10,7	20,6	25,2	33,0	39,3	50,7	70,9	91,0	110,3
	16	26,8	40,0	63,1	77,2	88,6	99,8	115,9	140,9	163,5	186,2
	17	15,0	23,4	42,1	52,8	62,4	72,5	86,6	109,6	130,4	151,4
	18	41,0	58,2	63,3	87,8	102,8	120,0	143,0	171,9	196,0	218,6
	19	98,0	126,4	147,7	172,3	190,6	206,4	228,0	259,3	288,3	318,0
S5	20	0,1	4,4	15,6	27,1	33,1	34,9	45,2	59,1	73,8	91,5
	21	8,6	10,6	13,8	15,7	20,5	23,3	32,3	45,6	59,4	75,1
	22	24,3	31,0	44,6	65,0	74,3	82,7	93,1	111,5	126,4	141,9
	23	16,0	19,7	26,3	37,0	43,4	48,8	58,9	74,8	90,0	104,7
	24	15,3	15,6	20,4	39,8	50,9	70,6	78,2	100,7	116,1	123,5
	25	60,9	80,5	107,7	155,8	174,1	198,9	211,5	235,5	257,2	270,5
S6	26	9,4	17,8	26,8	37,1	55,8	64,8	75,4	90,1	106,1	123,4
	27	12,5	17,7	21,2	26,3	39,8	47,7	55,8	68,7	83,1	98,5
	28	33,2	44,9	69,4	90,7	120,0	131,1	143,3	161,1	176,9	194,5
	29	26,2	34,7	50,7	67,9	91,5	103,1	112,7	127,9	141,5	159,1
	30	24,0	38,8	93,1	117,8	143,8	152,9	165,6	185,1	197,7	211,9
	31	74,9	114,6	189,5	221,0	256,4	269,5	285,3	317,9	327,5	355,8
S7	32	-4,2	-2,8	1,2	1,5	7,9	17,2	24,8	38,3	50,7	67,0
	33	5,1	6,6	5,3	0,5	-1,0	1,5	5,1	15,5	27,1	42,4
	34	22,0	27,0	38,0	53,1	70,4	87,7	96,0	108,9	123,5	136,4
	35	15,6	16,4	19,5	26,3	33,7	44,9	49,6	59,3	72,3	87,4
	36	20,8	26,7	38,9	70,6	80,9	87,1	86,4	90,3	104,4	113,8
	37	81,1	115,3	156,6	207,1	239,7	263,2	276,4	299,5	320,2	331,5

Anexo 23 – Pressões médias obtidas pelos sensores de pressão nas 7 seções principais de ensaios ao longo da calha com degraus de 6 cm de altura (valores de modelo).

H = 6cm		Pressões Médias (mm.c.a.)								
Seção	Tomadas	0,051	0,101	0,151	0,201	0,252	0,325	0,450	0,575	0,700
S1	1	3,3	3,8	6,1	9,1	11,3	12,4	10,0	3,9	-5,8
	2	13,7	29,2	44,7	56,4	66,9	79,8	97,1	110,5	120,2
S2	3	25,2	39,6	55,0	67,3	78,5	91,1	108,5	121,6	131,3
	4	34,7	46,3	61,8	75,5	88,1	101,8	119,0	132,0	141,8
	5 *	61,0	87,0	98,0	111,0	118,0	131,0	146,0	159,5	169,5
	6 *	58,0	76,0	90,0	104,0	111,0	123,0	140,0	153,5	163,5
	7	43,7	54,8	68,8	83,3	97,5	111,9	130,2	143,8	152,1
	8	60,5	82,2	90,1	98,6	106,2	117,3	131,8	145,8	155,5
	9	128,5	157,6	171,7	179,8	186,1	196,5	212,4	227,1	240,3
S3	10	-47,6	-45,1	-36,8	-27,1	-15,8	-5,3	18,3	36,6	55,3
	11	-22,2	-32,0	-21,8	-11,7	-0,3	10,7	36,6	57,6	77,8
	12	-20,1	-33,3	-26,7	-17,4	-8,9	-2,3	16,3	32,9	48,1
	13 *	64,0	78,5	78,0	92,0	100,0	130,5	155,0	174,5	193,0
	14 *	41,0	62,0	63,5	79,5	86,2	112,0	134,5	153,0	167,0
	15	47,4	45,3	54,7	63,9	70,2	84,6	99,1	113,0	124,8
	16	130,0	147,0	164,1	173,2	180,9	211,8	236,1	255,0	271,1
17	110,0	161,3	178,5	189,5	200,5	226,9	259,1	285,0	306,0	
S4	18	-16,9	-19,5	-21,2	-6,8	0,6	2,3	3,9	24,9	54,6
	19	1,0	1,2	0,2	10,9	17,6	22,3	29,8	48,2	72,7
	20	12,3	4,7	-5,6	5,2	11,0	13,4	16,3	34,0	57,1
	21 *	37,0	60,5	96,0	114,0	126,3	134,0	159,8	181,5	186,5
	22 *	33,0	51,0	85,0	98,0	110,3	119,5	144,0	161,5	175,8
	23	18,3	29,7	62,6	65,6	70,0	78,1	95,8	114,5	123,2
	24	53,8	108,4	173,2	164,2	172,5	198,3	250,8	274,3	268,3
25	104,8	142,3	198,2	196,2	205,4	232,3	285,0	320,4	332,1	
S5	26	-15,2	-21,3	-31,4	-35,9	-35,4	-40,8	-43,0	-28,1	0,8
	27	-9,0	-14,3	-26,9	-32,8	-33,4	-34,8	-33,0	-17,7	6,9
	28	1,8	-13,6	-28,7	-45,1	-50,3	-57,1	-62,6	-48,1	-21,1
	29 *	26,0	37,0	61,0	82,5	93,3	102,3	121,0	134,0	141,5
	30 *	20,0	24,0	35,0	52,5	60,5	70,3	85,0	94,5	105,0
	31	9,3	-2,8	11,8	14,2	11,5	21,5	35,5	37,7	38,6
	32	28,4	73,7	118,7	141,0	143,0	172,5	218,7	226,5	210,1
33	99,0	161,1	183,1	211,5	221,2	245,3	287,0	312,4	312,5	
S6	34	-7,8	2,4	8,4	9,4	17,1	28,4	46,6	65,5	90,0
	35	4,8	14,2	22,8	22,0	31,2	42,1	60,0	80,0	102,0
	36	16,5	19,3	20,2	7,2	0,5	6,0	20,8	41,7	68,6
	37 *	36,0	51,0	69,0	95,5	131,5	155,5	173,3	192,8	207,8
	38 *	34,0	44,0	58,0	78,0	105,8	127,5	144,3	162,3	177,0
	39	26,1	24,9	33,1	40,2	60,7	64,2	76,2	95,6	107,3
	40	41,3	63,6	105,2	141,2	186,2	206,5	220,9	235,5	236,3
41	95,6	139,3	164,1	193,0	230,7	262,4	283,3	299,1	313,2	
S7	42	-11,1	-7,1	3,8	11,7	14,2	27,5	36,4	49,6	58,5
	43	2,6	7,3	11,2	15,4	15,9	29,7	40,8	54,6	68,1
	44	14,2	13,8	15,7	17,6	12,9	17,5	23,8	34,7	47,1
	45 *	34,0	47,0	65,0	78,0	100,5	141,0	162,8	181,0	202,0
	46 *	31,0	38,0	51,0	64,0	78,8	118,3	130,3	149,3	167,8
	47	22,5	18,4	18,8	22,9	30,2	38,5	50,4	60,7	80,6
	48	44,2	71,9	76,2	89,0	129,1	158,9	200,1	220,2	249,1
49	115,7	168,0	184,2	202,7	246,6	292,1	334,3	364,4	393,4	

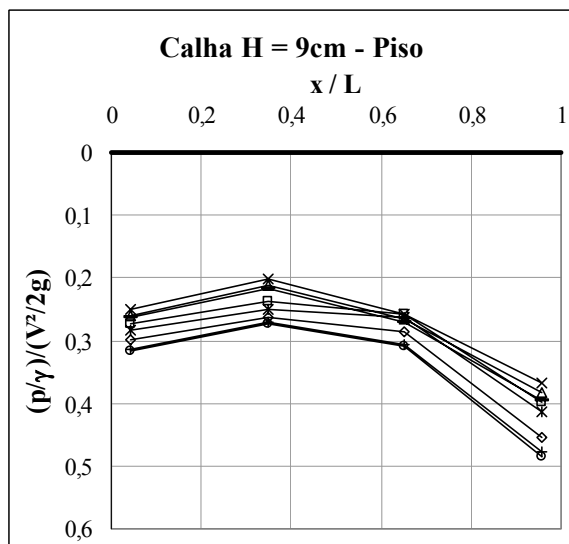
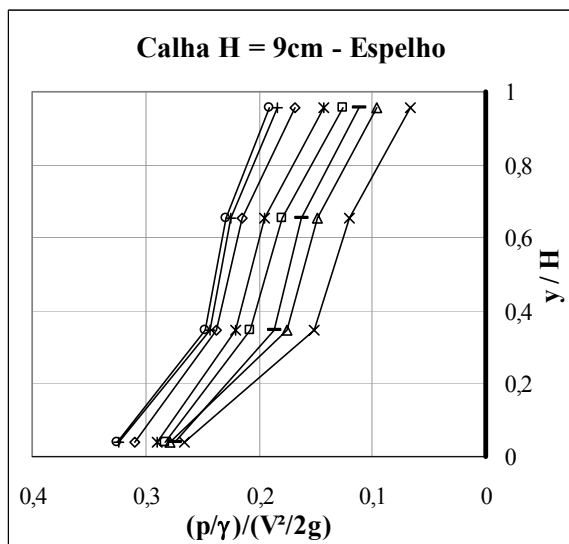
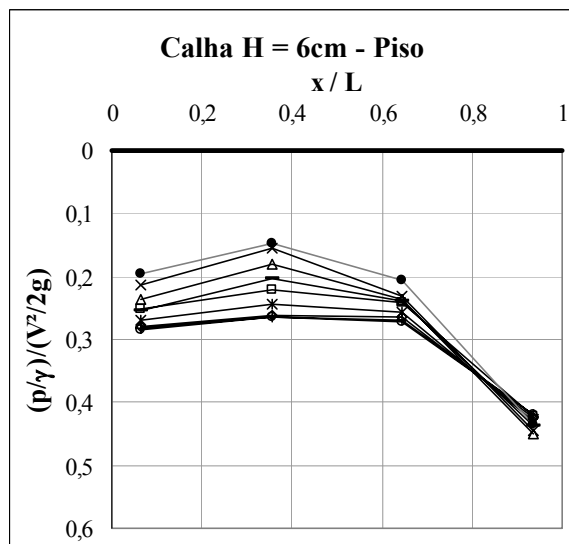
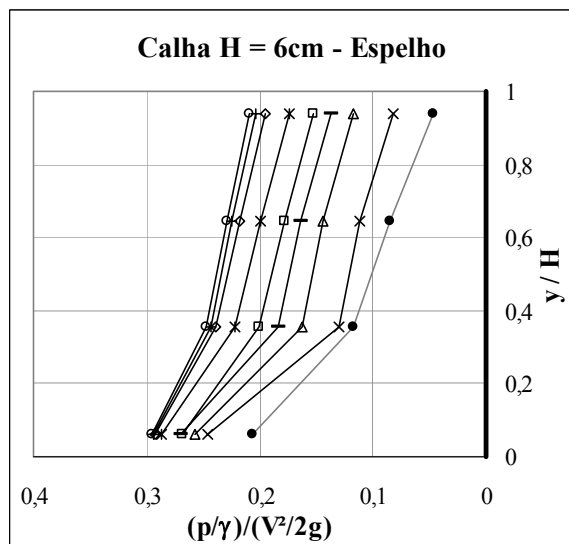
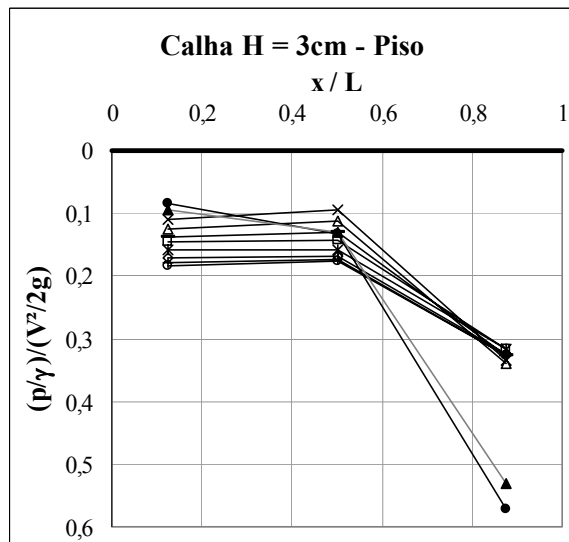
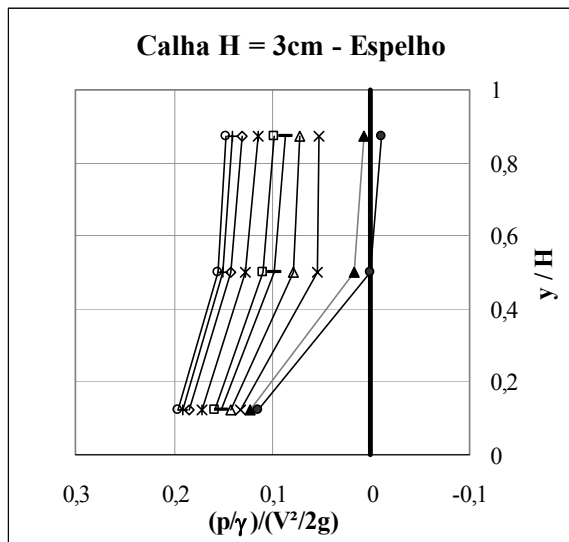
* Tomadas cujos valores das pressões médias foram obtidos a partir de quadros de piezômetros.

Anexo 24 – Pressões médias obtidas pelos sensores de pressão nas 7 seções principais de ensaios ao longo da calha com degraus de 9 cm de altura (valores de modelo).

H = 9cm		Pressões médias (mm.c.a.)							
Seção	Tomadas	0,099	0,151	0,200	0,251	0,325	0,451	0,576	0,702
S1	1	7,5	9,5	12,2	13,7	13,7	10,5	3,9	-5,9
	2	26,2	40,9	52,2	62,5	75,6	93,4	106,5	116,8
S2	3	47,3	63,3	76,7	89,2	102,7	119,4	130,8	140,4
	4	59,6	74,8	87,8	102,8	116,6	132,0	141,5	151,0
	5 *	105,0	119,0	129,0	140,0	153,0	172,0	188,0	199,0
	6 *	99,0	112,0	124,0	135,0	149,0	166,0	183,0	194,0
	7	79,0	90,8	101,8	117,7	132,0	146,5	157,3	167,3
	8	101,2	113,8	126,5	127,7	139,3	159,1	177,4	188,5
	9	145,4	164,0	186,1	197,9	218,1	252,5	277,4	296,4
S3	10	17,6	27,6	34,2	42,0	53,4	74,1	95,1	112,8
	11	28,0	39,4	47,7	55,6	67,3	88,8	107,7	125,2
	12	44,9	57,0	64,8	73,0	84,3	105,6	124,8	141,7
	13 *	98,0	107,0	111,0	120,0	131,0	153,5	174,5	193,0
	14 *	91,0	101,0	107,0	114,5	126,5	148,0	168,5	184,0
	15	69,3	78,7	84,2	90,2	98,9	119,0	137,9	156,0
	16	73,6	80,9	83,5	88,1	93,1	111,8	139,4	161,1
S4	17	60,4	72,4	81,0	92,1	107,8	137,4	174,0	197,7
	18	-26,4	2,9	20,2	28,4	37,7	53,4	65,7	82,8
	19	0,9	17,2	30,5	38,4	47,2	63,3	76,7	93,2
	20	22,0	33,6	42,3	49,4	57,6	72,5	81,7	97,1
	21 *	57,0	85,0	101,0	109,0	120,5	136,5	157,0	175,0
	22 *	55,0	79,0	94,0	101,0	112,0	128,0	146,0	165,0
	23	35,9	47,8	56,6	62,9	69,1	79,5	83,5	100,9
	24	60,5	62,1	67,3	75,0	86,1	103,0	128,9	153,1
25	115,9	121,0	116,3	127,1	147,7	182,8	227,1	255,5	
S5	26	-23,4	-14,9	-1,5	22,3	33,8	49,9	62,6	76,3
	27	-2,3	0,7	5,1	17,7	25,2	39,0	51,2	63,0
	28	12,8	22,3	27,7	37,2	44,6	58,0	69,1	79,3
	29 *	51,0	59,0	72,0	94,5	107,5	124,5	139,5	158,0
	30 *	47,0	54,0	65,0	81,0	92,0	108,0	124,0	141,5
	31	20,7	27,8	31,9	39,1	44,0	56,1	63,8	70,1
	32	70,9	50,9	42,2	46,0	52,7	70,4	83,4	105,6
33	118,2	114,1	116,6	116,6	128,8	153,7	176,6	208,7	
S6	34	-31,2	-17,9	-10,3	-2,6	19,8	28,3	30,3	36,6
	35	-4,7	2,0	5,8	8,9	22,7	30,9	34,6	42,5
	36	14,9	16,7	24,0	22,1	24,1	22,2	18,3	23,4
	37 *	50,0	66,0	71,0	82,5	112,0	136,5	153,5	168,5
	38 *	46,0	61,0	65,0	76,0	98,5	120,0	133,0	147,5
	39	30,3	28,4	35,2	32,8	35,5	37,0	45,1	55,3
	40	82,4	86,5	73,3	76,1	98,3	135,0	179,0	209,4
41	164,0	167,4	164,2	181,3	215,7	263,3	302,6	326,2	
S7	42	-31,7	-29,3	-21,1	-17,2	-12,9	-10,7	-4,5	9,5
	43	-9,5	-11,6	-8,7	-6,2	-11,5	-17,9	-11,0	4,4
	44	10,6	2,3	7,2	10,7	-1,0	-22,3	-21,7	-7,3
	45 *	41,0	49,0	55,0	61,5	70,5	88,5	102,5	119,0
	46 *	39,0	43,0	50,0	56,0	61,5	74,5	87,0	103,0
	47	18,6	10,2	13,5	15,3	2,0	-20,3	-18,0	-4,2
	48	50,3	64,7	59,9	59,1	66,8	96,4	121,3	145,1
49	142,3	155,8	164,9	166,7	203,3	261,8	292,3	317,1	

* Tomadas cujos valores das pressões médias foram obtidos a partir de quadros de piezômetros.

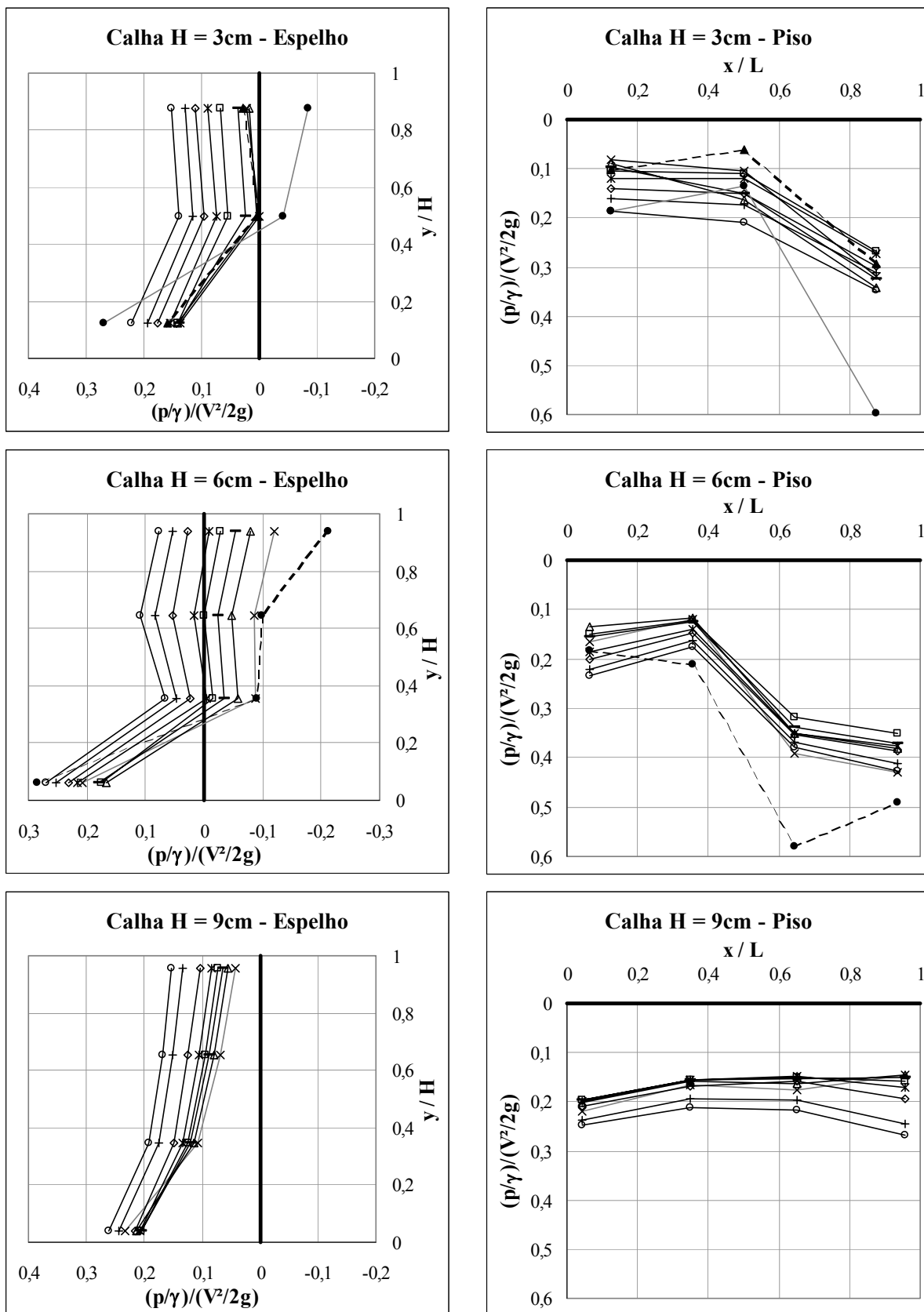
Anexo 25 – Pressões médias adimensionalizadas em função da energia cinética do escoamento (Seção 2).



Fluxo não aerado (linha cheia); Aeração intermitente (linha cinza); Aeração total (linha tracejada).

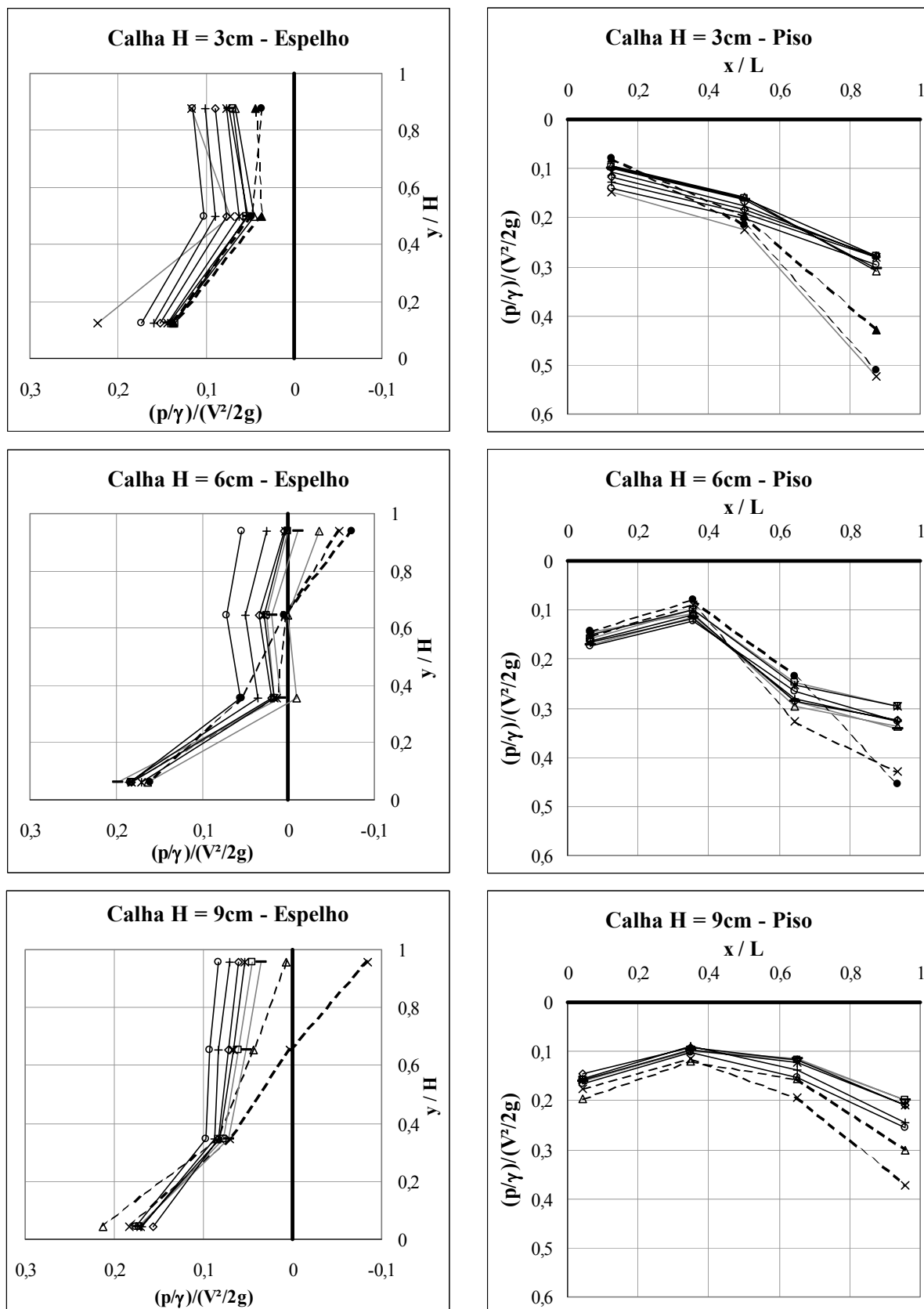
—x—	$q = 0,100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—△—	$q = 0,150 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—■—	$q = 0,200 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—□—	$q = 0,250 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
—*—	$q = 0,325 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—◇—	$q = 0,450 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—+—	$q = 0,575 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—○—	$q = 0,700 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
—●—	$q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—▲—	$q = 0,050 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$				

Anexo 26 – Pressões médias adimensionalizadas em função da energia cinética do escoamento (Seção 3).



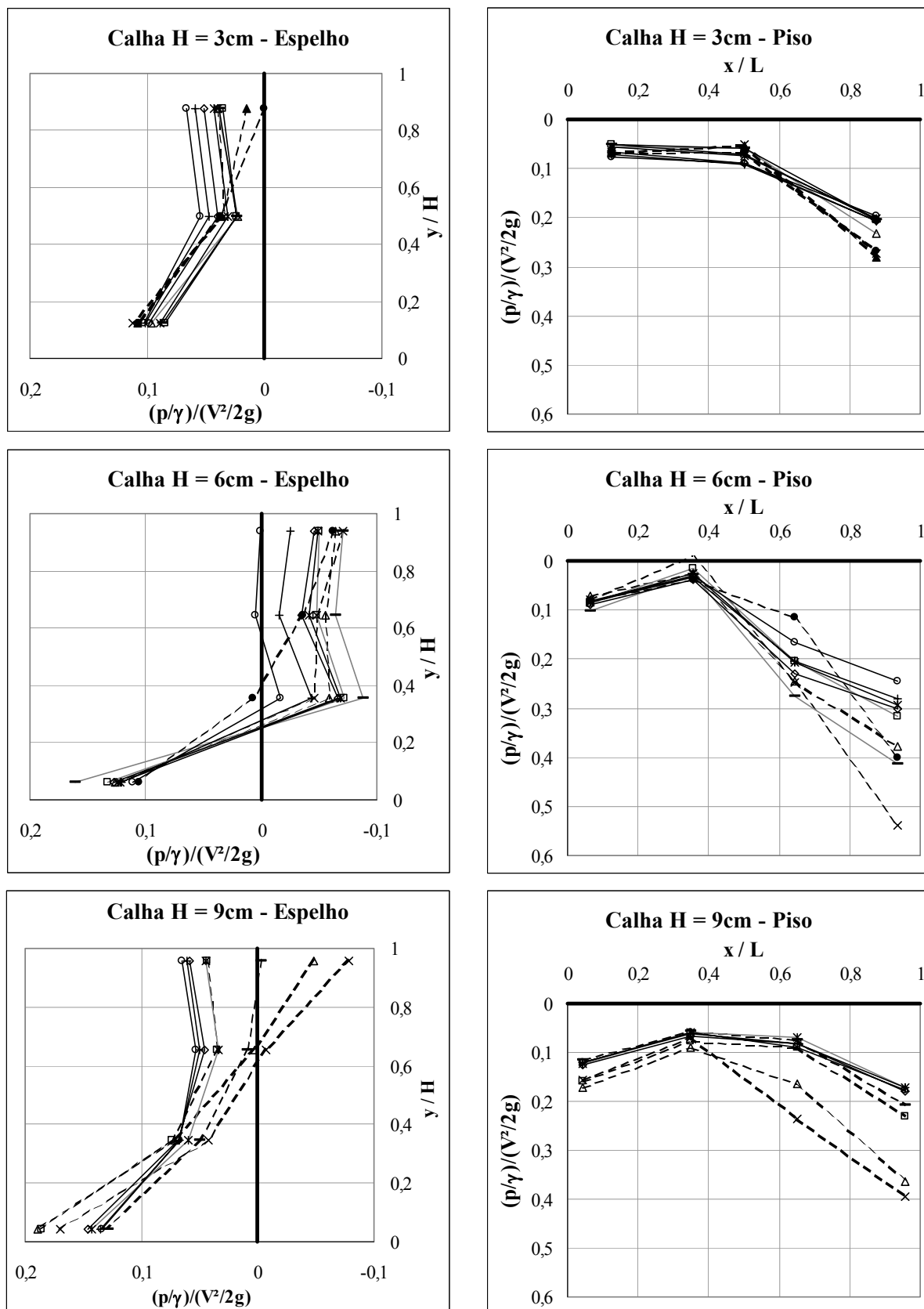
Fluxo não aerado (linha cheia); Aeração intermitente (linha cinza); Aeração total (linha tracejada).

—x—	$q = 0,100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—△—	$q = 0,150 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—■—	$q = 0,200 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—□—	$q = 0,250 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
—*—	$q = 0,325 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—◇—	$q = 0,450 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—+—	$q = 0,575 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—○—	$q = 0,700 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
—●—	$q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—▲—	$q = 0,050 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$				

Anexo 27 – Pressões médias adimensionalizadas em função da energia cinética do escoamento (Seção 4).


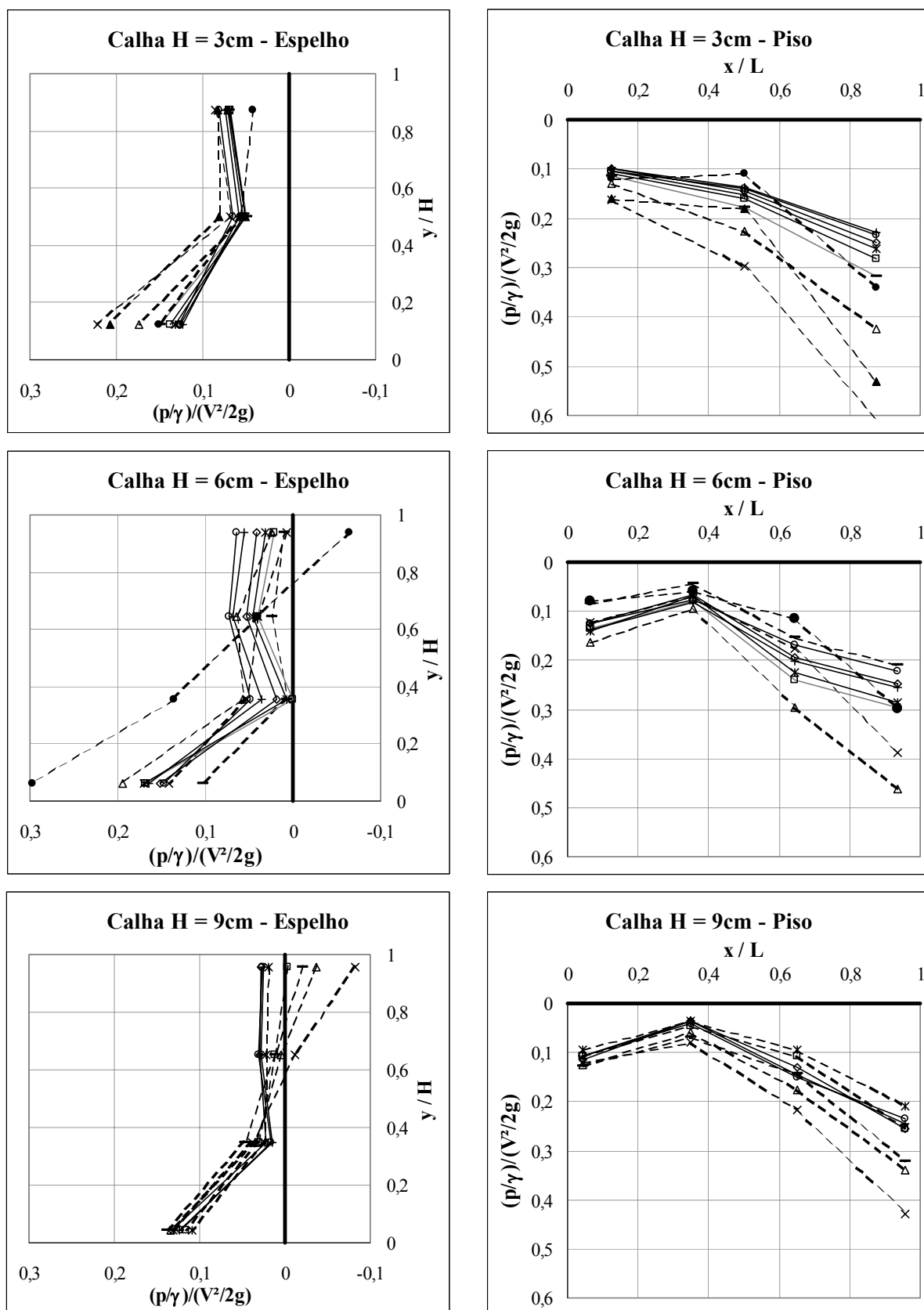
Fluxo não aerado (linha cheia); Aeração intermitente (linha cinza); Aeração total (linha tracejada).

—x—	$q = 0,100\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—△—	$q = 0,150\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—■—	$q = 0,200\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—□—	$q = 0,250\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
—*—	$q = 0,325\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—◇—	$q = 0,450\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—+—	$q = 0,575\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—○—	$q = 0,700\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
—●—	$q = 0,025\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—▲—	$q = 0,050\text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$				

Anexo 28 – Pressões médias adimensionalizadas em função da energia cinética do escoamento (Seção 5).


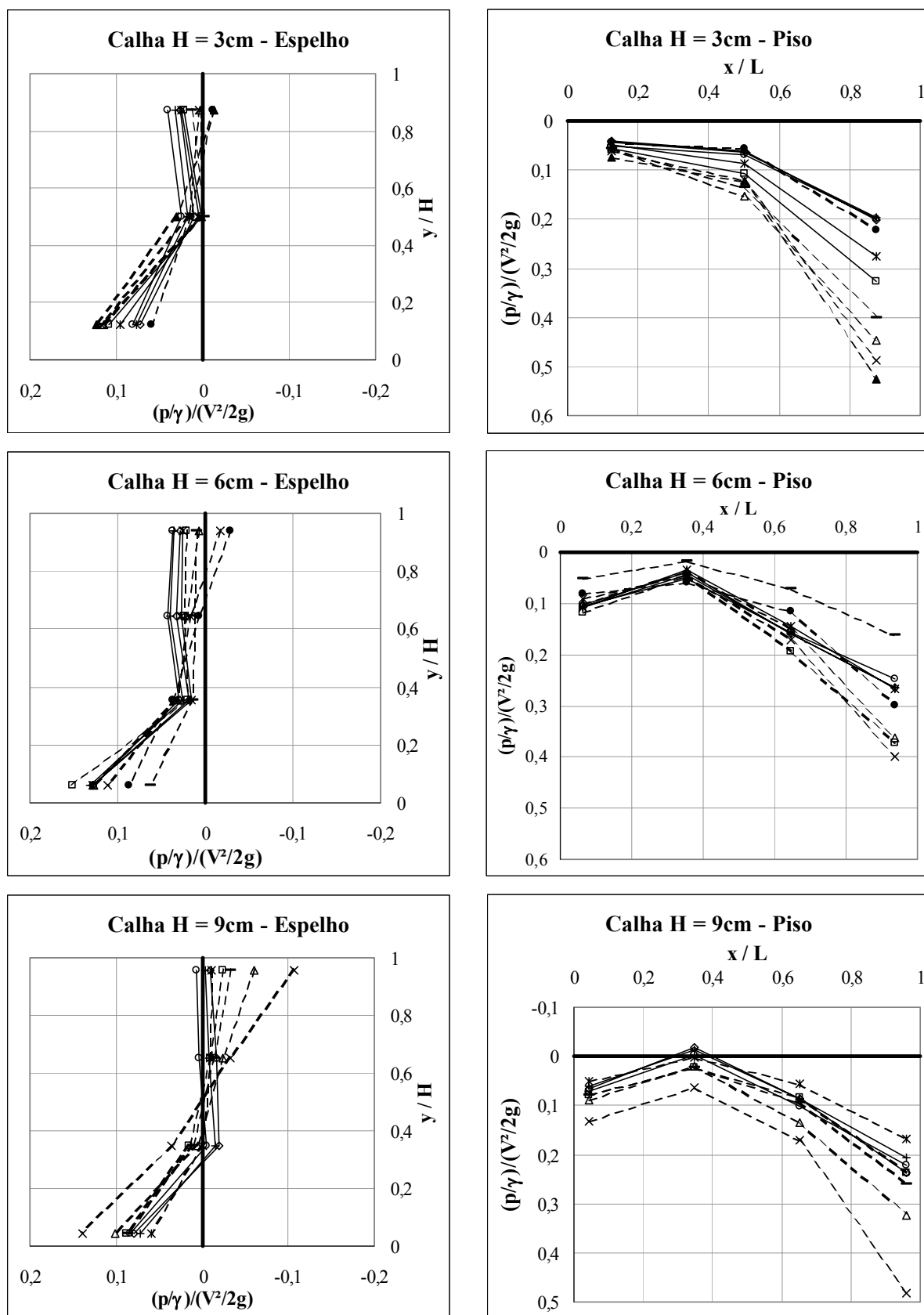
Fluxo não aerado (linha cheia); Aeração intermitente (linha cinza); Aeração total (linha tracejada).

—x—	$q = 0,100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—△—	$q = 0,150 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—■—	$q = 0,200 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—□—	$q = 0,250 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
—*—	$q = 0,325 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—◇—	$q = 0,450 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—+—	$q = 0,575 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—○—	$q = 0,700 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
—●—	$q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—▲—	$q = 0,050 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$				

Anexo 29 – Pressões médias adimensionalizadas em função da energia cinética do escoamento (Seção 6).


Fluxo não aerado (linha cheia); Aeração intermitente (linha cinza); Aeração total (linha tracejada).

—x—	$q = 0,100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—△—	$q = 0,150 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—■—	$q = 0,200 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—□—	$q = 0,250 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
—*—	$q = 0,325 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—◇—	$q = 0,450 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—+—	$q = 0,575 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—○—	$q = 0,700 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
—●—	$q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—▲—	$q = 0,050 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$				

Anexo 30 – Pressões médias adimensionalizadas em função da energia cinética do escoamento (Seção 7).


Fluxo não aerado (linha cheia); Aeração intermitente (linha cinza); Aeração total (linha tracejada).

—x— $q = 0,100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—△— $q = 0,150 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—■— $q = 0,200 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—□— $q = 0,250 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
—*— $q = 0,325 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—◇— $q = 0,450 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—+— $q = 0,575 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—○— $q = 0,700 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
—●— $q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	—▲— $q = 0,050 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$		

Anexo 31 – Especificação técnica dos sensores HYTRONIC utilizados nas medições de pressão (1).

HYTRONIC

I_TM_E
dez 2002

TM - TRANSMISSOR DE PRESSÃO

INSTALAÇÃO

I - Aparafuse ou solde o cabo ao conector fêmea (fios de alimentação e de sinal) seguindo a orientação das figuras abaixo (Conexões Elétricas).

ATENÇÃO :Assegure-se de ter ligado cada fio na sua posição correta.

II - Certifique-se que a rosca no local da instalação está perfeita e é a mesma rosca que a do transmissor. Monte com os cuidados normais, dando o aperto suficiente (use uma chave de 27 mm).

III - Instale o conector fêmea no conector macho existente no transmissor. Aperte o parafuso.

IV - Certifique-se que a alimentação disponível está entre os valores especificados nas Características Técnicas. Atenção: Picos de tensão acima do máximo especificado danificam o transmissor.

V - Verifique que a carga resistiva do transmissor está dentro da seguinte especificação (em W):

para saída em tensão, 3 fios: $RL > 10 \text{ kW}$

para saída em corrente, 2 fios: $RL < [V_b - 9,0] / 0,02 \text{ (W)}$

para saída em corrente, 3 fios: $RL < [V_b - 6,0] / 0,02 \text{ (W)}$, 1kV max.

VI - Verifique que a polaridade esteja correta.

Atenção: O instrumento é fornecido calibrado não sendo necessário nenhum ajuste.

AJUSTES

O instrumento é fornecido calibrado não sendo necessário nenhum ajuste.

Para eventual calibração periódica pode ser executado o procedimento abaixo ou enviado o instrumento para a Hytronic que usualmente presta serviços de calibração rastreados à RBC.

Nunca permita que pessoas não treinadas tentem realizar esta tarefa.

PROCEDIMENTO DE CALIBRAÇÃO

Para ajustar o zero ou o span, retire a base do conector para ter acesso aos trimpots de ajuste. O trimpot da direita permite ajustar o zero e o trimpot da esquerda permite ajustar o span (ver figura).

1 - AJUSTE DO ZERO

Assegure-se que no pórtilo de entrada de pressão é zero. Para ajustar o zero utilize uma chave de fenda de 3 mm e atue no trimpot do lado esquerdo (ver figura) de forma a obter o zero. Girando o trimpot no sentido horário aumenta-se o valor de saída. Girando o trimpot no sentido anti-horário diminui-se o valor da saída.

2 - AJUSTE DO SPAN

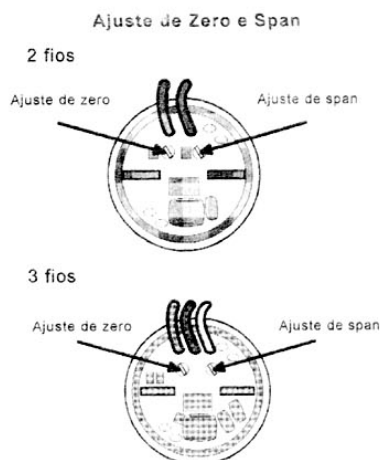
Mantenha a pressão no pórtilo de entrada no valor de fundo de escala com garantia de erro menor que $\pm 0,05\%$ (p/TM25), $\pm 0,02\%$ (p/TM01). Para ajustar o span utilize uma chave de fenda de 3 mm e atue no trimpot do lado direito (como indicado na figura) de forma a obter leitura de saída correspondente ao fundo de escala. Girando o trimpot no sentido horário aument-se o valor do span. Girando o trimpot no sentido anti-horário diminui-se o valor do span. Acertado o span verifique novamente o valor de zero, reajustando-o se necessário.

Repita os passos 1 e 2 até obter valores de zero e span corretos.

Terminados os ajustes recoloque a base do conector.

Se você tiver alguma dificuldade, não hesite em pedir auxílio a nossa assistência técnica pelo fone ou fax. Teremos prazer em auxiliá-lo.

Devido ao constante avanço tecnológico, os produtos HYTRONIC podem receber alterações sem aviso prévio. A HYTRONIC está sempre pronta a esclarecer qualquer dúvida.



HYTRONIC Eng.Ind.Com.Ltda
hytronic@hytronic.com.br

R. Lord Cockrane 320 CEP 04213 005
Fone/Fax (11) 6914 5717 São Paulo - SP

Anexo 31 – Especificação técnica dos sensores HYTRONIC utilizados nas medições de pressão (2).

HYTRONIC

I_TM_E
dez 2002

CONEXÕES ELÉTRICAS

Conector 4 pinos

Conector DIN 43650

Prensa-cabos:

Cor do fio	Função (3fios)	Função (2fios)
Preto	= Aliment. (-)	=(não usado)
Vermelho	= Aliment. (+)	=Positivo (+)
Azul	= Sinal	=Negativo(-)

Outros Conectores:

INSTRUÇÕES ANEXO

ESPECIFICAÇÕES

Faixa de Pressão	(bar)	0.1...0.5	>0.5...2	>2...25	>25...600	>600...1000
Sobrepessão		3 bar	3 x FS *	3 x FS	3 x FS **	1500 bar
Pressão de Colapso	(bar)	>200	>200	>200	>850 **	1500
Exatidão ^(a)	±%FS	±0.5	±0.5	±0.5	±0.5	±1
(opcional)		±0.25	±0.25, ±0.10	±0.25, ±0.10	±0.25, ±0.10	±0.5, ±0.25
Deriva térmico	±%FS					
Zero	0...70°C	0.06	0.03	0.015	0.015	0.015
	25...85°C	0.08	0.04	0.02	0.02	0.02
Span	±%FS					
	0...70°C	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015
	25...85°C	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
Estabilidade longo termo (1 ano)		<4mbar	<4mbar	<0.2%FS	<0.2%FS	<0.2%FS

(a) De conformidade com DIN16086, incluindo histerese e repetibilidade

* min. 3 bar

HYTRONIC Eng.Ind.Com.Ltda
hytronic@hytronic.com.br

R. Lord Cockrane 320 CEP 04213 005
Fone/Fax (11) 6914 5717 São Paulo - SP

Anexo 31 – Especificação técnica dos sensores HYTRONIC utilizados nas medições de pressão (3).

HYTRONIC		I_TM_E dez 2002	
** (max. 850 bar opcional 1500 bar)			
Sinal de Saída	4...20 mA	0...20 mA	0...5 Vcc / 0...10 Vcc
Tipo	Transmissor 2 fios em corrente	Transmissor 3 fios em corrente	Transmissor 3 fios em tensão
Tensão Alimentação	9...33 Vdc	9...33 Vdc	15...33 Vdc
Influência da tensão de alimentação	<0.1%FS	<0.1%FS	<0.1%FS
Diagrama do circuito			
Resistência de carga			RL > 10kOhm

GARANTIA

Todos os produtos HYTRONIC são fabricados seguindo os mais atuais conceitos de Qualidade. Todos os produtos HYTRONIC tem garantia de 1 (um) ano a partir da data da Nota Fiscal, desde que:

- 1 - Seja utilizado corretamente, dentro dos limites de suas características técnicas e de acordo com as instruções.
- 2 - Não tenha sofrido danos mecânicos ou eletrônicos causados por acidentes ou mau uso.
- 3 - Não tenha seus lacres violados.

A assistência Técnica gratuita somente será prestada pela fábrica, localizada na Rua Lord Cockrane, 328 CEP 04 213 - 001, São Paulo - SP.

O frete para conserto e os riscos de transporte do instrumento (ida e volta) serão de responsabilidade do proprietário. Não se inclui na garantia instrumentos :

- com lacres violados.
- que tenham sido desmontados.
- que tenham recebido alterações.
- submetidos a sobrecarga mecânica ou elétrica, ultrapassando os valores de catálogo.
- danificados por instalação mecânica ou eletrônica incorreta.

ASSISTÊNCIA TÉCNICA

O envio de instrumentos para reparos (garantia ou não), ou para calibração periódica ou eventual, deve ser previamente comunicada à HYTRONIC. O departamento de ASSISTÊNCIA TÉCNICA tomará conhecimento da natureza do problema e poderá autorizar a remessa do instrumento. É recomendada a remessa AÉREA para:

HYTRONIC Eng. Ind. e Com. Ltda.
Rua Lord Cockrane 328
CEP 004 213 001- Ipiranga
São Paulo- SP
FONE/ FAX(011) 6914-5717

NOTA

Todas as informações contidas neste manual são particulares do instrumento indicado. Tem por objetivo ajudar o cliente a fazer uso adequado do produto. Estas informações não esgotam o assunto e dúvidas específicas podem e devem ser encaminhadas ao departamento de ASSISTÊNCIA TÉCNICA da HYTRONIC, que terá satisfação em dirimi-las.

ATENÇÃO

Na ocorrência de qualquer tipo de falha não deverá ser tentado fazer o reparo do instrumento: deverá ser imediatamente acionada a ASSISTÊNCIA TÉCNICA que dará recomendações a seguir.

HYTRONIC Eng. Ind. Com. Ltda
hytronic@hytronic.com.br

R. Lord Cockrane 320 CEP 04213 005
Fone/Fax (11) 6914 5717 São Paulo - SP

Anexo 31 – Especificação técnica dos sensores HYTRONIC utilizados nas medições de pressão (4).

HYTRONIC

I_TM_E
dez 2002

MN

MB

2N

2B

RR

G2

D

P

M

C1

C2

M

H


HYTRONIC Eng.Ind.Com.Ltda
hytronic@hytronic.com.br

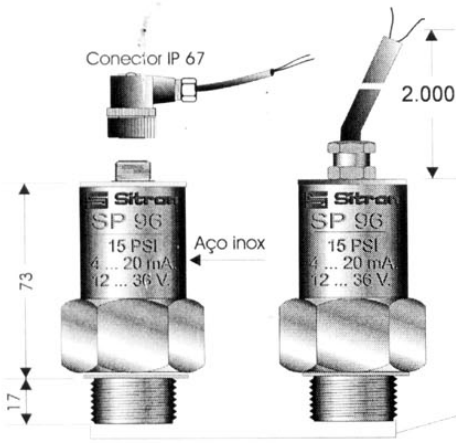
R. Lord Cockrane 320 CEP 04213 005
Fone/Fax (11) 6914 5717 São Paulo - SP

Anexo 32 – Especificação técnica dos sensores SITRON utilizados nas medições de pressão.

Transmissor de Pressão - Eletrônico

SP 96





Conector IP 67

2.000

73

17

Aço inox

15 PSI
4... 20 mA
12... 36 V

1/2 "

 3/4 "

 1 "

 BSP

 NPT

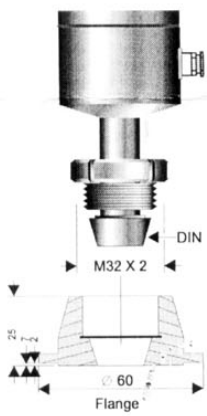
Introdução
Medição de nível e pressão.

Aplicação
Na indústria em geral, Saneamento básico.

* Conexão sanitária

Construção Física
A construção física do SP96 emprega: sensor de pressão termo compensado e circuitos integrados dos mais atualizados, membrana e invólucro de aço inox 316.

SP 96 DIN



M32 X 2


DIN

60

Flange

Conexão DIN

SP 96 TC

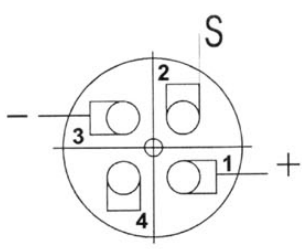


Conexão T C

Características

- * Alimentação: 12-30 Vcc
- * Saída: 0-5 Vcc (3 fios)
- * Linearidade < 0,5 %
- * Temperatura de operação: -10 a +80° C
- * Temperatura de repouso: -40 a +150° C
- * Vibração: 2 g 50 Hz - 500 Hz
- * Choques: 50 g máximo
- * Faixas de medição: 0,1 1.000 bar

Esquema de Ligações



conector

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1961). Aerated Flow in Open Channels. Committee on Air Entrainment in Open Channels, Committee on Hydromechanics. **Journal of Hydraulics Division**. Proceedings of the ASCE, New York, v. 87, n. HY3, p. 73-86.
2. BINDO, M., GAUTIER, J., LACROIX, F. (1993). The Stepped Spillway of M'Bali Dam. **Water Power & Dam Construction**, p. 35-36, January.
3. BOES, R. M. (1999). Physical Model Study on Two-Phase Cascade Flow. **In. Congress IAHR, 28**. Graz, Austria, August.
4. CAMPBELL, F. B.; COX, R. G.; BOYD, M. B. (1965). Boundary Layer Development and Spillway Energy Losses. **Journal of the Hydraulic Division**, ASCE, v. 91, n. HY3, p. 149-163, May.
5. CHAMANI, M. R. e RAJARATNAM, N. (1994). Jet Flow on Stepped Spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 120, n. 2, p. 254-259.
6. CHAMANI, M. R.; RAJARATNAM, N. (1999a). Characteristics of Skimming Flow over Stepped Spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 125, n. 4, p. 361-368, April.
7. CHAMANI, M. R.; RAJARATNAM, N. (1999b). Onset of Skimming Flow on Stepped Spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 125, n. 9, p. 969-971, September.
8. CHANSON, H. (1989). Study of Air Entrainment and Aeration Devices. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, Delft, v. 27, n. 3, p. 301-319.
9. CHANSON, H. (1993). Stepped Spillway Flow and Air Entrainment. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 20, n. 3, p. 422-435, June.
10. CHANSON, H. (1994a). Hydraulics of Skimming Flows over Stepped Channels and Spillways. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, Delft, v. 32, n. 3, p. 445-460.
11. CHANSON, H. (1994b). **Hydraulic Design of Stepped Cascades, Channels, Weirs and Spillways**. Pergamon, Oxford, UK, January, 261 p.
12. CHANSON, H. (1994c). Comparison of Energy Dissipation between Nappe and Skimming Flow Regimes on Stepped Chutes. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, Delft, v. 32, n. 2, p. 213-218.
13. CHANSON, H. (1995). History of Stepped Channels and Spillways: a Rediscovery of the "Wheel". **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 22, n. 2, p. 247-259.

14. CHANSON, H. (1996). Prediction of the Transition Nappe/Skimming Flow on a Stepped Channel. **Journal of Hydraulic Research**, v. 34, n. 3, p. 421-429.
15. CHANSON, H. (2001). Hydraulic Design of Stepped Spillway and Downstream Energy Dissipators. **Dam Engineering**, v. 11, n. 4, p. 205-242.
16. CHANSON, H. (2002). The Hydraulics of Stepped Chutes and Spillways. A. A. Balkema Publishers, Lisse, The Netherlands 384 p.
17. CHANSON, H.; TOOMBES, L. (2002a). Experimental Investigation of Air Entrainment in Transition and Skimming Flows down a Stepped Chute. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 29, p. 145-156.
18. CHANSON, H.; TOOMBES, L. (2002b). Strong Interactions Between Free-surface Aeration and Turbulence in an Open Channel Flow. **Experimental Thermal and Fluid Science**, v. 27, n. 5, p. 525-535.
19. CHANSON, H.; YASUDA, Y.; OHTSU, I. (2002). Flow Resistance in Skimming Flows in Stepped Spillways and its Modelling. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 29, p. 809-819.
20. CHOW, V. T. (1959). **Open Channel Hydraulics**. New York: McGraw-Hill. 680 p.
21. CHRISTODOULOU, G. C. (1993). Energy Dissipation on Stepped Spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 119, p. 644-650.
22. DEGOUTTE, G.; PEYRAS, L.; ROYET, P. (1992). Skimming Flow in Stepped Spillway – Discussion. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 118, n. 1, p. 111-113, January.
23. DIEZ-CASCON, J.; BLANCO, J. L.; REVILLA, J.; GARCIA, R. (1991). Studies on the Hydraulic Behavior of Stepped Spillways. **Water Power & Dam Construction**, Sutton, v. 43, n. 9, p. 22-26, September.
24. ELEVATORSKI, E. A. (1959). Hydraulic Energy Dissipators. McGraw-Hill. 214p.
25. FAEL, C.; PINHEIRO, A. N. (2003). Escoamentos em Quedas Sucessivas. Condições de Ocorrência e Energia Residual. **Associação Portuguesa de Recursos Hídricos**, v. 24, n. 1, p. 39-50.
26. GANGADHARAI AH, T.; LAKSHAMANA RAO, N. S.; SEETHARAMIAH, K. (1970). Inception and Entrainment in Self-Aerated Flows. **ASCE Journal of Hydraulics Division**, v. 96, n. HY7, 1549 – 1565.
27. IGUACEL, C. M.; GARCIA, V. E. (1999). Aliviaderos Escalonados. Comienzo de la Aireación Natural. Disipación de Energia en la Rápida. **Revista Ingeniería Civil**, Centro de Estudos e Técnicas Aplicadas, n. 113, Espanha.

28. LOPARDO, R. A. (1987). Notas sobre Flutuaciones Macroturbulentas de Pression, Medicion, Analisis y Aplicación al Resalto Hidráulico. **Revista Latino Americana de Hidráulica**, v. 2, 109 – 154.
29. MATOS, J. S. G. (2000). Characteristics of Skimming Flow over Stepped Spillways – Discussion. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 126, p. 865-869, November.
30. MATOS, J. S. G.; QUINTELA, A. C. (1995). Descarregadores de Cheias em Degraus: Posição Actual da Avaliação da Dissipação de Energia. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 11., 1995, Recife. **Anais**. Recife: ABRH, 1995. v. 4, p. 65-71.
31. MATOS, J. S. G.; SÁNCHEZ, M.; QUINTELA, A. C.; DOLZ, J. (1999). Characteristic Depth and Pressure Profiles in Skimming Flow over Stepped Spillways. **In. Congress IAHR, 28**. Graz, Austria, August.
32. MONDARDO JUNIOR, M.; FABIANI, A. L. T. (1995). Comparison of Energy Dissipation between Nappe and Skimming Flow Regimes on Stepped Chutes – Discussion. **Journal of Hydraulic Research**, IAHR, Delft, v. 33, n. 1, p. 119-122.
33. OHTSU, I.; YASUDA, Y.; TAKAHASHI, M. (2001). Onset of Skimming Flow on Stepped Spillways – Discussion. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 127, p. 522-524.
34. OLINGER, J. C. (2001). Contribuição ao Estudo da Distribuição de Pressões nos Vertedouros em Degraus. **Tese de Doutorado**, Universidade de São Paulo. São Paulo: USP, 230 p.
35. PEGRAM, G. G. S.; OFFICER, A. K.; MOTTRAM, S. R. (1999). Hydraulics of Skimming Flow on Modeled Stepped Spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 125, n. 5, p. 500-510, May.
36. PEYRAS, L.; ROYET, P.; DEGOUTTE, G. (1992). Flow and Energy Dissipation over Stepped Gabion Weirs. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 118, n. 5, p. 707-717, May.
37. POVH, P. H. (2000). Avaliação da Energia Residual a Jusante de Vertedouros em Degraus com Fluxo em Regime Skimming Flow. **Dissertação de Mestrado**, Universidade Federal do Paraná. Curitiba: UFPR, 141 p.
38. POVH, P. H.; TOZZI, M. J. (2001). Concentração Média de Ar do Escoamento na Base de Vertedouros em Degraus. **XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Aracajú, 18p.
39. RAJARATNAM, N. (1990). Skimming Flow in Stepped Spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 116, n. 4, p. 587-591, April.

40. RAND, W. (1955). Flow Geometry at Straight drop Spillways. **ASCE Journal of Hydraulics Division**, v. 81, n. 791, p. 1-13.
41. RICE, C. E.; KADAVY, K. C. (1996). Model Study of a Roller Compacted Concrete Stepped Spillway. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 122, n. 6, p. 292-297, June.
42. SANAGIOTTO, D. G. (2003). Características do escoamento sobre Vertedouros em Degraus de Declividade 1V:0,75H. **Dissertação de Mestrado**, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 118 p.
43. SORENSEN, R. M. (1985). Stepped Spillway Hydraulic Model Investigation. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 111, n. 12, p. 1461-1472, December.
44. STEPHENSON, D. (1991). Energy Dissipation down Stepped Spillways. **Water Power & Dam Construction**, Sutton, v. 43, n. 9, p. 27-30, September.
45. STRAUB, L. G.; ANDERSON, A. G. (1958). Experiments on Self-aerated Flow in Open Channels. **ASCE Journal of Hydraulics Division**, v. 84, n. HY7, 1890-1 à 1890-35.
46. THE UNIVERSITY OF QUEENSLAND, Brisbane, Austrália, 1999-2003. Contém informações sobre ensino, pesquisa e outras atividades realizadas pelo Dr. Hubert CHANSON. Disponível em <http://www.uq.edu.au/~e2hchans/>.
47. TOZZI, M. J. (1992). Caracterização/Comportamento de Escoamentos em Vertedouros com Paramento em Degraus. **Tese de Doutorado**, Universidade de São Paulo. São Paulo: USP, 302 p.
48. TOZZI, M. J. (1998). Vertedouros em Degraus – Uma boa Alternativa para Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas. **III Seminário Nacional de Concreto Compactado com Rolo**. Foz do Iguaçu, Paraná, p. 82-88.
49. TOZZI, M. J.; BRIGHETTI, G. (1993). Energia Residual no Pé de Vertedouros com Degraus. **Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Recursos Hídricos**. Rio de Janeiro: ABRH, v. 11, n. 2, p.49-61, Dezembro.
50. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAU OF RECLAMATION (1974) **Design of Small Dams**, Water Resources Technical Publication, Washington.
51. WOOD, I. R.; ACKERS, P.; LOVELESS, J. (1983). General Method for Critical Point on Spillways. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, New York, v. 109, n. 2, p. 308-312.
52. YASUDA, Y.; OHTSU, I. (1999). Flow Resistance of Skimming Flow in Stepped Channels. **In. Congress IAHR, 28**. Graz, Austria, August.